84
2g

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

ESTABILIDAD DE TERRACERIAS

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

MAURO ALBERTO LOPEZ AGUILAR

MEXICO, D. F. 1987

UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

INDICE

CAPITULO I

Introducción..... 1

CAPITULO II

Estudios Preliminares en Suelos..... 3

Exploración y Muestreo..... 3

Métodos de Exploración Indirectos o Geofísicos.... 4

Métodos de Exploración Semidirectos..... 5

Métodos de Exploración Directos..... 8

Métodos y Equipos de Perforación..... 12

Criterios de Selección de Métodos de Exploración y Muestreo..... 15

Pozos a Cielo Abierto..... 16

Penetración Estándar..... 19

Tubo de Pared Delgada (Shelby)..... 26

Pruebas de Laboratorio..... 31

Granulometría..... 31

Compactación..... 37

Pruebas de Compactación..... 43

Pruebas Dinámicas. Tipo Próctor..... 43

Pruebas Estáticas. Tipo Porter..... 45

Prueba del Valor Relativo de Soporte (VRS)..... 46

Prueba de Contracción Lineal..... 48

Pruebas de Compresión Triaxial de Resistencia al Esfuerzo Cortante 50

Estados de Consistencia y Límites de Atterberg... 53

Prueba de Densidad Relativa 55

CAPITULO III

Características de Caminos y su Estabilidad

Desmonte 57

Despalme 59

Cortes 60

Terraplenes 62

Préstamos 66

Sub-bases y Bases 68

Revestimiento 70

Características Geométricas 73

Estabilización de Materiales 75

Estabilización por Modificación del Material del Suelo para Protección de la Superficie 75

Drenaje 87

Control de Calidad 113

CAPITULO IV

Estabilidad de Taludes

Talud 116

Mecanismos de Falla 117

Fallas Ligadas a la Estabilidad de las Laderas Naturales 117

Fallas en Taludes 122

Algunos Métodos para Calcular la Estabilidad de Taludes..... 130

Taludes en Arenas Limpias..... 130

Método Sueco o Solución de Fellenius 131

Método Sueco para Suelos Cohesivos..... 131

Método Sueco para Suelos Cohesivo-Friccionantes (Método de las Dovelas)..... 134

Método de Bishop 136

Métodos Correctivos de Fallas en Laderas y Taludes 138

CAPITULO V

Estabilidad de las Excavaciones 146

Ademes 147

Diseño de Ademes 149

Estabilidad del Fondo de la Excavación..... 152

Tablestacas Ancladas o Mamparos 153

CAPITULO VI

Conclusiones 157

Bibliografía 159

CAPITULO I

INTRODUCCION

La seguridad de una masa de tierra contra falla o movimiento es lo que se llama su estabilidad y debe considerarse no sólo en el proyecto de estructuras de tierra sino también en la reparación y corrección de las que han fracasado. Los proyectos de los taludes de los cortes abiertos y la sección transversal de los terraplenes, diques y presas de tierra, están basados principalmente en los estudios de estabilidad, a menos que el proyecto sea tan pequeño que se puedan tolerar las fallas ocasionales. Cuando ocurren los fracasos, ya sean deslizamientos o corrimientos, o hundimientos, es necesario hacer estudios de estabilidad para determinar la causa de la fallá y poder indicar su corrección y el mejor método para prevenir dificultades futuras.

Debido a la alta frecuencia con que se presentan las fallas en terracerías se desarrolla este trabajo, cuyo objetivo principal es proporcionar una ayuda práctica al ingeniero supervisor de cualquier obra de terracerías, por lo que se trata de presentar de una manera objetiva y clara, abarcando de la mayor manera posible los problemas que se presentan, así como sus probables soluciones, teniendo muy en cuenta que sólo nos dará una idea cercana de la solución, para posteriormente abundar en su estudio.

Este trabajo consta fundamentalmente de cuatro capítulos, en donde el primer capítulo trata de una manera general, las principales técnicas de exploración y muestreo, así como sus recomendaciones de uso y los cuidados a que están sujetas y, principalmente, el suelo en el que cada tipo de prueba es aplicable.

En el capítulo siguiente, referente a caminos, se presenta, en primera instancia, un esbozo de lo que son en general los caminos, con el objeto de dar a conocer su clasificación y sus características más sobresalientes, para, posteriormente, realizar un análisis detallado de la mayor parte de las fallas que se pudieran presentar, así como sus posibles soluciones, haciendo énfasis en los problemas referentes al drenaje, ya que este es uno de los principales factores que se hace necesario controlar para que dichas obras funcionen convenientemente durante su vida útil.

En seguida se realiza un estudio de la estabilidad de los taludes, estudio considerado de gran importancia ya que dichas obras se presentan en la totalidad de las construcciones de terracerías, además de su gran importancia desde dos principales puntos de vista: el referente al costo, debido a los grandes volúmenes de tierra que se mueven, y el referente al alto riesgo que puede presentar una falla de un talud ya que tienen una gran área de influencia y suelen ser de carácter catastrófico.

Para finalizar este trabajo se hace una breve exposición de la estabilidad de las excavaciones, dando en primer lugar una brave explicación sobre las excavaciones y, obviamente, de las estructuras utilizadas en la estabilidad de éstas, desde su elección hasta el cálculo de las fuerzas de proyecto.

CAPITULO II

ESTUDIOS PRELIMINARES EN SUELOS

II.1 Exploración y muestreo.

Para establecer las características y condiciones de operación de una obra de terracerías resulta absolutamente necesario el conocimiento de las propiedades del suelo, así como su estratigrafía, en el caso de taludes; tanto para un buen proyectista como para un buen supervisor o residente de obra. Dicho conocimiento se puede adquirir mediante una vasta experiencia en el ramo; aunque resulta mucho más confiable un estudio a través de la exploración, de la toma de muestras y su estudio en laboratorio mediante pruebas preestablecidas tanto teóricas como prácticas.

Este estudio se inicia con la recopilación de la información física disponible sobre Topografía, Geología, y datos sobre el comportamiento de estructuras existentes en la zona de estudio.

Dependiendo de la obra a realizar, se utilizarán en el estudio fotografías aéreas, planos topográficos, cartas geológicas, así como investigaciones existentes de la mecánica de suelos del lugar.

Se deberán identificar también, las estructuras geológicas, la localización de fallas, fracturas, fisuras y rellenos; así como una clasificación de rocas y suelos.

Para la exploración del suelo existen diversos métodos aplicables según el tipo e importancia de la obra, y que se encuentran clasificados de acuerdo a la naturaleza de los mismos, así como de la manera en que mediante su aplicación nos proporcionan datos físicos.

Clasificación de los Métodos de Exploración.

1.- Métodos de exploración indirectos.

2.- Métodos de exploración semidirectos.

3.- Métodos de exploración directos.

1.- Métodos de exploración indirectos o geofísicos.

Estos métodos recurren a la transmisión de ondas sísmicas y de la resistividad eléctrica del suelo, empleando para ello equipos portátiles. Estos métodos son aplicables en la exploración de áreas extensas, y permiten definir la estratigrafía y por correlaciones de resistividades o de velocidades se infiere el tipo de suelo o roca en cada estrato del lugar; aumentando la confiabilidad del estudio mediante la realización de, por lo menos, un sondeo con obtención de muestras.

El primero de éstos métodos es el método geosísmico de refracción, que consiste en medir el tiempo requerido para que las ondas sísmicas viajen del punto en que se originan, mediante el impacto de un martillo pesado o una pequeña explosión, a los detectores o geófonos colocados en línea, que recogen la señal de llegada y la envían al aparato registrador.

Este método requiere de un mecanismo de generación de ondas sísmicas, que puede ser un martillo pesado, que golpea una placa asentada en la superficie y opera simultáneamente un microinterruptor conectado al registrador para indicar el inicio de la prueba. El martillo se usa para estudios a poca profundidad (10 m). Para estudios a mayor profundidad la onda se genera con la explosión de una pequeña carga de dinamita colocada en una perforación somera (menor de un metro) con detonador instantáneo, también conectado al registrador.

Este método es aplicable sólo en medios sobre el nivel freático y cuando las velocidades en cada estrato se incrementan con la profundidad.

El otro de estos métodos es el método de resistividad eléctrica cuyo objeto principal es medir las resistividades aparentes de cada estrato induciendo un campo eléctrico en el sitio en estudio. Este método tiene ventajas sobre el geosísmico ya que puede emplearse abajo del nivel freático y localizar fácilmente cavernas y estratos blandos que no se identifican con el geosísmico;por ello ambos métodos se complementan.

Con este método y empleando equipos portátiles es posible explorar hasta profundidades de 300m;la información que se puede obtener es la estratigrafía, la posición del nivel freático y por correlación con la resistividad se puede inferir el tipo de material de cada estrato.

2.- Metodos de exploración semidirectos.

Consisten en realizar pruebas directamente en el campo para la estimación de las propiedades de los suelos a partir de métodos y correlaciones empíricas.

Los métodos semidirectos consisten en el hincado de un penetrómetro con la posibilidad de obtención de muestras, para determinar la resistencia al corte de los suelos, y directamente o de manera indirecta deducir la estratigrafía, dependiendo del método o penetrómetro utilizado.

Las pruebas de penetración se encuentran clasificadas según el procedimiento de hincado del penetrómetro, que puede realizarse a presión, por medios dinámicos y de presión-percusión.

-Pruebas de penetración a presión:

Consisten en hincar un cono de acero a presión en el subsuelo para determinar su resistencia a la penetración a distintas profundidades.

Se han desarrollado dos tipos de penetrómetros de presión, diferen-

ciándose en que operan con tubería doble o sencilla. Los penetrómetros de tubería sencilla miden la fuerza necesaria para vencer la resistencia de punta y la fricción lateral total; los de tubería doble permiten diferenciar la resistencia de punta de la de fricción.

Se han construído numerosos penetrómetros de presión, y de entre ellos el penetrómetro holandés es el que más se ha difundido y para el que se tienen correlaciones mas confiables.

--Penetrómetro Holandés.

El penetrómetro holandés de cono es un penetrómetro de presión de tubería doble con una funda deslizante para determinar la fricción lateral (Fs) y la resistencia total de punta (Qc) independientemente. El campo de aplicación mas extendido para este penetrómetro son las arenas, para las que se han desarrollado criterios confiables de interpretación, aunque se usa también en arcillas.

- Pruebas de Penetración Dinámica.

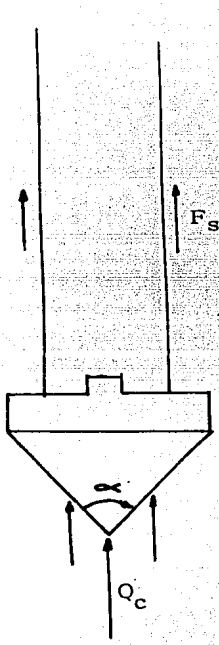
Las pruebas de penetración dinámica consisten en hincar un cono de acero, colocado en el extremo inferior de una columna de barras mediante impactos de una masa.

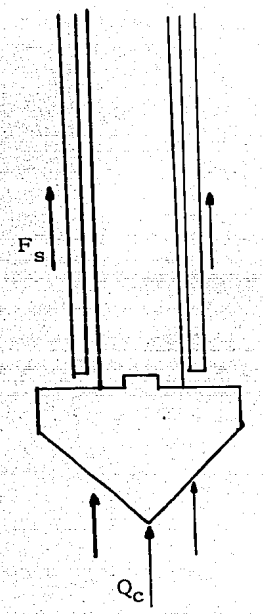
La resistencia a la penetración, representada por el número de golpes necesario para hincar el penetrómetro una longitud fija con una energía establecida previamente, se correlaciona con la resistencia al corte de los suelos.

Dentro de este tipo de pruebas se encuentran las siguientes:

-- Prueba de Penetración Sermes.

Esta prueba consiste en hincar un cono de acero con una columna de





F_s = Resistencia a la fricción lateral.

Q_c = Resistencia de punta.

PENETROMETROS DE PRESION

tubos y un martinete de operación neumática. El penetrómetro Sermes puede realizar un sondeo de 25m en 2 horas por la rapidez del martinete y la facilidad de operación.

En condiciones estratigráficas inestables y que provoquen fricción en los tubos, la prueba conduce a resultados poco confiables; en estos casos se deberá inyectar lodo bentonítico para reducir la fricción, utilizando una bomba de émbolo de operación manual.

El campo de aplicación en que su información es mas confiable es en arenas, aunque se dispone también de experiencias en arcillas.

--Prueba de Penetración Estándar.

El penetrómetro estándar consiste en un tubo muestreador que se hinca a percusión y rescata muestras alteradas para identificar los suelos y realizar pruebas índice; el número de golpes necesario para hincarlo se correlaciona con la resistencia al corte del suelo.

El campo de aplicación de este penetrómetro es en materiales granulares finos, pero también se emplea en suelos cohesivos. El equipo necesario para realizar la prueba incluye un malacate ligero y tuberías de perforación.

3.-Métodos de exploración directos.

Dichos métodosse ocupan o tratan de obtener muestras del suelo para, posteriormente, ser sometidas a pruebas de laboratorio. Dichas muestras pueden ser representativas alteradas o inalteradas, según la exploración realizada.

-Muestreo Alterado.

La obtención de muestras representativas alteradas de un sitio permite definir su estratigrafía y determinar, en el laboratorio, sus

propiedades índice para clasificar los suelos encontrados;pueden hacerse también pruebas mecánicas en muestras compactadas.

Las muestras alteradas se pueden obtener manualmente de pozos a cielo abierto, cortes y zanjas;en caso de que se requieran alcanzar profundidades en que los métodos manuales sean ineficientes se utiliza una máquina de perforación y se obtienen muestras a percusión.

Los sondeos alterados se realizarán con propósitos diversos: como parte de una exploración preliminar;para obtener muestras y correlacionar su clasificación con resultados de estudios geofísicos y pruebas de penetración;como parte del programa de sondeos de un área grande y frecuentemente se emplean para obtener muestras de bancos de préstamo de materiales.

--Métodos Manuales.

. Para la obtención de muestras representativas alteradas de pozos a cielo abierto, cortes y zanjas, se emplea herramienta manual o maquinaria para hacer la excavación.

La exploración mediante pozos a cielo abierto es un procedimiento que con la profundidad se hace muy lento y costoso;la profundidad máxima a la que usualmente se hacen es de 15m, cuando el abatimiento del nivel freático es factible;en materiales muy permeables llega a ser excesivamente costoso.

Se pueden obtener muestras representativas alteradas también con herramientas manuales de perforación como la pala posteadora y las brocas helicoidales.

La profundidad máxima que se puede alcanzar con dichas herramientas es de 10m.

--Muestreo a Percusión.

Se requiere una máquina perforadora que permita alcanzar mayores profundidades que con herramientas manuales. La perforación puede hacerse con alguno de los métodos anteriormente descritos, aunque para obtener muestras representativas alteradas se usa generalmente el penetrómetro estándar.

-Muestreo Inalterado.

Los objetivos que se buscan con un sondeo inalterado son:

Definir la estratigrafía del sitio y obtener muestras que conserven la estructura del suelo (muestras inalteradas) para realizar con ellas pruebas mecánicas que permitan interpretar su comportamiento bajo las condiciones de trabajo que se impondrán. La extracción de muestras inalteradas se puede hacer con métodos manuales o con muestreadores adecuados a las diferentes condiciones que pueden presentarse.

--Métodos Manuales.

Estos métodos consisten en labrar muestras cúbicas en pozos a cielo abierto, cortes o zanjas, con herramienta manual. Las muestras así obtenidas pueden ser las de menor alteración posible si la operación se hace correctamente pero el método es poco aplicado por su baja eficiencia y costo elevado.

Dichos métodos se pueden aplicar en suelos finos; en los granulares se puede sólo en aquellos que tengan un contenido de finos que les impongan una pequeña cohesión; aplicables también en profundidades de hasta 10m.

--Tubo de Pared Delgada (Shelby).

El tubo de pared delgada, conocido también como tubo Shelby, se hinca a presión en el suelo para recuperar muestras relativamente inalteradas. Este muestreador es el de uso mas difundido para el muestreo de suelos finos, blandos o semiduros, y opera tanto arriba como abajo del nivel freático.

--Muestreador Denison.

El muestreador tipo Denison consiste en dos tubos concéntricos; en el tubo interior que se hinca a presión, se rescata la muestra de suelo, mientras que el exterior, con la broca de corte en su extremo, gira y corta el suelo del derredor.

Para operar este muestreador se requiere fluído de perforación, que se hace circular entre ambos tubos.

--Muestreador Pitcher.

Este muestreador es similar al Denison, excepto porque la posición del tubo interior se regula con un resorte axial; mientras que el exterior, con la broca de corte en su extremo, gira y corta el suelo del derredor.

Su operación requiere también la inyección de un fluído de perforación. Este muestreador es adecuado en suelos con diferentes espesores y durezas en sus estratos.

--Muestreador de Pistón Libre.

Los muestreadores se clasifican en: de pistón libre, pistón retráctil y de pistón fijo; los dos últimos requieren tubería doble concéntrica para su operación, lo que los hace poco eficientes comparativamente con el de pistón libre que sólo requiere tubería simple. El campo de

aplicación de los muestreadores de pistón está en los suelos muy blandos, en los que fácilmente se pueden perder las muestras cuando se utilizan tubos de pared delgada, por la presión que ejerce sobre ellas el fluído de perforación que queda en el muestreador y que con el muestreador de pistón libre se elimina formándose vacío.

--Tubo Rotatorio Dentado.

Este muestreador es un tubo de pared delgada con dientes de sierra que opera a rotación;su desarrollo es muy reciente y aún no se tienen suficientes experiencias que permitan conocer su rango de aplicación, básicamente funciona en suelos en los que el Denison y el Pitcher son adecuados;la ventaja sobre éstos muestreadores es su simplicidad de operación y bajo costo.

--BarrilesMuestreadores

El muestreo en suelos muy duros y rocas se realiza con barriles muestreadores que tienen broca de insertos de carburo de tungsteno o de diamantes industriales. Los barriles muestreadores se pueden clasificar en: barril sencillo, rígido y doble giratorio. Este último es el mas confiable para obtener muestras de buena calidad, consta de dos tubos concentricos montados en una cabeza con baleros que permiten que el tubo interior permanezca sin girar.

METODOS Y EQUIPOS DE PERFORACION

La obtención de muestras del subsuelo requiere la realización de perforaciones para introducir los muestreadores hasta la profundidad deseada;las perforaciones se usan también para realizar pruebas in situ de permeabilidad y de veleta o para colocar instrumentos. Generalmente las perforaciones son verticales, ocasionalmente inclinadas y raramente horizontales.

Las perforaciones en geotecnia pueden hacerse con máquinas perforadoras obteniéndose perforaciones de diámetro no mayor de 15 cm, o pueden hacerse pozos a cielo abierto con maquinaria o manualmente.

-Pozos a Cielo Abierto.

La excavación se realiza con pico y pala extrayendo el material cortado con un bote operado con una polea;dicha excavación será de forma cuadrada de 1.5m de lado, con una profundidad normalmente menor de 10m.

-Perforación por Lavado.

Consiste en perforar con una columna de tubos que lleva en la parte inferior un trépano en forma de punta, cincel o cruz con orificios que permiten la salida del fluído de perforación.

Este procedimiento de perforación es aplicable en arenas con pocas gravas y en suelos cohesivos abajo del nivel freático;en suelos inestables se puede utilizar ademe metálico o lodo para mantener las paredes de la perforación.

-Perforación a Rotación en Seco.

Consiste en perforar con barras helicoidales, que transportan el material cortado a la superficie mediante la misma hélice. Una variante es el ademe espiral, cuya columna está formada con tubos que permiten introducir muestreadores como el penetrómetro estándar o el tubo Shelby.

Este método es recomendable en suelos expansivos y suelos cohesivos arriba del nivel freático.

-Perforación a Rotación con Agua o Lodo.

Consiste en perforar mediante una columna de tubos en cuya parte inferior lleva una broca triconica o una broca Drag.

Para entriar la broca y arrastrar el material cortado a la superficie se inyecta agua o lodo.

El método de rotación con agua o lodo es aplicable a todo tipo le suelo;en suelos granulares se utilizan lodos densos.

-Perforación Mixta.

Consiste en perforar con el ademe espiral ya descrito, arriba del nivel freático y luego, usando el método de lavado o rotación, por debajo del nivel freatico sin retirar el ademe espiral, es decir, introduciendo los tubos de perforación y la herramienta de corte una vez que se ha sacado la varilla central con la cabeza de corte del ademe helicoidal. Si la parte de la excavación hecha con lavado o rotación es inestable, se baja el ademe espiral y se prosigue la perforación. Alcanzando el nivel de muestreo se saca la herramienta de corte y se introduce en su lugar el muestreador adecuado.

A continuación se muestra una tabla en la que de una manera sumamente práctica basada en el tipo de suelo del área obtenido por simple observación directa, se puede decidir por el método de exploración y muestreo mas apropiado sin gran posibilidad de error, y haciendo notar que para la generalidad de los casos, y, especialmente para el caso de las terracerías, los métodos mas usuales son: los pozos a cielo abierto así como el penetrómetro estándar y el tubo Shelby, por lo que inmediatamente después se efectúa un estudio detallado de estos metodos.

CRITERIO DE SELECCION DE METODOS DE EXPLORACION

Y MUESTREO

TIPO DE SUELO		Método de Perforación								Sondeo de Exploración		Muestreo Inalterado							
		Pozo a Cielo Abierto (zanja)		Lavado con Agua		Rotación con Agua		Rotación con Lodo		Rotación con Lodo		Rotación en Seco		Penetrómetro Estándar		Penetrómetro Holandés		Muestreador de Pistón	
Arriba del Nivel Freático	Suelos Finos (con arena y grava)			R		P		P	R	R									
	Suelos Expansivos			R					P										
	Arenas con Finos			R		P		P	R	A	R								
	Arenas con Grava			R		P		P	R	A	R								
	Suelos Finos muy Duros						R												
Abajo del Nivel Freático	Suelos Finos muy Blandos	P	A	R	A	R	R	R	R	R	A							R	R
	Suelos Finos Duros a muy Duros	P			A	R	R	R	R	R	A							R	R
	Arenas Finas Sueltas			R		R	P	R	P	A	R							R	R
	Arenas Compactas	A	A	R	A	R	A	R	A	A	R								
	Suelos Orgánicos			R		R	A											R	R
	Arenas con Grava	P		A		R	R			A	R								

		Muestreador Denison		Muestreador Pitcher		Tubo de Pared Delgada		Tubo Rotatorio		Muestras Cúbicas (labradas)	
Arriba del Nivel Freático	Suelos Finos (con arena y grava)	A							R		
	Suelos Expansivos							A	R		
	Arenas con Finos	A						R			
	Arenas con Grava										
	Suelos Finos muy Duros	A						R			
Abajo del Nivel Freático	Suelos Finos muy Blandos								R		
	Suelos Finos Duros a muy Duros		R	R				R	R		
	Arenas Finas Sueltas								A		
	Arenas Compactas	A	A					A			
	Suelos Orgánicos		A								
	Arenas con Grava										

R = Recomendable
A = Aceptable
P = Poco Aceptable

-Pozos a Cielo Abierto.

Son las excavaciones de acceso a la zona de la que interesa extraer muestras inalteradas o alteradas y que además permiten observar la estratigrafía y materiales del sitio.

La profundidad del pozo no será mayor de 10m, excavándolos en sección cuadrada de 1.5m de lado.

Los pozos a cielo abierto excavados en materiales poco estables, deberán ademarse con marcos estructurales de madera y cuando se excaven mas abajo del nivel freático del sitio deberá instalarse un sistema de bombeo para extraer el agua.

Esta técnica puede aplicarse a todos los tipos de suelos, aunque resulta más eficiente en suelos cohesivos, y presenta mayores dificultades en suelos granulares.

Las excavaciones se pueden realizar utilizando herramientas de mano como: palas, picos y barretas; para sacar el material de los pozos se utiliza un bote con cable de manila que se jala manualmente o con un pequeño malacate.

Se pueden hacer los pozos con máquinas rotatorias capaces de hacer perforaciones de 0.8 a 1.0m de diámetro; en cuanto a las zanjas, hacerlas con máquinas retroexcavadoras resulta eficiente. Si los pozos a cielo abierto requieren ademe, lo más adecuado es hacerlo con marcos de madera.

En caso de que el pozo se realice en un suelo cohesivo-friccionante, se puede considerar que la profundidad máxima a la que podría

llevarse un corte vertical sin utilizar ademe es:

$$z_{max} = \frac{4c}{\gamma\sqrt{Ka}}$$

donde:

z_{max} = Profundidad máxima del corte vertical sin utilizar ademe en suelos cohesivo-triccionantes, cm.

c = Cohesión del material, Kg/cm^2

γ = Peso volumétrico de la arcilla, Kg/cm^3

K_a = Coeficiente de empuje de tierras activo según Rankine.

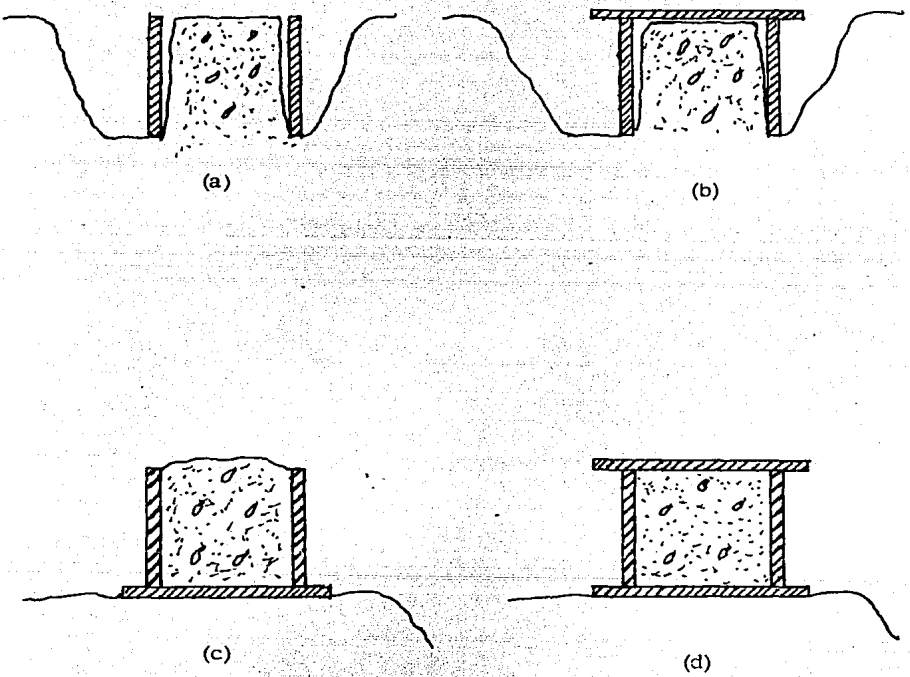
El coeficiente de empuje de tierras activo según Rankine se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$K_a = \tan^2(45 - \phi/2)$$

donde:

ϕ = Angulo de fricción interna del suelo.

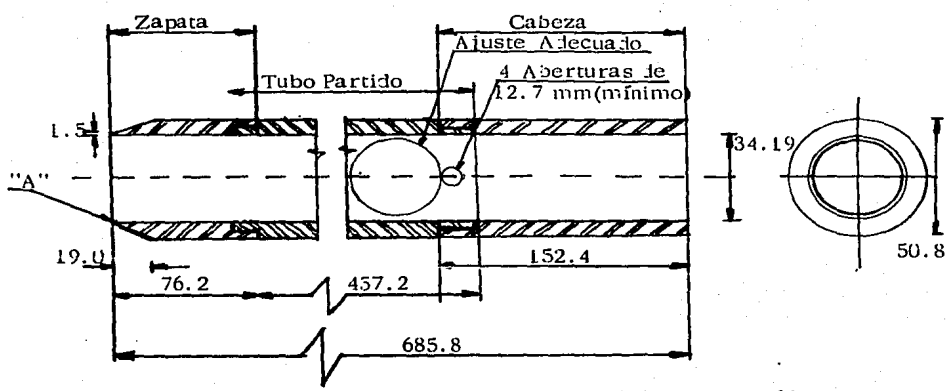
Hecha la excavación, se limpia y nivela el terreno en un área de unos 50cm de diámetro, luego se marca la sección deseada y se labran los lados de la muestra; si el suelo es muy blando se cubre la muestra con manta de cielo o con una caja; luego se proteje la muestra con parafina y brea (20% brea) y finalmente se recorta su base y se cubre con la misma mezcla.



PROCEDIMIENTO DE OBTENCION DE MUESTRAS CUBICAS

-Penetración Estándar.

El penetrómetro estándar debe tener las siguientes dimensiones:



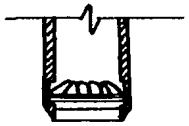
Acotaciones en milímetros.

-El tubo partido puede ser de 38.1mm de diámetro interior para introducir un forro de 1.5mm de espesor.

-Se permite el uso de trampas de paso.

-Las aristas en "A" deben estar ligeramente redondeadas.

La zapata debe ser de acero endurecido y debe sustituirse cuando pierda su filo. El tubo interior puede ser partido o entero, en cuyo caso se identifica como tubo liso, y debe tener las mismas dimensiones. La válvula de la cabeza permite la salida del azolve durante el proceso de hincado y evita que la muestra salga del penetrómetro durante la extracción. Se puede integrar en el muestreador una canastilla o trampa para retener las muestras de arena suelta, como se muestra en la siguiente figura:



TRAMPA DE PASO

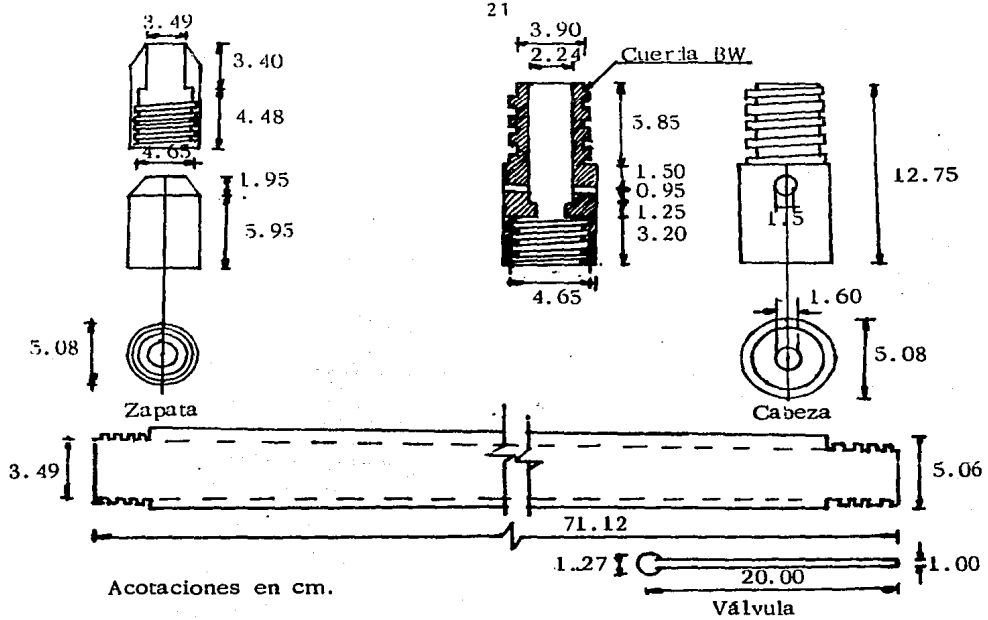
El equipo de hincado consta de una masa golpeadora de acero de 64 Kg guiada con una barra de 19mm de diámetro. El diámetro de la masa golpeadora es generalmente de 15cm.

La energía se transmite al penetrómetro mediante una cabeza de golpeo y tubos de diámetro mínimo AW (4.44cm)#.

Para evitar flambeo excesivo de la columna de tubos de perforación en sondeos que lleguen a profundidades mayores de 15m, es recomendable utilizar barras de mayor diámetro BW (5.40cm)# y NW (6.67cm)#.

En la siguiente figura se muestra un penetrómetro que cumple con las condiciones geométricas convencionales; la válvula esférica tiene soldada una barra de 20cm de longitud que permite una mayor libertad de operación ya que permite introducir el penetrómetro sin válvula y lavar inyectando agua a través de la tubería y penetrómetro; después se deja caer la válvula hasta su posición y se realiza la prueba. De esta manera se asegura la limpieza de la perforación.

El penetrómetro se hinca en el fondo de una perforación hecha con el procedimiento y equipo que aseguren el mínimo de azolves en el fondo y la estabilidad de las paredes de la perforación. Se puede emplear ademe metálico en suelos poco estables o bien recurrir al uso de lodos de perforación. El diámetro mínimo de la perforación es de 7.5cm.



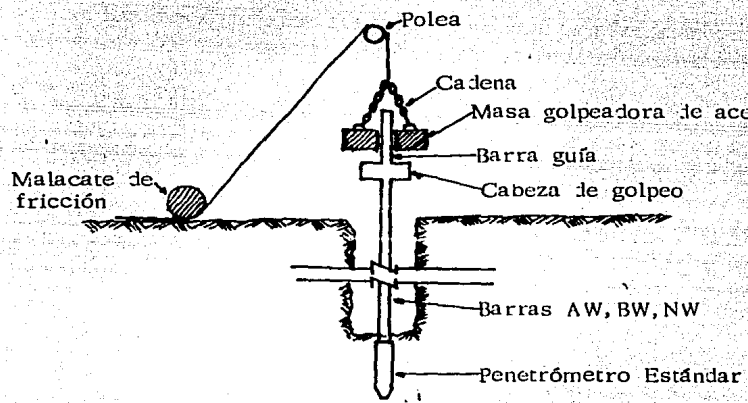
PENETROMETRO ESTANDAR

La prueba de penetración consiste en hincar el penetrómetro estándar 45cm empleando una masa de 64Kg con caída libre de 75± 1cm, contando el número de golpes para 3 segmentos de 15cm.

Se define la resistencia a la penetración como el número de golpes en los últimos 30cm. Si el penetrómetro no se puede hincar los 45cm, la prueba se suspende cuando se han alcanzado 100 golpes y por extrapolación se deduce el número de golpes N. La intención de no considerar los primeros 15cm es evitar la zona de alteración que se produce por la perforación. El control de la profundidad de hincado se hace marcando señales en las barras de perforación con referencia a un punto fijo.

La masa metálica de 64Kg se levanta con un cable de manila de

19mm y un malacate de fricción (cabeza de gato) cuidando que el cable sólo de una vuelta en el malacate, para evitar que trene la caída de la masa.



PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR

El nivel de agua o lodo debe mantenerse constante para evitar que ocurra flujo;en caso de presentarse artesianismo, si es posible, se debe colocar un tubo boquilla para levantar el nivel del agua y evitar el flujo. El movimiento de las barras al introducirlas y sacarlas de la perforación debe ser uniforme y lento para evitar que se produzca succión en el fondo. En particular debe vigilarse esto en arenas ya que los resultados pueden fácilmente alterarse por estos fenómenos. No se deben emplear brocas de chitlón de descarga por la base.

Estas pruebas deben realizarse en cada estrato significativo;si el espesor de éste es considerable, se deben hacer varias determinaciones en cuanto a la frecuencia del muestreo.

Una vez hincado el penetrómetro los 45cm, se sube a la superficie y se extrae la muestra de él. La muestra se debe clasificar de acuerdo con el criterio de campo del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) y se debe describir con símbolos y con los adjetivos más precisos, si es preciso se utilizan notas aclaratorias.

El registro de campo que se utiliza para realizar estas pruebas, incluye la información general del sondeo, el número de golpes de cada prueba así como su profundidad, la clasificación de los suelos, información complementaria e incluye varios renglones de notas para agrgar todo lo que sea imprevisto y significativo, como lo es el tipo de lodo empleado, pérdidas de fluído, artesianismo, etc.

MEDIDAS DE LAS BARRAS MAS USUALES

Barra	Øe		Øi		Øc		Peso Kg/lOtt	Cuerdas por Pulgada
	in	mm	in	mm	in	mm		
EW	1 3/8	34.9	7/8	22.2	7/16	12.7	14.0	3
AW	1 23/32	44.4	1 7/32	30.9	5/8	15.9	19.9	3
BW	2 1/8	54.0	1 3/4	44.5	3/4	19.0	19.0	3
NW	2 5/8	66.7	2 1/4	57.2	1 3/8	34.9	24.5	3

Øe = Diámetro Exterior.

Øi = Diámetro Interior.

Øc = Diámetro Interior del Cople.

Con la información obtenida de dicha prueba en el campo, se elabora una grática de número de golpes contra profundidad de penetración, cuya forma y clasificación de los suelos permiten conocer la estratigrafía del sitio; para calificar la consistencia de los suelos cohesivos o la compacidad de los suelos granulares se recurre a correlaciones empíricas.

La correlación entre la resistencia a la penetración estándar representada por N, y la consistencia de suelos cohesivos se muestra en la siguiente tabla:

RELACION ENTRE EL NUMERO DE GOLPES EN PENETRACION ESTANDAR, LA CONSISTENCIA DE LA ARCILLA Y SU RESISTENCIA A COMPRESION SIMPLE.#

Consistencia	Muy Blanda	Blanda	Media	Dura	Muy Dura	Durísima
N	< 2	2-4	4-8	8-15	15-30	>30
q_u	< 0.25	0.25-0.5	0.5-1.0	1-2	2-4	>4.0

N = Número de golpes en la prueba de Penetración Estándar.

q_u= Resistencia a la compresión simple, en Kg/cm^2.

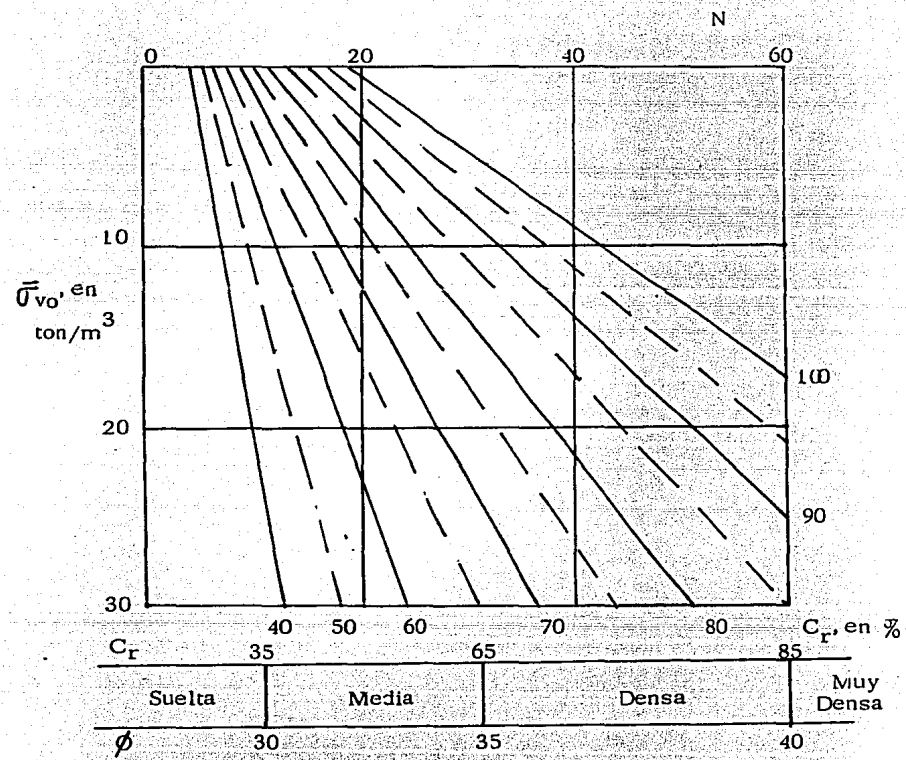
La correlación entre la resistencia a la penetración estándar (N), y la Densidad Relativa (D_r), en arenas se muestra en la siguiente tabla:

DENSIDAD RELATIVA DE ARENAS Y EL NUMERO DE GOLPES OBTENIDO EN PRUEBAS DE PENETRACION ESTANDAR.#

Número de Golpes	Densidad Relativa
0-4	Muy Suelta
4-10	Suelta
10-30	Media
30-50	Densa
>50	Muy Densa

(#) Estas tablas deberán utilizarse con cierta reserva debido a la naturaleza de su obtención.

La correlación empírica entre la resistencia a la penetración estándar (N) y la compacidad de suelos granulares se muestra a continuación:



CORRELACION ENTRE N, $\bar{\sigma}_{vo}$ y C_r

gráfica en la que, conocido el número de golpes N y el esfuerzo efectivo vertical a la profundidad a la que se realiza la prueba ($\bar{\sigma}_{vo}$) se determina un punto en la gráfica; por la zona en que quede se define la compacidad de suelta a muy densa: si N>50 se defina como muy compacta. La compacidad relativa (C_r) se determina interpolando la intersección de una recta, que pase por el punto determinado y tenga una

inclinación entre las dos rectas gruesas vecinas, en el eje de las abscisas; puede determinarse también de esta gráfica el ángulo de tricción interna (ϕ) si el material fuera arena media uniforme.

El valor de σ_{vo} sólo se puede calcular con precisión una vez que se han hecho las determinaciones de pesos en el laboratorio; en el campo pueden calcularse tentativamente con la expresión:

$$\sigma_{vo} = \gamma_{seco} h_1 + \gamma' h_2$$

donde:

h_1 = Profundidad del nivel freático, m.

h_2 = Profundidad abajo del nivel freático, m.

$h_1 + h_2$ = Profundidad de la prueba, m.

γ = Peso volumétrico seco del material.

γ' = Peso volumétrico sumergido.

o bien:

$$\sigma_{vo} = 1500h_1 + 900h_2 \quad (Kg/m^2)$$

que es un valor aproximado.

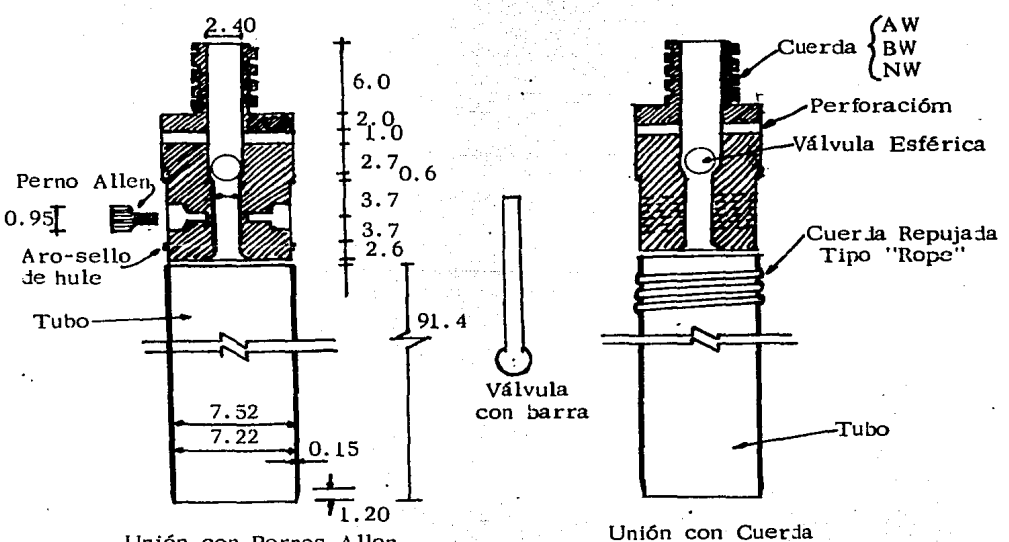
-Tubo de Pared Delgada (Shelby).

Este muestreador está constituído por un tubo metálico, usualmente acero o latón, montado a una cabeza que lo une a la columna de barras con que se hinca, aplicando presión desde la superficie.

El tubo es usualmente de 7.5 ó 10cm de diámetro exterior con espesor máximo de pared de 1.5mm y longitud generalmente de 90cm.

La cabeza tiene perforaciones laterales para aliviar la presión dentro del muestreador y una válvula para proteger a la muestra de las presiones hidrodinámicas que se generan al extraerlo.

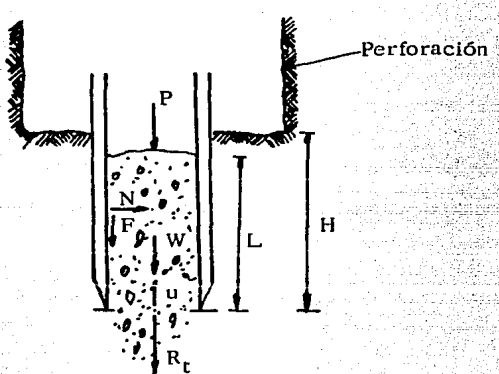
En este tipo de muestreador existen dos tipos de unión entre el tubo metálico y la cabeza, el primero con cuatro pernos "allen" y empaques aro-sello; en el segundo la unión se hace con cuerda repujada semicircular tipo "rope" que no requiere empaque para el ajuste de la cuerda. Este segundo tipo de unión ha demostrado ser más confiable aún en suelos duros.



Acotaciones en cm.

TUBO DE PARED DELGADA (SHELBY)

El hincado de este tubo muestreador origina esfuerzos que se ejercen sobre la muestra, como se observa en la siguiente figura:



ESFUERZOS DE MUESTREO

W = Peso de la muestra.

P = Presión del fluído sobre la muestra.

N = Fuerza normal.

F = Fuerza de fricción.

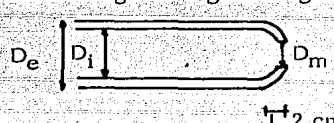
u = Presión de poro en la base.

R_t = Resistencia a la tensión del suelo.

H = Longitud hincada.

L = Longitud de la muestra.

Las fuerzas normales y de fricción se reducen cuidando que la punta del muestreador tenga la siguiente geometría:



GEOMETRIA DEL TUBO DE PARED DELGADA

y se cumplan las relaciones geométricas siguientes:

$$\text{relación de áreas} = \frac{D_e^2 - D_m^2}{D_m^2} < 10\%$$

$$\text{relación de diámetros} = \frac{D_i - D_m}{D_m} < 2\%$$

donde:

D_e = Diámetro exterior.

D_i = Diámetro interior.

D_m = Diámetro de la muestra.

La presión del fluído sobre la muestra es muy significativa durante la extracción, por ello las barras deben sacarse lentamente pues la muestra se puede salir por exceso de presión en caso de que la válvula no selle correctamente;esta presión hace también necesario el empaque aro-sello o la unión de cuerda.

Para la extracción, si la resistencia a la tensión es significativa, se gira el tubo antes de subirlo para romper la base de la muestra.

La calidad de la muestra se juzga por la relación de recuperación expresada por:

$$Rec = \frac{L}{H}(100)$$

donde:

Rec = Relación de recuperación, %.

Los tubos deben estar pintados por dentro para reducir la corrosión.

Este muestreador se hinca a velocidad constante entre 15 y 30 centímetros por segundo una longitud de 75cm (considerando tubos de 90cm de largo) para dejar 15cm libres donde se alojen los azolves

que pudieron quedar;se deja un minuto estático para que la muestra expanda en el interior y aumente su adherencia;se gira el muestreador para cortar la base de la muestra y se saca al exterior donde se limpia, clasitica y protege.

En el registro de campo se anotan los datos generales del sondeo,la protundidad de la parte superior de la muestra, la presión del sistema hidráulico de tuerza axial de la pertoradora, la relación de recuperación y la hora de extracción de la muestra.

Para tinalizar, a continuación se mustra una tabla con recomendaciones para definir el programa de pruebas de penetración y muestreo, tomando en cuenta que en sitios cuya estratigratía sea muy heterogénea se debe incrementar el número de sondeos propuestos.

Investigación para:	Número y Localización de Sondeos.	Profundidad Mínima del Sondeo (d)
Sitios inexplorados de gran extensión.	a = 0.1A	d = 10m, o hasta que el incremento en esfuerzo vertical sea menor de 0.1 del esfuerzo vertical impuesto por la estructura, o d = cB (1< c< 2)
Sitios con suelos blandos de gran espesor.	30 <b< 60m	
Estructuras grandes cimentadas en zapatas aisladas. cercanas.	b = 15m y en sitios de concentraciones de cargas.	
Almacenes de gran área para cargas ligeras.	n = 5, 4 en las esquinas y 2 en el centro. Intermedios si son necesarios para definir la estratigrafía.	
Cimentaciones rígidas aisladas con área 250< A< 1000m^2	n = 3, 2 en el perímetro y 1 en el centro. Intermedios si son necesarios para definir la estratigrafía.	
Cimentaciones rígidas aisladas con área A< 250m^2	n = 2 en esquinas opuestas. Intermedios si son necesarios para definir la estratigrafía.	
Taludes	3< n<5 en la sección crítica.	Tal que la superficie probable de talla esté por arriba del tondo del sondeo.
Diques y estructuras de retención de agua o liq.	Preliminares b = 60m detalle y zonas críticas b = 30m	d=0.5 del ancho de la base del dique ó 1.5 de la altura para diques pequeños

Aeropuertos para tránsito ligero.	b = 30m en el eje de la pista. Intermedios para definir la estratigrafía. [31]	d = 3m

a = Area tributaria máxima por sondeo, m^2.
b = Espaciamiento entre sondeos, m.
n = Número de sondeos.
A = Area de la cimentación, m^2.
d = Profundidad mínima de sondeo a partir de la profundidad de desplante de la cimentación, m.
B = Ancho de la cimentación, m.

II.2 Pruebas de laboratorio.

II.2.1 Granulometría.

Se denomina distribución granulométrica de un suelo a la división del mismo en diferentes fracciones, seleccionadas por el tamaño de sus partículas componentes; las partículas de cada fracción se caracterizan porque su tamaño se encuentra comprendido entre un valor máximo y un valor mínimo, en forma correlativa para las diferentes fracciones, de tal modo que el máximo de una fracción es el mínimo de la que le sigue correlativamente. La separación en fracciones se hace sencillamente por mallas, cuando es posible el cribado; pero en suelos de granos muy pequeños se forman grumos, por lo que deben adaptarse procedimientos bastante más complicados para la separación de sus partículas.

-Análisis Granulométrico.

Dicho análisis se lleva a cabo mediante dos métodos, aplicables a diferentes tipos de suelo de la manera siguiente:

a) Método de cribado.

Este método se utiliza para obtener las fracciones correspondientes a los tamaños mayores del suelo; generalmente se llega así hasta el tamaño correspondiente a la malla número 200 (0.074mm). La muestra de suelo se hace

pasar sucesivamente a través de un juego de tamices o mallas de aberturas descendentes, hasta la malla N°200, los retenidos en cada malla se pesan y el porcentaje que representan respecto al peso de la muestra total se suma a los porcentajes retenidos en todas las mallas de mayor tamaño;el complemento a 100% de esa cantidad da el porcentaje de suelo que es menor que el tamaño representado por la malla en cuestión;obteniéndose así un punto de la curva acumulativa correspondiente a cada abertura.El método se dificulta cuando las aperturas. son pequeñas y por ejemplo, el cribado a través de las mallas N°100 (0.149mm) y N°200 (0.074mm) suele requerir agua para el paso de la muestra.

b) Método del hidrómetro o densímetro.

Los tamaños menores de suelo exigen una investigación fundada en otros principios, hecho por el cuál, el método del hidrómetro (densímetro) se basa en el hecho de que la velocidad de sedimentación de partículas en un líquido es función de su tamaño.

Este método fué propuesto originalmente por Goldschmidt en Noruega y por Bouyoncos en E.U. y se vió sujeto a modificaciones radicales efectuadas por el doctor A.Casagrande, que lo llamó hidrómetro aerodinámico, y que está calibrado en pesos específicos relativos (en lugar de su primitiva calibración en gramos de un suelo estandarizado, por litro) y algunos cambios radicales en el procedimiento de prueba, con el objeto de eliminar los errores principales.

La ley fundamental de que se hace uso en el procedimiento del hidrómetro es debida a Stokes, y proporciona una relación entre la velocidad de sedimentación de las partículas de suelo en un fluído y el tamaño de esas partículas.

Aplicando dicha ley se obtiene el diámetro equivalente de la partícula, que es el diámetro de una esfera, del mismo peso específico relativo de la fase sólida del suelo (Ss) que el suelo, que sedimenta con la misma velocidad que la partícula real.

La ley de Stokes tiene la siguiente forma:

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

donde:

v = Velocidad de sedimentación de la esfera, en cm/seg.

γ_s = Peso específico de la esfera, en g/cm^3.

γ_f = Peso específico del fluído, en g/cm^3 (varía con la temperatura).

η = Viscosidad del fluído, en $g \cdot s/cm^2$ (varía con la temperatura).

D= Diámetro de la esfera, en cm.

de donde, si D se expresa em milímetros se tiene:

$$D = \sqrt{\frac{1800\,\eta\,v}{\gamma_s - \gamma_f}}$$

La ley de Stokes aplicada a partículas de suelo real, que se sedimenten en agua, es válida solamente en tamaños menores de 0.2mm, aproximadamente, pero mayores que 0.2micras, más o menos.

--Hipótesis del método del hidrómetro.

a)La ley de Stokes es aplicable en una suspensión del suelo.

b)Al comienzo de la prueba la suspensión es uniforme y de concentración suficientemente baja para que las partículas no se interfieran al sedimentarse.

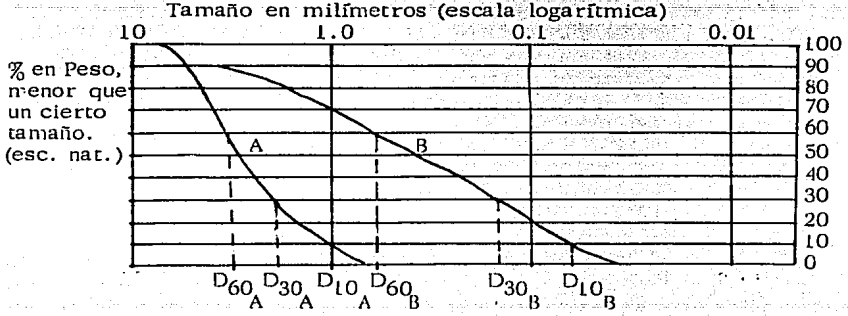
c)El área de la sección recta del bulbo del hidrómetro es despreciable en comparación a la de la probeta donde tiene lugar la sedimentación, de manera que dicho bulbo no interfiere en la sedimentación de las

partículas en el instante de efectuarse la medición.

--Representación gráfica de la distribución granulométrica.

La gráfica de la distribución granulométrica suele dibujarse con porcentajes como ordenadas y tamaños de las partículas como abscisas. Las ordenadas se refieren a porcentaje, en peso, de las partículas menores que el tamaño correspondiente. La representación en escala semilogarítmica (eje de abscisas) resulta preferible a la representación natural, pues en la primera se dispone de mayor amplitud en los tamaños finos y muy finos, que en escala natural resultan muy comprimidos, usando un módulo práctico de escala.

La forma de la curva da inmediata idea de la distribución granulométrica del suelo; un suelo constituído por partículas de un solo tamaño, estará representado por una línea vertical, una curva muy tendida indica gran variedad de tamaños (suelo bien graduado).



Como una medida simple de la uniformidad de un suelo, Allen Hazen propuso el coeficiente de uniformidad:

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

en donde:

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

D_{10} = Diámetro efectivo; es el tamaño tal que sea igual o mayor que el 10%, en peso, del suelo.

Aunque en realidad dicho coeficiente sea de no uniformidad, pues su valor numérico decrece cuando la uniformidad aumenta. Los suelos con $C_u < 3$ se consideran muy uniformes; aún las arenas naturales muy uniformes rara vez presentan $C_u < 2$.

Como dato complementario, necesario para definir la uniformidad, se define el coeficiente de curvatura del suelo con la siguiente expresión:

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

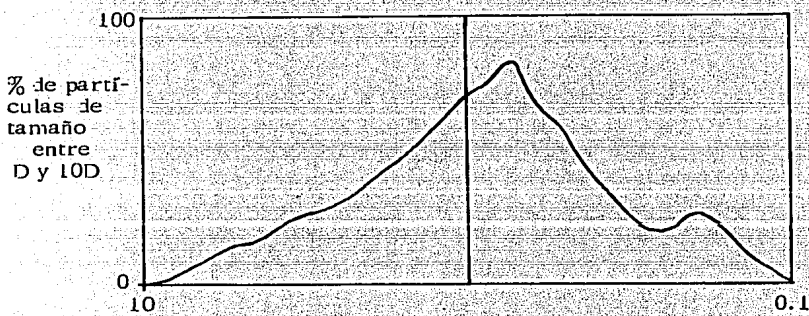
Esta relación tiene un valor entre 1 y 3, en suelos bien graduados, con amplio margen de tamaños de partículas y cantidades apreciables de cada tamaño intermedio.

A partir de las curvas granulométricas descritas, es posible encontrar la curva correspondiente a la siguiente función:

$$y = \frac{d(P)}{d(\text{Log}D)}$$

P es el porcentaje, en peso, de las partículas entre D y 10D, siendo D el tamaño correspondiente; la curva anterior, que se dibuja en escala semilogarítmica, suele denominarse el histograma del suelo y representa

la frecuencia con que en ese suelo se presentan partículas entre ciertos tamaños. El área bajo el histograma es 100, por representar la totalidad de las partículas del suelo.



HISTOGRAMA DE UN SUELO

Los valores más altos del histograma corresponden a zonas muy verticales de la curva granulométrica y los valores más bajos a zonas con tendencia a la horizontalidad.

-Clasificación de Suelos en Base a su Granulometría.

Los límites de tamaño de las partículas que constituyen un suelo, ofrecen un criterio obvio para una clasificación descriptiva, por lo que hay en existencia distintas clasificaciones, como son:la clasificación internacional, la clasificación de Massachusetts Institute of Technology y la basada en una proposición original de Kopecky, misma que se expone en la página siguiente.

Material	Característica	Tamaño, mm
Fragmento de Roca	----------	Mayor de 70 mm
Grava	Gruesa	30 a 70
	Media	5 a 30
	Fina	2 a 5
Arena	Gruesa	1 a 2
	Media	0.2 a 1
	Fina	0.1 a 0.2
Polvo	Grueso	0.05 a 0.1
	Fino	0.02 a 0.05
Limo	Grueso	0.006 a 0.02
	Fino	0.002 a 0.006
Arcilla	Gruesa	0.0006 a 0.002
	Fina	0.0002 a 0.0006
Ultra-Arcilla	----------	0.00002 a 0.0002

Abajo de 0.00002 mm las partículas constituyen disoluciones verdaderas y ya no se depositan.

II.2.2 Compactación.

Se entiende por compactación, todo proceso que aumente el peso volumétrico de un material terroso o granular. En general es conveniente compactar un suelo para incrementar su resistencia al esfuerzo cortante, reducir su compresibilidad y hacerlo mas impermeable.

El acomodo de las partículas, en un suelo que se mejora, no solo depende de las características del dispositivo que se usó para compactarlo, sino fundamentalmente de la humedad que tiene el material durante

el proceso. Si las partículas están secas, la fricción intergranular opone una resistencia mayor al desplazamiento relativo entre ellas, que si se encuentran lubricadas por agua; si la masa de suelo tiene una humedad elevada, el agua llena los vacíos que podrían ser ocupados por partículas más pequeñas en un arreglo mas denso dificultando la compactación. Esto último es cierto en suelos con un alto porcentaje de finos y no en las arenas gruesas y gravas debido a que en aquellos la permeabilidad es muy baja y en los segundos el agua fluye casi libremente. Por lo anterior, para cada material existe un contenido de humedad óptimo con el que se obtiene el máximo peso volumétrico.

La importancia de la compactación de los suelos, estriba en el aumento de resistencia y la disminución de la capacidad de deformación que se obtienen al sujetar el suelo a técnicas que aumentan su peso volumétrico seco al disminuir su relación de vacíos.

Las técnicas de compactación se aplican a rellenos artificiales, cortinas para presas de tierra, diques, terraplenes para caminos y ferrocarriles, bordos de defensa, muelles, bases de aeropistas, etc. Algunas veces se hace necesario compactar el terreno natural como en el caso de cimentaciones sobre arenas sueltas.

Cualquier depósito de suelo puede ser compactado en su lugar de colocación mediante equipos mecánicos a fin de mejorarlo aumentando su compacidad. La compactación casi siempre se limita a los cemtímetros superiores del terreno antes de colocar un relleno o un terraplén. Las arenas pueden compactarse con rodillos hasta una profundidad de 1.5 m. Sin embargo, generalmente, la compactación se hace en capas sucesivas de suelo de unos 20 cm de espesor.

La compactación puede suponer uno o más de los siguientes :

pasos:

1) Elección de un adecuado banco de préstamo.
2) Carga, acarreo y colocación del material de préstamo en el sitio de la obra en que se utilizará.
3) Extendido por capas, del suelo escogido;el espesor de ellas puede variar desde unos pocos centímetros hasta medio metro, según el tipo de suelo y la maquinaria de compactación que se pueda usar.
4) Modoficación de la humedad del suelo de préstamo que se coloca, reduciéndola por desecación o aumentándola adicionando agua, hasta llegar a la humedad óptima.
5) Mezclado del suelo vertido, para hacerle más uniforme y deshacer los terrones.
6) Compactación del suelo de acuerdo con algún método especificado hasta que se obtengan determinadas propiedades.

--Factores que afectan la compactación de los suelos.

Los resultados de un proceso de compactación dependen de varios factores, unos que atañen al tipo de suelo, otros relativos al método de compactación que se emplee. y, por último, varios más que se refieren a determinadas circunstancias que en ese momento pudieran prevalecer en el suelo con que se trabaja. Estos factores suelen denominarse las "variables" que rigen el proceso de compactación. Las principales se mencionan a continuación:

1) La naturaleza del suelo. Debido principalmente a la distinción usual entre suelos finos y gruesos o entre suelos cohesivos y friccionantes.
2) El método de compactación. Ya que existen bien diferenciados, tres

tipos de métodos de compactación, y que son; la compactación por impactos, por amasado y por aplicación de carga estática.

3) La energía específica. Se entiende por energía específica de compactación la que se entrega al suelo por unidad de volúmen, durante el proceso mecánico de que se trate.

Para evaluar la energía específica en una prueba de laboratorio en que se compacte al suelo por impactos dados con pisón, se utiliza la expresión:

$$E_e = \frac{NnWh}{V}$$

donde:

E_e = Energía específica.

N = Número de golpes del pisón compactador por cada una de de las capas en que se acomoda el suelo en el molde de compactación.

n = Número de capas que se disponen hasta llenar el molde.

W = Peso del pisón compactador.

h = Altura de caída del pisón al aplicar los impactos al suelo.

V = Volúmen total del molde de compactación, igual al volúmen total del suelo compactado.

La obtención de dicha energía se complica de acuerdo a la manera de compactar el suelo, yá sea por la aplicación de presión estática o por amasado, además de que se puede ver afectada por la deformabilidad del suelo y por el tiempo de aplicación de la presión, como es el caso de la compactación por medio de la aplicación de presión estática.

4) El contenido de agua del suelo. Yá que en los suelos finos arcillosos,

a bajos contenidos de agua, ésta se encuentra en forma capilar, produciendo compresiones entre las partículas constituyentes del suelo, las cuáles tienden a formar grumos difícilmente desintegrables, que dificultan la compactación. El aumento en contenido de agua disminuye la tensión capilar y, por lo tanto, el aglutinamiento de sus grumos, lo que hace que aumente la eficiencia de la energía de compactación. Empero, si el contenido de agua es tal que hay exceso de agua libre, al grado de casi llenar los vacíos del suelo, se impide una buena compactación, puesto que el agua no puede desplazarse instantáneamente a resultas del efecto mecánico que se esté aplicando. Esto es cierto en los suelos más finos.

5) El sentido en que se recorra la escala de humedades al efectuar la compactación. Ya que, cuando el suelo está seco y se le agrega agua, ésta tiende a quedar en la periferia de los grumos, con propensión a penetrar en ellos sólo después de algún tiempo; por otra parte, cuando el agua se evapora al irse secando un suelo húmedo, la humedad superficial de los grumos se hace menor que la interna. Se tienen entonces condiciones diferentes en los grumos del suelo con un mismo contenido de humedad; en el primer caso, en que se agregó agua, la presión capilar entre los grumos es menor por el exceso de agua, en comparación con el segundo caso, en que la evaporación hace que los meniscos se desarrollen más. Por lo tanto, en el primer caso será mejor la ligazón entre los grumos y una misma energía de compactación será más eficiente para compactar el suelo que en el segundo caso.

6) El contenido de agua original del suelo. El contenido natural de agua del suelo tiene especial influencia cuando en las compactaciones que se logran con una cierta energía, a humedades menores que la óptima, sobre todo cuando se procede a compactar el suelo inmediatamente después de la incorporación del agua, pues en un suelo bastante seco, el agua que se añada producirá mayor diferencia inmediata entre las condiciones de humedad interna y externa de los grumos que en otro que originalmente hubiese estado más húmedo; por ello, es de esperar que los pesos volumétricos secos que se obtengan sean mayores cuando las condiciones originales de agua del suelo sean menores.

7) La recompactación. En muchos laboratorios es práctica común usar la misma muestra de suelo para la obtención de puntos sucesivos de las pruebas de compactación, ello implica la continuada recompactación del mismo suelo. Esta práctica es inconveniente en lo absoluto, ya que si se trabaja con suelos recompactados los pesos volumétricos que se obtienen son mayores que los que se logran con muestras vírgenes en igualdad de circunstancias. Al parecer, una explicación sencilla de este efecto radica en la deformación volumétrica de tipo plástico que causan sucesivas deformaciones.

8) La temperatura. Tiene fundamental importancia en primer lugar por efectos de evaporación del agua incorporada al suelo o de condensación de la humedad ambiente en el mismo. Además de ejercer algún efecto en la consistencia y manejabilidad del suelo.

9) Otras variables. Tales como el número y espesor de las capas en que se dispone o tiende el material, el número de pasadas del equipo de compactación sobre cada punto o el número de golpes del pi-

són compactador en cada capa.

-Pruebas de Compactación.

--Pruebas dinámicas. Tipo Próctor.

La prueba tiene por objeto determinar la relación entre el peso volumétrico y el contenido de agua de los suelos.

Existen cuatro alternativas de prueba:

A.- En molde de 10.16 cm(4"), con suelo que pasa la malla Nº4.

B.- En molde de 15.24 cm(6"), con suelo que pasa la malla Nº4.

C.- En molde de 10.16 cm(4"), con suelo que pasa la malla de 3/4".

D.- En molde de 15.24 cm(6"), con suelo que pasa la malla de 3/4".

Como se puede observar, dicha prueba es válida en materiales que pasen la malla Nº4, pues en materiales más gruesos el agua no ayuda al acomodo de las partículas de suelo, sino que fluye, y en consecuencia, no ayuda a la compactación.

La prueba consiste en:

a) Se disgrega la muestra de material obtenido hasta que pase la malla Nº4.

b) Se compacta el material en el molde cilíndrico formando 3 capas aproximadamente iguales, para lo cuál se utiliza un pistón metálico de dimensiones establecidas, (que se deja caer desde 30 cm de altura), hasta dar 30 golpes repartidos uniformemente en cada capa.

c) Ya apisonado el material se pesa el molde con su contenido.

d) Posteriormente se extrae un corazón del especímen y se seca para determinar su contenido de agua mediante la siguiente fórmula:

$$w = 100 \frac{Ww}{Ws}$$

donde:

w = Contenido de agua o humedad, en porciento.

Ww = Peso del agua.

Ws = Peso de los sólidos.

e) Tomando otra muestra del mismo material se disgrega hasta que pase la malla Nº4.

f) Se le agregan 60 cm^3 de agua y se repite el procedimiento anterior. Este procedimiento se repitirá tantas veces como sea necesario hasta definir una disminución en el peso del suelo compactado.

De las determinaciones mencionadas anteriormente se obtendrán:

$$\gamma_h = \frac{(\text{Pmaterial} + \text{Pmolde}) - \text{Pmolde}}{\text{Vol. molde}}$$

donde:

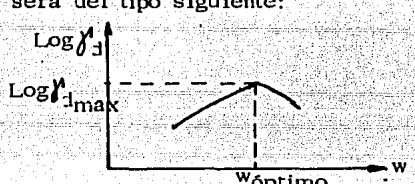
γ_h = Peso volumétrico húmedo del material.

Una vez determinado lo anterior se obtiene el peso volumétrico seco del material, (γ_d) de la forma siguiente:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_h}{1 + w}$$

Así, conociendo γ_d y w para cada espécimen compactado, se traza una curva Log γ_d - w y el γ_d máximo con su correspondiente w serán los datos buscados, (el peso volumétrico seco máximo y su contenido de agua óptimo).

La curva será del tipo siguiente:



--Pruebas estáticas. Tipo Porter.

Esta prueba tiene como finalidad la determinación del peso volumétrico máximo que puede alcanzar el material con un procedimiento de compactación definido para ésta prueba, así como la humedad óptima a la que debe hacerse dicha prueba.

La prueba consiste en:

a) Tómese una de las fracciones representativas del material e incorpóresele la cantidad de agua necesaria para que, una vez repartida uniformemente, presente una consistencia tal que cuando se le comprima en la palma de la mano no la humedezca y que a la vez, el material comprimido forme grumos.

b) Colóquese el material humedecido dentro del molde en tres capas; con la punta de una varilla; désele a cada una de ellas 25 golpes, uniformemente distribuídos.

c) Al terminar la colocación de la última capa, tómese el molde que contiene el material, colóquese en la máquina de compresión y compáctese el material aplicando lentamente carga uniforme, de modo que se alcance en un lapso de cinco minutos la presión de 140.6 Kg por centímetro cuadrado, equivalente a una carga de 26.5 toneladas, aproximadamente; manténgase ésta carga durante un minuto y hágase la descarga durante el siguiente minuto. Al llegar a la carga máxima, revísese la base del molde; si está ligeramente humedecida, el material ha alcanzado la humedad óptima de compactación y su peso volumétrico máximo.

d) Si al llegar a la carga máxima no se humedece la base del molde, la humedad con que se preparó la muestra es inferior a la óptima; por tanto, tómese otra fracción representativa del material y

adiciónesele una cantidad de agua igual a la del espécimen anterior más 80 cm^3, mézclense uniformemente y repítanse los pasos b) y c), hasta lograr que en uno de los intentos se inicie el humedecimiento de la base del molde con la carga máxima.

e) Si antes de llegar a la carga máxima se humedece la base del molde, la humedad con que se preparó la muestra es superior a la óptima. En este caso, se procede como en d), pero en vez de adicionar 80 cm^3 de agua se reduce ésta en cada nueva fracción representativa del material, hasta lograr el humedecimiento de la base del molde en la carga máxima.

-Prueba del valor relativo de soporte, (VRS).

Se define como valor relativo de soporte (VRS), al cociente de la presión necesaria para penetrar los primeros 0.25 cm en el material a probar entre la presión necesaria para penetrar los mismos 0.25 cm en el material patrón, (que es piedra triturada).

Existen dos tipos de VRS; el VRS estándar y el VRS modificado. El primero de ellos determina la calidad del material a probar; se utiliza para ver si un material cumple con las condiciones necesarias en las bases de un pavimento. En general se aplica el VRS estándar a materiales gruesos, (debido a que no se utilizan materiales finos para hacer bases). Y la prueba del VRS modificado, que sirve para determinar el espesor de las distintas capas del pavimento.

La prueba del VRS estándar se realiza como a continuación se indica:

a) Se compacta el material según la prueba Porter, (ya que se trata de un material grueso).

b) Una vez compactado el material se le deja saturar durante 4 días

c) Posteriormente se le coloca encima una placa[#] que le transmitirá una presión equivalente a la que tendrá cuando forme parte del pavimento.

d) Se hace penetrar el vástago a través de la placa a razón de 0.127 cm/min, midiendo la presión necesaria para penetrar los primeros 0.25 cm en el material sujeto a prueba. Dividiendo la presión medida en la prueba entre la necesaria en el material patrón, se obtiene el VRS. La presión necesaria para penetrar los primeros 0.25 cm en el material patrón se conoce.

(#) La placa tiene una perforación por la que pasa un vástago de 19.4 cm^2 de área transversal, (2.48 cm de radio).

Para obtener el VRS estándar se sujetó el material a la prueba Porter, (se le compactó al 100% de su peso volumétrico seco máximo) y se saturó; pero éstas condiciones de compactación al 100% y de saturación completa no, son las condiciones representativas del campo, ya que el material por lo general no estará saturado en el campo y su compactación será la que se especifique en el proyecto.

Lo anterior obliga a que el diseño del espesor de las capas del pavimento se base en el VRS modificado, que representa más cercanamente las condiciones de campo, tanto en compactación como en humedad.

Como en el diseño de los espesores de las distintas capas del pavimento intervienen materiales para base y sub-base, (gruesos), y materiales para subrasante y terracería, (finos), se emplearán las pruebas de compactación correspondientes, Porter para suelos gruesos y Próctor para suelos finos.

El VRS modificado tiene dos variantes: La variante 1, para pavi-

mentos en sitios donde haya buen drenaje y poca precipitación y la variante 2, para suelos donde exista mal drenaje y mucha precipitación.

La prueba del VRS modificado consiste en lo siguiente:

a) Se compacta el material según la prueba Próctor, (para materiales finos de terracerías o subrasante), o la prueba Porter, (para materiales gruesos de la base o sub-base).

De las pruebas anteriores se conocen la humedad óptima y el peso volumétrico seco máximo ($\gamma_{d_{max}}$), del material sometido a prueba.

b) Conocidos los datos anteriores se prepara otra muestra hasta que alcance el grado de compactación que fije el proyecto, variando el contenido de agua óptimo determinado en la prueba utilizada, según las condiciones generales de la zona donde se construirá el pavimento.

El grado de compactación del proyecto depende de la importancia del pavimento, que será función del tránsito que circule sobre él.

El contenido de agua se fijará dependiendo de las condiciones climatológicas y de drenaje del lugar.

c) Una vez que la muestra se encuentra con la compactación y el contenido de agua especificados en el proyecto, se realiza la prueba del VRS siguiendo los mismos pasos indicados para el VRS estándar a partir del inciso "c" hasta el "d".

-Prueba de contracción lineal.

Se define como contracción lineal de un suelo a la reducción de volúmen del mismo, medida en una de sus dimensiones y expresada como porcentaje de la dimensión original, cuando la humedad se reduce del límite líquido hasta el límite de contracción.

La prueba de contracción lineal consiste en:

a) Se toma material que esté en el límite líquido.

b) Se llena un molde de dimensiones estándar que ha sido previamente engrasado para evitar que el material se adhiera a las paredes.

c) Se llena el molde en tres capas golpeando levemente cada una de ellas para producir la expulsión del aire.

d) Se enrasa el material con una espátula.

e) Se deja secar la barra al aire hasta que el color cambie de obscuro a claro.

f) Se pone a secar en el horno por un lapso de 18 horas.

g) Se mide la longitud del material seco, así como la longitud del interior del molde.

$$C.L. = \frac{\text{Long. del Molde} - \text{Long. de Material Seco}}{\text{Long. del Molde}} \times 100$$

donde:

C.L. = Contracción lineal.

-Prueba de valor cementante.

El objetivo de esta prueba es determinar el poder aglutinante de un suelo fino o de la fracción de un suelo granular que pasa la malla N° 4.

La prueba consiste en:

a) El material que ha sido previamente secado y disgregado se tamiza a traves de la malla N° 4 hasta obtener una muestra de aproximadamente 3 Kg.

b) Se le aumenta el agua hasta alcanzar la humedad óptima de compactación.

c) Se toman tres muestras iguales, (en peso), del material y en cada una de las muestras se compacta el material en tres capas, (en el

molde especial para la prueba);se apisona cada capa con 15 golpes de una varilla que se deja caer desde una altura de 50 cm.

d) El molde con todo y material compactado se coloca en el horno a 40°C de temperatura y se mantiene allí hasta que pierda el material la suficiente humedad para permitir que el molde se remueva.

e) Se continúa el secado a una temperatura de 100°C a 110°C hasta que se pierda toda la humedad. Posteriormente se saca el espécimen con todo cuidado y se deja enfriar.

f) Se colocan placas de cartón en las caras superior e interior del espécimen o, con una mayor eficiencia, se cabecea con azufre cada una de las caras de la muestra.

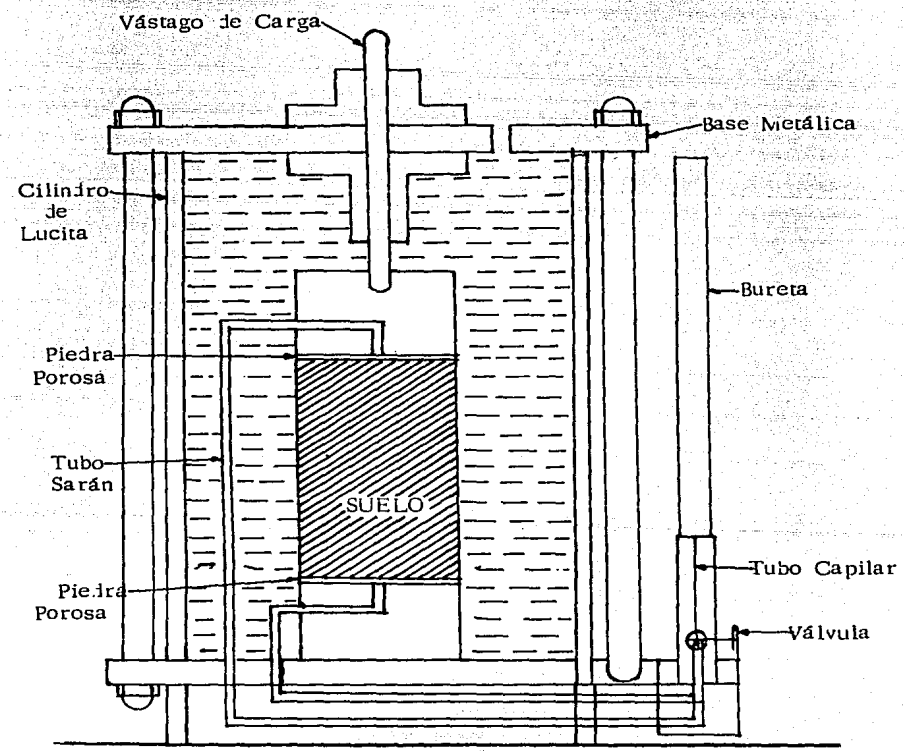
g) Se calcula el valor cementante como el promedio de la resistencia a la compresión no confinada obtenida en los tres especímenes.

-Pruebas de Compresión Triaxial de Resistencia al Esfuerzo Cortante.

Las pruebas de compresión triaxial son las más usadas en cualquier laboratorio para determinar las características de esfuerzo-deformación y de resistencia de los suelos.

Los especímenes son usualmente cilíndricos y están sujetos a presiones laterales de un líquido, generalmente agua, del cual se protegen con una membrana impermeable. Para lograr el debido confinamiento, la muestra se coloca en el interior de una cámara cilíndrica y hermética, de lucita, con bases metálicas. En las bases de la muestra se colocan piedras porosas, cuya comunicación con una bureta exterior puede establecerse a voluntad con segmentos de tubo plástico (tubo sarán). El agua de la cámara puede adquirir cualquier presión deseada por la acción de un compresor comuni-

cado con ella. La carga axial se transmite al espécimen por medio de un vástago que atraviesa la base superior de la cámara.



CAMARA DE COMPRESION TRIAXIAL

La presión que se ejerce con el agua que llena la cámara es hidrostática y produce, por lo tanto, esfuerzos principales sobre el espécimen, iguales en todas las direcciones, tanto axial como lateralmente. En las bases del espécimen actuará, además de la presión del agua, el efecto transmitido por el vástago de la cámara desde el exterior.

La prueba triaxial más usada en los últimos años, y aún en la actualidad, es aquella en que se transmite al espécimen una presión por medio del vástago; el valor de esa presión (p), sumado a la del agua (σ_c), dará el esfuerzo axial actuante sobre la muestra (σ_a):

$$\sigma_a = \sigma_c + p$$

Para dicha prueba existen varias modalidades de laboratorio; en efecto, la dimensión axial del espécimen se puede hacer disminuir aumentando el esfuerzo axial, por aumento de la carga transmitida por el vástago o manteniendo constante el esfuerzo axial, pero haciendo disminuir el lateral, dado por el agua (este método exige ajustes en la carga transmitida por el vástago, para mantener la misma presión axial) o, finalmente, aumentando la presión axial y disminuyendo la lateral simultáneamente.

Es usual llamar $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ a los esfuerzos principales mayor, intermedio y mínimo, respectivamente. En una prueba de compresión, la presión axial siempre es el esfuerzo principal mayor, σ_1; los esfuerzos intermedio y menor son iguales y quedan dados por la expresión $\sigma_2 = \sigma_3$ que es la presión lateral.

El estado de esfuerzos en un instante dado se considera uniforme en toda la muestra y puede analizarse recurriendo a las soluciones gráficas de Mohr, con σ_1 y σ_3 como esfuerzos principales mayor y menor,

respectivamente.

Las pruebas triaxiales suelen considerarse constituídas por dos etapas. La primera es aquella en que se aplica a la muestra la presión de cámara (σ_c); durante ella puede o no permitirse el drenaje de la muestra, abriendo o cerrando la válvula de salida del agua a través de las piedras porosas. En la segunda etapa, de carga propiamente dicha, la muestra se sujeta a esfuerzos cortantes, sometiéndola a esfuerzos principales que yá no son iguales entre sí; esto requiere variar la presión que comunica el vástago. Esta segunda etapa puede también ser o no drenada, según se maneje la misma válvula mencionada. En realidad, la alternativa en la segunda etapa sólo se presenta si la primera etapa de la prueba fué drenada, pues no tiene mucho sentido permitir drenaje en la segunda etapa, después de no haberlo permitido en la primera.

--Estados de consistencia y límites de Atterberg.

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

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

La frontera convencional entre los estados plástico y semilíquido es llamada límite líquido (LL), definido como la humedad que tiene el suelo amasado cuando con 25 golpes ligeros se cierra una ranura de 2 mm de ancho en la copa de Casagrande.

La frontera convencional entre los estados plástico y semisólido, es llamada límite plástico (LP), definido como la humedad del suelo amasado cuando empieza a separarse y desmoronarse al enrollarse a mano para formar bastoncillos de 3 mm de diámetro.

A las fronteras anteriores, que definen en intervalo plástico del suelo se les ha llamado límites de plasticidad.

El límite de contracción, frontera entre los estados de consistencia semisólido y sólido, definido como el contenido de agua con el que el suelo ya no disminuye su volumen al seguirse secando; y se representa por LC.

Mediante dichos límites se puede identificar el comportamiento expansivo de los suelos, mediante relaciones entre éstos límites.

El índice de plasticidad (I_p = LL - LP) es un indicativo del rango de variación del contenido de agua dentro del estado plástico; por tanto, un valor alto indica que el suelo tiene gran capacidad de fijación de agua, es decir, es activo a la expansión.

El límite de contracción describe en forma indirecta el contenido de agua en el cual el suelo ya no disminuye de volumen al continuar el secado, un valor pequeño indica que el suelo puede llegar a sufrir cambios volumétricos importantes a bajos contenidos de agua.

El contenido de finos es la parte más activa del suelo, un valor alto, señala una mayor contribución a la expansibilidad.

Contenido de Finos 0.01 mm	Indice de Plasticidad I_p	Límite de Contracción LC	Grado de Expansibilidad
> 28	> 35	< 11	Muy Alto
20 - 31	25 - 41	7 - 12	Alto
13 - 23	15 - 28	10 - 16	Medio
< 15	< 18	> 15	Bajo

--Prueba de densidad relativa.

Dicha prueba tiene por objeto determinar el estado de densidad de un suelo no cohesivo con respecto a sus densidades máximas y mínimas.

Los problemas de este ensayo se presentan al definir adecuadamente en qué consiste el estado más denso y el estado más suelto del suelo. En consecuencia, algunos laboratorios utilizan equipos mecánicos de vibración, y bajo presiones de confinamiento y períodos de vibración seleccionados arbitrariamente, definen cuándo se encuentra el suelo en su estado de máxima densidad. En forma alternativa, la vibración de un suelo saturado se ha utilizado para obtener un valor arbitrario para la densidad máxima del suelo.

El estado más suelto del suelo se define similarmente, excepto que en él se desea impedir completamente las vibraciones y hechar cuidadosamente el suelo dentro de un volumen calibrado. El estado más suelto se ha definido también arbitrariamente dejando que el material caiga a través de agua para llenar un volumen dado.

La densidad relativa (D_r) ha sido definida por Terzaghi como una ecuación fraccionaria de las relaciones de vacíos de los suelos en su estado más suelto (e_{max}), en estado natural (e) y en su estado de máxima densidad (e_{min}).

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$$

A menudo, sin embargo, es más conveniente utilizar el peso unitario del suelo pues el cálculo de la relación de vacíos requiere el uso

de la gravedad específica del suelo, la cual puede no ser conocida. Utilizando los pesos unitarios del suelo la densidad relativa puede expresarse nuevamente como:

$$D_r = \frac{\gamma_f - \gamma_1}{\gamma_2 - \gamma_1} \cdot \frac{\gamma_2}{\gamma_f}$$

donde:

γ_f = Densidad del suelo en su estado natural (en el terreno)

γ_2 = Peso unitario en el máximo estado de densidad (en laboratorio).

γ_1 = Peso unitario en el estado de densidad más suelto (en el laboratorio).

CAPITULO III

CARACTERISTICAS DE CAMINOS Y SU ESTABILIDAD

III.1.- Definiciones.

III.1.1.- Desmonte.

Se entiende por desmonte, retirar la vegetación existente en áreas destinadas a la construcción y en bancos de materiales. Incluye todas o algunas de las operaciones siguientes:

a) Tala, que consiste en cortar los árboles y los arbustos.

b) Roza, que consiste en cortar a ras del terreno la maleza, hierba, zacate o residuos de siembra.

c) Desenraice, que consiste en la extracción de raíces y tocones.

d) Limpia, que consiste en la remoción de la materia vegetal fuera de las áreas de trabajo, con el fin de que no se mezcle con el material destinado a la construcción, sin obstruir los cauces naturales de desagüe.

e) Quema, que consiste en la incineración de la materia vegetal no aprovechable.

Para el desmonte se consideran los siguientes tipos de vegetación:

a) Región desértica, cultivada o pastizal.

Es la constituída predominantemente por cactáceas, plantas de sembradío y zacatales; ejemplos de la misma son: sahuarón, órganos, nopales, biznagas, candelillas, guayules, gobernadoras, ocotillos, mezquitillos, pithayas y magueyes, sembradíos de maíz, trigo, arroz, cebada y caña, zacata y herbáceas.

b) Región árida o semi-árida.

Está constituída predominantemente por árboles de poca altura y diámetro reducido y arbustos;ejemplos de la misma son:mezquitales, pirules, tejocotes, huizaches y espinos.

c) Región de selva o bosque.

La primera es típica de las zonas bajas de clima caliente;ejemplos de la misma son:palmeras, amates, chicozapotes, ceibas, mangos, cedros, cerones, chacas y chijoles.

La segunda es típica de las zonas altas de clima templado o frío; ejemplos de la misma son:pinos, madroños, oyameles, encinos y eucaliptos.

d) Región de manglar.

Es la típica de los esteros y zonas pantanosas de clima caliente, ejemplos de la misma son:mangles, raíces aéreas, platanillo, tule, etc.

El desmonte se efectuará ya sea con herramienta manual o con maquinaria.

El desmonte se hará con herramienta manual sólo en los siguientes casos:

a) En lugares inaccesibles para la maquinaria.

b) En lugares alejados o aislados, en los que del costo del transporte de la maquinaria resulte un precio unitario superior al correspondiente cuando se ejecuta el trabajo con herramienta manual.

c) En una franja limitada por líneas situadas a 3 m de los paramentos de cualquier construcción.

d) En una franja limitada por líneas situadas a 3 m de cada lado del eje de algún tubo. En caso de existir varios tubos, los límites de la franja estarán a 3 m de los ejes de los tubos extremos.

En éste caso de desmonte, el corte de los árboles quedará a una altura de 75 cm y el de los arbustos a 40 cm, excepto en las áreas en que deba efectuarse el desenraice.

En bancos de material, el desmonte se hará hasta 5 m de distancia fuera del área de explotación.

III.1.2.- Despalme.

El despalme es la extracción y retiro de la capa superficial del terreno natural que por sus características es inadecuada para emplearse en la construcción.

Los despalmes se efectúan por lo regular en material A, aunque también se realicen en material B con su debida justificación.

Material A es el poco o nada cementado, que puede ser manejado eficientemente sin ayuda de maquinaria, aunque ésta se utilice para obtener mayores rendimientos. Se consideran como material A los suelos agrícolas, los limos, las arenas y cualquier material blando o suelto con partículas hasta de 7.5 cm.

Material B es el que, pudiendo excavarse a mano, por sus características sólo puede ser excavado y cargado eficientemente con maquinaria. Se consideran como material B las rocas muy alteradas, los conglomerados medianamente cementados, las areniscas blandas, los tepetates y las piedras sueltas mayores de 7.5 cm y menores de 75.0 cm.

Durante la ejecución del despalme se respetarán, y en su caso se repondrán los señalamientos existentes en la zona.

El despalme se efectúa con herramienta manual en los siguientes casos:

a) Cuando se efectúe en lugares inaccesibles a la maquinaria.

b) Cuando se efectúe en lugares alejados o aislados en los que del

costo del transporte de la maquinaria resulte un precio unitario mayor al correspondiente cuando se ejecuta con herramienta manual.

Además, no se permitirá el uso de maquinaria para efectuar un despalme en los siguientes casos:

a) En una zona limitada por líneas situadas a 3 m a cada lado del eje de una tubería de conducción enterrada y cuya localización se halle señalada. En caso de existir varios tubos, los límites de la zona mencionada estarán a 3 m de los ejes de los tubos extremos.

b) En una zona limitada por líneas situadas a 2 m de los paramentos de cualquier construcción o instalación.

Los niveles de despalme se controlarán nivelando secciones separadas entre sí las siguientes distancias:

L/10 para $L \leq 200$ metros

L/15 para $200 < L < 500$ metros

L/20 para $L > 500$ metros

siendo L la longitud del lado del área normal a las secciones.

III.1.3.- Cortes.

Se dá el nombre de cortes a las excavaciones a cielo abierto para formar la sección de un camino, la cual queda alojada bajo del terreno natural. Se consideran también como cortes la ampliación o abatimiento de taludes, rebajes de la corona en cortes o terraplenes, escalones y extracciones de derrumbes.

Los materiales excavados en los cortes se clasifican, de acuerdo con la dificultad que presentan para su extracción y carga, en material A (ya descrito), material B (ya descrito) y material C.

Material C es el que sólo puede ser excavado mediante el empleo de explosivos. Se consideran como material C las rocas basálticas, las

areniscas y conglomerados fuertemente cementados, las calizas, las riolitas, los granitos, las andesitas sanas y las piedras sueltas mayores de 75.0 cm.

Las excavaciones en los cortes se ejecutan siguiendo un sistema de ataque que facilite su drenaje natural, construyendo las cunetas con la oportunidad necesaria para que desagüen, pero sin perjudicar los terraplenes.

Las contracunetas se ejecutan simultáneamente con los cortes.

Si el material del corte es utilizable, con éste se formarán los terraplenes, y si no lo es, se depositará en otro lugar fijado previamente.

Se deben quitar todas las piedras flojas y los materiales sueltos de los taludes. Al ejecutar la excavación, particularmente cuando se empleen explosivos, se evitará hasta donde sea posible aflojar el material de los taludes más allá de la superficie teórica fijada en el proyecto.

En los cortes en material C, la excavación se llevará a una profundidad de 30.0 cm abajo de la capa subrasante de proyecto, para formar la cama, no debiendo quedar salientes de roca a menos de 15 cm abajo de dicha capa subrasante. Dicha sobreexcavación abajo de la capa subrasante se rellenará con material compactable, y se compactará según el procedimiento adecuado.

En los tramos de terracerías compensadas, antes de efectuar préstamos para ajustes supuestos se vaciarán totalmente los cortes y se formarán los terraplenes con el material utilizable.

Para dar por terminado un corte incluyendo su afinamiento, se deben verificar las siguientes tolerancias:

1.- Distancia del eje del camino a los hombros ± 10 cm

2.- Niveles en el eje del camino, en los hombros y en el fondo de las cunetas. ± 5 cm

y en su caso, se repondrá el señalamiento de tuberías existentes en la zona.

Cuando se requiera usar explosivos, se tomará en cuenta lo siguiente:

a) En las cercanías de líneas enterradas de transporte, la carga de explosivos no debe alterar la estructura del terreno a 2 m de la pared del tubo, ni alterar por la vibración la estructura del tubo y sus condiciones de estabilidad. Todas las raíces que invadan la faja de 2 m antes mencionada, deben cortarse antes de detonar.

b) En el caso de líneas aéreas de transporte, los apoyos y soportes del tubo y el tubo mismo, no deben sufrir golpes de materiales impulsados por la explosión. El terreno, los cimientos, apoyos y soportes del tubo y el tubo mismo, no sufrirán efectos nocivos en su estructura y estabilidad provocados por la vibración.

III.1.4 Terraplenes.

Se entiende por terraplenes terracerías cuya sección queda alojada arriba del terreno natural.

Los terraplenes se construyen con materiales procedentes de cortes o de préstamos. En las siguientes tablas se indican algunas características de los materiales usados en terraplenes.

MATERIALES SUSCEPTIBLES DE ACOMODARSE POR BANDEO DE TRACTOR O CON EQUIPO DE CONSTRUCCION.

Tipo	Sub-tipos	Recomendaciones para uso
Fragmentos de Roca	Medianos: Mayores de 20 cm y menores de 75 cm, con menos de 10% de fragmentos mayores o de suelo.	Pueden utilizarse en el cuerpo del terraplén, tendidos en capas del espesor mínimo que permita el tamaño de los fragmentos mayores. No debe usarse en la capa subrasante.
	Chicos: Mayores de 7 cm y menores de 20 cm, con menos de 10% de fragmentos medianos o de suelo.	

MATERIALES COMPACTABLES CON EQUIPO.

Tipo		Sub-Tipos		Recomendaciones para uso
Suelos. Partículas menores de 7.6 cm	Partículas gruesas. Más de la mitad del material se retiene en la malla N°200.	Gravas. Más de la mitad de la fracción gruesa se retiene en la malla N°4.	Gravas limpias. Menos del 85% pasa la malla N°200.	Compactadas al 90% en el cuerpo del terraplén y al 95% en la capa subrasante. Las arcillas y limos orgánicos de alta plasticidad, no deben usarse en la capa subrasante.
			Gravas con finos. Más del 12% pasa la malla N°200.	
		Arenas. Más de la mitad de la fracción gruesa pasa la malla N°4.	Arenas limpias. Menos del 5% pasa la malla N°200.	
			Arenas con finos. Más del 12% pasa la malla N°200.	
	Partículas Finas	Limos y Arcillas. Más de la mitad del material pasa por la malla N°200.	Límite líquido mayor 100%.	
			Límite líquido mayor del 100%. Suelos altamente orgánicos (turba).	No deben usarse

Se estima que las partículas más pequeñas apreciables a simple vista, corresponden al tamaño de la malla Nº200. Para clasificación visual puede considerarse 5 mm como equivalente al tamaño de la malla Nº4.

--Recomendaciones:

La superficie de desplante se debe despalmar de los terraplenes para eliminar el material que se considere inadecuado.

En las laderas con pendiente igual o mayor de 25%, se deben cortar escalones para evitar deslizamientos del terraplén.

Se debe escarificar y compactar el terreno natural o despalmado en la superficie de desplante, a la profundidad y grado de compactación fijados en el proyecto.

Los terraplenes se construirán por capas a todo lo ancho de la sección, y de un espesor aproximadamente uniforme, ajustándose a lo siguiente:

a) Si se debe compactar, el espesor de las capas sueltas será tal que la compactación especificada pueda obtenerse en todos los puntos.

b) Si el material no es compactable, el espesor de las capas será el mínimo que permita el tamaño máximo del material.

En la ampliación de la corona y en la elevación de la subrasante de terraplenes existentes, se seguirá el siguiente procedimiento:

a) Se rebajará la parte superior del terraplén, en capas de un espesor que se indicará en el proyecto, y a todo lo ancho de la sección.

b) El material producto del rebejamiento se colocará en capas sucesivas a pie del terraplén y a partir del desplante de la ampliación, hasta alcanzar el nivel del terraplén que se biene rebajando. Simultáneamente a la formación de cada capa, se recortarán escalones de liga en

el talud del terraplén existente, con una altura igual al espesor de la capa que se está formando.

c) Se compactará cada capa al grado de compactación especificado en el proyecto. Si el material del terraplén existente no es compactable, no se recortarán escalones y la ampliación se hará a volteo.

d) Al agotarse el material proveniente del terraplén existente, se continuará con material de corte o de préstamo hasta que la corona tenga el nivel de proyecto.

Cuando el terreno sea inaccesible al equipo de construcción, como en el caso de depresiones profundas y angostas o laderas muy pronunciadas, y no sea posible la construcción por capas compactadas o acomodadas en toda la altura del terraplén, dichos lugares se llenarán a volteo hasta un nivel en que pueda formarse una plantilla para mover el equipo, prosiguiendo la construcción, de ese nivel hacia arriba, por capas compactadas o acomodadas.

La compactación de terraplenes se debe realizar de la siguiente manera:

a) Se dará al material la humedad óptima requerida. Cuando el material de los terraplenes contenga mayor grado de humedad que el óptimo, antes de iniciar la compactación se eliminará la humedad excedente, según el procedimiento establecido.

b) Se compactará uniformemente a todo lo ancho de la sección, al grado de compactación fijado en el proyecto.

c) Efectuada la compactación de una capa de material, su superficie se escarificará y regará antes de tender la siguiente capa a fin de ligarlas debidamente.

La capa subrasante compactada deberá tener 30 cm. de espesor como mínimo.

Al formar las capas con materiales que no sean compactables, cada capa será sometida a dos pasadas de un tractor de orugas de 20 ton de peso para el acomodo del material.

No deberán quedar salientes aisladas a menos de 30 cm abajo de la subrasante de proyecto. Los terraplenes se terminarán utilizando material compactable.

Para dar por terminado un terraplén, incluyendo su afinamiento, se verificarán el alineamiento, el perfil y las secciones, en su forma, ancho, niveles y acabado, dentro de las tolerancias siguientes:

1.-	Distancia del eje del camino a los hombros.	+ 10 cm
2.-	Distancia del eje del camino a los ceros.	
	a) En terraplenes hasta de 2 m de altura.	+ 30 cm - 5 cm
	b) En terraplenes de más de 2 m de altura.	+ 50 cm - 10 cm
3.-	Niveles en el eje del camino y en los hombros.	± 5 cm

Durante la construción de un terraplén se respetará, y en su caso se repondrá, el señalamiento existente.

El espesor mínimo del colchón sobre un tubo que cruce un terraplén, será de 90 cm incluído el pavimento.

III.1.5.- Préstamos.

Se entiende por préstamos excavaciones ejecutadas para obtener materiales para relleno o para terraplenes que no se construyan con material producto de cortes (terracerías no compensadas).

Se distinguen dos tipos de préstamos:

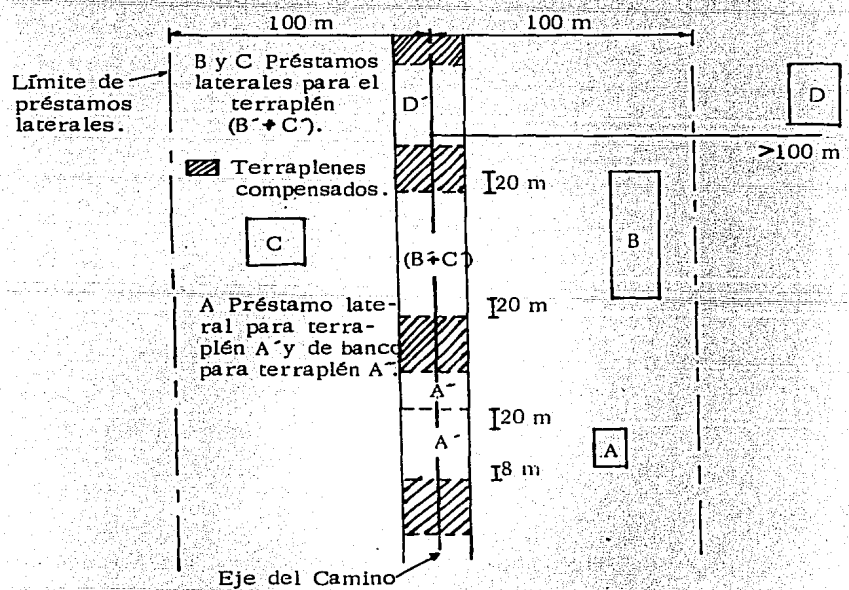
a) Préstamos laterales.

Son los ejecutados a distancias no mayores de 100 m del eje del

camino, a uno u otro lado de él. La superficie excavada debe ser sensiblemente rectangular, con su eje mayor paralelo al del camino y, proyectada sobre dicho eje, ninguno de sus extremos distanciará más de 20 m del correspondiente extremo del terraplén que pueda construirse con el material extraído.

b) Préstamos de banco.

Son los ejecutados a distancias mayores de 100 m del eje del camino; o a distancias mayores pero cuyos materiales se empleen en la construcción de terraplenes que no sean laterales a dichos préstamos, tomando en cuenta la tolerancia de 20 m explicada anteriormente.



PRESTAMOS LATERALES Y DE BANCO.

Recomendaciones:

Se deben dejar referencias y bancos de nivel en lugares adecuados, de manera que no vayan a ser destruídos o alterados durante la excavación del préstamo.

En los tramos de terracerías compensadas solamente se harán préstamos, llamado préstamos de ajuste, cuando el material aprovechado de los cortes no sea suficiente para la formación del terraplén.

Durante la excavación de un préstamo se debe respetar, y en su caso, reponer el señalamiento o señalamientos existentes.

La distancia mínima del límite de un préstamo a un tubo o instalación señalada, será fijada en cada caso de acuerdo con la sección excavada y el tipo de material.

No se deben ejecutar excavaciones con maquinaria en una franja limitada por líneas situadas a 3 m a cada lado del eje de algún tubo señalado. En el caso de existir varios tubos, los límites de la franja estarán a 3 m de los ejes de los tubos externos.

III.1.6.- Sub-bases y Bases.

Definimos como sub-base y base a las capas sucesivas de material seleccionado que se construyen sobre la subrasante, cuya función es soportar las cargas rodantes y transmitirlas a las terracerías, distribuyéndolas de manera que no se produzcan deformaciones perjudiciales en éstas.

La granulometría del material utilizado, ya se trate de sub-base o base, deberá quedar comprendida entre el límite inferior de la zona 1 y el superior de la zona 3 de la gráfica de composición granulométrica que se muestra posteriormente.

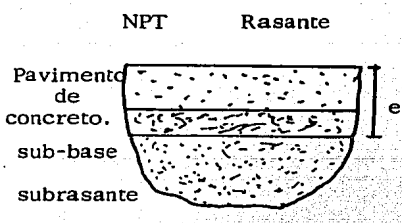
El tamaño máximo de las partículas del material no deberá ser mayor de 38 mm (1 1/2") ni de 2/3 del espesor compacto de la base o sub-base.

Deberá tener una contracción lineal máxima del 3%.

La sub-base (que algunas veces se omite)tiene varias funciones: aislar de la penetración de las heladas, facilitar el drenaje y como capa resistente a la erosión y al bombeo.

La base es la capa principal para distribuir la carga. Es lo suficientemente resistente para tolerar los esfuerzos cortantes producidos por las ruedas, es incompresible y lo suficientemente rígida para distribuir la carga en la capa subyacente.

La subrasante es el suelo natural subyacente o la superficie de relleno compactado que finalmente soporta la carga.

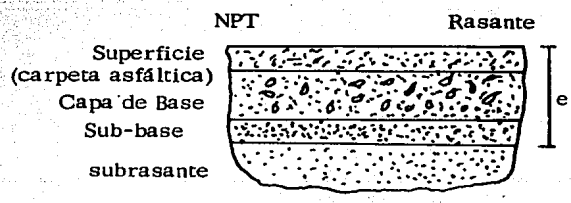


a) Pavimento Rígido.

donde:

e = Espesor del Pavimento.

NPT = Nivel de Piso Terminado.



b) Pavimento Flexible.

Como se puede observar existen dos sistemas diferentes para distribuir la carga:el rígido y el flexible.

En el pavimento rígido se utiliza la acción de viga de un miembro relativamente rígido para distribuir la carga;distribución que se realiza por flexión de la losa de concreto hidráulico.

En el pavimento flexible la carga se distribuye transfiriendo el esfuerzo de partícula a partícula en la capa de base por trabazón, fricción y cohesión. Además, sirve de membrana impermeable para escurrir el agua.

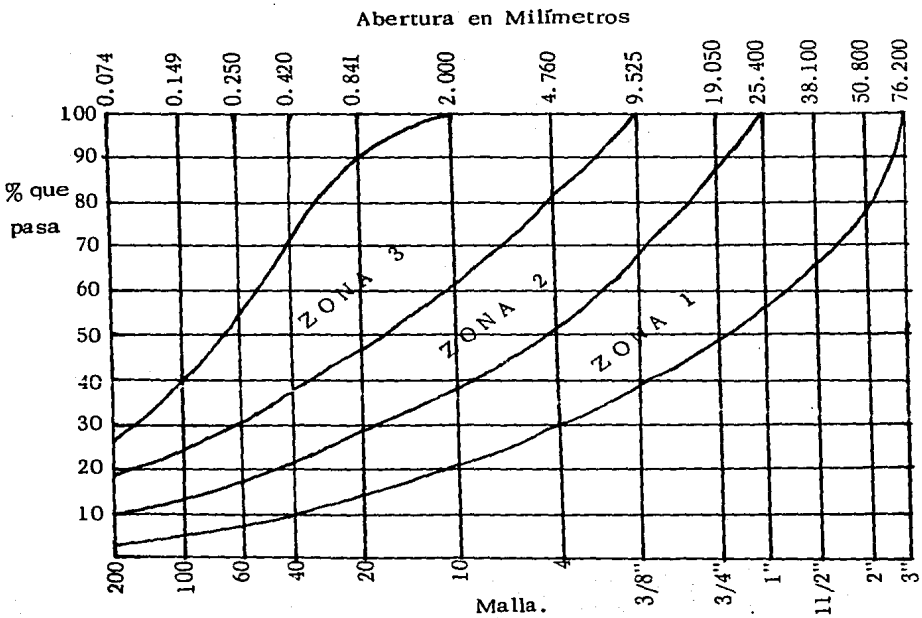
III.1.7.- Revestimiento.

Se entiende por revestimiento las capas de materiales seleccionados, colocados sobre las terracerías para servir de superficie de rodamiento.

Los materiales empleados en el revestimiento se deben localizar en la zona de trabajo, para evitar distancias grandes de acarreo, si es que dichos materiales reúnen las condiciones adecuadas para satisfacer las necesidades del servicio. En caminos que, por su importancia, requieran un revestimiento de mayor calidad, se deben emplear materiales que cumplan con las siguientes características:

La curva granulométrica debe quedar comprendida entre el límite inferior de la zona 1 y el límite superior de la zona 3 de la gráfica de composición granulométrica.

La curva granulométrica debe tener una forma semejante a las curvas que limitan las zonas, sin presentar cambios bruscos de pendientes. La relación de porciento en peso que pase la malla N°200 al que pase la malla N°40, no deberá ser mayor de 0.65.



GRAFICA DE COMPOSICION GRANULOMETRICA

Se recomienda también que el material utilizado, independientemente de su granulometría, tenga como mínimo un 20% de valor relativo de soporte.

Los materiales pueden emplearse en su estado natural, o bien requerir algún tratamiento. Si son empleados en su estado natural, son materiales poco o nada cohesivos, como limos, arenas y gravas, que al ser extraídos queden sueltos, y que no tengan más de 5% de partículas mayores de 76 mm. Mientras que los materiales que no se empleen en su estado natural deberán disgregarse, cribarse o triturarse.

Para la construcción de un revestimiento se procede de la siguiente manera:

a) Cuando se emplee un material, se revolverá éste y se acamellonará, se extenderá parcialmente y, por medio de riegos y mezclados sucesivos, se incorporará el agua necesaria hasta obtener una humedad homogénea. A continuación se tenderá y compactará;en capas no mayores de 15 cm de espesor, al grado de compactación fijado en el proyecto. Para revestimientos no compactados, se revolverá el material, se acamellonará y se tenderá en capas de 20 cm.

b) Cuando se empleen dos o más materiales de diferentes características, se revolverán y acamellonarán separadamente, uno frente al otro; se mezclarán en seco los camellones hasta lograr una apariencia homogénea del conjunto y se formará un nuevo camellón. Posteriormente el material se tiende y se compacta de la manera antes descrita.

Para dar por terminada la construcción de un revestimiento, incluyendo su afinamiento, se debe verificar que el alineamiento y las secciones en su ancho y espesor, estén dentro de las siguientes tolerancias:

1.- Distancia del eje del camino a las orillas.	± 10 cm
2.- Espesores.	± 3 cm

Además, tanto para subrasantes, sub-bases y bases como para revestimientos se deberá asegurar el grado de compactación requerido por el proyecto, ya que los materiales que forman dichas capas deben tener la suficiente cohesión, para evitar que el tránsito forme rodaduras o desplace el material a los lados del camino, en el caso de revestimientos; y, en el caso de subrasantes, sub-bases y bases, evitar que las cargas y la mala compactación propicien una falla en la carpeta de rodamiento.

III.2.- Características Geométricas.

Dichas características se encuentran regidas por una serie de elementos geométricos que conforman la sección transversal de cualquier tipo de camino, y cuyas dimensiones se definen de acuerdo a diferentes factores, entre los cuales se pueden ennumerar, principalmente los siguientes:

1.- En base a la función del camino:

a) Caminos troncales en campos de explotación, accesos a los mismos, accesos a instalaciones, etc.

b) Ramales dentro de campos de explotación de carácter provisional.

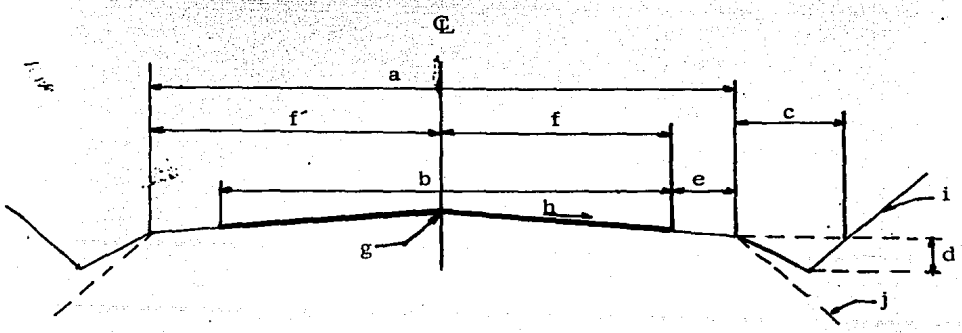
2.- En base a los volúmenes de tránsito y a las velocidades de circulación:

a) Para terreno plano, lomerío suave y montañoso. La velocidad máxima de 60 Kph, con un tránsito de 50 a 100 de tránsito promedio anual.

b) Para un tránsito promedio anual superior a 3000.

c) etc.

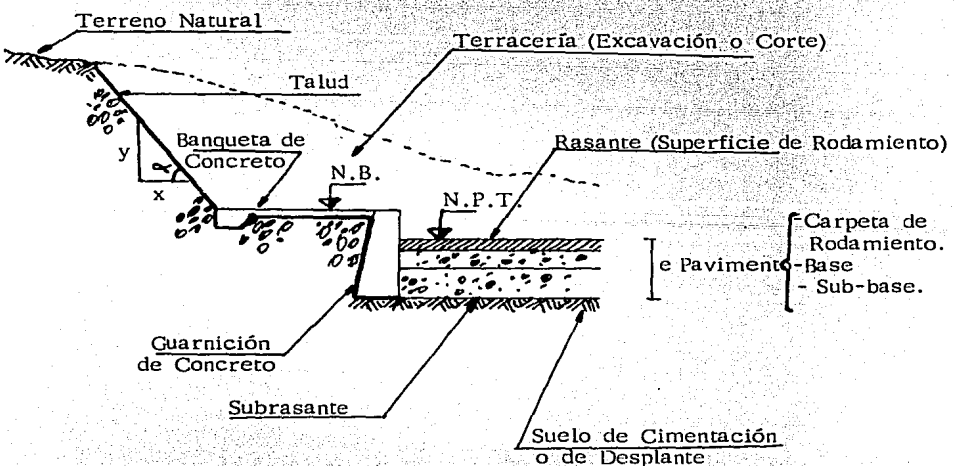
Y, en base a ésto, se definen los elementos geométricos que se representan a continuación.



donde:

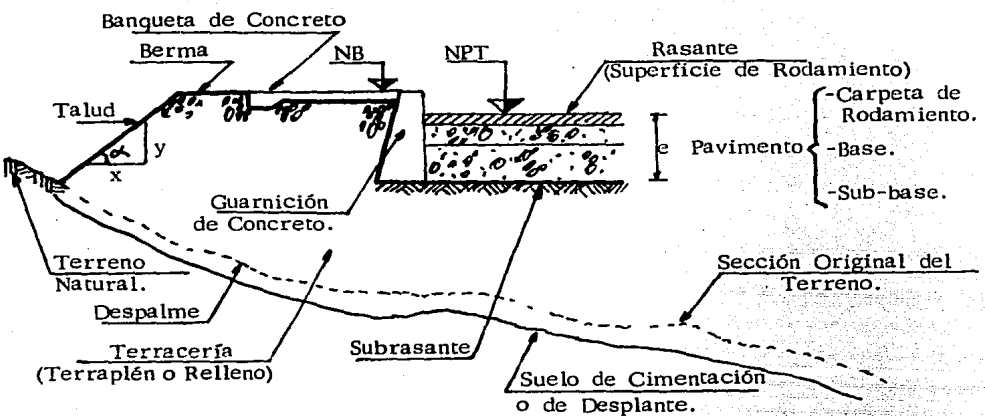
a = Ancho de corona.
b = Ancho de carpeta.
c = Ancho de cuneta.
d = Profundidad de Cuneta.
e = Acotamiento.
f = Carril en camino asfaltado.
f´ = Carril en camino revestido.
g = Proyección de la rasante.
h = Bombeo.
i = Talud en corte.
j = Talud en terraplén.

Como se puede observar, la sección transversal se puede dividir en dos tipos de acuerdo a la naturaleza del desplante, y de hecho se presenta comúnmente la combinación de éstos, que es una sección con desplante en corte y en terraplén simultáneamente. Estos dos tipos de sección se ilustran a continuación:



e = Espesor de pavimento.
NB = Nivel de banqueta.
NPT = Nivel de piso terminado.

SECCION EN EXCAVACION O CORTE



e = Espesor del pavimento.
NB = Nivel de banqueta.
NPT = Nivel de piso terminado.

SECCION EN TERRAPLEN O RELLENO

III.3.- Estabilización de Materiales.

Con mucha frecuencia los suelos disponibles para construcción no pueden llenar los requisitos de resistencia e incompresibilidad indispensables para su uso en terraplenes, subrasantes o revestimientos. El proceso por el cual se mejora el suelo para que pueda alcanzar los requisitos fijados se llama estabilización. En su más amplio sentido, la estabilización incluye la compactación, el drenaje, la preconsolidación y la protección de la superficie contra la erosión y la infiltración de la humedad.

III.3.1.- Estabilización por modificación del material del suelo para protección de la superficie.

El modo de modificar y el grado de modificación necesarios dependen del carácter del suelo y de sus deficiencias. En la mayoría de los casos se necesita aumentar su resistencia. Si el suelo no es cohesivo, esto se puede lograr por confinamiento o dándole cohesión por medio de un agente cementador o ligante. Si es cohesivo se puede aumentar su resistencia haciendo el suelo resistente a la humedad, alterando la película de agua adsorbida, aumentando la cohesión con un agente cementador y aumentando la fricción interna. La reducción de la compresibilidad se puede lograr llenando los poros, cementando los granos con un material rígido o cambiando las fuerzas del agua adsorbida por el mineral de arcilla. La inmunidad a la retracción y a la expansión se pueden lograr cementando, modificando la capacidad del material arcilloso para la adsorción de agua y haciendo el suelo resistente a los cambios de humedad. La permeabilidad se puede reducir llenando los poros con un material impermeable o modificando la estructura del mineral de arcilla y el agua adsorbida para impedir la floculación. Se puede aumentar la permeabilidad quitando los granos finos o creando una estructura conglomerada. Desde el punto de vista de su función o efecto en el suelo se pueden clasificar de la siguiente manera:

1.- Retención de Humedad: que retiene la humedad en el suelo.

2.- Resistencia a la Humedad: que impide que la humedad entre en el suelo o que afecte a los minerales de arcilla.

3.- Cementación: que une las partículas entre sí, sin modificarlas.

4.- Relleno: que rellena los poros.

5.- Estabilización Mecánica: que mejora la graduación del suelo.

6.- Alteración Físico-química: que cambia el mineral arcilloso o el sistema agua adsorbida-mineral arcilloso.

Un agente estabilizador satisfactorio debe proporcionar las cualidades requeridas y además debe satisfacer las siguientes condiciones: 1) debe ser compatible con el mineral del suelo;2) debe ser permanente;3) debe ser fácil de manejar y preparar;y 4) debe tener bajo costo. Los principales métodos y materiales y sus aplicaciones típicas se describen a continuación:

-Aditivos para retener la humedad.

La humedad en el suelo proporciona alguna cohesión en las arenas y limos por la tensión capilar y evita el polvo en todos los materiales. Evita la retracción y el agrietamiento en los suelos cohesivos y, por lo tanto, reduce la desintegración que se produce a la primera lluvia que siga a un período de seca. La sal común es un magnífico retenedor de humedad en regiones calientes y relativamente húmedas;se aplica a razón de 15 Kg por metro cúbico. El cloruro de calcio a razón de 9 Kg por metro cúbico es muy efectivo, especialmente en áreas secas, porque es delicuescente (capaz de tomar la humedad del aire).

-Aditivos resistentes a la humedad.

Los materiales resistentes a la humedad o impermeabilizantes ayudan a mantener el agua fuera del contacto con las partículas del suelo y evitan ablandamientos y expansiones. Esto se logra con el recubrimiento de los granos con materiales bituminosos o con asfalto rebajado, que son los ajentes impermeabilizantes más comúnmente usados. La cantidad que se requiere varía de 2 a 7 por ciento, aumentando con el porcentaje de finos. Estos materiales dan mejores resultados si el suelo es de baja plasticidad, pero en muchos suelos hay tendencia a que se pierda su efectividad con el tiempo.

- Cementación.

Este es el método más ampliamente usado y de mayor éxito en la estabilización. El beneficio predominante es el aumento de resistencia por cohesión; también se produce una reducción en la permeabilidad en la mayoría de los suelos, ya que el agente cementante llena los poros. Cuando el agente cementante es relativamente rígido, se puede aumentar el módulo de elasticidad del suelo y disminuir la compresibilidad.

--Suelo-Cemento.

En la estabilización suelo-cemento se emplea cemento Portland para formar una mezcla como concreto en el propio lugar; en ésta mezcla el suelo es árido.

La proporción de la mezcla, para obtener la durabilidad y resistencia requeridas, se determina por un procedimiento de tanteo. Se preparan las muestras de suelo con diferentes cantidades de cemento y se compactan a la humedad óptima por el método Próctor estándar.

El suelo-cemento es curado en condiciones húmedas, pero no de saturación, porque el curado en obra se limita, por lo general, a retener la humedad de compactación, para lo cual se emplea una membrana impermeable o una capa asfáltica de sello.

Las cantidades de cemento que normalmente se emplean son 8% para los suelos arenosos y 15%, en peso, para los suelos arcillosos.

Las resistencias a compresión sin confinar para el suelo-cemento que contenga el cemento suficiente para obtener la durabilidad normal son desde 14 Kg cm^2 para suelos arcillosos, hasta 56 Kg/cm^2 para suelos arenosos.

Una compactación adecuada es esencial. Corrientemente esto se hace de la misma manera que si se compactara el suelo solamente. En todos los casos la superficie se termina con un rodillo neumático. El suelo-cemento no tiene una gran resistencia al desgaste. En los pavimentos y en las áreas expuestas a filtraciones es necesario sellar la superficie con una capa delgada de material bituminoso. Esta capa se aplica generalmente después de compactar el suelo-cemento y así sirve también de membrana para el curado.

Algunas veces los coloides orgánicos del suelo impiden su endurecimiento. Todos los suelos orgánicos deben considerarse sospechosos hasta que los ensayos prueben lo contrario. Un tratamiento con hidróxido de sodio, antes de añadir el cemento, a menudo es eficaz para corregir los efectos de la materia orgánica. Un alto contenido de sulfatos en el suelo también es perjudicial y hasta los cementos resistentes a los sulfatos puede que no eviten este inconveniente.

Los usos del suelo-cemento aumentan rápidamente, pero la aplicación más extendida es para capas de base para carreteras. Los ensayos indican que una capa de base de 15 cm de espesor es tan efectiva para distribuir las cargas de las ruedas como una de roca triturada de 30 ó 35 cm de espesor o un concreto asfáltico. El recubrimiento de las zanjas de irrigación y de drenaje con suelo-cemento es económico y conveniente. La protección contra la erosión en taludes de presas con suelo-cemento ha reemplazado al empedrado o escollera superficial en los lugares donde la piedra de buena calidad es costosa.

En el suelo-cemento modificado se emplea alrededor de un quinto de la cantidad usual de cemento, para mejorar la resistencia y rigidez

de suelos que no requieran una estabilización completa. Esto es particularmente útil cuando no se puede compactar el suelo debidamente porque está excesivamente húmedo y cuando no se puede esperar por tiempo seco.

La estabilización con ceniza ligera y cal se parece a la estabilización con cemento, porque se produce un cemento puzolánico al reaccionar la cal con la sílice de las cenizas. La proporción entre la cal y las cenizas y la cantidad de este cementante que deba usarse se determinan por ensayos. En general se emplea del 10 al 15% de una mezcla de dos partes de ceniza y una parte de cal que se mezcla con el suelo y se compacta como si fuera cemento Portland.

--Cementación con Asfalto.

Los ligantes bituminosos o asfaltos rebajados, se han usado para subrasantes y pavimentos de bajo costo. Las emulsiones asfálticas también se usan, pero se necesita un período largo de tiempo seco para que la mezcla se cure debidamente. La cantidad de asfalto se determina por pruebas o se hace uso de experiencias anteriores; generalmente es de 4 a 7% en peso. La estabilización asfáltica tiene su mayor uso en suelos arenosos con poca o ninguna arcilla, como son los de las clases SW, SP y SM, por lo que éstas se usan con frecuencia.

--Cementación Química.

La cementación química consiste en unir las partículas del suelo con un agente cementante, que se produce por una reacción química dentro del suelo. La reacción no incluye necesariamente las partículas del suelo, aunque en la unión o ligazón sí están implicadas las fuerzas intermoleculares del suelo.

Los primeros cementantes químicos fueron los silicatos solubles; por lo general, soluciones de silicato de sodio. En presencia de un ácido débil o de sales metálicas, el silicato se descompone en hidróxido de sodio y gel coloidal de sílice o un silicato insoluble.

El silicato de calcio es un precipitado insoluble al que se llega después de pasar rápidamente por la fase de gel silíceo. La gel de sílice es una masa viscosa como jalea que con la eliminación de agua se transforma en sílice sólida. El silicato de calcio es un precipitado insoluble al que se llega después de pasar rápidamente por la fase de gel silíceo.

El precipitado de silicato de calcio llena los poros del suelo de un ligante impermeable en una reacción relámpago. Esta forma se utiliza para inyectar grandes poros y bloquear las filtraciones de agua.

Los silicatos han tenido su más amplia aplicación en la estabilización por inyecciones en arenas y en rocas con juntas abiertas, tanto para dar resistencia como para reducir la filtración de agua. Aunque los silicatos se retraen al secarse y se vuelven frágiles, parece que son relativamente permanentes en un medio húmedo.

Los monómeros orgánicos uncluyen una amplia variedad de complejos químicos que inicialmente son solubles en agua. Una solución con agua que es típica, de 10%, se puede mezclar rápidamente con el suelo o inyectarse en los poros del mismo, que es la forma de aplicación más común. Un segundo producto químico llamado activador o catalizador hace que las moléculas del monómero se liguen entre sí; esto se llama polimerización. El polímero resultante es un entrelazamiento de las moléculas orgánicas ligadas, con agua atrapada entre ellas. Una reacción similar se produce con ingredientes solubles separados, los cuales reaccionan juntos en solución en

el suelo, para formar un monómero que subsecuentemente se polimeriza. En ambos casos el polímero es un sólido elástico, cuyo peso es mayormente agua y cuya resistencia y rigidez están reguladas por su composición química y por la concentración.

Las mezclas solidificadas de agua-polímeros se retraen mucho generalmente y pierden su continuidad al secarse, pero mantienen su resistencia si están continuamente húmedas.

-- Congelación.

El congelar el suelo es equivalente a cementar con hielo. Se introducen en el suelo tubos coaxiales y por el tubo central se hace pasar hacia abajo un refrigerante a -18 °C, que sale por el tubo exterior y enfría el suelo. De ésta manera el suelo más blando se puede convertir rápidamente en un sólido fuerte, impermeable e incompresible. Debido a su alto costo y, desde luego, a su falta de permanencia, éste método sólo se emplea en emergencias o cuando no se pueda hacer otra cosa.

- Relleno de los Poros.

Al rellenar los poros de los suelos no cohesivos se reduce la permeabilidad y al mismo tiempo se mantiene la resistencia del suelo, porque se reduce la penetración de agua. Varios materiales se usan con éste propósito, incluyendo el cemento Portland, las geles de silicatos solubles y los polímeros de monómeros; éstos materiales también tienen otras importantes aplicaciones como agentes cementantes.

Los materiales de grano fino como el limo, las cenizas ligeras y la arcilla se pueden usar para rellenar los poros, aunque puedan ser arrastrados gradualmente si los gradientes son altos. Se han empleado materiales expansivos de partículas finas, que pueden alojarse en los

poros y que luego se expansionan llenándolos. Un ejemplo es la arcilla muy plástica que es sometida a un tratamiento para demorar su adsorbencia de agua. La emulsión asfáltica o el látex se pueden tratar de manera que se rompa la emulsión dentro de los poros del suelo y forme una masa impermeable. La mayoría de éstos materiales se coloca por medio de inyecciones para sellar las formaciones naturales de suelos permeables en los que las filtraciones excesivas son riesgosas o costosas.

- Estabilización Mecánica.

La estabilización mecánica es el mejoramiento del suelo por el cambio de graduación. Consiste generalmente en mezclar dos o más suelos naturales para obtener un material compuesto que sea superior a cualesquiera de sus componentes; pero también incluye la adición de roca triturada o escoria o la tamización del suelo para remover partículas de cierto tamaño.

Se considera que el suelo está constituído por dos componentes: el árido, que incluye todas las partículas más gruesas que un límite arbitrario, como el tamiz N°40 (0.42 mm) o el N°200 (0.074 mm) y consiste en granos predominantes redondeados y el ligante que es la fracción fina que incluye los granos finos redondeados y los minerales arcillosos. El árido proporciona la fricción interna y la incompresibilidad e idealmente consiste en partículas fuertes y angulosas bien graduadas. El ligante proporciona la cohesión y la impermeabilidad; debe tener suficiente plasticidad para producir gran cohesión, pero no tanta que sea expansivo. Los mejores ligantes (más finos que el tamiz N°40) son los suelos CL, con límites líquidos menores de 40 e índices de plasticidad entre 5 y 15.

La cantidad óptima de ligante se alcanza cuando el ligante compactado llena los poros sin destruir todos los contactos de grano a grano de las partículas redondeadas. El aumentar la cantidad de ligante después de alcanzado éste punto, produce una rápida caída de la fricción interna, un pequeño aumento en la cohesión y mayor compresibilidad.

La mezcla se proporciona de manera que el total de ligante (de todos los ingredientes) sea del 75 al 90% del que se requiere para llenar los poros. Las cantidades de ligante que se requieren normalmente para máxima resistencia, son de 20 a 27% y son algo menores que las que resultan para el peso específico máximo compactado. La estabilización mecánica se emplea principalmente en las subrasantes de pavimentos y para pavimentos de bajo costo, donde se necesita algún mejoramiento del suelo, pero que no están justificados grandes gastos.

-Alteraciones Fisico-Químicas.

La alteración fisico-química, incluyendo la estabilización química, consiste en cambiar las propiedades de los granos de suelo, principalmente de los minerales arcillosos y de su agua adsorbida. El cambio de iones o cambio de base, es el cambio de los cationes en la película de agua adsorbida. La plasticidad de las arcillas tiende a disminuir con el aumento de valencia de cationes. Con la adición, en concentración suficiente, de productos químicos con cationes de alta valencia el suelo es forzado a cambiar, con el resultado de una disminución en la plasticidad. La cal y el cloruro de calcio suministran iones de calcio con valencia 2, lo cual produce un mejoramiento significativo en las arcillas muy plásticas que tienen cationes de sodio o potasio. El sulfato de aluminio y ciertos productos químicos orgánicos también se han

usado experimentalmente con éste propósito. La cantidad necesaria del producto químico es pequeña, tan baja como el 0.1%, en algunos casos.

La estabilización electroquímica implica un cambio de base producido por una corriente eléctrica. Los cationes de aluminio se desprenden de un electrodo positivo de aluminio y emigran en el suelo, hacia el electrodo negativo y en el curso de su movimiento se efectúa el cambio de base. Al mismo tiempo el drenaje por electrósmosis hacia el electrodo negativo que tiene la forma de un pozo, ayuda a endurecer el suelo.

Los agentes dispersantes, como el silicato de sodio y el polifosfato de sodio, aumentan la repulsión en las capas de agua adsorbida de la arcilla y hacen que el suelo adquiera una estructura dispersa u orientada. El procedimiento es poco costoso, porque se necesita solamente del 0.1 al 0.2% de productos químicos baratos. Este método se ha empleado con éxito para sellar embalses con fugas.

La coagulación o conglomeración química produce un efecto opuesto al de la dispersión. Las partículas se unen entre sí en cadenas que dejan grandes vacíos entre ellas. Se aumentan la permeabilidad y la plasticidad y disminuye el peso específico máximo del suelo compactado. Esto mejora los cultivos y el drenaje y se ha usado para mantener la hierba en los taludes empinados.

Los agentes que actúan activamente sobre la superficie y las enzimas (que también se usan como detergentes para lavar) aumentan la capacidad del agua para mojar un material. Si el suelo está demasiado seco para que pueda ser compactado, una pequeña cantidad del agente, generalmente menos del 0.1%, mezclada con el agua que se añade, ayudará a difundir la humedad uniformemente. Con el uso del

agente coagulante se puede aumentar ligeramente el peso específico máximo y la resistencia y la compresibilidad se mejoran algo.

La alteración térmica es la aplicación de un calor intenso para desecar el suelo y hasta producir una limitada fusión y cierta vitrificación. La masa como de ladrillo que se forma, de 2 a 3 m de diámetro, queda permanentemente estabilizada. El costo de la estabilización térmica depende de la humedad del suelo, su conductibilidad térmica y la disponibilidad del combustible. En suelos secos y en áreas donde el combustible es abundante y barato, es aparentemente económica.

- Procedimientos para Estabilizar.

El procedimiento para estabilizar es la parte más crítica de la estabilización, porque la eficacia de cualquier método depende de la proporción de partículas de suelo que son tratadas. La facilidad del tratamiento depende de la cohesión. Los suelos no-cohesivos se rompen fácilmente y el tratamiento es fácil, mientras que los suelos cohesivos tienden a formar terrones o grumos impenetrables que impiden el tratamiento. Los materiales secos como el cemento se distribuyen mecánicamente en cada capa de suelo, mientras que los materiales solubles y los líquidos, como el asfalto, se añaden rociándolos.

El proporcionamiento de los materiales secos se hace generalmente por capas. Se coloca una capa de suelo suelto de 15 a 20 cm. de espesor, unifirmemente distribuída. El peso de suelo por unidad de área se determina ansayando muestras que se han seleccionado. El estabilizador seco se esparce sobre la superficie del suelo en la proporción, en peso por unidad de área, que requiera el suelo.

La mezcla del estabilizador con el suelo requiere una extensa manipulación de la capa de suelo o el uso de una mezcladora móvil. La manipulación consiste en hacer penetrar el estabilizador dentro de la capa de suelo utilizando un arado de discos o una escarificadora que atraviese todo el espesor de la capa. Es necesario ejecutar muchos pases en direcciones alteradas y diferentes para obtener una mezcla en tres dimensiones. Finalmente se voltea la capa de arriba para abajo con una niveladora, para asegurar que no haya zonas deficientes o excesivamente estabilizadas. Las mezcladoras mecánicas móviles son muy eficaces y pueden producir una mejor mezcla de los materiales.

Después de mezcladas las capas de suelo, se debe compactar inmediatamente, antes que se desarrolle cualquier endurecimiento permanente, pues de otra manera la compactación desbarataría cualquier estabilización que se hubiera producido. La estabilización con cemento y con emulsiones asfálticas requieren curado. Es conveniente aplicar un riego asfáltico de sello al suelo-cemento inmediatamente después de compactado, para retener la humedad de la mezcla, lo cual es conveniente también para el curado. El tiempo de curado de las subrasantes estabilizadas varía de una a dos semanas, para el suelo-cemento, a unos pocos días para el asfalto de fraguado rápido. La mayoría de las otras mezclas estabilizadoras adquieren resistencia en el día y, por lo tanto, no necesitan un curado especial.

III.3.2.- Drenaje.

Drenaje significa corrientemente eliminación del agua del suelo. Tiene dos objetivos: impedir que las filtraciones vayan a acumularse y mejorar las propiedades del suelo como son: un aumento de la resistencia o una reducción de la compresibilidad. También se emplea el drenaje para

reducir la presión del agua en el suelo.

- Métodos de Subdrenaje en Vías Terrestres.

a) Capas permeables en pavimentos.

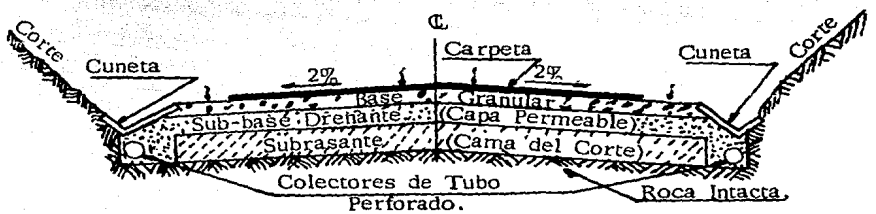
Es frecuente que en las camas de los cortes de las carreteras y las vías férreas aparezcan grandes cantidades de agua;en éstos casos puede ser útil la colocación de capas permeables bajo el pavimento para su protección. Estas son capas de espesor razonable que se colocan abajo de la corona del camino o de la superficie pavimentada y están constituídos por material de filtro, de manera que con ayuda de una pendiente transversal adecuada y de unas correctas instalaciones de salida puedan drenar el agua que se infiltre desde el pavimento, que provenga de los acotamientos de la vía o que ascienda por subpresión, procedente de niveles inferiores.

Muchas veces estas capas drenantes se integran al pavimento, aprovechando que la naturaleza granular de los materiales de filtro los hace muy apropiados para tal función, estructuralmente hablando. Otra función importante de las capas de filtro pudiera ser servir de transición entre los materiales finos de terracería y alguna capa de material triturado grueso que haya de colocarse encima, para impedir la incrustación de los fragmentos gruesos en la matriz fina.

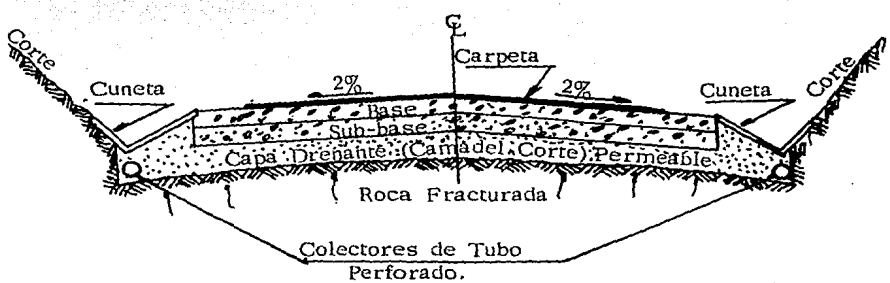
A veces una capa permeable de material grueso se coloca en la parte inferior de un pavimento o aún en el cuerpo o la parte interior del terraplén, con la finalidad de interrumpir un proceso de ascención capilar que, de otra manera, terminaría por perjudicar la capa subrasante, la sub-base y aún, quizá, la base de dicho pavimento. Estas son las capas rompedoras de capilaridad, cuya función es impedir el acceso del agua, pero no drenarla; no son propiamente capas drenantes. Se trata de poner el material fino del

terraplén en contacto con el aire en los huecos grandes entre las partículas gruesas, para dar ocasión a la formación de los meniscos necesarios para que el agua no continúe su ascenso, quedando libres de ella las capas de suelo colocadas por encima.

La figura siguiente muestra la utilización de la sub-base como capa drenante con un flujo descendente de agua, formada por los materiales adecuados.

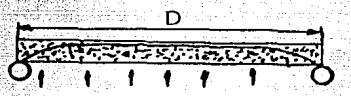


En seguida, se muestra también la capa drenante con flujo ascendente por subpresión en una roca fracturada. Ahora la capa drenante se ha identificado con la subrasante que forma la cama del corte.



En la siguiente gráfica se encuentra la curva de diseño para capas permeables horizontales;dichas curvas provienen de análisis hechos con red de flujo.

Dicha curva puede utilizarse para diseñar capas rompedoras en que la geometría del proolema corresponJa a la de la siguiente figura:

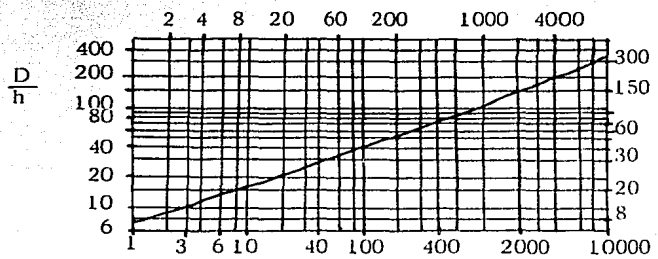


Flujo Vertical

(Para otras geometrías habría que desarrollar gráficas análogas).

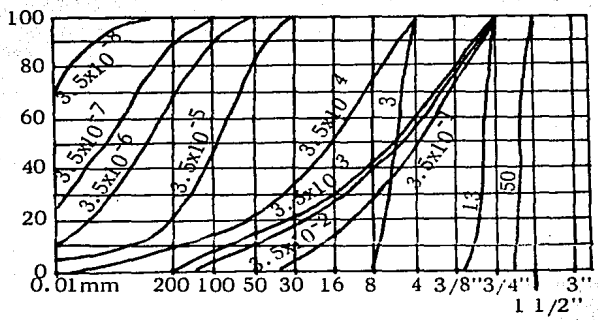
En dicha gráfica se comienza por suponer un espesor de la capa rompedora (generalmente comprendido entre 20 y 40 cm, con 30 cm como valor muy típico);después habría que suponer o calcular la permeabilidad del suelo bajo la capa rompedora, a través de la que sube el agua por subpresión, en este caso. A continuación se fija un valor de h (valor de la altura de saturación dentro de la capa permeable), generalmente 4 ó 5 cm por abajo del nivel superior de la capa.

Puede así calcularse la relación D/h, para obtener la permeabilidad necesaria en el filtro.



Relación de Permeabilidades , K_f/K_s

obtenida la permeabilidad necesaria para el filtro se procede a la determinación de la distribución granulométrica aproximada, a partir de la permeabilidad en base a la siguiente información granulométrica:



k = Permeabilidad en cm/seg

Y de esta manera se conoce la granulometría del material que deberá usarse para la capa permeable.

Es muy común que la capa permeable diseñada por este procedimiento sea bastante ineficiente en lo que se refiere a desalojar gastos importantes. Aunque se procura que los pavimentos sean relativamente estancos, de manera que la mayor parte del agua de precipitación sea eleminada por escurrimiento superficial, gracias al bombeo transversal con que se les dota, el hecho es que ningún pavimento es totalmente impermeable, de manera que una parte del agua llovida se infiltra a través de la carpeta; a ésta ha de añadirse la que penetra por los acotamientos, frecuentemente más permeables y la que pudiera provenir del flujo a través de los suelos vecinos, como las masas que rodean los cortes, por ejemplo.

Por consiguiente; en seguida se muestra un procedimiento para dise-

ñar la capa drenante en función de la infiltración de los pavimentos y el gasto que puede drenarse, relacionados con la longitud, el ancho y el espesor de dicha capa.

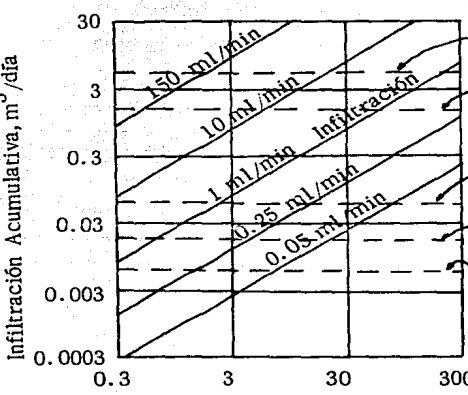
Las relaciones de infiltración de los pavimentos se dan en milímetros por minuto, y se refieren al agua que penetra a través de un círculo sobre la carpeta de 15 cm de diámetro.

En el eje de las ordenadas derecho se dan los espesores y características de capas permeables capaces de drenar los gastos producidos por las relaciones de infiltración y las longitudes de capa permeable (para un ancho unitario) que figuran en las rectas diagonales y en el eje de las abscisas de las gráficas.

Las figuras indican, por ejemplo, que se necesita una capa permeable de 90 cm de espesor, con permeabilidad de 3.5×10^{-3} cm/seg y 2% de pendiente transversal, para drenar el agua que entra en una faja de un pavimento con 5 m de longitud y 1 m de ancho, que tenga una relación de infiltración de 0.25 ml/min. En cambio, sólo se precisan 7.5 cm de espesor de capa permeable, y la permeabilidad de 3.5 cm/seg, para remover el agua que penetre, con la misma relación de infiltración, en una faja de pavimento de 300 m de longitud y 1 m de ancho.

Un complemento importante en una capa filtrante es la instalación a ambos lados de un sistema recolector y eliminador del agua, así como las capas de un espesor nó menor de 15 cm.

El eje de las ordenadas a la izquierda, muestra la infiltración acumulativa en el pavimento, en m^3/día.



Capa de 7.5cm de espesor, k = 12cm/seg puede eliminar 5.5 m^3/día.

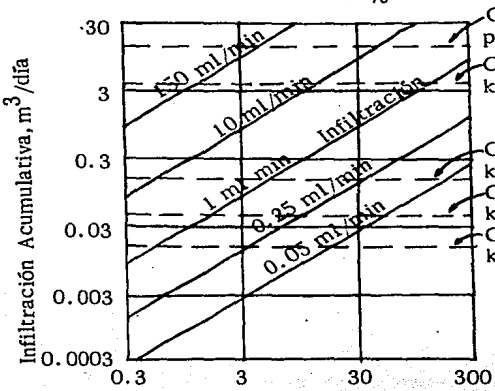
Capa de 7.5cm de espesor, k = 3.5cm/seg.

Capa de 30cm de espesor $k = 3.5 \times 10^{-2}$cm/seg.

Capa de 90cm de espesor $k = 3.5 \times 10^{-3}$cm/seg.

Capa de 30cm de espesor $k = 3.5 \times 10^{-3}$cm/seg.

L = Longitud de la capa drenante, m.
Pendiente transversal, 2%.



Capa de 7.5cn de espesor k = 12cm/seg puede eliminar 13.5m^3/día.

Capa de 7.5cm de espesor k = 3.5cm/seg.

Capa de 30cm de espesor $k = 3.5 \times 10^{-2}$cm/seg.

Capa de 90cm de espesor $k = 3.5 \times 10^{-3}$cm/seg.

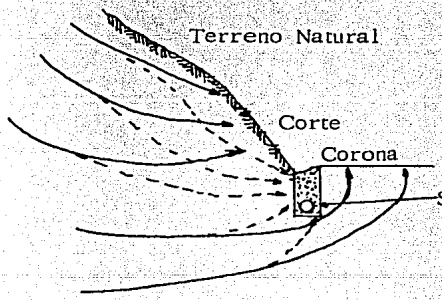
Capa de 30cm de espesor $k = 3.5 \times 10^{-3}$cm/seg.

L = Longitud de la capa drenante, m.
Pendiente transversal, 5%.

b) Drenes longitudinales de zanja.

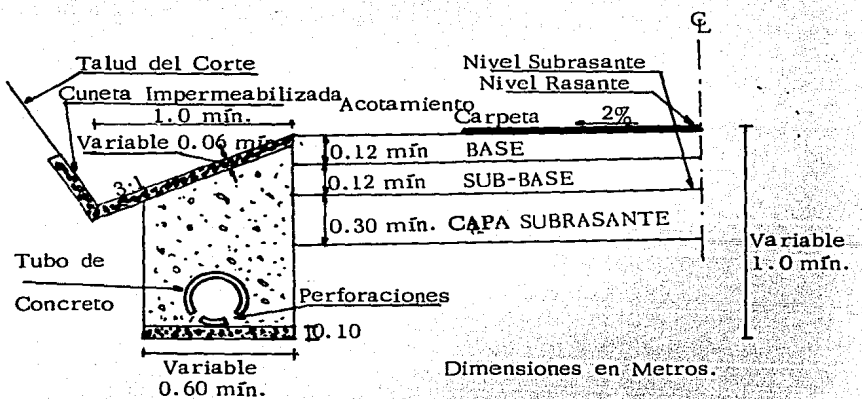
En laderas inclinadas o en terrenos ondulados y montañosos es común que el agua subterránea fluya según la inclinación de la superficie, guardando el nivel freático una configuración similar a la del terreno, si bien usualmente menos accidentada. Cuando en tales casos haya de hacerse una excavación profunda para alojar una vía terrestre, como es el caso de los cortes, se producirá un flujo hacia la excavación que tenderá a saturar los taludes y la cama del corte.

Este flujo puede ser interceptado por un dren longitudinal de zanja. El efecto del subdrén de zanja es el de lograr interceptar y eliminar el flujo hacia la cama del corte y, en menor escala, disminuir la zona eventualmente saturada en el talud. La mayor parte de los drenes longitudinales de zanja que se colocan en carreteras y ferrocarriles tienen tal finalidad, por lo que resultan ser en ese caso estructuras cuya principal función es la de protección de pavimentos, interceptando un flujo de agua tal como se observa en la siguiente figura:



Otra utilización muy común de los drenes longitudinales de zanja es la de abatir un nivel freático que se encuentre por encima del pavimento logrando así dejar un pavimento por encima de un nivel freático que, de otra manera, lo anegaría. Esta es una necesidad muy frecuente en terrenos planos, con nivel freático muy próximo a la superficie, de manera que dicha función es típica de aeropistas y carreteras.

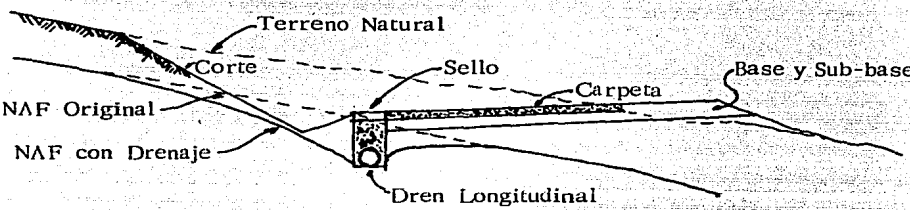
El subdrén consiste en una zanja de profundidad adecuada (como mínimo quizá de 1 a 1.5 m, y hasta de 4 m), provista de un tubo perforado en su fondo y rellena de material filtrante; el agua colectada por el tubo se desaloja por gravedad a algún bajo o cañada en que su descarga sea inofensiva.

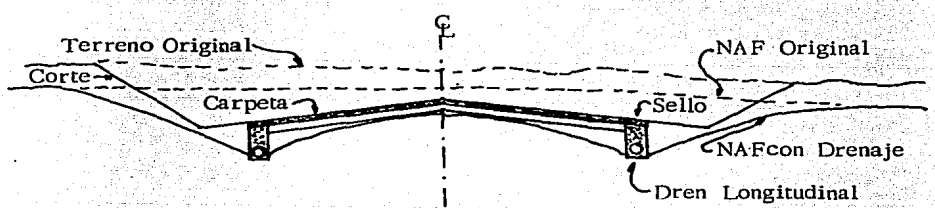


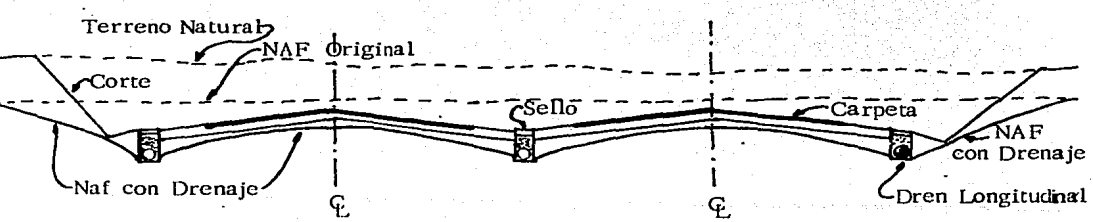
En seguida se muestran también aquellos casos en que el drén haya de colocarse de un lado o los dos de una carretera o, inclusive, en que hayan de disponerse tres o más zanjas, como podrá ser el caso en las amplias secciones de las autopistas; en éstos últimos casos, es común combinar la acción de estos drenes longitudinales con interceptores trensversa-

les. Las zanjas han de ser profundas y próximas si existe subpresión de agua bajo la sección de la vía terrestre.

El relleno permeable debe colocarse compactándolo convenientemen te.







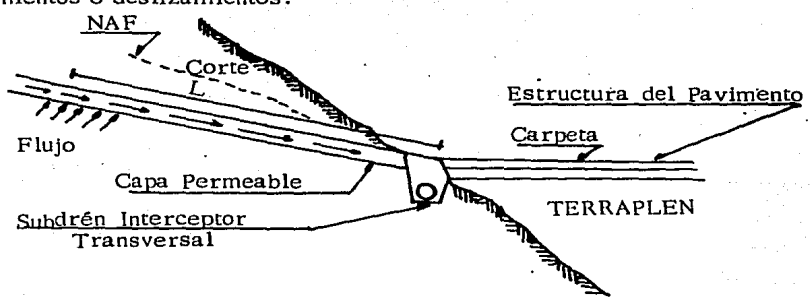
Cuando el terreno en que se construyan sea blando y húmedo, deberá cuidarse dar un espesor suficiente de material de filtro en el fondo de la zanja como para garantizar una plantilla estaole, que permita dar al tubo pendientes permanentes y para protegerlo; es frecuente construir, en este caso, la plantilla con un concreto pobre.

Los drenes de zanja rinden sus mejores resultados cuando se trata de interceptar flujos que vienen de los taludes de un corte. Es probable que se combine el efecto de una sub-base permeable drenante con un sistema de subdrenes longitudinales de zanja y con un apropiado dispositivo de drenaje transversal a base de trincheras y canales.

La capa permeable horizontal drenante conviene para captar flujos que afectan esencialmente a un pavimento, con dirección de infiltración prácticamente vertical.

c) Suodrenes interceptores transversales.

Son dispositivos de drenaje análogos en principio a los subdrenes de zanja y lo único que los distingue es la dirección en que se desarrollan, que ahora es normal al eje de la vía terrestre. En la siguiente figura se muestra una transición de una sección en corte a una sección en terraplén. De no colocar el subdrén transversal interceptor podría suceder que el flujo del agua proveniente del corte entrase en el terraplén, provocando en éste asentamientos o deslizamientos.



El efecto del dren interceptor puede incrementarse mucho, como se observa en la figura, si en una cierta longitud (L) se coloca una capa permeable drenante a ambos lados del mismo. Además, conviene colocar subdrenes interceptores en combinación con los longitudinales, cuando éstos estén muy separados o haya de abatirse el nivel freático en grandes áreas.

Los drenes interceptores transversales deben de ser capaces de eliminar muy rápidamente las aguas que les lleguen por lo que en ellos son particularmente críticos los requerimientos de permeabilidad.

d) Drenes de penetración transversal:

Los drenes de penetración transversal son instalaciones de subdrenaje que responden específicamente a la necesidad de abatir del interior de los taludes del corte las presiones generadas por el agua, que sean susceptibles de provocar la falla del corte.

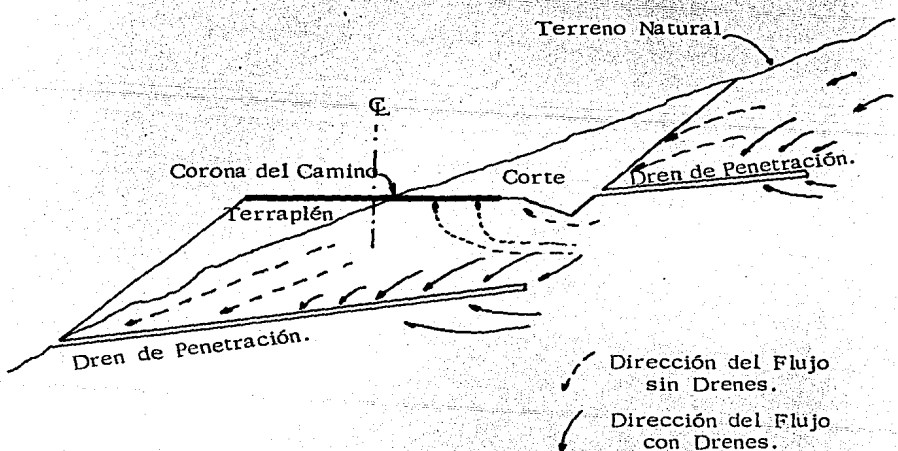
Consisten sencillamente en tubos perforados en toda su periferia que penetran en el terreno natural en dirección transversal al eje de la vía, para captar las aguas internas y abatir sus presiones neutrales. Se construyen efectuando primeramente una perforación de 7.5 a 10 cm de diámetro, para lo cuál existe la maquinaria apropiada, automática y provista de movimiento propio de avance y retroceso, para facilitar las maniobras. Dentro de la perforación se coloca el tubo perforado de 5 cm de diámetro generalmente, el cuál suele ser galvanizado o tener una película de asfalto, como protección contra la corrosión. El tubo se coloca con una inclinación hacia la vía comprendida entre 5% y 20%; 10% es una pendiente muy común.

La descarga puede ser libre a la cuneta o, en instalaciones importantes, a tubos colectores de unos 20 cm de diámetro, que encaminan las aguas a donde sean inofensivas. La parte del tubo perforado del subdrén que que-

da próxima a la salida debe dejarse sin perforar en uno o dos metros, para evitar la invasión de vegetación a través de las perforaciones y la obstrucción del tubo.

Su campo de aplicación son los taludes de los cortes y las laderas naturales, especialmente cuando sirven de apoyo a un terraplén. Se requiere un gran número de drenes para lograr buena eficiencia y en terrenos impermeables o en masas de roca agrietada, sin fácil comunicación interna, su zona de influencia puede ser relativamente pequeña, de manera que se requieren espaciamientos cortos; es frecuente colocarlos hasta 5 m uno del otro y en dos o más hileras separadas por un espaciamiento vertical similar.

En la siguiente figura se puede observar la colocación del dren y sus efectos para el caso de una sección en balcón de una carretera.



La efectividad queda condicionada a que el agua sea causa principal de problemas de estabilidad y a que se localice de tal manera que el nivel freático o la línea de corriente superior del flujo puedan ser interceptadas por los drenes. No deben instalarse ciegamente, simplemente porque exista una condición peligrosa en cuanto a estabilidad, inclusive si se ve que el agua subterránea juega un cierto papel.

Los drenes de penetración transversal deben instalarse de manera que puedan ser objeto de un mantenimiento durante la conservación normal de la vía terrestre. Este mantenimiento consiste en su limpieza interior, incluyendo el destapar sus perforaciones. Para ello existe la maquinaria adecuada, generalmente a base de cepillos con cerda metálica, integrados a máquinas de acción mecánica. Esta necesidad obliga muchas veces a la construcción de túneles o grandes tubos que proporcionen acceso a la boca de los drenes.

La efectividad de un conjunto de drenes de penetración transversal puede medirse registrando las variaciones de elevación del espejo del agua en pozos de observación estratégicamente dispuestos en la zona drenada.

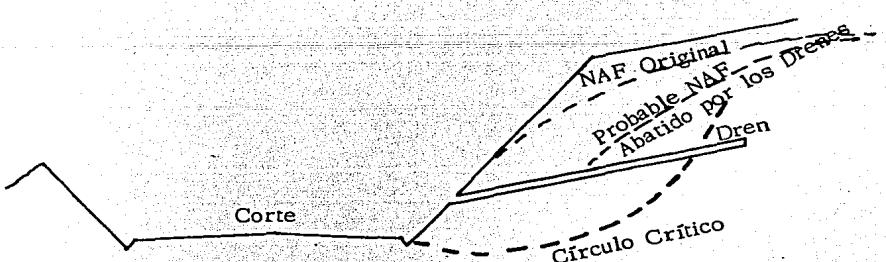
La longitud de los drenes debe ser tal que cubran con amplitud las masas de suelo susceptibles a deslizarse. Un criterio similar puede usarse cuando se desee estabilizar con drenes de penetración transversal un talud ya construído que empiece a moverse o muestre signos de inestabilidad. Cuando exista o se sospeche que exista una superficie de falla formada, la forma que se conozca de ésta o que pueda razonablemente atribuírsele, orientará de inmediato tanto la disposición como la longitud de los drenes necesarios.

Cuando se desee estabilizar una ladera bajo un terraplén, los drenes

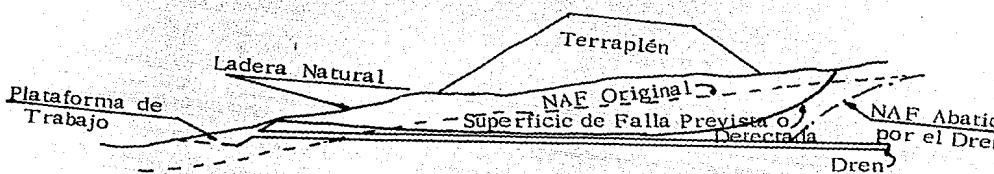
deben llevarse a una longitud suficiente para cubrir toda la zona susceptible de entrar en conflicto.

Cuando se instalan los drenes transversales sin equipo especializado, se suele recurrir a equipos convencionales de perforación, que requieren de cantidades bastante grandes de agua. La difusión de esta agua a presión dentro de la masa de suelo puede producir condiciones transitorias pero muy críticas en la estabilidad general. Por consiguiente se puede utilizar el equipo convencional de perforación ejerciendo un cuidadoso control sobre las operaciones y sobre el agua inyectada superando así las malas consecuencias de dicha inyección.

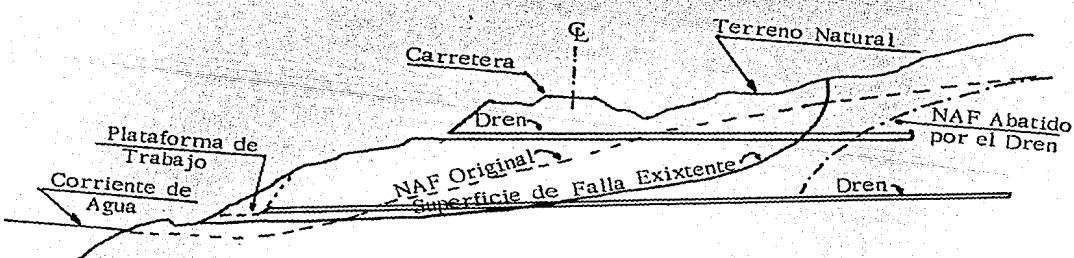
En las siguientes figuras se muestra en forma general la disposición de drenes transversales de penetración:



a) CORTE



b) TERRAPLEN SOBRE UNA LADERA.



c) CORRECCION DE UNA FALLA EXISTENTE.

Las dos formaciones en donde es probablemente más difícil instalar drenes transversales son las arenas finas limosas y los suelos que contienen grandes boleos y fragmentos de roca; la primera por su tendencia a derrumbarse y formar cavidades durante la perforación y la segunda por las dificultades provenientes de la dureza y la heterogeneidad, que restan eficiencia a la operación y elevan los costos.

Debe entenderse claramente que el objetivo fundamental de los drenes es abatir las presiones neutrales en las masas de suelo cuya estabilidad interesa. El éxito no necesariamente puede medirse por la cantidad de agua que los drenes colecten. Pudiera suceder que se interceptase un acuífero muy permeable, con agua libre y en tal caso el gasto podrá ser impresionante; pero también podrá ocurrir que los drenes se instalen en formaciones arcillosas impermeables, en que logren muy eficientemente abatir las presiones de poro y en que contribuyan mucho a la estabilidad, pero colectando cantidades de agua mínimas. El dren transversal lleva la presión atmosférica hasta donde penetra y establece una zona de influencia con presión creciente hacia la periferia, que produce un beneficio en un cierto volumen de suelo. Dentro de esa zona de influencia, el agua tiende a fluir hacia el dren, pero la cantidad que llegue depende ante todo de la permeabilidad de la formación.

e) Pozos de alivio.

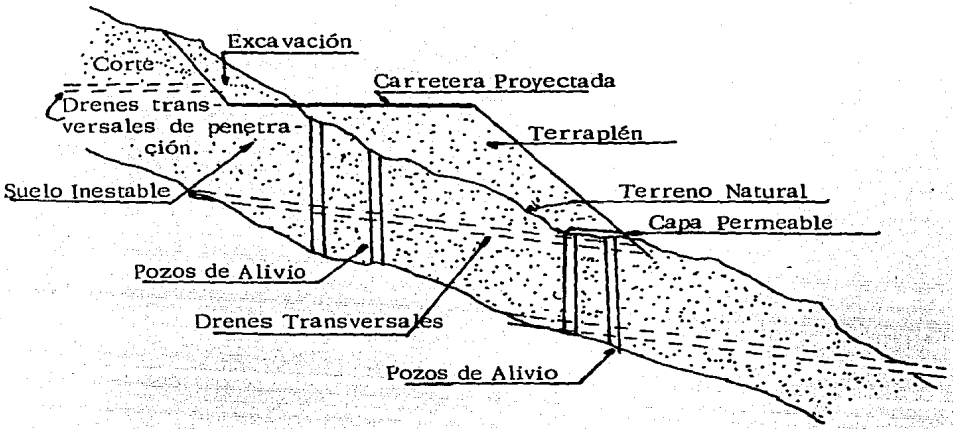
Son perforaciones verticales del orden de 0.40 a 0.60 m de diámetro, dentro de las cuales se coloca un tubo perforado de 10 a 15 cm de diámetro. El espacio anular que queda entre ambos, se rellena con material de filtro. Los pozos se han construído hasta de 20 m de profundidad. Se colocan de forma tal que capten los flujos perjudiciales, o sea ladera arriba

de la zona que se desee proteger. Su misión principal es abatir la presión en el agua existente en capas profundas del subsuelo, a las que no es económico o posible llegar por excavación; no suelen ser muy efectivos desde el punto de vista de eliminar toda el agua contenida por el suelo.

Los pozos deberán tener un sistema que elimine el agua que drenen, de otro modo sólo serán un alivio transitorio, pues con el tiempo, al llenarse de agua, se restituirán los niveles y estados de presiones que existían antes de colocarlos. El bombeo es, quizá, el medio más obvio para lograr tal fin, pero es costoso y complica mucho las maniobras de la conservación normal de la vía, por lo que se corre el riesgo de que se descuide o abandone.

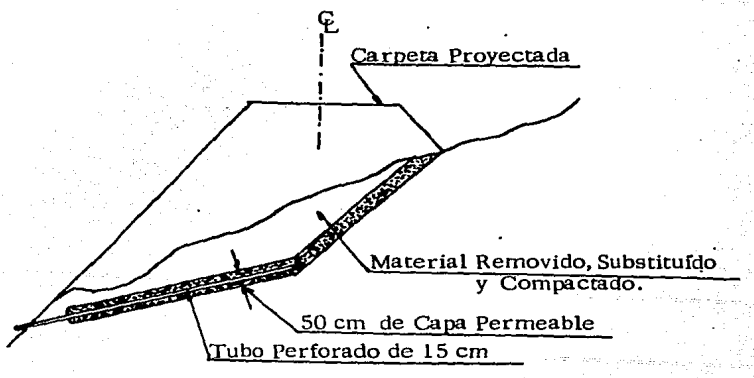
El método de los pozos de alivio tiene en su contra el costo, que suele ser alto; no es fácil que se justifiquen económicamente allí donde la perforación sea dificultosa o, sobre todo, donde el pozo haya de ser ademado, antes de colocar su relleno.

A continuación se muestra el, probablemente, mejor medio de eliminar las aguas que colecten los pozos de alivio. Se trata de hacerlo por medio de drenes de penetración transversal. Naturalmente que será muy difícil lograr una conexión física entre el pozo y el dren transversal, dadas las impresiciones de la perforación, pero esta limitación quizá no es importante, pues los drenes transversales pueden captar mucha del agua que tienda a acumularse en los pozos y, desde luego, impedirán la generación de presiones neutrales de importancia.



f) Capas permeables profundas con remoción de material.

Cuando bajo la zona en que se colocará un terraplén, existe una capa saturada de suelo de mala calidad y de espesor relativamente pequeño (no más de 3 ó 4 m) y debajo de esa capa hay materiales de mucho mejor calidad, puede pensarse en remover totalmente el suelo malo en una faja bajo el camino para construir y en la longitud necesaria, tal como se observa en la figura:



NOTA: En el Extremo de Salida, el Tubo no Deberá estar Perforado.

La excavación para la remoción puede recubrirse con una capa de 50 cm ó 1 m de material de filtro, disponiendo la correspondiente tubería perforada de captación y un sistema de desfogue. Posteriormente, la excavación se rellena con material de buenas características, debidamente compactado.

La capa drenante colocada evita que el relleno compactado sufra en el futuro los efectos adversos del agua. Adicionalmente, el sistema permite que el terraplén se apoye a fin de cuentas en terreno firme, por lo que la solución debe verse como mixta, entre mejoramiento de terreno de cimentación y subdrenaje.

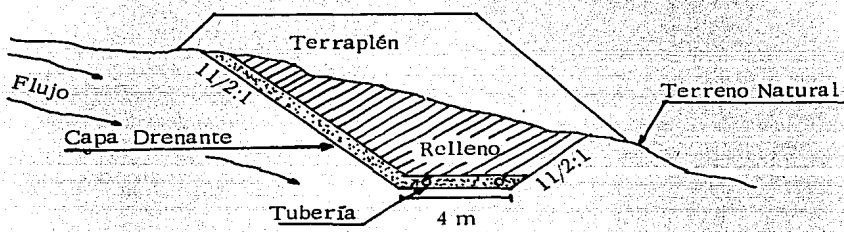
El límite lógico para esta solución es el espesor del material malo, que cuando es importante la hace prohibitiva por razones económicas. Una precaución importante consiste en determinar por exploración que se esté removiendo realmente el material a través del cual ocurre el flujo, pues ha sucedido que por abajo del estrato firme en que se confió, existía otro estrato débil saturado, de manera que la remoción por arriba de él no produjo un cambio substancial en las condiciones de estabilidad de la zona.

g) Trincheras estabilizadoras.

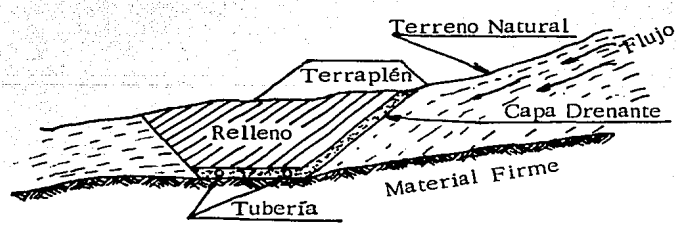
Cuando en una ladera natural existe flujo de agua y está formada por grandes espesores de materiales cuya estabilidad se ve amenazada por él y sobre tal ladera ha de construirse un terraplén, la remoción de todos los materiales malos y su substitución por otros mejores resulta ya difícil y, desde luego, antieconómica. En estos casos puede pensarse que basta captar el flujo y eliminar el agua en una zona bajo el terraplén de profundidad y ancho suficiente para garantizar la estabilidad local; esto se logra drenando las aguas de una zona que abarque aquella por la que po-

dría desarrollarse un círculo de deslizamiento del conjunto formado por el terraplén y su terreno de cimentación.

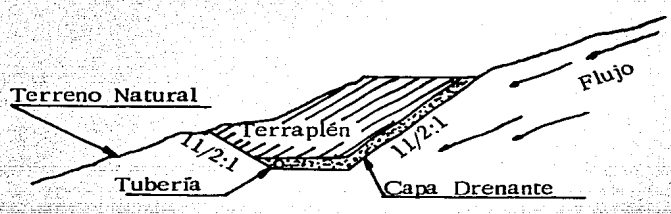
En el caso de trincheras estabilizadoras se pueden presentar circunstancias distintas y que pueden considerarse generales las siguientes:



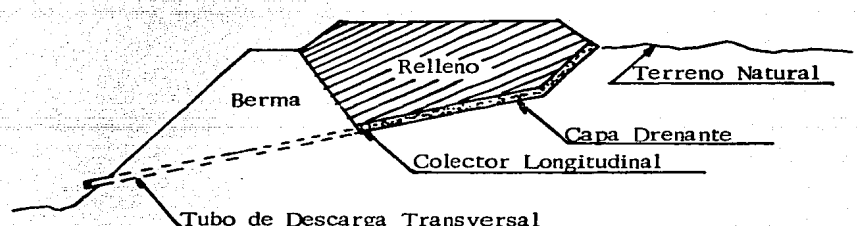
a) TRINCHERA BAJO EL TERRAPLEN



b) TRINCHERA LLEVADA HASTA UN ESTRATO FIRME COMBINANDO DRENAJE Y APOYO.



c) TRINCHERA INTEGRADA AL TERRAPLEN



d) TRINCHERA CON BERMA LATERAL, MOSTRANDO UN TUBO DE DESCARGA TRANSVERSAL

En general, una trinchera estabilizadora es una excavación dotada en su talud aguas arriba de una capa drenante, con espesor comprendido entre 0.50 y 1.0 m de material de filtro y un sistema de recolección y eliminación de agua en su fondo, el cual suele consistir de una capa de material de filtro del mismo espesor mencionado, dentro de la cual hay tubería perforada (de 15 ó 20 cm de diámetro usualmente, o mayor si se espera gran gasto) para conducir rápidamente el agua captada; esta última debe conectarse a una tubería de desfogue que lleve el agua a donde sea inofensiva. Este desfogue puede ser, por cierto, un grave problema si la excavación es profunda y la topografía no es favorable. A veces el problema puede resolverse simplemente prolongando la tubería longitudinal hasta algún bajo o cañada apropiados; otras veces será necesario dotar a la trinchera de tubos transversales que eliminen sus aguas y que deberán alojarse en zanja o en túnel; finalmente, hay ocasiones en que los problemas de desfogue son tan complicados y conducen a soluciones tan caras que se ha recurrido a eliminar el agua captada por la trinchera por medio de bombeo.

El fondo de la trinchera deberá tener el ancho suficiente para permitir la operación eficiente del equipo de construcción, lo cual se logra con unos 4 m. Los taludes de la excavación deberán ser estables durante la construcción, pues el relleno posterior elimina el problema a largo plazo. Algo que es común es que las trincheras se ubiquen donde hay mal material, por lo que los problemas de estabilidad de taludes en la excavación no son raros; la rapidez de la construcción suele ser un buen aliado para superarlos y en casos extremos se recurre a la construcción por franjas del ancho conveniente, que se van rellenando antes de abrir la siguiente.

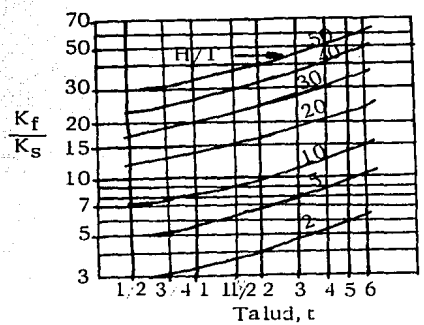
El material que rellena la trinchera debe ser de buena calidad, ge-

neralmente proveniente de préstamos y debe colocarse con una apropiada compactación por capas.

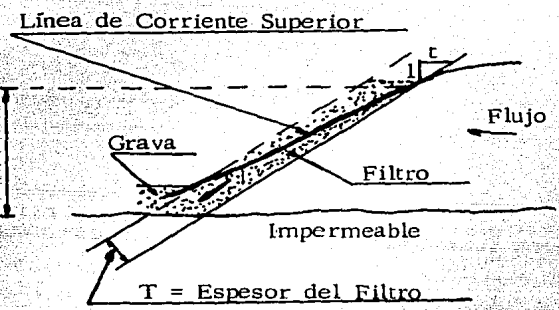
En general, la función de una trinchera estabilizadora es doble. El subdrenaje que proporciona mejora las características mecánicas del suelo ladera abajo, al cortar físicamente el flujo y también las mejora ladera arriba, abatiendo las presiones en el agua en una importante zona de influencia. Además, el mejoramiento de las características mecánicas del suelo que se substituye en el relleno crea una restricción mecánica a la falla, que puede ser muy importante en muchos casos.

Las trincheras estabilizadoras no sólo pueden construirse con su eje paralelo a la vía terrestre; en ocasiones se hacen en dirección transversal, dependiendo de conveniencias dictadas por la topografía.

Se puede tener una idea de los gastos y requerimientos de permeabilidad que puedan presentarse en lo relativo a la capa filtrante que se coloca en el talud de aguas arriba de la excavación. Un dato práctico sobre ésto puede obtenerse de la siguiente gráfica; en donde se obtiene la relación requerida de las permeabilidades del filtro y del suelo k_f/k_s. Además, permite relacionar las permeabilidades requeridas con los espesores que se proyecten de filtro.



donde:



H = Altura del filtro que queda bajo la línea de corriente superior.

h) Galerías filtrantes.

Cuando el agua subterránea se encuentra a una profundidad tal que sea imposible pensar en llegar a ella por métodos de excavación a cielo abierto y prevalezcan condiciones topográficas que hagan difícil el empleo de drenes transversales, se recurre a la construcción de galerías filtrantes. La técnica de éstas obras es muy ampliamente conocida en el campo de las presas de tierra, pero es mayor cada día su uso en problemas relacionados con el subdrenaje de vías terrestres, sobretodo en corrección de problemas en zonas inestables de grandes proporciones; mucho más raramente se construyen como método preventivo.

La galería filtrante es un túnel de sección adecuada para permitir su propia excavación, localizado en donde se juzgue más eficiente para captar y eliminar las aguas que perjudiquen la estabilidad de un talud o de una ladera natural que se use como terreno de cimentación.

Las técnicas de construcción son las correspondientes a cualquier clase de túneles.

El revestimiento de la galería, si resulta necesario, debe ser tal que permita un efectivo trabajo como dren;se ha hecho con un gran tubo metálico perforado embebido en material de filtro, pero por razones de costo suele resultar más ventajoso el revestimiento convencional de concreto, de mampostería o mixto (generalmente de mampostería las paredes y las bóvedas de concreto), dejando abundantes huecos, para propiciar la función drenante, pero cuidando de no perjudicar la estructural. Es bastante común que la galería filtrante se desarrolle por debajo de una superficie de falla previamente formada y en tal caso puede aumentarse mucho la capacidad drenante disponiendo tubos perforados en abanico radial, que lleguen hasta la zona fallada.

Seguramente el punto de juicio más delicado en conexión con las galerías filtrantes es su ubicación en relación con la planta de la zona cuya estabilidad se desea mejorar;una exploración completa a base de sondeos es necesaria hasta definir la forma de la concha de falla en las tres dimensiones del espacio. La instrumentación de secciones con inclinómetros suele dar magníficos resultados para llegar a conocer la forma de la superficie de falla dentro del subsuelo. Definida ésta, la galería filtrante puede desarrollarse por la zona más baja, para colectar las aguas en la parte de más difícil drenaje. Además, resulta muy usual llevar la galería por debajo de la superficie de falla, con lo que se previenen dislocaciones por eventuales movimientos y se favorece la posibilidad de drenaje.

El desagüe de la galería filtrante puede ser muy sencillo cuando la boca de la galería puede ser drenada por gravedad, pero puede complicarse mucho en caso contrario;hay ocasiones en que ha de recurrirse al bombeo.

III. 4. - Control de Calidad.

El control de calidad en los métodos de estabilización queda enfocado principalmente al control de la compactación;dicho control se lleva a cabo mediante determinaciones en el lugar, del peso volumétrico seco y del contenido de agua del suelo colocado.

Los requisitos que debe llenar la compactación se especifican corrientemente en términos de porcentaje de compactación. En los suelos no cohesivos otra forma de especificar la calidad es por la compacidad relativa. Estos requisitos se establecen, bien por experiencia o por pruebas, para producir una masa que en conjunto tenga la suficiente resistencia e incompresibilidad. Dentro de la masa habrá variaciones en la calidad debido a las diferencias en la compactación del suelo, en la humedad y en la energía de compactación. Cualquier evaluación debe tomar en consideración el efecto de estas variaciones en el comportamiento de la masa total.

Debe hacerse un número suficiente de pruebas para definir las variaciones de la calidad. En grandes rellenos con compactación uniforme es suficiente una por cada capa extendida de relleno y por cada 1000 ó 2000 m^2 de cada suelo diferente. En rellenos pequeños donde una operación uniforme del equipo de compactación es imposible, son necesarios 2 ó 3 ensayos por capa en cada área, aunque sea pequeña.

Las áreas donde el peso específico es menor que el especificado se compactan hasta que cumplan lo especificado.

Los valores obtenidos en las pruebas, se relacionan con las condiciones óptimas determinadas con las pruebas Próctor o Porter, según el caso, sobre el mismo material. La relación entre el peso volumétrico seco del suelo compactado en el campo y el óptimo obtenido de la prueba Próctor

o Porter, se conoce como grado de compactación, y se determina con la siguiente expresión:

$$G_c(\%) = \frac{\gamma_d}{\gamma_{d_{max}}} \cdot (100)$$

donde:

γ_d = Peso volumétrico seco del material, tal como ha sido compactado en la obra.

$\gamma_{d_{max}}$ = Máximo peso volumétrico seco, obtenido según el procedimiento de compactación tomado como norma de laboratorio fijado por el estándar establecido.

Para medir la compactación alcanzada por el suelo en el campo, sin que dependa del estándar de compactación establecido, se determina también la "Compacidad Relativa", definida por la siguiente expresión:

$$C.R.(\%) = 100 \frac{\gamma_d - \gamma_{d_{min}}}{\gamma_{d_{max}} - \gamma_{d_{min}}}$$

donde:

$\gamma_{d_{min}}$ = Mínimo peso volumétrico seco del material, fijado según un estándar de laboratorio.

En términos generales, puede asegurarse, que, en el caso de terraplenes para aeropistas, caminos, vías férreas o diques, una compactación superior al 95% del referido al Próctor o Porter, proporcionará buenos terraplenes.

Grados de compactación comprendidos entre 90 y 95%, darán resultados aceptables, que, eventualmente, puede acarrear problemas de conservación. Si la compactación es menor de 90%, se tienen grandes probabilidades de obtener terraplenes deficientes, que provocarán asentamientos indeseables y, en ocasiones, deslizamientos, agrietamientos y colapsos.

La evaluación del suelo-cemento compactado depende de su uso. Para las capas de base y otras aplicaciones en que quede expuesto a la intemperie, la durabilidad es el factor que regula la cantidad mínima de cemento. Las muestras para prueba se someten a 12 ciclos de congelación y descongelación ó 12 ciclos de humedecimiento y secamiento. El cambio máximo de volumen (expansión y retracción) que se permite es 2%. La máxima pérdida de peso que se permite varía de 7%, para los suelos A-6 y A-7, a 14% para los suelos A-1, A-2 y A-3. En algunos casos se especifica también un mínimo de resistencia a compresión sin confinar. La cantidad de cemento necesaria es la que corresponde al porcentaje mínimo que satisfaga los criterios anteriormente expuestos.

CAPITULO IV

ESTABILIDAD DE TALUDES

IV.1 Definiciones.

IV.1.1.- Talud.

Se conocen con el nombre de taludes a las superficies inclinadas en una masa de suelo que permitan salvar un desnivel. Dichas superficies se pueden clasificar en laderas y taludes naturales. Las laderas son las superficies inclinadas de las masas de suelo que se han formado sin intervención humana, (origen natural), y los taludes artificiales que son las formaciones artificiales, construídas por el ingeniero, hablándose así de los taludes de los cortes, de los terraplenes, de las excavaciones, etc.

Se debe distinguir, en lo que a tratamiento y manejo se refiere, las laderas naturales de los taludes artificiales, yá que los problemas relacionados con su estabilidad difieren radicalmente en ambos. Dentro de éstos deben verse como esencialmente distintos los problemas de los cortes y los de los terraplenes. Las diferencias importantes radican, en primer lugar, en la naturaleza de los materiales involucrados y, en segundo, en todo un conjunto de circunstancias que dependen de cómo se formó el talud y de su historia geológica, de las condiciones climáticas que privaron a lo largo de tal historia y de la influencia que el hombre ejerce en la actualidad o haya ejercido en el pasado. Esta historia y génesis de formación de laderas y taludes, la historia de esfuerzos a que estuvieron sometidos y la influencia de condiciones climáticas o, en general, ambientales, definen aspectos tan importantes como la configuración de los suelos que forman la ladera o el talud, el cual influye decisivamente en sus condiciones de estabilidad.

IV.1.2.- Mecanismos de Falla.

a) Fallas ligadas a la estabilidad de las laderas naturales.

1.- Deslizamiento superficial asociado a falta de resistencia por baja presión de confinamiento (Creep).

Este tipo de falla se refiere al proceso relativamente contínuo y por lo general lento de deslizamiento ladera abajo que se presenta en la zona superficial de algunas laderas naturales.

El creep suele afectar a grandes áreas y el movimiento superficial se produce sin una transición brusca entre la parte superficial móvil y las masas inmóviles más profundas. No se puede hablar de una superficie de deslizamiento. El creep suele deberse a una combinación de las acciones de las fuerzas de gravedad y de otros varios agentes. La velocidad de movimiento ladera abajo de un creep típico puede ser muy baja y rara vez excede de algunos centímetros por año.

En general se puede hablar de dos clases de creep; el creep estacional, que afecta sólo a la corteza superficial de la ladera que sufre la influencia de los cambios climáticos en forma de expansiones y contracciones térmicas o por humedecimiento y secado, dicho creep existe siempre en mayor o menor grado, produciéndose movimientos que pueden variar con la época del año. El espesor de la capa superficial a la que afecta es sumamente bajo y su dimensión máxima puede estimarse en un metro. El otro tipo de creep es el creep masivo, que afecta a capas de tierra más profundas, no interesadas por los efectos ambientales y que, en consecuencia, sólo se puede atribuír al efecto gravitacional, se manifiesta por movimientos prácticamente constantes y cuyo espesor puede ser de varios metros.

El creep se puede localizar mediante la observación de la inclinación

de los árboles, postes y otros elementos similares, los que adoptan una posición perpendicular a la ladera, en vez de la natural, vertical. Este es un signo que habrá que buscar siempre que se explore una ladera natural. Además, es obvio que han de reflejarse en el movimiento todas las heterogeneidades que existan en la zona superficial de la ladera, las cuales crearán diferencias en la velocidad del movimiento que, a su vez, serán causa de agrietamientos, escalonamientos, rotura de muros, de bardas y de cualesquiera estructuras longitudinales que puedan existir.

Localizado el creep, no se debe vacilar en cambiar el trazo de la vía terrestre, evitando sus problemas, pues no existe ningún remedio confiable contra este tipo de falla.

2.- Fallas asociadas a procesos de deformación acumulativa, generalmente relacionadas con perfiles geológicos desfavorables.

Estas fallas se producen en las laderas naturales como consecuencia de procesos de deformación acumulativa, por la tendencia de grandes masas a moverse ladera abajo. Este tipo de fallas quizá es típico de laderas naturales en depósitos de talud o en otras formaciones análogas en cuanto a su orígen, formadas por materiales bastante heterogéneos, no consolidados y bajo la acción casi exclusiva de las fuerzas gravitacionales. Muchas veces aparecen en el contacto de éstos depósitos con otros subyacentes, más firmes. En tales condiciones, ha de pensarse que la ladera se formó con una inclinación que no puede exceder mucho la de equilibrio crítico y por ello es lógico pensar que en el interior de la masa existen fuertes tendencias al deslizamiento, que se traducirán en deformaciones importantes de los suelos afectados. Dado el largo tiempo que tales esfuerzos gravitacionales actúan en los materiales del interior de la ladera, la resistencia al esfuerzo cortante podrá degradarse por procesos de deformación a-

cumulativa y en ciertas zonas dentro de la ladera se desarrollarán estados de creep profundo.

La ladera puede formarse durante largo tiempo, hasta que, eventualmente, tal acumulación de deformación produzca la ruptura del suelo y la formación de una superficie de falla generalizada en el interior de la propia ladera. En este caso, sería la resistencia residual del suelo la que habría que considerar como disponible.

Una vez producida la superficie de falla podrá ocurrir un deslizamiento rápido de las masas afectadas, o la tierra sobre la superficie de falla podrá permanecer en su posición, desde luego en un estado no muy alejado del equilibrio límite o crítico. Ello dependerá, primordialmente, de la inclinación de la superficie de falla formada y, en menor grado, de las restricciones que creen al deslizamiento las heterogeneidades e irregularidades de forma y materiales que puedan existir a lo largo de la superficie de falla.

3.- Flujos.

Este tipo de falla se refiere a movimientos más o menos rápidos de una parte de la ladera natural, de tal manera que el movimiento en sí y la distribución aparente de velocidades y desplazamientos recuerda el comportamiento de un líquido viscoso. La superficie de deslizamiento o no es distinguible o se desarrolla durante un lapso relativamente corto; es también frecuente que la zona de contacto entre la parte móvil y las masas fijas de la ladera sea una zona de flujo plástico.

El material susceptible de fluir puede ser cualquier formación no consolidada, y así el fenómeno puede presentarse en fragmentos de roca, depósitos de talud, suelos granulares finos o arcillas francas.

Se puede hacer la distinción de flujos en materiales relativamente

secos y en materiales húmedos, o el caso extremo de flujo de lodos, que a continuación se explican brevemente.

a) Flujo en Materiales Relativamente Secos.

En este grupo quedan comprendidos, en primer lugar, los flujos de fragmentos de roca, desde los muy rápidos (avalanchas) hasta los que ocurren lentamente. Estos movimientos pueden explicarse en términos de la falla plástica de los contactos profundos entre los fragmentos de roca y, consecuentemente, afectan siempre a grandes masas de fragmentos y suelen ser de catastróficas consecuencias.

Para que se llegue a un verdadero flujo de fragmentos de roca será preciso que éstos existan en depósitos de gran espesor y volumen muy considerable.

En segundo lugar, los flujos en suelos relativamente secos han ocurrido en "loess", asociados muchas veces a temblores. En este caso, aparentemente, el efecto del temblor fué causar una muy rápida destrucción de la estructura del material, produciendo una licuación, pero con el aire jugando el papel que en éstos fenómenos corresponde al agua.

Fenómenos similares se han registrado en arenas secas.

b) Flujos en Materiales Húmedos. Flujos en Lodos.

Los flujos en materiales húmedos se denominan flujos de lodo cuando es muy elevado el contenido de agua de los materiales, por lo menos en la zona de fluencia, pero naturalmente no hay una distinción clara entre los "flujos de tierra" y los "flujos de lodo". A veces se habla también de "flujo de detritus", cuando el material que fluye contiene porcentaje apreciable, del orden de un 50% por lo menos, de gravas, boleos o fragmentos de roca, embebidos en la matriz de suelo más fino, tal como es común que suceda en los depósitos de talud o en muchas laderas de suelo residual.

Los flujos de tierra (en materiales térreos no demasiado húmedos) se desarrollan típicamente en el pie de los deslizamientos de tipo rotacional en el cuerpo del talud, y a veces ocurren en forma extraordinariamente rápida. Estos flujos de tierra por lo general retienen mucha de la vegetación original, así como la estratigrafía y aspecto general de la formación en la que ocurrió el deslizamiento primario.

En otras ocasiones los flujos de tierra ocurren con independencia de cualquier otro deslizamiento anterior. En tal caso son movimientos cuya velocidad puede variar entre límites muy amplios y que se refieren sobre todo a materiales plásticos húmedos o suelos friccionantes muy finos. Por lo general la falla sigue a aumentos significativos en el contenido de agua de los materiales y al desarrollo de presiones importantes en esa agua. En arcillas muy sencibles se han registrado flujos a contenido de agua constante, por disminución de la resistencia al esfuerzo cortante debida a la degradación estructural por deformaciones tangenciales.

En los flujos de lodo, el deslizamiento ocurre en materiales finos con muy alto contenido de agua. La falla produce una completa perturbación estructural. La forma típica del deslizamiento es análoga al avance de un glaciar y la velocidad de desplazamiento puede variar desde unos pocos centímetros por año hasta la correspondiente a deslizamientos catastróficos. En flujos lentos es común que en la velocidad del movimiento influyan mucho las variaciones estacionales del clima, en tanto que los flujo rápidos suelen seguir a épocas de violenta precipitación pluvial. Los movimientos lentos suelen ocurrir en materiales arcillosos fisurados o finamente interestratificados con capas delgadas de arena con alto contenido de agua; ocurren a lo largo de superficies no muy profundas y con inclinación media que, naturalmente, no puede apartarse mucho del valor del ángulo de

resistencia residual del suelo.

Los flujos de lodo muy rápidos se presentan muchas veces en laderas de las que se ha removido la cobertura vegetal por alguna razón y suelen comenzar en muy modestas proporciones, creciendo rápidamente con un poder de transporte del suelo sobre el que pasa que parece fuera de proporción con su importancia inicial; de esta manera se pueden desencadenar auténticos ríos de lodo, capaces de causar verdaderas catástrofes. Son debidos sin duda a la licuación del suelo.

Los flujos de detritus se producen por disminución de resistencia al esfuerzo cortante de la matriz fina de tales formaciones; la masa móvil se rompe en fragmentos cada vez menores a medida que avanza ladera abajo.

b) Fallas en taludes.

1.- Falla Rotacional.

Dicha falla toma en cuenta los movimientos rápidos o instantáneos en taludes y cuya zona de influencia alcanza las partes profundas de éstos; dicha falla se presenta a lo largo de una superficie curva desarrollada en el interior del talud con una posible afectación del terreno de cimentación. Dicha "superficie de falla" se forma en el instante mismo en que los esfuerzos cortantes existentes en dicha región superan la resistencia al esfuerzo cortante del material.

La resistencia superada al producirse dicha falla es generalmente la resistencia máxima del material.

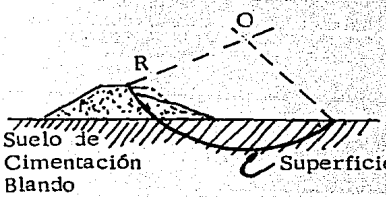
Una señal típica de que la relación esfuerzo-resistencia está evolucionando desfavorablemente en el interior del talud es la formación de grietas en la corona del talud.

Las fallas del tipo rotacional se producen a lo largo de superficies

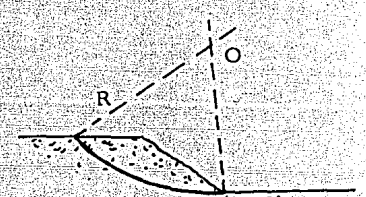
de falla que se pueden identificar como superficies cilíndricas o concoidales cuya traza en el plano del papel sea un arco de circunferencia, aproximación de gran utilidad en el momento de realizar un modelo matemático para su estudio, o pueden adoptar otras formas regidas por lo general por la geología, perfil estratigráfico y naturaleza de los materiales locales.

Las fallas rotacionales de forma circular se presentan comúnmente en materiales arcillosos homogéneos o en suelos cuyas características mecánicas estén regidas básicamente por su contenido de arcillas.

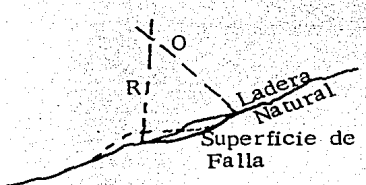
Las fallas rotacionales circulares pueden ser de cuerpo de talud o de base; las primeras se desarrollan sin interesar al terreno de cimentación, en tanto que las segundas se desarrollan parcialmente en él.



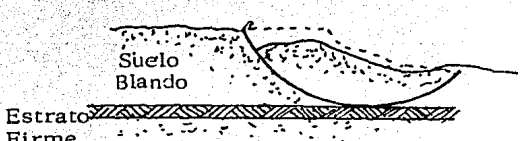
a) Falla de Base



b) Falla por el Pie del Talud



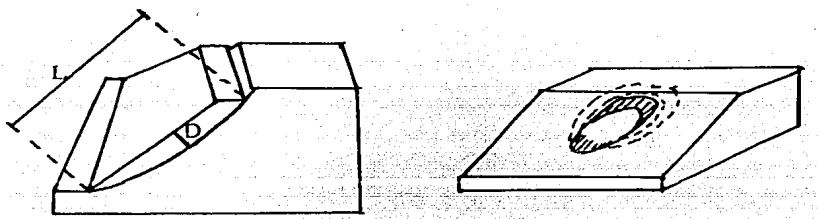
c) Falla Superficial



d) Falla Limitada por un Estrato Firme

SECCIONES TIPICAS DE FALLAS ROTACIONALES

En relación al ancho de la falla circular que se presente, se da lugar a verdaderas superficies cilíndricas, en el caso de una masa muy ancha en comparación con las dimensiones generales de la falla, o pueden ocurrir en forma concoidal, con un ancho pequeño comparado con su longitud.



a) Falla de Frente Amplio

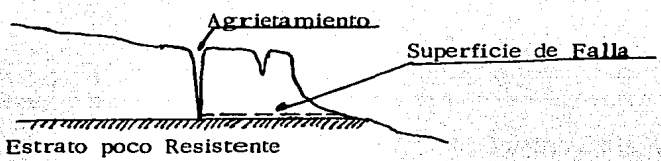
b) Falla Concoidal

2.- Falla Traslacional.

Dichas fallas consisten en movimientos traslacionales importantes del cuerpo del talud a lo largo de superficies de falla planas, que por lo general están asociadas a la presencia de estratos poco resistentes bajo el talud.

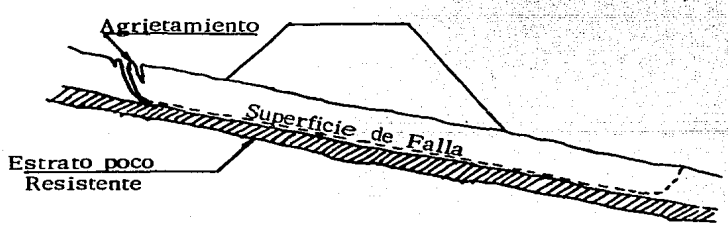
La superficie de falla se desarrolla paralela a dicho estrato, que por lo general es de arcillas blandas o arenas finas o limos no plásticos sueltos. Con frecuencia, la falla está ligada a elevadas presiones de poro en el agua contenida en las arcillas o a fenómenos de elevación de presión de agua en estratos de arena.

Existen fallas asociadas a discontinuidades y fracturas de los materiales que forman un corte o una ladera natural, con añadidura al efecto del estrato débil subyacente, a las cuales se da el nombre de fallas del material en bloque.



FALLA EN BLOQUE

O, en laderas naturales formadas por materiales arcillosos producto de meteorización de las formaciones originales y con el efecto de una sobrecarga impuesta por un terraplén construído sobre la ladera, se provoca la denominada falla de franja superficial.



Desprendimiento Superficial

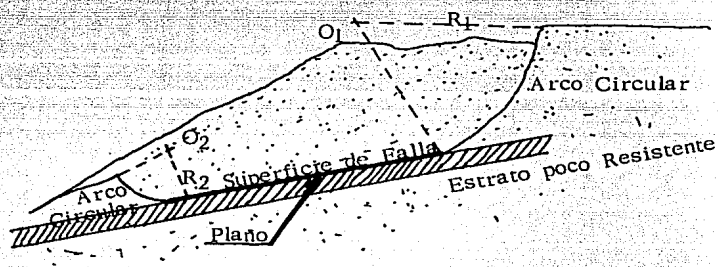
3.- Fallas con Superficie Compuesta.

Dentro de éste tipo de fallas se considera la combinación de las fallas rotacionales y las traslacionales, formándose así fallas con zonas planas y zonas curvas a la vez.

Dichas fallas quedan determinadas por la existencia de heterogenei-

dades dentro del talud.

En general, cuanto mayor sea la profundidad a que la heterogeneidad aparezca (fallas, juntas, un estrato débil, etc.) mayor será la componente rotacional que se presente.



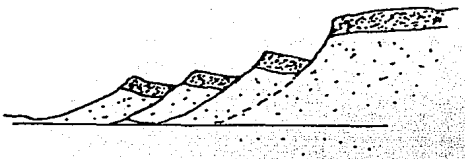
4.- Fallas Múltiples.

La característica principal de este tipo de fallas es que en éstas se producen varias superficies de deslizamiento, ya sean simultáneas o en rápida sucesión.

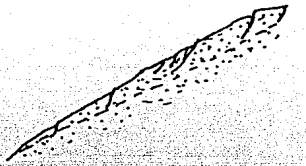
Dentro de las fallas múltiples se pueden distinguir las fallas regresivas y las fallas sucesivas.

Las fallas regresivas se originan a partir de una primera falla que se presenta ladera abajo, y se continúan debido a la inestabilidad que se va presentando en las zonas de cabeza de cada falla que se forma. Todas las superficies de falla concurren a una superficie fundamental.

Dentro de estas fallas, se pueden presentar de tipo rotacional y de tipo traslacional.



FALLA REGRESIVA ROTACIONAL

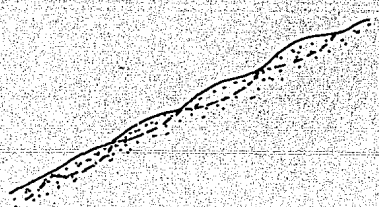


FALLA REGRESIVA TRASLACIONAL

Las fallas regresivas rotacionales se presentan por lo regular en regiones de topografía movida o escalonada, con gran erosión, sobre todo con la presencia de estratos gruesos de arcillas sobreconsolidadas, fisuradas o de lutitas, sobreyacidos por espesores grandes de roca o suelos firmes.

Las fallas regresivas traslacionales se presentan en capas superficiales y se asocian también a arcillas fisuradas y lutitas. Cuanto más cohesivo sea el material menos unidades tienden a formarse en la masa deslizante.

Las fallas sucesivas consisten en un conjunto de deslizamientos rotacionales superficiales. Se presentan comúnmente en laderas de arcilla sobreconsolidada o fisurada que se encuentren en las últimas etapas de degradación. El escalonamiento que se presenta es sumamente regular.



FALLAS SUCESIVAS

5.- Derrumbes y Caídos.

Estas fallas son típicas de las laderas naturales y de los cortes practicados en ellas. Consisten en desprendimientos locales de poco volumen, aunque se llegan a presentar de gran magnitud que se denominan derrumbes.

En dichas fallas no se presentan superficies de deslizamiento, si no que queda regida por las discontinuidades y fisuras preexistentes, y son debidas generalmente a presiones de poro acumuladas, a la falta de confinamiento lateral, en caso de efectuar un corte, y a otros efectos.

6.- Otros Tipos de Fallas Frecuentes.

a) Fallas por erosión.

Son el resultado del ataque superficial de los agentes erosivos sobre los materiales que componen el talud, que son el viento y el agua, ya sea en forma de lluvia o de escurrimiento superficial, en el caso del agua.

Estas fallas se presentan como irregularidades, socavones y canalizaciones en el plano del talud.

b) Fallas por tubificación.

Se presenta la tubificación cuando, por algún motivo, el terraplén embalse agua durante un lapso suficiente de tiempo para que se establezca un flujo a su través y se origine un arrastre de partículas de suelo en el interior de la masa por efecto de las fuerzas erosivas generadas por el flujo de agua.

Un factor de gran importancia dentro de éste fenómeno es la insuficiencia de compactación en el terraplén formado por los tipos de suelos siguientes, y que son los más susceptibles de ser afectados por la tubificación:

1.- Mezclas nó plásticas, bien graduadas y deficientemente compactadas, de grava, arena y limo con $I_p < 6\%$.

2.- Arenas limpias, finas, uniformes ($I_p < 6\%$), bien compactadas.

3.- Arenas limpias, finas, uniformes ($I_p < 6\%$), deficientemente compactadas.

c) Fallas por agrietamiento.

En los terraplenes de las vías terrestres se pueden presentar agrietamientos tanto en el sentido transversal como en el longitudinal. Los agrietamientos transversales se presentan debido a asentamientos diferenciales a lo largo del eje del camino y sólo se presentan en terraplenes sobre suelos blandos y zonas de transición a suelos de mejor calidad.

Los agrietamientos longitudinales son originados por movimientos diferenciales de los hombros del terraplén y su parte central, y son, posiblemente, debidos al distinto grado de secado entre los materiales cercanos a los hombros y taludes del terraplén y los de la zona central del mismo, mucho menos expuestos a la evaporación solar. Los materiales más susceptibles al agrietamiento longitudinal parecen ser las arcillas inorgánicas con índice de plasticidad menor que 15.

d) Fallas por licuación.

Dichas fallas consisten en la pérdida rápida de resistencia al esfuerzo cortante, temporal o definitiva. Esta pérdida de resistencia se debe al desarrollo rápido de elevadas presiones en el agua intersticial como consecuencia de un sismo, una explosión, etc.

Los suelos granulares más susceptibles a la licuación son los finos, de estructura suelta, saturados, como son las arenas finas y uniformes y los suelos finos no plásticos, o sus mezclas. Las arenas sueltas con

$D_{10} < 0.1$ mm y coeficiente de uniformidad $C_u < 5$ y los limos con índice de plasticidad menor que 6 son los materiales más peligrosos tanto en el cuerpo como en la cimentación del terraplén.

IV.2 Algunos Métodos para Calcular la Estabilidad de Taludes.

El análisis de la estabilidad de un talud es un problema de equilibrio plástico, cuando la masa está a punto de fallar, las fuerzas que producen el movimiento han llegado a ser iguales a la resistencia que opone la masa a ser movida. Un ligero aumento en las fuerzas es suficiente para producir una contínua deformación. Debido a la geometría irregular de la masa y al complejo sistema de fuerzas que hay en cualquier problema real, los métodos de análisis directo, rara vez son aplicables. En vez de esto, es mucho más provechoso emplear un sistema de tanteo para determinar el factor de seguridad en un proyecto tentativo o la falla potencial en un talud existente.

Primero se supone una superficie de falla potencial y se calcula la resistencia al esfuerzo cortante que actúa a lo largo de esa superficie; después se determinan las fuerzas que actúan en el segmento de suelo limitado por la superficie de falla y posteriormente se calcula el factor de seguridad de ese segmento según el caso.

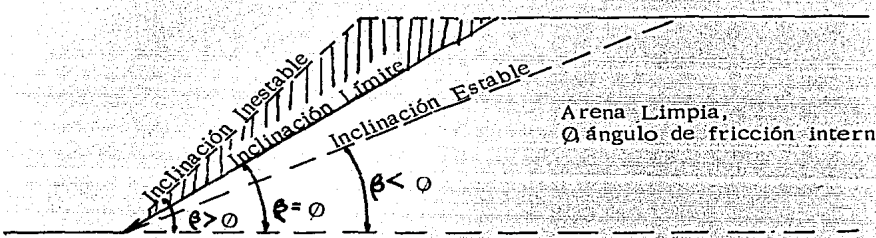
Si se prueban numerosos segmentos, aquel en que el factor de seguridad hallado sea menor, será teóricamente el verdadero factor de seguridad de la masa de suelo.

a) Taludes en Arenas Limpias.

Un talud formado por este tipo de material es, independientemente de su altura, estable si su ángulo de inclinación, β, es menor que el ángulo de fricción interna del material.

En este caso el riesgo de falla se puede expresar por medio de un factor de seguridad FS, definido como:

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \beta}$$



b) Falla Rotacional.

1.- Método Sueco o Solución de Fellenius.

Hipótesis:

a) Se considera una superficie de falla cilíndrica, resultando con ello un arco de circunferencia en el plano de proyección.

b) Se acepta que se desarrolla la resistencia al cortante del suelo con su máximo valor, al mismo tiempo y a lo largo de toda la superficie.

c) Se desprecia el efecto tridimensional, por lo que resulta un problema de deformación plana.

d) Se considera que las fuerzas de interacción laterales son colineales e iguales y paralelas a la superficie de falla.

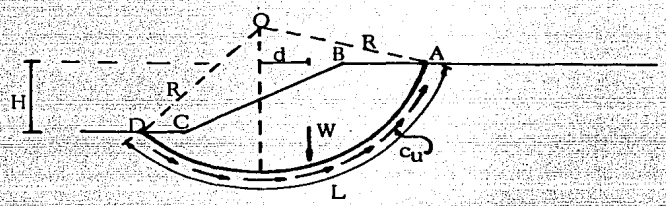
1.1.- Método sueco aplicado a la ley de resistencia $s = C_u$.

En este caso, se estudia un talud de altura H, excavado en material puramente cohesivo con homogeneidad completa tanto en el talud como en

el terreno de cimentación, hasta una profundidad ilimitada.

El procedimiento de cálculo se describe a continuación:

Se considera una traza de una superficie de falla hipotética circular de radio "R" y centro en "O".



Se calculan las fuerzas que tienden a producir el deslizamiento, como son el peso (W) del área "ABCDA" con ancho unitario, más cualquiera sobrecargas que pudieran existir en el talud.

Hecho esto, se determinan los momentos motores de éstas fuerzas que quedan expresadas como:

$$M_m = \Sigma Wd$$

Inmediatamente después se calculan las fuerzas resistentes al movimiento, generadas por la resistencia al esfuerzo cortante a lo largo de la superficie de falla propuesta y cuyo momento respecto al mismo centro de circunferencia "O" será:

$$M_r = C_u LR$$

Y, definiendo como factor de seguridad "FS" a la relación que existe entre el momento resistente y el momento motor, se podrá expresar la seguridad del talud en los siguientes términos:

$$FS = \frac{M_r}{M_m} = \frac{C_u L R}{\Sigma W d}$$

Es claro que no existe ninguna seguridad de que el círculo propuesto sea el que conduce al factor de seguridad mínimo, por lo que se presenta un cálculo a base de tanteos hasta encontrar razonablemente un mínimo factor de seguridad.

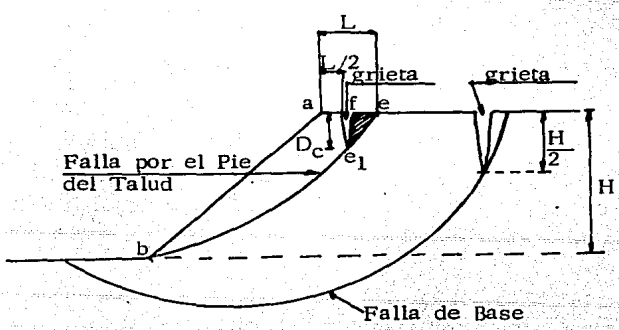
Momentos antes de la falla se presentan grietas de tensión en la corona del talud cuyos efectos, según Terzaghi, son los siguientes:

a) Una reducción en el momento resistente, al reducirse la longitud activa de la superficie de deslizamiento.

b) Una disminución del momento motor, en el peso de la cuña pequeña formada en la corona.

c) La generación de empujes hidrostáticos causados por el agua que se almacena en la grieta.

Terzaghi explica que, en general los efectos "b" y "c" se contrarrestan; por lo que el único efecto de tomarse en cuenta es el primero y el mismo Terzaghi propone la siguiente corrección:



Se debrá corregir el valor de la resistencia por cohesión del suelo (C_u) por un factor de corrección basado en el dibujo anterior, en donde:

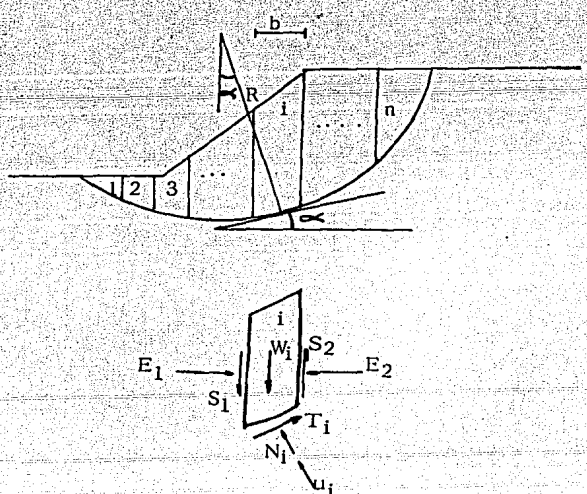
Para falla por el pie del talud la grieta se desarrolla verticalmente desde el punto de la corona que se encuentra a la distancia L/2 del borde del talud hasta la superficie de falla; y en fallas de base, la grieta se define en el segmento vertical que va de la superficie de deslizamiento a la del terreno, cubriendo la distancia H/2;

quedando la cohesión "corregida" como:

$$C_c = \frac{\overset{\frown}{be}_1}{\overset{\frown}{be}} C_u$$

1.2.- Método sueco aplicado a suelos cohesivo-friccionantes. (Método de las Dovelas).

Dicho método fue sugerido por Fellenius y se inicia proponiendo un círculo de deslizamiento y la masa deslizante se divide en dovelas obteniendo así el conjunto de fuerzas que actúan en cada dovela:



Dichas fuerzas, mediante la aplicación de la cuarta hipótesis del método sueco, quedan reducidas a:

de donde:

$$N_i = W_i \cos\alpha$$

$$T_i = W_i \operatorname{sen}\alpha$$

y las componentes, por cohesión y por presiones de poro, aplicados en la sección de falla:

$$c' b_i \sec\alpha_i \,,$$

$$u_i b_i \sec\alpha_i$$

de lo cual se obtiene el momento motor:

$$M_m = R \sum_{i=1}^{n} W_i \operatorname{sen}\alpha \,.$$

y el momento reistente, a partir de:

$$s = c' + \sigma \tan\varphi'$$

$$s = c' b_i \sec\alpha_i + (W_i \cos\alpha_i - u_i b_i \sec\alpha_i) \tan\varphi'$$

en términos de esfuerzos efectivos, teniendo así:

$$M_r = R \sum_{i=1}^{n} (c' b_i \sec\alpha_i + (W_i \cos\alpha_i - u_i b_i \sec\alpha_i) \tan\varphi'$$

Por lo que el factor de seguridad queda expresado como:

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^{n} c_i' b_i \sec\alpha_i + (W_i \cos\alpha_i - u_i b_i \sec\alpha_i) \tan\varphi'}{\sum_{i=1}^{n} W_i \operatorname{sen}\alpha_i}$$

Siendo ésta la ecuación del factor de seguridad en términos de esfuerzos efectivos, para el que habrán que hacerse intervenir parámetros de resistencia efectivos como son: c' y ϕ', obtenidos de pruebas de resistencia drenadas, De ésta expresión podemos obtener la ecuación a aplicar en términos de esfuerzos totales;con parámetros de resistencia aparentes, obtenidos de pruebas de resistencia no-drenadas.

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^{n} c_u b_i \sec\alpha_i + W_i \cos\alpha_i \tan\phi_u}{\sum_{i=1}^{n} W_i \operatorname{sen}\alpha_i}$$

1.3.- Método de Bishop.

La solución de Fellenius, antes expuesta, está basada en hipótesis simplificatorias e implícitamente implica el equilibrio de cada dovela en la dirección perpendicular a la base de la dovela (superficie de falla). Por la consideración anterior, en la ecuación del factor de seguridad en términos de esfuerzos efectivos pueden encontrarse incluso condiciones absurdas de estabilidad, como aquella en la que la fuerza normal efectiva (N_i) puede llegar a ser nula o aún negativa, como se observa a continuación:

$$N' = N - U = W_i \cos\alpha - b_i u_i \sec\alpha = 0$$

$$\gamma h_i b_i \cos\alpha - \frac{u_i b_i}{\cos\alpha} = 0$$

$$\gamma h_i \cos\alpha = \frac{u_i}{\cos\alpha}$$

$$\frac{u_i}{\gamma h_i} \geq \cos^2\alpha_i$$

lo que ocurre sobre todo en las dovelas con base muy escarpada (dovela extrema).

Las principales ventajas del método de las dovelas son su simplicidad y facilidad de cálculo; es, de hecho, el método que se ha usado en los últimos 30 ó 40 años en el análisis de estabilidad de las presas construídas en el mundo, de aquí que hay una gran experiencia que permite considerar que un talud es, probablemente seguro si tiene un valor razonable de FS calculado con este método, aún con las limitaciones y objeciones antes expuestas.

De aquí surge el método de Bishop, en el que las fuerzas laterales a cada dovela se consideran horizontales.

En dicho método el factor de seguridad del talud queda expresado como:

$$FS = \frac{\sum \left[cb_i + (W_i - b_i u_i) \tan \varphi \right] \frac{1}{M_i(\alpha)}}{\sum (W \operatorname{sen} \alpha)_i}$$

donde:

b_i = Es el ancho de la dovela i-ésima, medido en la dirección horizontal.

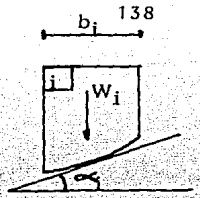
c, φ = Son los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante en términos de esfuerzos efectivos.

W_i = Es el peso total de la dovela i-ésima.

u_i = Es la presión neutral media en la base de la dovela.

$$M_i(\alpha) = \cos \alpha_i \left(1 + \frac{\tan \alpha_i \tan \varphi}{FS} \right)$$

Se puede observar que la ecuación del factor de seguridad incluye dicho factor en ambos miembros de la igualdad por lo que su solución surge en base a un procedimiento de tanteos de rápida convergencia.



IV.3 Métodos Correctivos de Fallas en Laderas y Taludes.

En este sub-capítulo se tratan los métodos correctivos sin tomar en cuenta los métodos de estabilización mediante drenajes y subdrenajes, expuestos anteriormente.

Los métodos correctivos siguen principalmente los siguientes lineamientos:

1.- Evitar las zonas de falla, principalmente mediante: cambios en el alineamiento de la vía, ya sea el vertical o el horizontal, remoción total del material inestable y/o construcción de estructuras apoyadas en zonas firmes.

2.- Reducción de fuerzas motoras, en general se logra por dos métodos: por la remoción de material en la parte apropiada de la falla y mediante el subdrenaje, disminuyendo los empujes hidrostáticos y el peso de la masa de tierra.

3.- Aumentar las fuerzas resistentes, mediante el subdrenaje, la eliminación de estratos débiles u otros zonas de falla potencial; construcción de estructuras de retención, tratamientos químicos, etc.

En seguida se presenta una breve descripción de algunos de los métodos para corrección de fallas.

A) Métodos de Elusión.

Dichos métodos constituyen los medios más seguros para eliminar los problemas derivados de deslizamientos y fallas, aunque nó siempre se

pueden utilizar debido a que no contribuyen a estabilizar la ladera y el alto costo que por lo general tienen.

La mejor de las técnicas para la aplicación de éstos métodos es en el cruzamiento de formaciones inclinadas de suelo o roca, con echado desfavorable a la vía, en donde realizando cambios en el alineamiento horizontal se puede llevar la vía a un lugar incluso con echado favorable.

Cuando no se pueda evitar dicha condición se puede recurrir a la construcción de un viaducto o medios viaductos apoyados en zonas firmes al lado o a los lados de las formaciones, complementando dichas obras con la completa remoción del material fallado en los apoyos y, alterar lo menos posible las formaciones naturales por la construcción de la vía.

B) Métodos de Excavación.

La excavación o remoción de material, ya sea en la cabeza de la falla o en todo el cuerpo de la misma, hasta llegar a la remoción total, es un método que se aplica sólo en fallas que ya se han presentado.

Las remociones en la cabeza buscan reducir las fuerzas motoras mientras que las remociones totales eliminan totalmente el problema.

Dichos métodos resultan más eficientes en la prevención de fallas que en su corrección ya que los costos de el movimiento de tierras es relativamente menor en trabajos nuevos que en reparaciones.

C) Abatimiento de Taludes.

Este es uno de los métodos más socorridos para el mejoramiento de la estabilidad de los taludes.

En este método el talud abatido es diferente del talud original ya que el talud abatido tendrá un círculo crítico diferente al original, por lo que se deberá realizar un nuevo análisis de estabilidad.

Por lo general, en suelos principalmente friccionantes lo más eficien-

te es abatir el talud, mientras que en suelos cohesivos principalmente, pueden resultar mejores otros métodos, ya que en suelos de mayor componente friccionante la estabilidad queda más ligada a la inclinación del talud, mientras que en suelos mayormente cohesivos la estabilidad depende de mayor manera de la altura del talud.

D) Bermas y Escalonamientos.

Se aplica el nombre de bremas a masas de suelo, generalmente del mismo material del talud o de uno similar, que se adosan al mismo para darle una mayor estabilidad.

La construcción de bermas equivale mecánicamente a un abatimiento del talud, así, un talud con bermas también es diferente del original y tendrá otro círculo crítico con una mayor longitud y más profunda.

No existe ninguna regla para fijar las dimensiones de una berma, si no que éstas se deberán calcular por aproximaciones sucesivas, según un factor de seguridad requerido. Para comenzar con los tanteos se le puede dar a la berma la mitad de la altura del terraplén y un ancho del orden del de la corona en dicho terraplén.

El escalonamiento de taludes constituye una solución similar a la de las bermas.

Para realizar un escalonamiento en un suelo puramente cohesivo se busca transformar el talud en una combinación de varios taludes de altura menor, pues en este tipo de suelos, la altura es lo que determina su estabilidad. Para el caso de suelos cohesivo-friccionantes, el escalonamiento se encamina al abatimiento del talud, teniendo como funciones secundarias, recoger caídos y la colección de aguas.

Tampoco existen reglas para fijar sus dimensiones, pero se recomienda que, en el caso de suelos cohesivo-friccionantes el perfil sea tal que se

llegue a una inclinación razonable para todo el corte considerando un talud promedio de los escalones. La altura y el ancho de los escalones, muchas veces se deben fijar de acuerdo a las características de erosión superficial del agua y la detención de derrumbes.

E) Empleo de Materiales Ligeros.

Esta solución, aplicable solamente en terraplenes, sólo es eficiente en suelos puramente cohesivos, ya que en suelos friccionantes, la baja presión normal dá lugar a que el terreno responda con baja resistencia.

El objetivo de dicha solución es reducir las fuerzas motoras, empleando materiales de bajo peso volumétrico, como tezontle, espuma basáltica volcánica, con peso volumétrico comprendido generalmente entre 0.8 y 1.2 ton/m^3.

F) La Consolidación Previa de Suelos Compresibles.

Dicha consolidación se lleva a cabo generalmente por el método de precarga, aumentando considerablemente las características de resistencia del terreno.

G) Empleo de Materiales Estabilizantes.

Una de las maneras de realizar la estabilización es añadiendo al suelo substancias tales como cementos, asfaltos o sales químicas con el fin de mejorar sus características de resistencia. Este tipo de solución es más factible en terraplenes de suelos arenosos con diámetro efectivo de un décimo de milímetro como mínimo.

Otro método utilizado es el de tratamiento térmico, que es, en esencia un método de calcinación en el que se inyectan al suelo gases a más de 1000 °C, para endurecerlo, lográndose radios de acción de 2 a 3 m en torno al tubo de inyección.

Dentro de los métodos de inyección se encuentra el de inyección de

lechada de cemento cuyos mejores resultados se obtienen en el tratamiento de superficies de falla previamente formadas y relativamente superficiales, en materiales duros. No rinde buenos resultados en materiales flojos y sueltos.

Para realizar una estabilización de una falla mediante el uso de inyecciones se requiere un conocimiento muy preciso de la superficie de falla para la precisa localización de los pozos de inyección. El espaciamiento de los pozos suele estar comprendido entre 3 y 5 m y las operaciones deben progresar ladera arriba.

También se pueden utilizar inyecciones de asfalto o emulsiones asfálticas, con una mejor penetración que la lechada de cemento debido a su menor viscosidad.

El uso de las inyecciones asfálticas está fuertemente limitado por la posibilidad de flujo de agua interno, pues éste puede remover fácilmente la película asfáltica.

H) Empleo de Estructuras de Retención.

El principal campo de aplicación de estas estructuras está en la prevención de fallas, y para lograr su óptimo funcionamiento se debe tener en cuenta que, en primer lugar la estructura ha de contener a la superficie de falla formada o por formarse; si ésta contiene al muro, el efecto de éste será nulo en la estabilidad general.

En segundo lugar, se deberá tener especial cuidado en el drenaje de la estructura.

Una estructura de retención es aplicable sólo en casos en que las fuerzas que tienden a producir la falla exceden poco a las fuerzas resistentes, ya que éste no incrementa demasiado la resistencia al deslizamiento del conjunto.

Por lo general, estas estructuras se construyen al pie de los taludes de terraplenes que no podrían ligarse convenientemente con el terreno de cimentación, también se construyen al pie de cortes para dar visibilidad o para disminuir la altura de cortes en materiales cuya resistencia sea predominantemente o puramente cohesiva.

Uno de los usos más comunes de los muros de retención para estabilizar taludes es el que se hace cuando no hay espacio suficiente para pensar en un abatimiento del talud.

Dentro de ésta categoría se encuentran también los métodos de recubrimiento que incrementan la estabilidad del talud mediante la protección de los materiales contra la erosión y el intemperismo. Dichas protecciones pueden ser de:mampostería seca, mampostería, gunites, concretos lanzados, losas delgadas de concreto, riegos asfálticos, etc.

En las soluciones a base de recubrimientos como son los de asfalto y concretos lanzados, se debe tener un cuidado especial en tomar en cuenta el flujo de agua colocando algún método de subdrenaje, ya que de lo contrario puede llegar a desprenderse el recubrimiento.

También se pueden utilizar mallas de acero o de plástico, en caso de derrumbes y caídos, ancladas en la corona del corte y sujetas al talud con grapas o anclajes.

I) Empleo de Pilotes.

Este método es, probablemente, apropiado solo en deslizamientos superficiales ya que los profundos generan fuerzas tan grandes que difícilmente pueden soportar los pilotes. En dichos deslizamientos superficiales los pilotes resultan cortos, aún cuando se anclen lo necesario, mientras que en deslizamientos profundos los pilotes serán muy esbeltos.

El anclaje es esencial;pilotes poco anclados serán arrancados y vol-

cados provocando alteraciones en la superficie de falla.

Esta solución sólo se puede intentar en roca o materiales duros, ya que los suelos blandos fluirían fácilmente en torno al pilote. Cuando la fricción a lo largo de la superficie de falla sea muy importante, el pilotaje constituye una medida de prevención digna de tomarse en cuenta.

En ocasiones se complementa la acción de los pilotes colocando losas de concreto entre ellos.

J) Empleo de Contrapesos al Pie de la Falla.

Este tipo de solución busca, en primer lugar, balancear el efecto de las fuerzas motoras en la cabeza de la falla y, en segundo lugar, incrementar la resistencia al esfuerzo cortante del material subyacente, cuando éste es de naturaleza friccionante.

Para el empleo de este tipo de solución se debe tener una forma apropiada de la superficie de falla y una resistencia del terreno tal que pueda soportar el peso que se le impone.

K) Anclajes.

Los anclajes consisten en cables de acero unidos a muertos y sólidamente ligados a la estructura de retención. Dicho método resulta más sencillo en terraplenes que en cortes.

L) Empleo de Explosivos.

Se utiliza este método cuando la superficie de falla es demasiado lisa y pulida, como en el caso de una masa de suelo cohesivo que desliza sobre un manto de roca o suelo muy duro. En este caso se utilizan los explosivos para romper y hacer rugoso dicho contacto aumentando así la fricción entre los dos materiales.

Los deslizamientos muy profundos quedan fuera del alcance del método debido a lo violento de las explosiones necesarias.

M) Empleo de Vegetación.

Este método se emplea tanto para prevenir como para corregir fallas, y cumple con dos funciones principales;en primer lugar, disminuye el contenido de agua en la parte superficial, y, en segundo lugar, dá consistencia a esa parte por el entramado de sus raíces.

En suelos arcillosos se recomiendan especies vegetales que tomen demasiada agua del suelo, mientras que en suelos arenosos, se recomiendan las especies que absorben menos agua, yá que un secado intenso en la superficie hace a los materiales más erosionables.

CAPITULO V

ESTABILIDAD DE LAS EXCAVACIONES

Una excavación es un hueco que se hace en el suelo con un propósito específico, el proyecto de una excavación depende principalmente de dos factores: la naturaleza del suelo y las dimensiones de la excavación.

La naturaleza del suelo influye con su resistencia, su facilidad para ser excavado, la profundidad del agua subterránea, y su permeabilidad, mientras que el tamaño de la excavación influye o tiene que ver en el proyecto de la excavación con su profundidad, área, volumen por excavar y el espacio requerido para el trabajo del equipo y para la estructura.

Las excavaciones se pueden clasificar de la siguiente manera:

Excavaciones abiertas o excavaciones que no requieren de alguna estructura especial para soporte del suelo ni para el dominio del agua subterránea.

Excavaciones profundas o excavaciones de una profundidad mayor de 6 m (fijado a priori).

En las excavaciones abiertas el suelo se excava dándole a los taludes de la excavación la mayor inclinación que permita la estabilidad del mismo, como podría ser 1.5:1 en arenas, disminuyendo el talud en relación directa con el aumento de la profundidad de la excavación y con la baja resistencia del suelo.

Para un análisis de estabilidad adecuado en el caso de las excavaciones abiertas, el análisis se deberá realizar por medio de los procedimientos vistos anteriormente de estabilidad de taludes, mientras que en el aná-

lisis de una excavación profunda se procede al estudio de los Ademes o entibaciones de las excavaciones y los Mamparos o Tablestacas ancladas.

V.1.- Ademes.

El tipo más simple de ademe es el de codales o puntales, que son maderos horizontales cuyos extremos se acuñan contra las paredes de la excavación, se emplean frecuentemente en excavaciones poco profundas en suelos cohesivos y por un período corto de tiempo. Dicho codal o puntal evita las grietas de tensión que se presentan en el suelo cuando se sobrepasa la profundidad "z" dada por la siguiente expresión:

$$z = \frac{2c_u}{\gamma}$$

evitando así el posible derrumbe de los lados de la excavación. Si son necesarias dos o más filas de codales, éstos deben acuñarse contra maderos verticales llamados estemples o vigas verticales.

Otro tipo de ademe son los tableros horizontales, mismos que en caso de que los frentes de la excavación se puedan mantener sin soporte durante un tiempo determinado, se realiza la excavación y después se colocan los tableros horizontales contra el suelo. Estos tableros se sostienen por medio de vigas verticales soportadas por puntales. En el caso de que las paredes de la excavación se tengan que soportar en todo momento, pero sin que el suelo fluya, las vigas verticales utilizadas serán de acero de ala ancha hincadas en el suelo, en las que se colocan los tableros entre las alas de dichas vigas, acuñadas fuertemente contra el suelo para evitar desplazamientos.

Un tercer tipo de ademe es el de los muros construídos "in situ", utilizados en el caso de materiales poco estables y en que no sean aconsejables las vibraciones producidas por la hinca de las vigas de los tableros horizontales, dentro de éste método existen diferentes tipos de muro, como son:

En primer lugar, un muro que consiste en cilindros de concreto que se pueden construir de las dos siguientes maneras:

En el caso de arcillas firmes por arriba del nivel freático se perfora el suelo con un barreno de 40 cm de diámetro o más, en seguida se coloca en el agujero el armado de acero y seguidamente se vierte el concreto. En el caso de suelos poco estables el agujero se mantiene lleno en todo momento con el propio suelo o con lodo durante la perforación y colocación de armado y concreto. El concreto se inyecta a través del vástago o hueco de la barrena, a partir del fondo del agujero hacia arriba y a medida que se extrae la barrena. El acero de refuerzo se coloca forzándolo hacia abajo a través del concreto. Inmediatamente después del fraguado se colocan los largueros necesarios para soportar el muro formado por los cilindros.

En segundo lugar un muro que consiste en cavar una zanja que se mantiene rellena de una pasta blanda de arcilla y agua, dicha zanja se excava en tramos cortos, de 2 m a 6 m de longitud, y de 1 m a 1.5 m de ancho. Una vez terminada la excavación, el armado de refuerzo se coloca a través de la pasta fluída, fijándolo por medio de cuñas o tacos, contra las paredes de la excavación. El concreto se coloca también de abajo hacia arriba mediante un embudo, y recogiendo y almacenando la pasta blanda de arcilla.

En las excavaciones de muy poca profundidad no se emplean codales o puntales sino que se usan como elementos estructurales en voladizo. En caso de profundidades mayores a 3 m se empleará algún sistema de soporte.

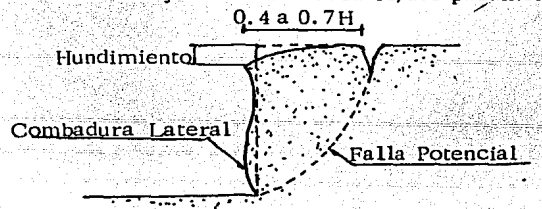
En excavaciones estrechas como zanjas y excavaciones pequeñas para edificios, el soporte puede ser a base de columnas horizontales o puntales, mientras que en excavaciones anchas, el sistema de soporte se arriostra tanto vertical como horizontalmente para reducir su esbeltez y con esto los problemas de pandeo que se pudieran presentar.

En caso de que el ancho de la excavación sea varias veces mayor que la profundidad es conveniente utilizar un sistema de puntales inclinados.

--Diseño de Ademes.

El empuje que ejerce el suelo contra un ademe depende del tipo de suelo y de la magnitud de la deformación del sistema de ademado, ya que el sistema de entibación es relativamente flexible y tiene que soportar la tierra a medida que se le construye, dando como resultado una variación errática del empuje de acuerdo con la profundidad.

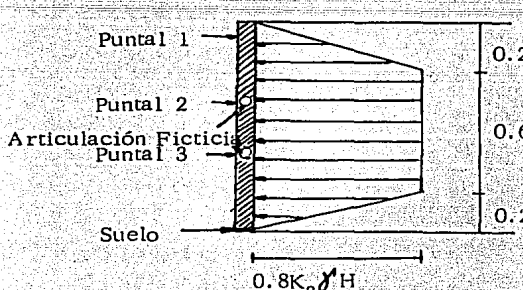
Al realizarse la excavación, en primer lugar se reduce drásticamente el esfuerzo lateral y el suelo se comba hacia afuera y desciende verticalmente. Cerca de la superficie se producen tensiones en el suelo y se pueden formar grietas de tensión por lo general a una distancia del borde superior entre 0.4 y 0.7 de la altura H, del paramento.



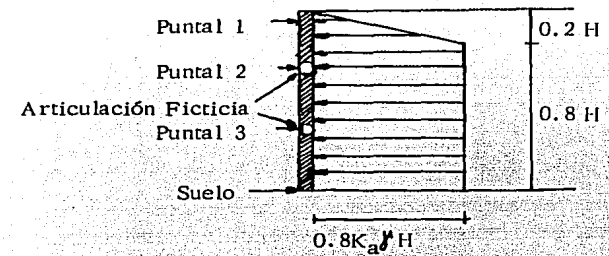
El ademe restringe la elástica, mantiene las grietas cerradas y reduce al mínimo el asentamiento de la superficie. Si el ademado es muy rígido y no permite deformación, el empuje de tierras producido será el correspondiente al estado de reposo, pero generalmente el ademe es deformable, alterando con esto tanto el empuje como su distribución. Cuando la excavación llega hasta el nivel del primer soporte, el empuje se acerca al estado activo.

El diagrama de presiones es irregular, y el empuje total es algo mayor que el del estado activo, y su punto de aplicación está por encima del tercio de la altura.

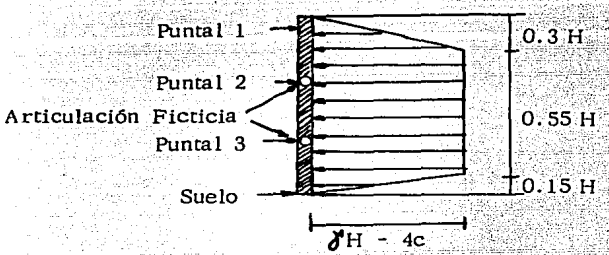
La secuencia a seguir para el cálculo del empuje del suelo para el proyecto de la entibación, es hallar la resultante del empuje activo (o de reposo, si el sistema es muy rígido) y aumentar empíricamente su valor, ya que la entibación no permite una deformación tal, para la aparición del estado activo (o disminuírla, si el proyecto se basa en el estado de reposo). Tal resultante se distribuye según diversos estudios para formar un diagrama simplificado del empuje, diferente en general para cada tipo de suelo, pero pudiendo utilizar precavidamente los siguientes:



ARENA MEDIANA Y COMPACTA



ARENA SUELTA



ARCILLA BLANDA A FIRME

Para realizar el proyecto de la entibación se supone que la presión trapecial actúa en cada sección vertical de la entibación. La carga en los puntales se calcula suponiendo a los miembros verticales articulados en cada puntal excepto en el puntal superior y soportados por una fuerza concentrada en el fondo de la excavación.

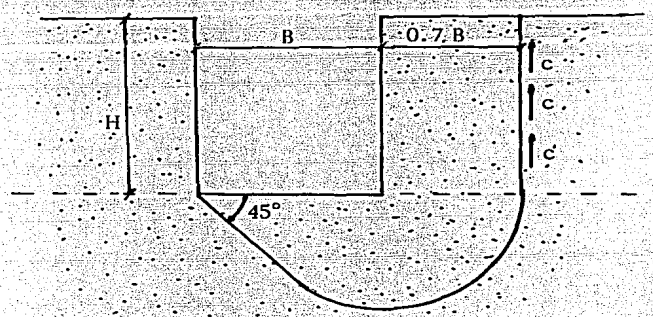
El momento flexionante en cada miembro vertical se calcula con la suposición de que dichos miembros actúan como una viga simplemente apoyada en las supuestas articulaciones. Cuando un miembro queda sometido solamente a momento flexionante, se aumenta un 25% el coeficiente de trabajo por ser una estructura temporal.

Por el contrario, en el diseño por pandeo de los puntales, se deberá utilizar un alto factor de seguridad ya que una falla en un puntal puede precipitar una reacción en cadena de fallas por pandeo.

Todas las uniones deberán reforzarse para evitar fallas locales.

- Estabilidad del Fondo de la Excavación.

Cuando el fondo de la excavación es de arcilla blanda, se puede producir una falla por cedencia del suelo hacia arriba. La zona de falla se obtiene mediante la siguiente figura:



La zona de falla se determina, como se puede observar, dibujando una línea a 45° desde una esquina de la excavación y uniéndola a un arco de círculo cuyo centro está en la esquina opuesta del fondo de la excavación. La zona de suelo que contribuye a la falla tiene, en este caso, un ancho de 0.7 veces el ancho de la excavación, de aquí que la fuerza vertical efectiva por metro de longitud de excavación es:

$$Q = 0.7B\gamma'H - cH$$

de donde la expresión por metro cuadrado queda expresada como:

$$q = \gamma H - cH/0.7B$$

y como la capacidad de sustentación de la arcilla es aproximadamente, $q_o = 5c$, el factor de seguridad FS, del fondo de la excavación se puede expresar como:

$$FS = \frac{5c}{\gamma H - cH/0.7B}$$

recomendándose que sea nó menor de 1.5.

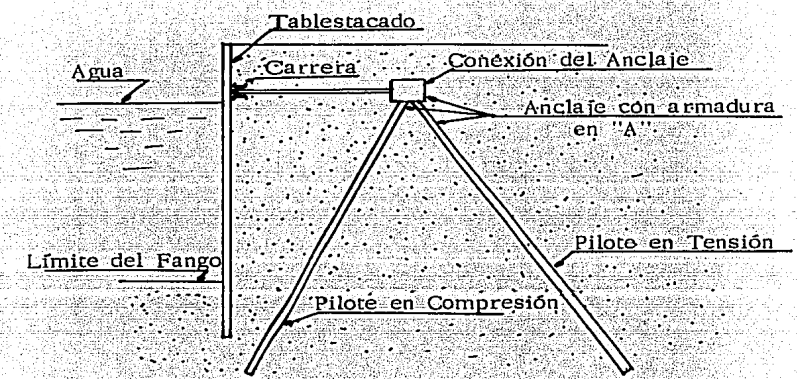
Los fondos de excavaciones de arena son generalmente estables, siempre que el nivel de agua dentro de la excavación no sea más bajo que el nivel de agua subterránea fuera de la excavación.

V.2.- Tablestacas Ancladas o Mamparos.

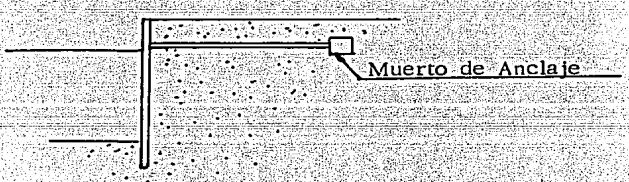
Cuando el suelo es muy blando y fluído, el método que debe emplearse es el de tablestacas verticales. Un mamparo o tablestacado anclado es una forma especial de muro que se usa ampliamente en las construcciones en riberas. Como se construyen desde la superficie del terreno hacia abajo hincando las tablestacas, resultan apropiados en suelos en que el nivel de agua es tan alto o el suelo tan blando que un ademe sería prohibitivo.

Las tablestacas se hincan en el terreno para proporcionarle un soporte lateral, en cuyo extremo superior se coloca un soporte mediante anclajes. Este sistema de anclajes consta de la carrera, la barra de anclaje o tirante y el anclaje. La carrera es una viga contínua que une todas las tablestacas entre sí y transmite las cargas a las barras de anclaje. La barra de anclaje o tirante conecta la carrera al anclaje, tiene rosca y tuerca en el extremo junto a la tablestaca para poder variar la longitud de la barra y alinear las tablestacas después de hincadas.

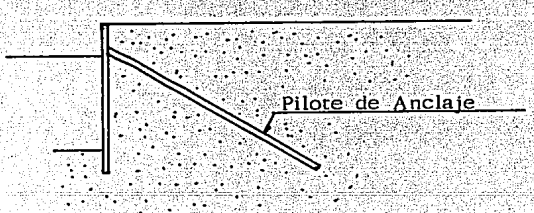
El anclaje puede tener varias formas que se muestran a continuación:



SISTEMA DE ANCLAJE CON ARMADURA EN FORMA DE "A".



MUERTO DE ANCLAJE.

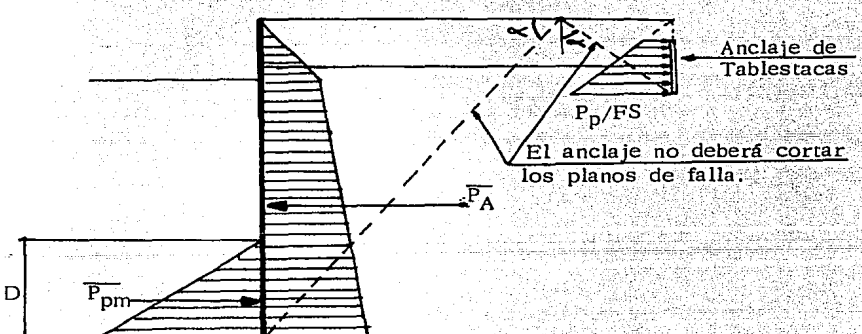


PILOTE DE ANCLAJE

La armadura en forma de A y el pilote de anclaje inclinado se utilizan cuando el espacio es limitado o cuando el suelo superior es débil, mientras que el muerto de concreto se emplea cuando el suelo es suficientemente fuerte y hay suficiente espacio.

Los mamparos se clasifican de acuerdo al procedimiento constructivo en mamparo relleno, cuando éste se construye en aguas abiertas y después se coloca el relleno detrás; y mamparo dragado cuando se construye en terreno natural y después se draga la tierra situada al frente.

Para el proyecto de una tablestaca se deberán considerar las siguientes fuerzas actuantes:



Si el agua no tiene el mismo nivel en ambos lados de las tablestacas, se deberá sumar la diferencia en presión de agua a $\overline{P_A}$.

En la figura se observa que la parte interior de las tablestacas soporta el empuje activo, que es resistido por la carrera, anclaje y, por el

empuje pasivo de la tierra distribuído en la parte exterior e inferior del tablestacado en el fondo.

La profundidad de empotramiento se determina por el empuje pasivo que se requiere para soportar la parte inferior de las tablestacas. La resultante del empuje pasivo efectivo P'_p se divide por el factor de seguridad, ($2 \leq FS \leq 3$) para obtener así la resistencia movilizada o resistencia de trabajo P'_{pm}. La profundidad de empotramiento, D, se halla haciendo igual a cero la suma algebráica de los momentos de la resultante del empuje activo y la resultante del empuje pasivo movilizado.

La carrera se proyecta como una viga con carga uniforme soportada en las barras de anclaje. La fuerza de tensión en la barra de anclaje se determina por la carga acumulada en la carrera.

El muerto de anclaje y la tablestaca deberán estar separados lo suficiente para que sus zonas de esfuerzo cortante no se interfieran, la carrera del anclaje deberá situarse a la profundidad a la que actúa la resultante del empuje pasivo, y, por último, todos los sistemas de anclaje deberán ser estructuralmente flexibles de manera que el giro y la deformación de las tablestacas o del anclaje no produzcan esfuerzos secundarios.

CAPITULO VI

CONCLUSIONES

Como se observa en los capítulos estudiados, es fácil deducir que la estabilidad de cualquier obra de terracerías juega una importancia vital debido a la magnitud de los daños que se pueden llegar a presentar, ya sea durante su construcción o durante su vida útil, por lo que considero oportuno hacer la recomendación de que desde el momento de realizar la exploración y el muestreo se tenga especial cuidado; en el caso de la exploración, en la mejor disposición de los sondeos y en la correcta elección tanto del tipo de éstos como del método de perforación utilizado y, en el caso de el muestreo, en la correcta extracción de la muestra, siguiendo los lineamientos especificados de acuerdo al tipo de muestreo que haya sido elegido, para tener así una mayor confianza en la información obtenida sobre la estratigrafía, la posición del nivel de aguas freáticas, la localización de fallas, el flujo existente a través del suelo, el tipo de materiales y sus características de resistencia a partir de las correlaciones y/o pruebas de laboratorio utilizadas para su estudio.

Hecho esto, se podrá proceder al estudio detallado de las soluciones a los problemas que se hallan presentado; problemas que pueden eliminarse con métodos que van desde la simple compactación de los materiales utilizados, hasta la aplicación de los métodos más sofisticados de estabilización de las masas de suelo, como lo son los métodos de subdrenaje en sus diferentes modalidades, los métodos de elusión, los cambios de alineamiento, en el caso de caminos y en obras como son los taludes con un completo estudio teórico de la superficie de falla y la correcta aplicación del

método que nos proporcione una mayor estabilidad del talud;ya sea mediante la utilización de bermas y escalonamientos, abatiendo el talud, removiendo el material;hasta llegar a la posible utilización de métodos como lo son el empleo de estructuras de retención, pilotes y anclajes;estando el método sujeto a la naturaleza del problema.

En el caso de la estabilidad de las excavaciones se pueden presentar soluciones mediante ademes o mediante tablestacas ancladas; las primeras se utilizan en materiales firmes generalmente, mientras que las tablestacas ancladas se utilizan en suelos en un estado que puede variar desde su saturación completa hasta en suelos que se requiera aislar totalmente del con-- tacto con el agua como es el caso de su aplicación en muelles.

Todos éstos métodos y sugerencias presentados proporcionan al ingeniero una herramienta sumamente útil para poder lograr una visualización general del problema y, en consecuencia, un mejor planteamiento tanto del problema como del rango de soluciones con una mayor probabilidad de éxito; logrando con ésto un control más amplio de la naturaleza en beneficio del hombre.

BIBLIOGRAFIA

- Caminos Rurales. Organo Informativo.
  Dirección General de Caminos Rurales.
  SAHOP. 1982

- Especificaciones Generales para Construcción de Obras.
  Gerencia de Inspección y Verificación de Construcción.
  PEMEX. 1976-1986

- Especificaciones Generales de Construcción.
  SAHOP.

- Manual de Caminos Vecinales.
  René Etcherren Rodríguez.
  Asociación Mexicana de Caminos.
  Representaciones y Servicios de Ingeniería. 2ª Edición.

- Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones.
  George B. Sowers y George F. Sowers.
  Ed. Limusa. 1983

- Manual de Laboratorio de Suelos en Ingeniería Civil.
  Joseph E. Bowles.
  Mc. Graw Hill.

- Mecánica de Suelos. Tomo I.
  Eulalio Juarez Badillo y Alfonso Rico Rodríguez.
  Ed. Limusa. 1984

- La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres. Tomo I.
  Alfonso Rico Rodríguez y Hermilo del Castillo.
  Ed. Limusa. 1984

- Cursos de Actualización para Ingenieros Impartidos a Través del IMP en las Instalaciones de PEMEX en Coatzacoalcos Veracruz Complejo Petroquímico Morelos; dentro del período 1985-1986.