

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES EN MINAS A CIELO ABIERTO

TESIS

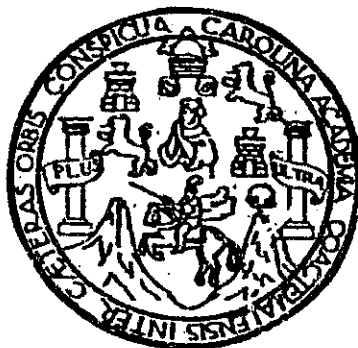
PRESENTADA A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

MANFREDO NEFTALI JUÁREZ FUENTE

A CONFERIRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

Guatemala, octubre de 1999



HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

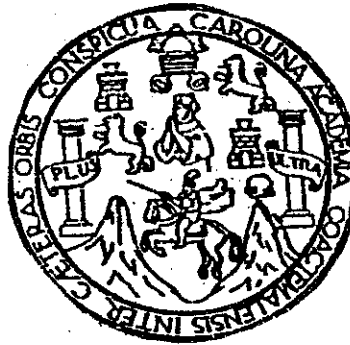
Cumpliendo con lo establecido por la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, tengo el honor de someter a vuestra consideración mi trabajo de tesis titulado:

ESTABILIZACIÓN DE TALUDES EN MINAS A CIELO ABIERTO

Tema que fuera autorizado por la Dirección de Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 8 de abril de 1,999.

Manfredito Neftali Juárez Fuentes

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

MIEMBROS DE JUNTA DIRECTIVA

Decano	Ing. Herbert René Miranda Barrios
Vocal I	Ing. José Francisco Gómez Rivera
Vocal II	Ing. Carlos Humberto Pérez Rodríguez
Vocal III	Ing. Jorge Benjamín Gutiérrez Quintana
Vocal IV	Br. Oscar Stuardo Chinchilla Guzmán
Vocal V	Br. Mauricio Alberto Grajeda Mariscal
Secretaria	Inga. Gilda Marina Castellanos Baiza de Illescas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

Decano	Ing. Herbert René Miranda Barrios
Examinador	Ing. Roberto Chang Campang
Examinador	Ing. Enrique René González
Examinador	Ing. Ramiro Israel Wilhem Cohen
Secretaria	Inga. Gilda Marina Castellanos Baiza de Illescas



FACULTAD DE INGENIERIA

CESEM-301-99
Guatemala,
23 de septiembre de 1999

Ingeniero
Carlos Alberto Tobar Jiménez
Director
Centro de Estudios Superiores
de Energía y Minas -CESEM-,
Facultad de Ingeniería,
Presente

Ingeniero Tobar:

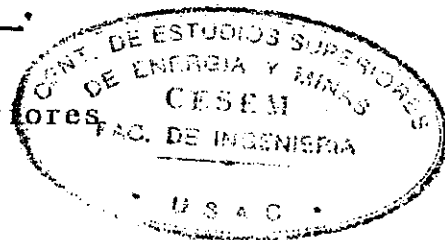
Por este medio hago constar que he asesorado el trabajo de tesis del estudiante universitario Manfredo Neftalí Juárez Fuentes, titulado: "Estabilización de taludes en minas a cielo abierto".

Después de haber revisado y corregido dicho trabajo, considero que cumple con los requisitos exigidos para su aprobación final.

Sin otro particular, me suscribo de usted, cordialmente.

ID Y ENSEÑAD A TODOS

Ing. Julio Luna A.
Asesor
Centro de Estudios Superiores
de Energía y Minas



cc: archivo
Anexos: Tesis
JLA/id.



FACULTAD DE INGENIERIA

CESEM-303-99
Guatemala,
28 de septiembre de 1999

Ingeniero
Sydney Samuels
Director
Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Señor Director:

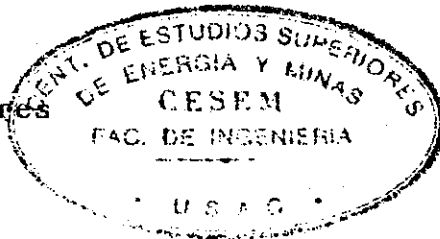
Por este medio hago de su conocimiento que he revisado el trabajo de tesis titulado "Estabilización de taludes en minas a cielo abierto", desarrollado por el estudiante universitario Manfredó Nefatalí Juárez Fuentes.

Habiendo constatado que las correcciones planteadas fueron llevadas a cabo en su totalidad, recomiendo que se continúe con los trámites necesarios para su aprobación final.

Sin otro particular por el momento, me suscribo de usted, atentamente.

ID Y ENSEÑAD A TODOS

Ing. Carlos A. Tobar J.
Director
Centro de Estudios Superiores
de Energía y Minas



cc: archivo
CATJ/id.

"CESEM, 15 AÑOS APOYANDO EL DESARROLLO ENERGÉTICO
Y MINERO DEL PAÍS"

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Julio Luna Aroche y del Director del Centro de Estudios Superiores de Energía y Minas Ing. Carlos A. Tobar Jiménez, del trabajo de tesis del estudiante Manfredó Neftalí Juárez Fuentes, titulado ESTABILIZACION DE TALUDES EN MINAS A CIELO ABIERTO, da por este medio su aprobación a dicha tesis.

Ing. Sydney Alexander Samuels Milson



Guatemala, octubre de 1,999

/bbdeb.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA

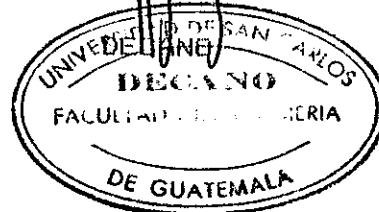


FACULTAD DE INGENIERIA

El Decano de la Facultad de Ingeniería, luego de conocer la autorización por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, Ing. Sydney Alexander Samuels Milson, al trabajo de tesis ESTABILIZACION DE TALUDES EN MINAS A CIELO ABIERTO, del estudiante Manfredo Neftalí Juárez Fuentes, procede a la autorización para la impresión de la misma.

IMPRIMASE:

Ing. Herbert René Miranda Barrios



Guatemala, octubre de 1,999

ACTO QUE DEDICO A:

A MIS PADRES:

Aurelia Eugenia Fuentes Miranda
Francisco Salomón Juárez
Quienes con su fe, amor y esfuerzo supieron
fortalecer mi ideal, sea esta una recompensa a sus
esfuerzos.

MIS HERMANAS:

Thelma, Emilsa, Doris, Liseth y Edna, con mucho cariño.

MIS ABUELOS:

Elena Miranda y Andres Fuentes, que Dios los bendiga.

MIS SOBRINOS:

Ingrid, Patricia, Mayari, Keibin, con cariño.

MIS TIOS:

Elfido, Vitelio y Elder Feuntes, mi triunfo es de ustedes.

A MIS PRIMOS, EN ESPECIAL A:

Ing. Walter Bautista, Beiner Bautista, Jeovany Orosco,
Edilma Orosco y Mario López, agradeciendoles su apoyo.

MIS COPAÑEROS Y AMIGOS, EN ESPECIAL A:

Ing. Néstor Díaz, Ing. Arnoldo Pérez, Ing. Osiel Orosco,
Víctor Bay, Ricardo Almengor, Patricia Barrios, Gladys
Menchú, Thelma Yomara, Silvia Lima, por su amistad
sincera.

USTED:

Con respeto y gratitud.

AGRADECIMIENTOS

A:

Dios,

Fuente de sabiduría

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

Y

**DEPARTAMENTO DE CONTROL MINERO DE LA DIRECCIÓN
GENERAL DE MINERÍA DEL MINISTERIO DE ENERGIA Y MINAS**

Por su apoyo y colaboración

Ing. Julio Roberto Luna Aroche

Por su valiosa asesoría

**A todas las personas que contribuyeron de alguna manera a la realización de la
presente tesis**

ÍNDICE GENERAL

CONTENIDO	PÁGINA
GLOSARIO	I
INTRODUCCIÓN	III
OBJETIVOS	IV
CAPÍTULO 1	
Marco Teórico	
Clasificación de deslizamientos	1
1.1 Generalidades	1
1.2 Movimiento en laderas	2
1.2.1 Caídas	2
1.2.2 Desplomes	2
1.2.3 Deslizamientos	3
1.2.3.1 Rotacional	3
1.2.3.2 Traslacional	4
1.2.4 Expansiones laterales	5
1.2.5 Flujos	6
1.2.5.1 En capa de roca	6
1.2.5.2 En suelo	7
1.2.6 Deslizamientos Complejos	7
1.3 Mecanismos de falla	9
1.3.1 Falla en capa de roca	11
1.3.2 Falla en suelo no cohesivo	11
1.3.3 Falla en suelos cohesivos	12
CAPÍTULO 2	
Métodos de caracterización de taludes en macizos rocosos	13
2.1 Métodos de mapeo de discontinuidades	13
2.1.1 Métodos directos	13
2.1.1.1 Observación de salientes de roca	13
2.1.1.2 Efectuando pozos a cielo abierto, socavones o trincheras	14
2.1.2 Métodos semidirectos	16
2.2 Comportamiento de las juntas y fallas	16
2.2.1 Características de las juntas	16
2.2.2 Efecto de las juntas y fallas	17

2.3 Resistencia al esfuerzo cortante	18
2.3.1 Discontinuidades sin relleno	18
2.3.2 Discontinuidades con relleno	19
2.4 Clasificación de macizos rocosos en el diseño de taludes	20
2.4.1 El índice de calidad de roca (RQD)	20
2.4.2 Mediciones sobre núcleos de perforación	22
2.4.3 Mediciones en afloramientos (control volumétrico de diaclasas JV)	22

CAPÍTULO 3

Métodos de caracterización de taludes en suelos y materiales no consolidados

	24
3.1 Elaboración de un perfil estratigráfico	24
3.1.1 Haciendo trincheras	26
3.1.2 Efectuando pozos manuales	27
3.1.3 Efectuando pozos mecánicos	28
3.2 Importancia del conocimiento del suelo	28
3.2.1 Peso volumétrico	28
3.2.2 Densidad	29
3.2.3 Absorción	31
3.2.4 Granulometría	32
3.3 Profundidad del nivel freático	33
3.4 Resistencia de los suelos al esfuerzo de corte	35

CAPÍTULO 4

Fuerzas que actúan en un talud

	37
4.1 Fuerzas a considerar	37
4.2 Peso del bloque W	38
4.3 Presión de agua U y V	38
4.4 Fuerzas por sismo KW	39
4.4.1 Vibraciones	39

CAPÍTULO 5

Métodos para la estabilización de taludes en roca

	41
5.1 Generalidades	41
5.2 Disminución de fuerzas actuantes	41
5.2.1 Disminuir peso en algunas zonas	41
5.2.2 Evitar presiones hidrostáticas en la grieta de tensión	41

5.3 Aumento de las fuerzas resistentes	41
5.3.1 Uso de inyecciones	41
5.3.2 Permeabilidad de los suelos y condiciones de filtro	42
5.3.3 Tipos de mezclas	46
5.4 Drenaje	47
5.4.1 Sistemas de drenaje	48
5.5 Evaluación de las medidas preventivas	50
5.5.1 Mediciones de control	50
5.6 Otros métodos	50

CAPÍTULO 6

Métodos para la estabilización de taludes en suelos y materiales no consolidados

	51
6.1 Generalidades	51
6.2 Método sueco	53
6.3 Otros procedimientos para la estabilización	57

CAPÍTULO 7

Casos de estudio

	61
7.1 Explotación de roca basáltica	61
7.1.1 Labores previas	61
7.1.2 Forma recomendada	63
7.1.3 Estabilización del talud actual	66
7.2 Explotación de material selecto(ceniza volcánica)	70
7.2.1 Como estabilizar el talud actual	72
7.2.2 Talud estabilizado	73

CONCLUSIONES	74
RECOMENDACIONES	75
BIBLIOGRAFÍA	76

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura	Nombre	Página
1.1	Caída de rocas	2
1.2	Desplome de rocas	3
1.3	Asentamiento de rocas	3
1.4	Asentamiento de tierra	4
1.5	Deslizamientos traslacionales	4
1.6	Expansiones laterales	5
1.7	Expansiones laterales	5
1.8	Flujos en capa de roca	6
1.9	Movimientos complejos	7
1.10	Nomenclatura de deslizamientos	10
2.1	Trinchera de explotación	14
2.2	Socavones	15
2.3	Valores de JRC, para distintas formas de discontinuidades	19
2.4	Resúmenes de clasificaciones de roca basados en la resistencia a la compresión simple	21
3.1	Perfil estratigráfico	24
3.2	Trincheras	26
3.3	Excavación de un pozo en forma manual	27
3.4	Estados del agua en el suelo	34
3.5	Envolvente del círculo de Mohr	35
3.6	Ángulo de fricción interna	36
4.1	Cargas actuantes en un talud	37
4.2	Red de flujo y cálculo de las presiones intersticiales	38
5.1	Drenes y canales para disminuir las fuerzas actuantes	42
5.2	Resultado de pruebas de permeabilidad	44
5.3	Métodos para drenaje en taludes	49
6.1	Fallas de un talud a lo largo de un corte	52
6.2	Superficie de deslizamiento cilíndrico	54
6.3	Cuña de deslizamiento abc	55
6.4	Superficie de falla probable y factor de seguridad para todo talud	57
7.1	Área de corte de material de roca basáltica, por método de terrazas	64
7.2	Diagrama de flujo de la operación de explotación de roca basáltica	65
7.3	Interrelación entre geometría de las terrazas y de las fallas	68
7.4	Talud estabilizado por medio de bermas	72

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla	Nombre	Página
2.1	Calidad de la roca según el índice de calidad de rocas RQD	22
2.2	Descripción de acuerdo al tamaño de bloques basado en la densidad de diaclasas en m ³	23
4.1	Valores de \emptyset y β según la técnica de detonación y del tipo de roca	40
4.2	Daño en diferentes estructuras, según la velocidad de la partícula	40
5.1	Clasificación de los suelos según sus coeficientes de permeabilidad	46
6.1	Datos para hallar el centro de rotación	54

ÍNDICE DE FOTOGRAFÍAS

Fotografía No.	Nombre	Página
7.1	Lugar de explotación de basaltos y andesitas	62
7.2	Un talud en roca estabilizado técnicamente	69
7.3	Primer frente de trabajo en la explotación de ceniza volcánica	70
7.4	Segundo frente de trabajo en la explotación de ceniza volcánica	71
7.5	Talud estabilizado por medio de bermas	73

GLOSARIO

AFLORAMIENTO	Parte de una capa geológica presente en la superficie del suelo.
ANGULARIDAD	Medida de la agudeza de los vértices de las partículas. Tiene gran influencia en el comportamiento de las partículas, porque las hace resistir el deslizamiento.
ÁNGULO DE INCIDENCIA	Ángulo formado por la dirección de una onda con la perpendicular a determinada superficie, en el punto de contacto entre ellas.
BRECHA	Conjunto de fragmentos de roca angulosos, unidos con lava u otros cementos naturales (arcillas, óxido de hierro, etc.).
BUZAMIENTO	Ángulo máximo de inclinación de una superficie con relación al plano horizontal.
COHESIÓN	Fuerza que une las moléculas de un cuerpo.
COHESIVIDAD	Propiedad de un suelo mediante la cual conserva su estabilidad debido a sus fuerzas internas.
CONSOLIDADOS	Materiales que forman roca firme y coherente.
CORTES INFERIORES	Se refiere a la pérdida de la base de un talud por erosión natural o artificial.
DEFORMACIÓN CONTINUA	Deformación distribuida a través de toda la masa.
DEPOSICIÓN	Proceso por el cual los materiales al perder velocidad llegan a detenerse o depositarse.
DESESTABILIZACIÓN	Proceso de pérdida de estabilidad de una ladera.
DETRITOS	Suelo superficial y roca fragmentada que contiene gran cantidad de material grueso (partículas mayores que 2mm).
DIACLASA	Quiebre o fractura de origen geológico que rompe con la continuidad de una roca, a lo largo de la cual no ha habido desplazamiento visible o bien un desplazamiento en sentido perpendicular a su plano. Un grupo de diaclasas paralelas es denominado "set", que ha sido introducido como "familia" y la

	intersección de familias de diaclasas forma un "sistema". Las diaclasas paralelas a planos de estratificación o foliación, las denominan diaclasas de estratificación o de foliación, respectivamente.
DISRUPCIÓN	Rotura, fragmentación, brechación y pulverización que puede presentar un material al fallar y deslizarse ladera abajo.
ESTRATIGRAFÍA	Parte de la Geología que estudia las rocas que forman estratos o capas sobrepuestas
ESTRATIFICACIÓN	Disposición en capas. Es la característica estructural más importante y universal de las rocas sedimentarias.
HOMBRO DEL TALUD	Parte superior de un talud. Intersección de la inclinación con la corona.
IN SITU	En el mismo sitio.
JUNTAS	Superficies de rotura que intersectan las rocas, a lo largo de las cuales no hay desplazamiento significativo paralelo a la superficie.
MACIZO ROCOSO	Constituido por bloques de forma irregular cuyas propiedades varían no solo de una clase de roca a otra, sino también de un punto a otro dentro.
MATERIAL PÉTREO	Material pedregoso (que está lleno de piedras)
ROCA METEORIZADA	Roca expuesta a la influencia de los fenómenos atmosféricos.
RUMBO	Es la dirección de la línea de intersección entre un plano horizontal y la superficie considerada.
SUELO	Material no consolidado o semiconsolidado que se encuentra sobre la capa de roca de la corteza terrestre.
SOCAVONES	Galerías subterráneas que se hacen con el objeto de observar directamente las discontinuidades existentes.
TALUD	Superficie inclinada respecto a la horizontal, que es adoptada en forma permanente.

INTRODUCCIÓN

En toda explotación a cielo abierto se debe definir el tamaño físico del área a explotar, así como las componentes del programa de trabajo en la cantera y del montaje de la planta.

Se tomarán en cuenta los métodos de extracción para realizar un trabajo apropiado, que permitirá reducir la inestabilidad de los taludes, minimizando las fuerzas reales o probables a los que están expuestos.

La necesidad de algún sistema para estabilizar un talud de roca y de material selecto, se manifiesta por la cantidad de extracciones realizadas de una forma antitécnica, que dejan como resultado taludes inestables.

El aumento de las extracciones ilegales de cenizas volcánicas, ha provocado que existan en la actualidad un gran número de taludes inestables, debido a que no se tiene un diseño de explotación y que ponen en peligro, en la mayoría de los casos, la vida de las personas cercanas al lugar y a los propios trabajadores.

En el presente trabajo de tesis, se analizan dos áreas de explotación, una de cenizas volcánicas que se encuentra en un lugar cercano a San José Villa Nueva, el cual durante los últimos años ha sido explotado de una forma antitécnica y sin haberse considerado el peligro que representan para la mencionada población.

Un segundo caso de estudio se tomó para roca basáltica, el lugar se encuentra a inmediaciones del Lago de Amatitlán, y al igual que el caso anterior tiene como resultado de una mala extracción, un talud totalmente inestable.

Se presentan al final de este trabajo, una serie de conclusiones y recomendaciones, las cuales se relacionan con los problemas más comunes y se proponen soluciones a los mismos.

OBJETIVOS

1. Dar a conocer los diversos métodos de estabilización de taludes como alternativa de solución a los problemas que se presentan en Ingeniería Civil y en Minería, considerando que en la mayoría de los casos de mala extracción, no se cuenta con la asesoría de un profesional especialista en el campo.
2. Proponer soluciones para la estabilización de taludes en macizos rocosos, recomendando algunos métodos para poder realizar un trabajo más ordenado y que permita dejar como producto final un talud estable y que además proporcione un mejor impacto visual.
3. Establecer la diferencia entre una extracción bien realizada y una sin diseño técnico, haciendo una comparación de las mismas.
4. Conocer los tipos de deslizamientos que pueden ocurrir en un talud, ya sea éste de material consolidado o no consolidado, así como las formas de evitarlos, haciendo uso de los métodos más adecuados de extracción.

CAPÍTULO 1

CLASIFICACIÓN DE LOS DESLIZAMIENTOS

1.1 GENERALIDADES

Los materiales de la superficie terrestre pueden ser transportados por agua, hielo y aire, procesos globales conocidos como erosión. En adición a estos tipos de transporte, los movimientos de materiales activados directamente por la fuerza de gravedad son muy comunes. Los movimientos pueden ocurrir en estado seco o en un cierto grado de transporte fluvial y glacial.

La clasificación de los movimientos de tierra descansa en una amplia variedad de factores que incluyen.

1. Tipo, tamaño, causa y velocidad del movimiento.
2. Contenido de agua.
3. Tipo de material involucrado.
4. Características de fricción interna y organización del material dentro de la masa en movimiento.
5. Relación de la masa en movimiento con los materiales de la superficie y los estratos inferiores.

Los sistemas de clasificación se desarrollaron después que la terminología fue empleada por primera vez y están hechos con el propósito de examinar las similitudes y diferencias entre eventos dados por cambios sistemáticos.

Numerosas clasificaciones han sido desarrolladas por geólogos e ingenieros y, cada sistema fue ideado con una perspectiva un poco diferente, de acuerdo a los factores considerados más importantes. Esto ha dado como resultado que eventos parecidos han sido llamados por nombres diferentes, en diferentes sistemas de clasificación y por el contrario, distintas clases de eventos han sido llamados por nombres similares.

Consecuentemente, las clases de deslizamientos y la terminología empleada, que no son referenciados a alguna clasificación específica, pueden resultar confusos y poco informativos.

La clasificación más reciente y completa, y que a la vez se aproxima a una nomenclatura sistemática, es la de D. J. Varnes (1978), la cual considera primariamente el tipo de movimiento de las masa y da una segunda consideración al tipo de material involucrado. Su nomenclatura sistemática utiliza nombres compuestos de términos para el mecanismo de movimiento de la masa y términos para la clase de material que constituye la masa en movimiento.

1.2 MOVIMIENTOS EN LADERAS

1.2.1 CAIDAS

La masa en movimiento viaja la mayor parte de la distancia a través del aire, incluyendo caída libre, saltos y rebotes, rodamiento de fragmentos de roca y suelo. Si la distancia de caída o los fragmentos son grandes, la masa puede ser totalmente fracturada por impacto. La cantidad de material que ha caído, será proporcionada por el talud correspondiente, (fig. 1.1).

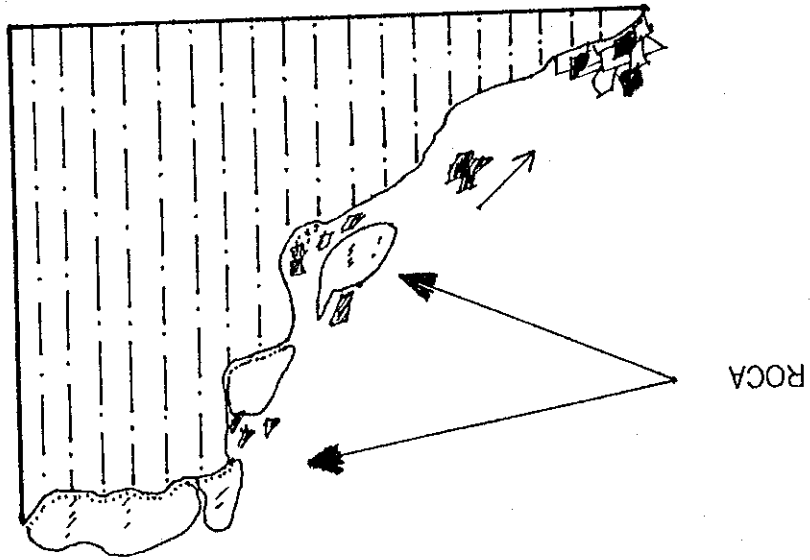


Fig. 1.1. Caída de rocas

1.2.2 DESPLOMES

Desplazamiento debidos a fuerzas que causan un movimiento de volteo alrededor de un punto bajo el centro de gravedad de la unidad. Si el movimiento es desenfrenado, resultará en una caída o deslizamiento, (figs. 1.2).

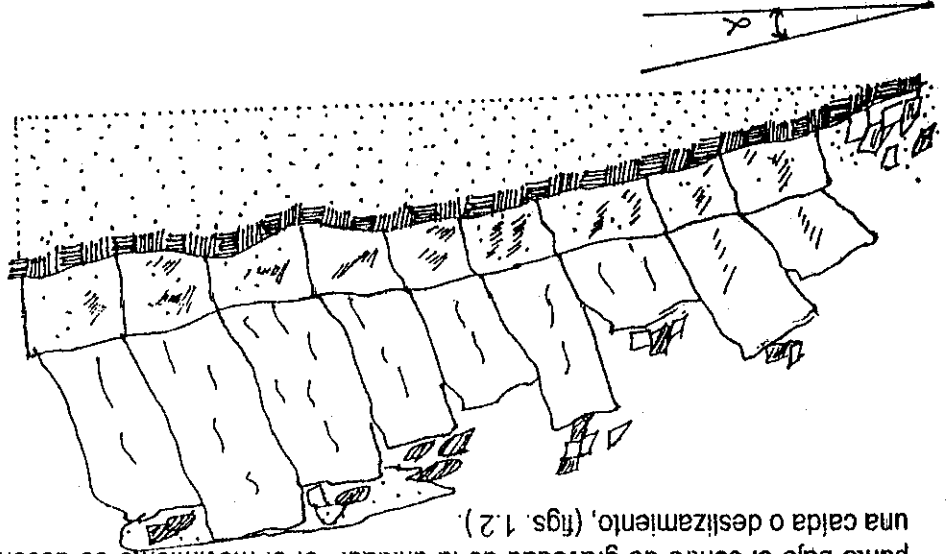


Fig. 1.2. Desplome de rocas

1.2.3 DESLIZAMIENTOS

El movimiento involucra desplazamientos por corte a lo largo de una o varias superficies, o dentro de una zona relativamente estrecha. Dichos desplazamientos son visibles o pueden inferirse fácilmente.

1.2.3.1 Rotacional

Deslizamiento debido a fuerzas que causan movimiento de giro alrededor de un punto bajo el centro de gravedad de la unidad. Comprende aquellos tipos donde la superficie de ruptura o zona de ruptura posee una geometría curva cóncava hacia arriba. Su perfil a veces alcanza a ser un arco de círculo, de allí la generalización de "falla circular". En función de la longitud del radio y del arco de círculo, así como de la profundidad de la superficie o zona de ruptura, se puede distinguir entre deslizamientos profundos o someros (figs. 1.3 y 1.4).

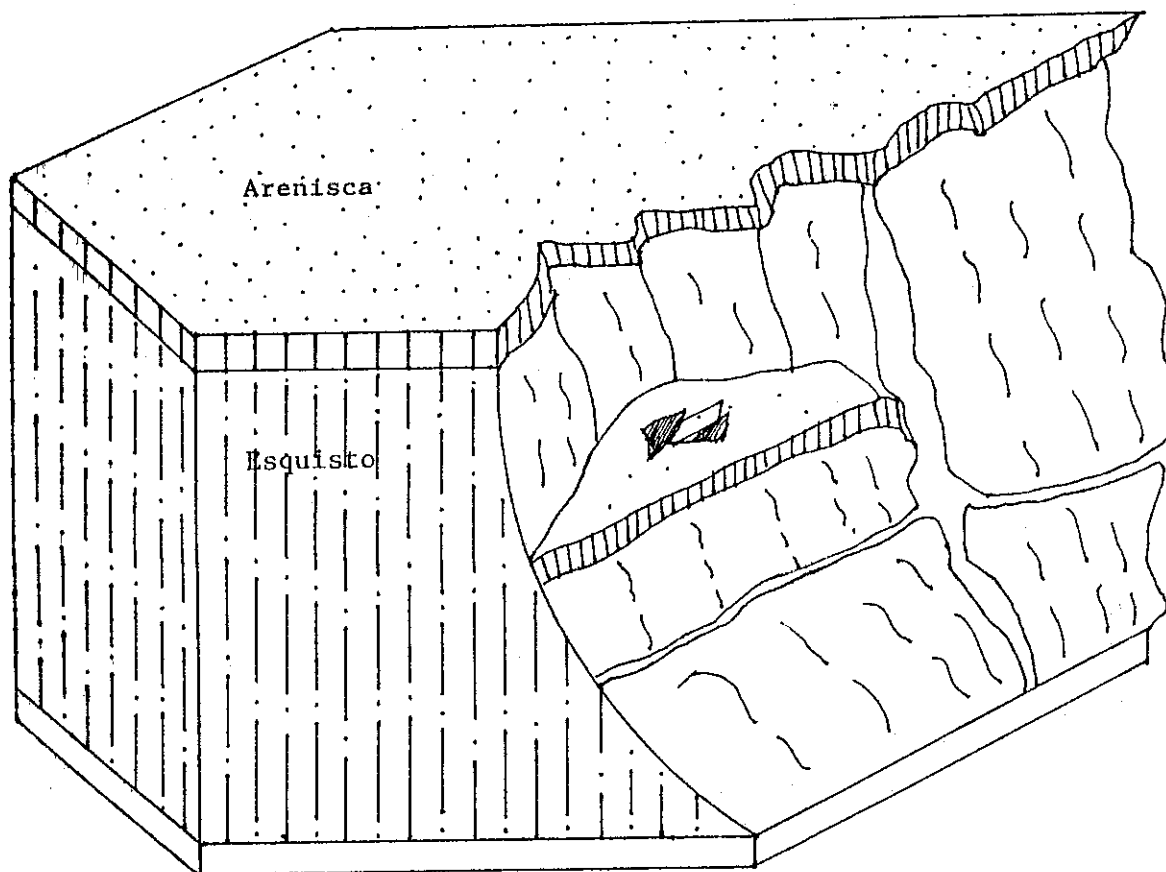
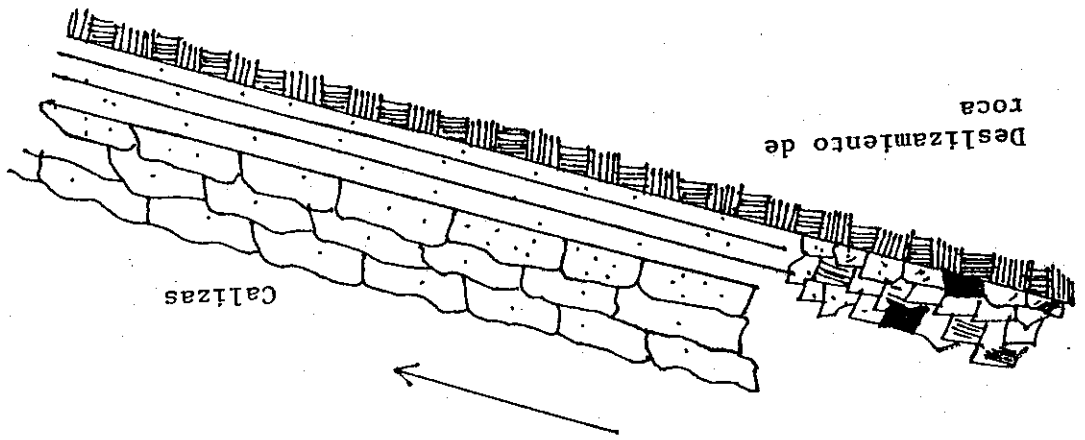


Fig. 1.3. Asentamiento de rocas

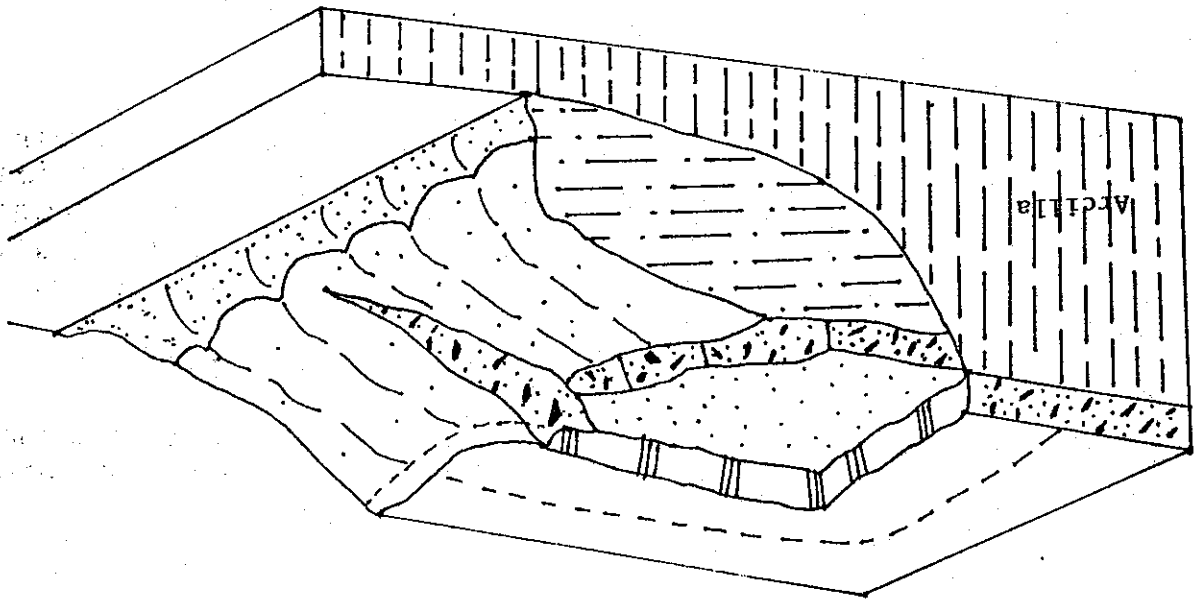
Fig. 1.5. Deslizamientos traslacionales



El movimiento ocurre predominantemente a lo largo de superficies más o menos planas o moderadamente onduladas. Casi siempre el movimiento es estructuralmente controlado por superficies de debilidad, tales como fallas, juntas, planos de estratos y también por las variaciones en el esfuerzo de corte entre las distintas capas de depósitos estratificados, por el contacto entre roca y firmes y detritos sobre ella (fig. 1.5).

1.2.3.2 Traslacional

Fig. 1.4. Asentamiento de tierra



1.2.4 EXPANSIONES LATERALES

Movimientos de extensión lateral dentro de una masa de roca fracturada.

Pueden ser.

- A. Sin una superficie basal o zona de flujo plástico bien definida.
(Predominantemente en capa de roca).
- B. La extensión de roca o suelo resulta de licuefacción, flujo plástico o material subyacente (figs. 1.6 y 1.7).

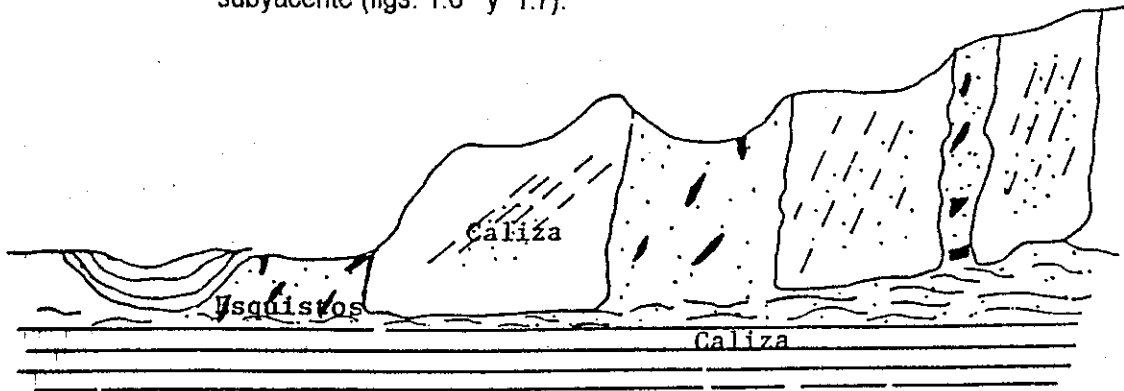


Fig. 1.6 Expansiones laterales

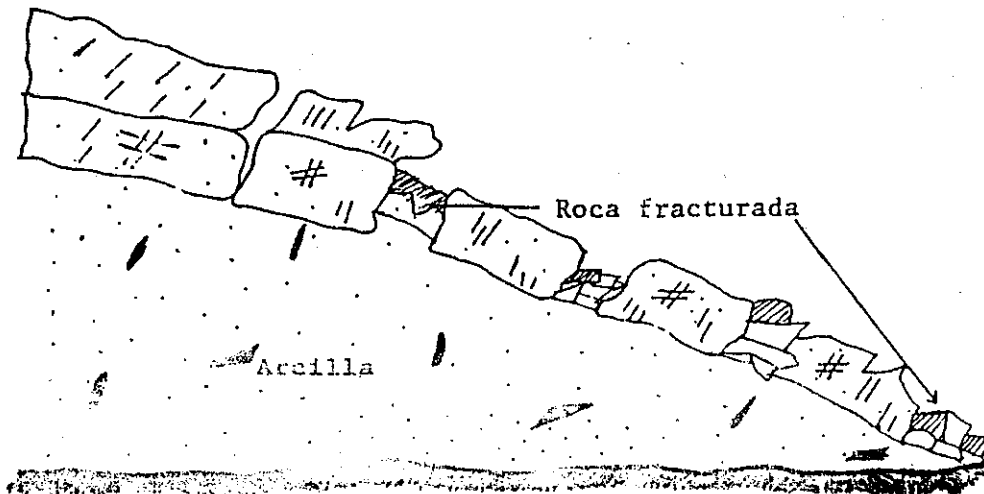


Fig. 1.7. Expansiones laterales

1.2.5 FLUJOS

1.2.5.1 EN CAPA DE ROCA

Incluye deformación espacial continua y puede ser reptación superficial o profunda. Involucra movimientos diferenciales lentos, entre unidades relativamente intactas (fig. 1.8).

- Los movimientos pueden ser los siguientes:
1. A lo largo de muchas superficies de corte, aparentemente no conectadas.
 2. Resultar en plegamiento, combadura o abultamiento.
 3. En la distribución de velocidades, aproximadamente semejarse a los fluidos viscosos.

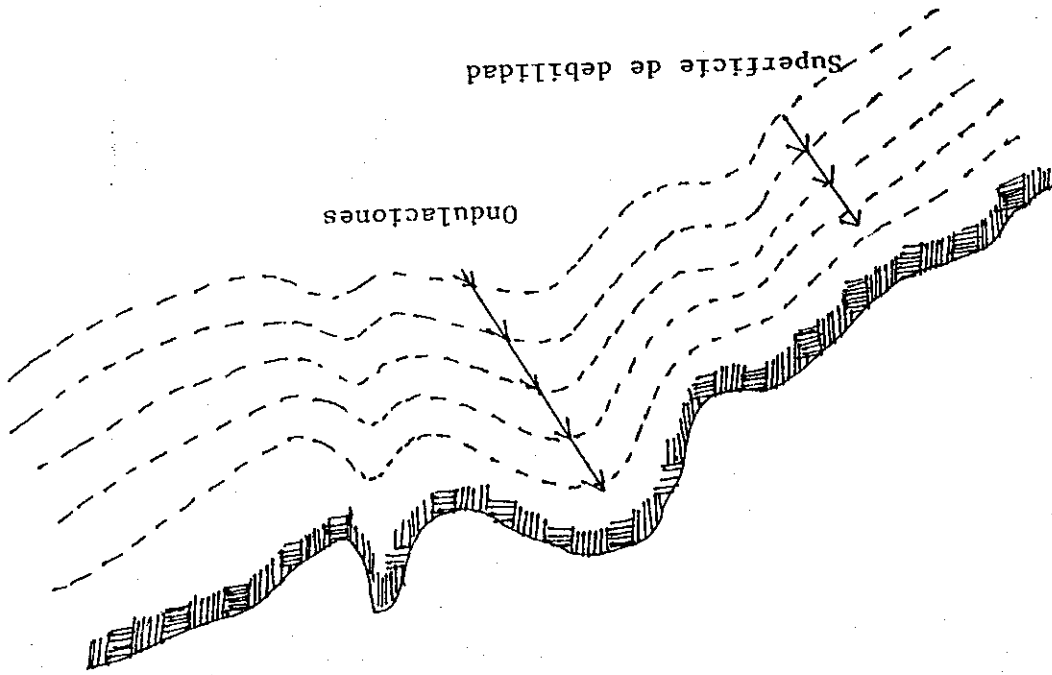


Fig. 1.8. Flujos en capa de roca

1.2.5.2 EN SUELO

Movimiento dentro de las masas desplazadas, de tal forma que el material o la distribución aparente de velocidades y desplazamientos recuerda aquellos de los fluidos viscosos.

Las superficie de falla dentro del material en movimiento usualmente no es visible o es de corta duración. El límite entre la masa que se mueve y el material que permanece en su lugar puede ser: una superficie marcada de movimientos diferenciales o una zona de corte distribuido. La velocidad del movimiento varía desde extremadamente rápida a extremadamente lenta.

1.2.6 DESLIZAMIENTOS COMPLEJOS

El movimiento es una combinación de dos o más de los cinco tipos de movimiento principales ya descritos. Muchos deslizamientos son complejos, aunque un tipo de movimiento generalmente domina sobre los otros en ciertas áreas de un mismo deslizamiento, o durante un tiempo particular (fig. 1.9).

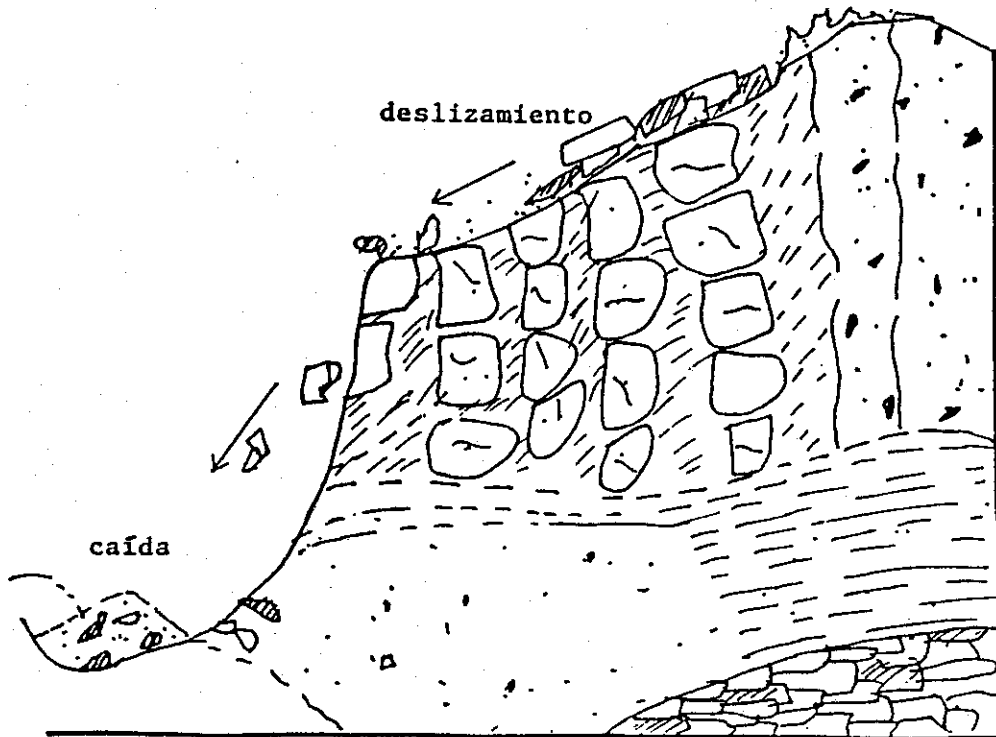


Fig. 1.9. Movimientos complejos

- a) **ESCARPE PRINCIPAL:** una superficie escarpada sobre el material inalterado que rodea la periferia del deslizamiento, causado por el movimiento del material deslizado. La proyección de la superficie de escarpe bajo el material desplazado forma la superficie de ruptura.
- b) **ESCARPE SECUNDARIO:** una superficie escarpada sobre el material desplazado producida por movimientos diferenciales dentro de la masa deslizada.
- c) **CABEZA:** las partes superiores del material deslizado a lo largo del contacto entre el material desplazado y el escarpe principal.
- d) **TOPE:** el punto de contacto más alto entre el material desplazado y el escarpe principal.
- e) **PUNTA:** el margen del material desplazado más distante desde el escarpe principal.
- f) **TOPE O PUNTA DE LA SUPERFICIE DE RUPTURA:** la intersección (algunas veces enterrada) entre la parte más baja de la superficie de ruptura y la superficie original del suelo.
- g) **EXTREMO:** El punto de la punta más distante desde el tope del deslizamiento.
- h) **PIE:** aquella porción del material desplazado que descansa lateralmente desde la punta de la superficie de ruptura.
- i) **CUERPO PRINCIPAL:** Aquella parte del material desplazado que descansa sobre la superficie de ruptura entre el escarpe principal y el tope o la punta de la superficie de ruptura.
- j) **FLANCO:** el lado del deslizamiento.
- k) **CORONA:** el material que permanece en su lugar, prácticamente no desplazado y adyacente a las partes más altas del escarpe principal.
- l) **SUPERFICIE ORIGINAL DEL TERRENO:** la ladera que existía antes de que el deslizamiento tuviera lugar.
- m) **IZQUIERDO Y DERECHO:** se refiere a los lados del deslizamiento.
- n) **SUPERFICIE DE SEPARACIÓN:** la superficie que separa el material desplazado del material estable.
- n) **MATERIAL DESPLAZADO:** el material que se ha movido desde su posición original en la pendiente. Puede estar en estado deformado o no deformado.

1.2.6.1 NOMENCLATURA

A continuación se definen las partes de un deslizamiento, el cual se muestra en la figura 1.10.

- o) ZONA DE VACIAMIENTO:** el área en la cual el material desplazado descansa bajo la superficie original del terreno.
- p) ZONA DE ACUMULACION:** el área en la cual el material desplazado descansa sobre la superficie original del terreno.

1.3 MECANISMOS DE FALLA

El movimiento o deslizamiento de las masas ocurre cuando la resistencia al esfuerzo cortante es excedida por los esfuerzos cortantes que se producen en una superficie relativamente continua. Es difícil determinar la causa de muchos movimiento de masas de tierra y la falla puede producirse por:

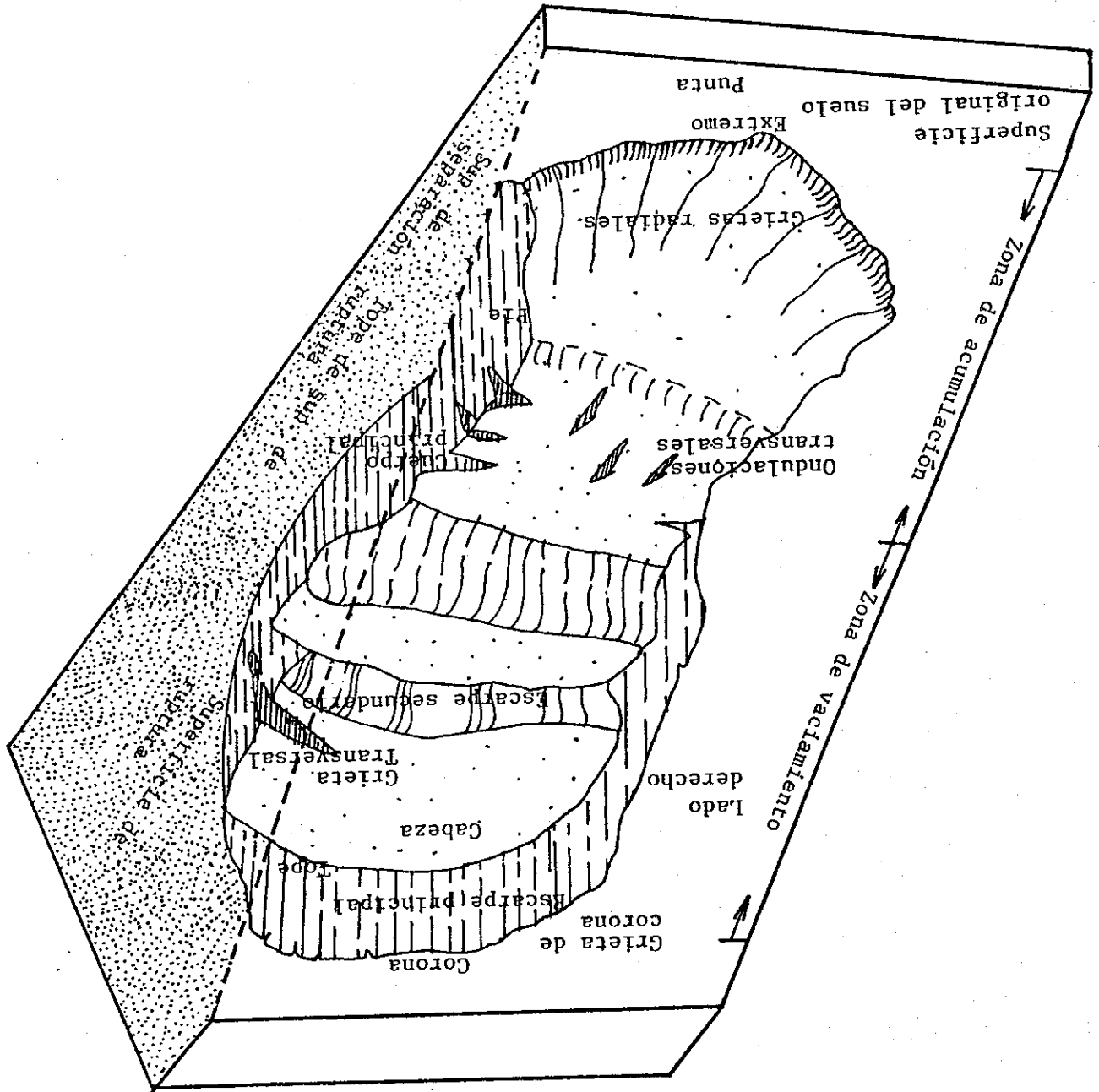
a) Aumento en los esfuerzos aplicados al suelo:

El aumento en los esfuerzos aplicados puede producirse por cargas externas como edificios, agua o nieve, aumento del peso de la tierra por humedad, remoción por excavación, socavaciones por perforación de túneles, derrumbes de cavernas o erosión por filtraciones, choques producidos por terremotos o voladuras, grietas de tracción, presión del agua en las grietas y también por la fuerte precipitación pluvial sobre zonas que carecen de cobertura vegetal o por combinación de dos o más de estos factores.

b) Disminución de la resistencia al corte del suelo:

Una disminución de la resistencia del suelo es causada por presión de agua intersticial, destrucción de la estructura del suelo por choque, vibración o actividad sísmica, fisuras capilares producidas por las alternativas expansión y retracción o por tracción, deformación y falla progresiva en suelos sensibles, deterioro del material cementante, pérdida de la tensión capilar por secamiento, deshielo del suelo; etc., o por combinaciones de los mismos.

Fig. 1.10. Nomenclatura de deslizamientos



1.3.1 FALLA EN CAPA DE ROCA

Muchas rocas y suelos cementados están constituidos por granos minerales relativamente rígidos, unidos directamente por las ligazones de los cristales entre partículas o por un material cementante entre los granos. Al soportar carga se distorsionan las ligaduras y en menor grado, los granos.

Si la carga es lo suficientemente grande se rompen las ligaduras y se produce la falla casi en forma repentina. Sin embargo, en la mayoría de las rocas las fallas están regidas por las juntas, planos de estratificación y otras discontinuidades. Esto se debe a que las juntas, por ejemplo, no pueden resistir tensión y frecuentemente son superficies muy meteorizadas, menos resistentes al esfuerzo cortante que el resto de la masa.

1.3.2 FALLA EN SUELOS NO COHESIVOS

En suelos no cohesivos secos, la resistencia al esfuerzo cortante está proporcionada por: resistencia al rodamiento de las partículas, resistencia al deslizamiento o rozamiento, interferencia y trabazón de las esquinas de las partículas más angulosas e irregulares. Si el esfuerzo llega a superar la resistencia del suelo, se produce la rotura por falla. El esfuerzo cortante de falla es aproximadamente proporcional al esfuerzo normal en la superficie de falla.

$$s = p \tan \phi$$

s = esfuerzo cortante de falla o resistencia al esfuerzo cortante

p = esfuerzo normal en la superficie de falla

$\tan \phi$ = coeficiente de fricción interna.

Según esta ecuación, puede provocarse la falla reduciendo el coeficiente de fricción interna, es decir, cualquier causa que provoque una disminución en la fricción, puede hacer que el suelo falle por corte.

Si el suelo contiene agua, el esfuerzo total será resistido por el esfuerzo de los granos y el esfuerzo del agua. Sin embargo, la resistencia al esfuerzo cortante es un fenómeno de rozamiento que depende sólo de los granos de la estructura. Si la cantidad de agua es mayor que la estrictamente necesaria para llenar los espacios vacíos, la resistencia al esfuerzo cortante puede reducirse, el suelo es incapaz de soportar cargas y fallará por cortante. Cuando la cantidad de agua es suficientemente grande el suelo se comportará como un fluido pesado, no resistirá esfuerzos y fluirá como en el caso de las arenas "movedizas".

Cuando un material de baja cohesividad es sometido a una fuerza cortante su volumen cambia. Si el suelo está saturado, el cambio de volumen va acompañado de un cambio en la distribución del agua en los poros y por lo tanto, de la presión intersticial. Como resultado, el soporte de las partículas es transferido desde los contactos entre granos individuales hasta el agua en los poros, disminuyendo así el esfuerzo efectivo y como consecuencia el suelo deja de comportarse como un sólido, licúa y falla comportándose más o menos como un fluido. Los suelos no cohesivos, sueltos y saturados son particularmente vulnerables a la licuefacción causada por esfuerzos de corte localizados o por choques o vibraciones.

El mecanismo de falla en arcillas sensitivas involucra pérdida de resistencia iniciada por deformaciones causadas por fuertes sismos y luego, deformaciones por corte generadas durante la falla.

La mayoría de las arcillas pierden resistencia cuando se altera su asentamiento. Si la pérdida de resistencia es grande, los suelos se clasifican como sensitivos. La sensibilidad se define como la relación entre la resistencia de un espécimen de suelo intacto y la resistencia del mismo espécimen después de un severo disturbio, tal como una deformación grande por corte o remoldeo. Las arcillas cuya sensibilidad es menor que 4, se denominan "No Sensitivas". Si la sensibilidad es mayor que 8, son "Extrasensitivas". Las arcillas llamadas "Rápidas", son extremadamente sensitivas (sensitividad mayores de 40).

1.3.3.1 SENSITIVIDAD

Los fluidos son característicos de los sedimentos de textura fina. Un elevado contenido de agua y un estado de compactación abierta favorece este tipo de movimientos. En las arcillas nunca se llega a un estado de compactación densa y los fujos son especialmente comunes. Aunque las arcillas pueden estar inicialmente asentadas y sufrir fallas, una vez que el asentamiento se ha alterado, el movimiento toma generalmente los caracteres de un flujo. La mayor parte de estos deslizamientos van asociados con lluvias intensas o fusión de nieve. Una vez que se ha iniciado el movimiento, la arcilla húmeda se hace muy plástica y escurre fácilmente, aun sobre pendientes muy ligeras. La presencia de capas permeables de limos o arenas interstratificadas con arcillas, es circunstancia favorable, pues el agua confinada dentro del sistema, en dichas capas, puede no encontrar fácil salida.

Por tanto, la velocidad con que se aplique la carga tiene importancia al considerar la estabilidad, pues a menos que el agua pueda escapar libremente para adaptarse al cambio de esfuerzo, éste no se transmitirá totalmente de partícula a partícula. Los suelos cohesivos tienen poca permeabilidad, lo que dificulta la salida del agua. La presencia de agua en el suelo hace la masa viscosa y promueve el deslizamiento ya que la resistencia del suelo disminuye al aumentar la humedad.

Un cambio en el grado de esfuerzo requiere un cambio en el contenido de agua en suelo saturado.

$c =$ cohesión entre partículas

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

En el caso de suelo cohesivo, la ecuación correspondiente es:

En los suelos cohesivos influyen, además de la resistencia al esfuerzo cortante, la historia previa de consolidación, condiciones de drenaje, la velocidad de aplicación de las cargas y la sensibilidad de la estructura del suelo.

1.3.3 FALLA EN SUELOS COHESIVOS

CAPÍTULO 2

MÉTODOS DE CARACTERIZACIÓN DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS

No se deben escatimar esfuerzos en esta etapa de exploración, pues al igual que en otras ramas de la Ingeniería, los resultados de cualquier análisis serán tan buenos como las hipótesis supuestas, que a su vez estarán basadas en información obtenida en la exploración de campo.

Debido a que el comportamiento de un macizo rocoso está fuertemente influido por la presencia de fisuras, fracturas, fallas o por algún otro tipo de discontinuidad, así como por el régimen de flujo de agua existente, es de suma importancia tener un buen conocimiento de tales fenómenos cuando se efectúe el diseño de un talud en roca.

Debe hacerse notar que la exploración de los macizos rocosos no es un fin, sino un medio, y por lo tanto, para asegurar un aprovechamiento óptimo de la información obtenida, deberá efectuarse siempre una interpretación y un análisis después de recabar tal información.

2.1 MÉTODO DE MAPEO DE DISCONTINUIDADES

Con respecto al mapeo de discontinuidades, lo que se busca es conocer la influencia que pueda tener la discontinuidad en el comportamiento del macizo rocoso, principalmente en su estabilidad. En general, si existiera alguna falla, ocurriría a través de las discontinuidades, por lo que es de interés conocer o tener una buena idea de la extensión de las mismas; es decir, que si una falla ocurre a través de un plano, es preciso conocer qué porcentaje del área representa una discontinuidad y qué porcentaje consiste en roca sana.

Los procedimientos de mapeo de discontinuidades pueden dividirse en: métodos directos y semidirectos

2.1.1 MÉTODOS DIRECTOS

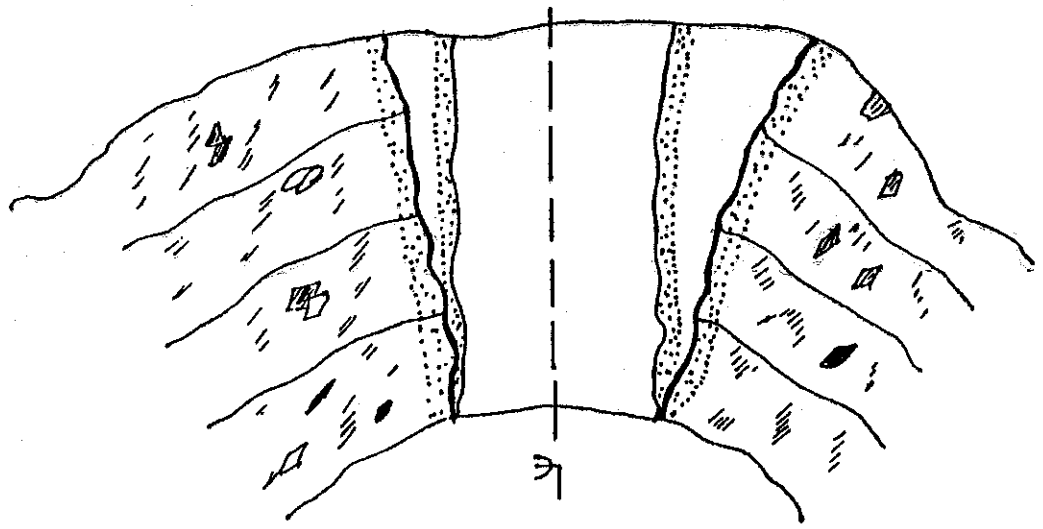
Este tipo de métodos pueden llevarse a cabo en dos formas esencialmente distintas:

2.1.1.1 OBSERVACIÓN DE SALIENTES DE ROCA

Se realiza en las cercanías del lugar donde se construirá el talud. En el caso de que existan salientes de roca donde se observe el grado y forma de fisuramiento del macizo, entonces se deberán anotar todas las características de las discontinuidades observadas, como son:

- Rumbo
- Echado
- Rugosidad
- Grado de alteración del material a ambos lados de la discontinuidad y del existente entre las paredes, si se presenta.

Fig. 2.1. Trinchera de exploración



En algunos casos se hará necesario el uso de explosivos, sin embargo, su uso debe restringirse a las cargas mínimas, ya que puede distorsionar notablemente el grado de fisuramiento en las cercanías de las explosiones.

Estas excavaciones deberán ser suficientemente profundas para atravesar todo el espesor de suelo residual y penetrar un tramo suficientemente grande dentro de la formación rocosa que se va a mapear.

resultados de la observación preliminar. salientes de roca, tal decisión debe hacerse dependiente de la importancia de la obra o de los resultados de la observación preliminar. Ambos procedimientos son complementarios, es decir, la ejecución de alguna excavación estará sujeta a la factibilidad o no de obtener datos suficientes de la observación de salientes de roca, tal decisión debe hacerse dependiente de la importancia de la obra o de los resultados de la observación preliminar.

Consiste en la ejecución de algún pozo a cielo abierto, socavón o trinchera de dimensiones adecuadas para que un hombre pueda introducirse. Se trata de observar directamente de las paredes y del fondo de los mismos las discontinuidades existentes.

2.1.1.2 EFECTUANDO POZOS A CIELO ABIERTO, SOCAVONES O TRINCHERAS

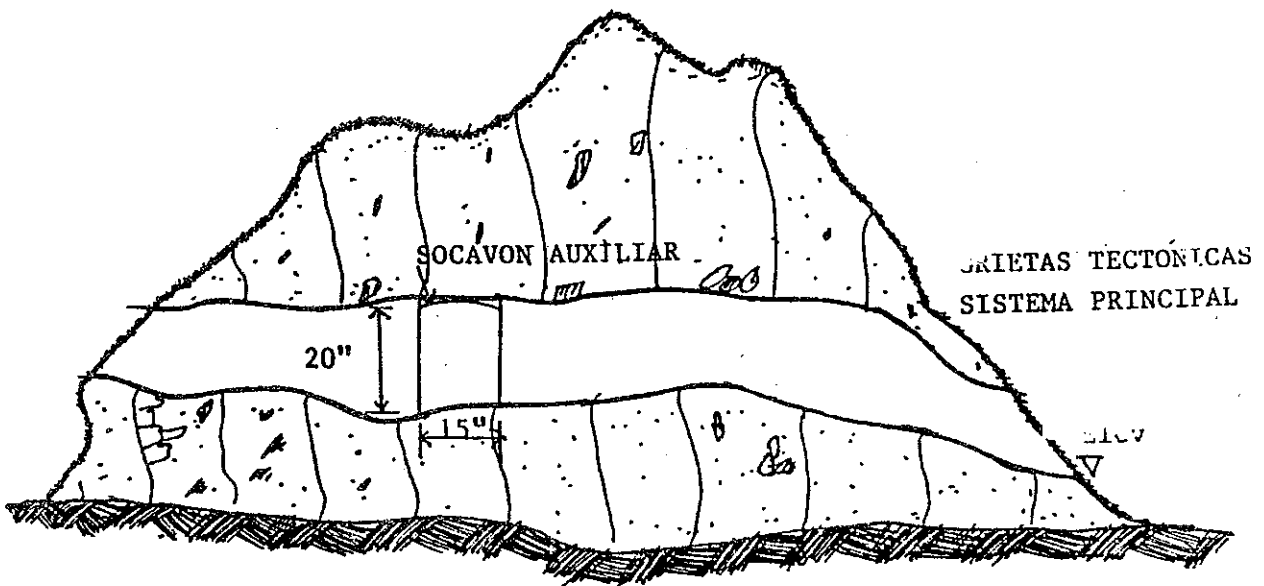
- Este método presenta los siguientes inconvenientes:
- a) La orientación y número de discontinuidades dentro del macizo rocoso, pueden diferir de las observadas en las partes exteriores del mismo.
 - b) El macizo rocoso se encuentra, normalmente, cubierto por una capa de suelo residual que dificulta la observación.
 - c) Cuando existen salientes de roca, es probable que tengan algún grado de alteración más pronunciado que en el interior del macizo.

Al igual que en el caso de observaciones en salientes de roca, se deberá anotar el rumbo, echado, rugosidad y grado de alteración de todas las discontinuidades observadas.

Las limitaciones de este procedimiento son las siguientes.

- a) El costo de las excavaciones que se deben efectuar.
- b) Al igual que en el caso de salientes de roca, la orientación y número de discontinuidades en el interior del macizo puede ser diferente de la observada en las paredes de las excavaciones.

Por otro lado, este procedimiento tiene la ventaja de que, en general, las discontinuidades son más fáciles de observar y pueden mapearse en una longitud más grande y conveniente.



CORTE POR EL SOCAVÓN S-1

Fig. 2.2. Socavones

2.1.2 MÉTODOS SEMIDIRECTOS

Se clasifican como métodos semidirectos aquellos que requieren de algún proceso o aditamento que permita observar, detectar o medir las características de las discontinuidades desde una cierta distancia.

- Entre los métodos más usados, se pueden mencionar:
1. El uso de perforaciones con distintas inclinaciones, de tal forma de relacionar las discontinuidades observadas.
 2. El muestreo integral, que esencialmente consiste en obtener núcleos de roca orientados de la misma forma en que se encontraban originalmente.
 3. Otra forma, alternativa de la anterior, consiste en colocar alguna marca en la parte superior de la muestra cuando ésta se encuentra todavía en el fondo de la perforación antes de que sea removida y posteriormente, cuando se haya sacado a la superficie, orienta la muestra según la referencia instalada.
 4. También se ha desarrollado un orientador de fisuras que consiste en apoyar, sobre una discontinuidad que se encuentra en el fondo de una perforación, un número de barras que por la diferencia de niveles de los apoyos pueden dar una idea de un echado y rumbo.

En el caso de las muestras obtenida en los sondeos, debe distinguirse entre fracturas producidas por el proceso de perforación o por manejo inadecuado de las muestras.

2.2 COMPORTAMIENTO DE LAS JUNTAS Y FALLAS

Las juntas y fallas en la roca constituyen normalmente planos de debilidad, cuya importancia puede ser muy pequeña, como en el caso de fracturas soldadas y microfisuras o bien muy grandes, como en el caso de fallas en las que han ocurrido desplazamientos tangenciales y se encuentran rellenas de materiales poco resistentes y muy deformables.

Estos defectos estructurales pertenecen a dos clases fundamentales. **Las Juntas** que incluyen fisuras y fracturas en las que no ha ocurrido desplazamiento tangencial y **Las Fallas** que son fracturas por corte a lo largo de las cuales ha ocurrido un desplazamiento tangencial.

2.2.1 CARACTERÍSTICAS DE LAS JUNTAS

Las características de mayor interés de las juntas, en el estudio del comportamiento de un macizo rocoso son las siguientes:

- a) Su **orientación**, definida por el rumbo y el echado.
- b) Su **espaciamiento**, o sea la distancia centro a centro entre juntas paralelas adyacentes en un determinado sistema.
- c) Su **ancho**, comprendido por el espacio abierto entre los lados opuestos de una junta.
- d) La **regularidad** de la superficie, definida por la rugosidad y la curvatura, y
- e) Los **materiales** que rellenan la junta, tales como productos de intemperismo y alteración.

1) Orientación	{	Rumbo: rumbo magnético de la intersección del plano de la junta con el horizonte	
		Echado: ángulo que forma el plano de la junta con el horizonte	
2) Espaciamiento	{	Muy próximas	5 cm.
		Próximas	5-30 cm
		Moderadamente próximas	30-90 cm.
		Separadas	90-100 cm.
		Muy separadas	más de 300 cm.
3) Ancho	{	Cerradas	
		Abiertas	
4) Regularidad	{	Grande Escala	Plana Curva Irregular
		Pequeña Escala	Lisa Rugosa
5) Materiales de Relleno	{	Producto de intemperismo	
		Productos de alteración hidrotérmica	
		Minerales secundarios depositados por aguas subterráneas.	

2.2.2 EFECTO DE LAS JUNTAS Y FALLAS

En cuanto al efecto de las juntas y las fallas en las propiedades de la roca, se pueden mencionar las siguientes.

2.2.2.1 PERMEABILIDAD

Aumenta notablemente con la presencia de juntas y fallas, especialmente al disminuir el espaciamiento y aumentar el ancho de las primeras y debido a la presencia de materiales fragmentados permeables en las segundas y que puede disminuir cuando las juntas y las fallas se encuentran rellenas de materiales impermeables que, por otro lado, pueden ser arrastrados o disueltos con la presencia de agua con el consiguiente aumento de permeabilidad.

2.2.2.2 DEFORMABILIDAD

En los macizos rocosos, ésta normalmente aumenta con la presencia de juntas y fallas, especialmente en el sentido perpendicular a los planos de debilidad. Este aumento en la deformabilidad depende, en el caso de las juntas, de su ancho y espaciamiento y en el caso de las fallas del material que constituyen el relleno de las mismas.

2.2.2.3 RESISTENCIA

En las rocas disminuye con la presencia de juntas y fallas, especialmente la resistencia al cortante en los planos de debilidad. La presencia de juntas discontinuas puede tener poca influencia en la resistencia, sin embargo, juntas muy próximas, continuas y orientadas al azar, llegan a transformar el macizo rocoso en un material sin cohesión. El intemperismo del material de relleno de las fallas disminuye aun más la resistencia de la roca.

2.3 RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

Puede determinarse en discontinuidades con o sin relleno.

2.3.1 DISCONTINUIDADES SIN RELLENO

La ecuación general de resistencia al corte es:

$$\tau / \sigma_n = \tan \phi + (JRC) \log (JCS / \sigma_n) + \phi b]$$

o sea

$$\tau / \sigma_n = \tan \phi$$

donde:

τ = Resistencia al esfuerzo cortante
 σ_n = Esfuerzo normal efectivo actuando en el plano de deslizamiento
 JRC = Coeficiente de seguridad en la fisura
 JCS = Resistencia a la compresión del material que constituye las paredes de la fisura
 ϕb = Angulo de fricción entre las paredes de la fisura
 ϕp = Angulo de fricción aparente

Para obtener el valor de (JCS), se considera lo siguiente:

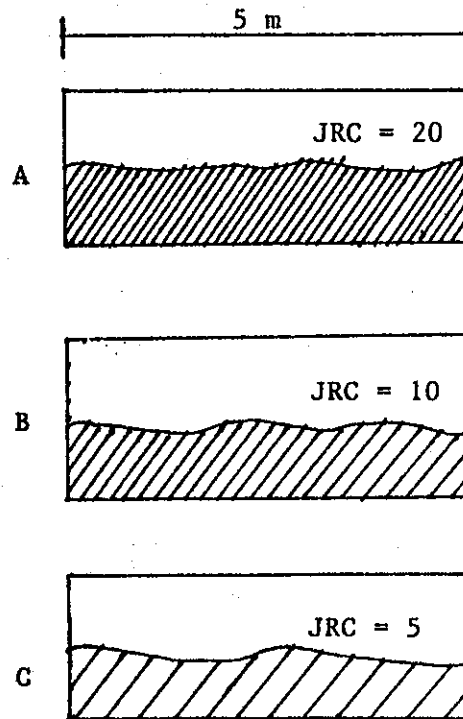
La resistencia a la compresión de las paredes de la fisura, (JCS) no es necesariamente igual a la resistencia a la compresión σ_c de la roca en su estado sano, sino que depende del grado de alteración alcanzado en las paredes.

Se establecen las siguientes reglas para determinar (JCS)

- Para grados de intemperismo no muy avanzados, se toma $JCS = \sigma_c / 4$

- Para grados de intemperismo muy avanzados, se considera $JCS = \sigma_c$

Para obtener el valor del coeficiente de rugosidad de la fisura (**JRC**), se emplea la fig. No. 2.3, donde se indican los valores de (**JRC**), correspondiente a diferentes formas de fisura.



Descripción de la superficie

- A = Ondulada rugosa. Grieta de tensión, laminado, estratificación rugosas.
- B = Ondulada lisa. Laminado liso filiación no plana, estratificación ondulada.
- C = Lisa casi plana. Figuras por cortante planas, foliación y estratificación planas.

Fig. 2.3. Valores de (**JRC**), para distintas formas de discontinuidades.

2.3.2 DISCONTINUIDADES CON RELLENO

Este tipo de discontinuidades existen en la naturaleza en los siguientes casos.

Fallas

Superficie de deslizamientos antiguas.

Zona de corte.

Alteración de rocas ígneas y metamórficas e intemperismo sobre fisuras superficiales en rocas

Los procesos de alteración de rocas pueden ser variados y a cada uno de ellos se asocia un tipo de material producto de la alteración.

a) Mediciones en núcleos de perforación
 b) Mediciones en afloramientos naturales o cortes artificiales (túneles, cortes de carreteras, etc). Básicamente el RQD es definido como el porcentaje de núcleos de perforación que se recuperan en piezas enteras de longitudes mayores o iguales a los 100 mm, del largo total del barrenos, utilizando la siguiente ecuación:

El índice de Calidad de Rocas (Rock Quality Design, RQD) es utilizado para la evaluación de la calidad de fisuras por unidad de volumen dentro del macizo rocoso. Puede considerarse que mientras menos fisuras se tienen, por unidad de volumen, dentro del macizo rocoso mayor será la calidad mecánica de la roca. El RQD se puede estimar de dos maneras diferentes.

2.4.1 EL INDICE DE CALIDAD DE ROCA (RQD)

En la figura 2.4 se presentan gráficamente varias clasificaciones utilizadas para roca intacta, basadas en la resistencia a la compresión simple. Sin embargo, es necesario reconocer que la resistencia de un macizo rocoso está influida más por el tipo de discontinuidades que lo atraviesan y por las características de la presión del agua freática que por la resistencia misma de la roca.

Clasificación de rocas basadas en su resistencia a la compresión simple.

A continuación se describen algunas clasificaciones de mucha utilidad en el diseño en obras construidas directamente en roca, las cuales pueden aplicarse directamente al medio nacional.

Los propósitos anteriores se logran si la clasificación:
 a) Es sencilla y significativa en sus términos.
 b) Se basa en parámetros fáciles de medir y que pueden establecerse en el campo de manera rápida y económica.

1. Dividir el macizo en grupos de comportamiento parecido (dominios estructurales)
2. Proporcionar una buena base para el entendimiento de las características del macizo rocoso
3. Facilitar la planeación y diseño de estructuras en la roca al proporcionar datos cualitativos y cuantitativos necesarios para plantear y resolver el problema ingenieril
4. Dar una base común uniforme de comunicación efectiva entre los grupos de personas relacionadas con la solución del problema.

No existe ninguna clasificación sencilla que de una idea del comportamiento de la roca que rodea una excavación o construcción, por lo que se ha necesitado idear clasificaciones que combinen los resultados de una serie de diferentes tipos de ensayos y medidas, con el propósito de caracterizar el comportamiento mecánico de un macizo rocoso. Con el propósito de realizar la clasificación es necesario seguir los siguientes pasos (Beniawski, 1976 en Hoek s Brown, 1985).

2.4 CLASIFICACIÓN DE MACIZOS ROCOSOS EN EL DISEÑO DE TALUDES

$$RQD (\%) = (LdN / LTB) * 100$$

Donde:

RQD = Índice de calidad de rocas

LdN = Longitud. de núcleos de 100 mm de longitud mínima

LTB = Largo total del barreno

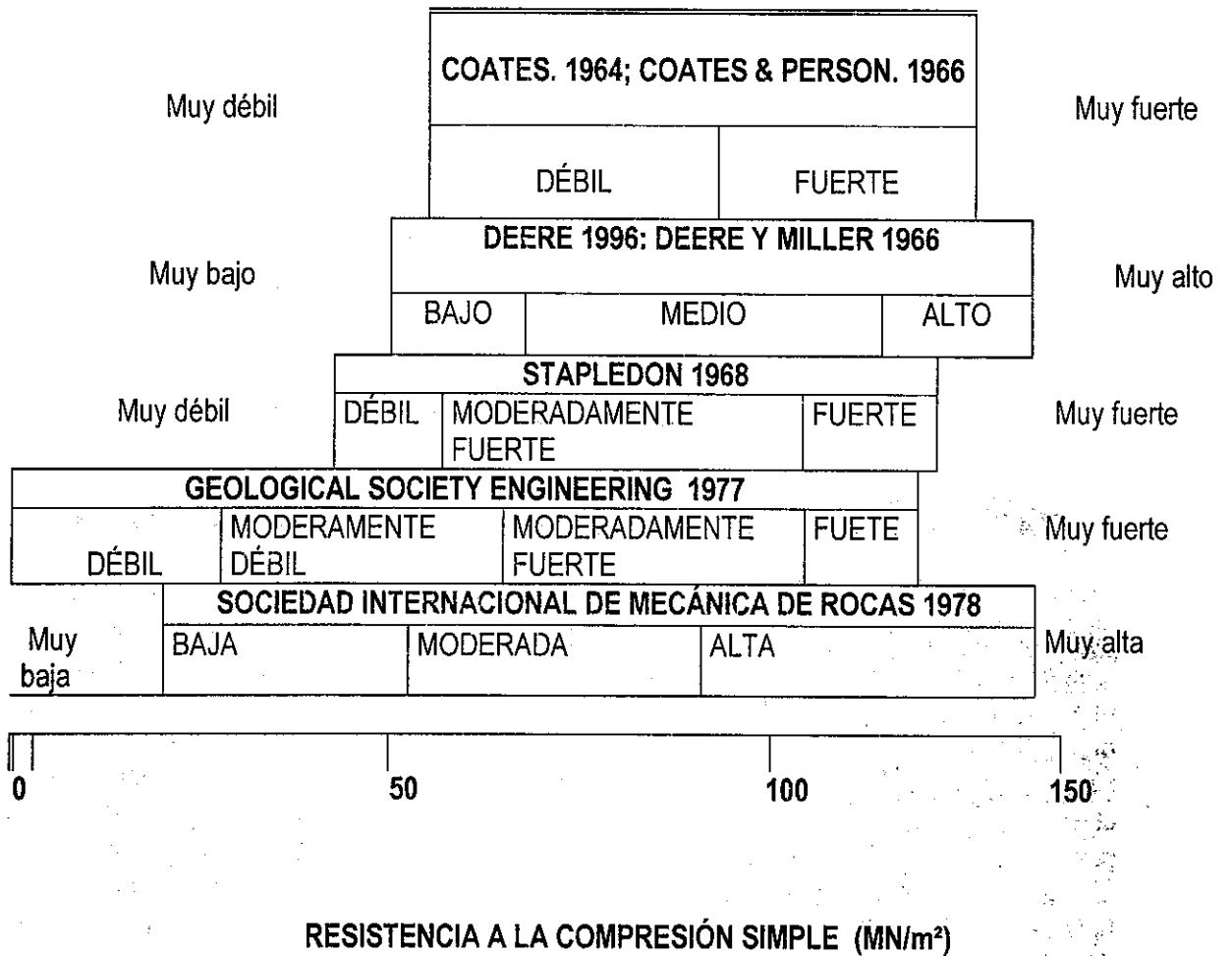


Fig.2.4. Resúmenes de clasificaciones de roca basadas en la resistencia a la compresión simple

(Tomado de Moraetal. 1983)

$$RQD = 115 - 3.3 Jv$$

El control volumétrico de diaclasas (JV), se define como la suma del número de diaclasas por metro para cada sistema presente. Las discontinuidades aleatorias también pueden ser incluidas, pero generalmente tienen poco efecto en los resultados. Es recomendable que el conteo se realice en una longitud de 5 o 10 m para expresar los resultados como número de diaclasas por metro. El observador debe ubicarse viendo hacia la dirección del rumbo de cada sistema de diaclasa y contar perpendicularmente al rumbo, de manera de evitar el factor de corrección angular. El Control volumétrico de diaclasas (JV) es la metodología mediante la cual puede medirse el RQD aproximadamente a partir de afloramientos de roca sin juntas con arcilla, en los casos que no se tengan disponibles núcleos de perforación. La siguiente ecuación proporciona una relación del control volumétrico de diaclasas con el Índice de Calidad de Rocas (RQD).

2.4.3 MEDICIONES EN AFLORAMIENTOS (CONTROL VOLUMÉTRICO DE DIACLASAS JV)

Tabla 2.1 El índice de calidad de rocas (Deer, 1964)

RQD %	CALIDAD
90-100	EXCELENTE
75-90	BUENA
50-75	ACEPTABLE
25-50	POBRE
0-25	MUY POBRE

2.4.2 MEDICIONES SOBRE NÚCLEOS DE PERFORACIÓN

En la sección 2.4.1 se presentan los pasos necesarios para la medición en núcleos de perforación del Índice de Calidad de Rocas "RQD" (Rock Quality Design, Deer, 1964 en Hoek & Brown, 1985). Para poder interpretar el RQD se puede considerar lo siguiente (Deer, 1964):

El cálculo de J_v está basado en los esparcimientos promedio y no en los espaciamientos modales. Se presenta en la tabla 2.2 la descripción de acuerdo al tamaño de bloques basado en la densidad de diaclasas por metro cúbico (control volumétrico de diaclasas J_v).

DESCRIPCION	J_v (DIACLASAS/ M ³)
Bloques muy grandes	Menor de 1
Bloques grandes	1 – 3
Bloques de tamaño mediano	3 – 10
Bloques pequeños	10 – 30
Bloques muy pequeños	Mayor de 30

Tabla No. 2.2. Descripción de acuerdo al tamaño de bloques

CAPÍTULO 3

MÉTODOS DE CARACTERIZACIÓN DE TALUDES EN SUELOS Y MATERIALES NO CONSOLIDADOS

3.1 ELABORACIÓN DE UN PERFIL ESTRATIGRÁFICO

Cualquiera que sea el tipo de perforación que se ejecute, a medida que se va profundizando en ella se deben anotar los espesores de los distintos estratos atravesados, indicando cuáles son gravas, arenas, limos, arcillas, o mezcla de los mismos; cómo son los granos de los materiales; dónde son de tamaño uniforme o graduado de gruesos a finos; color; olor y aspereza de los granos. Con estos datos y los de las pruebas que a los materiales se les ejecute se hace un perfil de suelos como el que se ilustra en la figura 3.1.

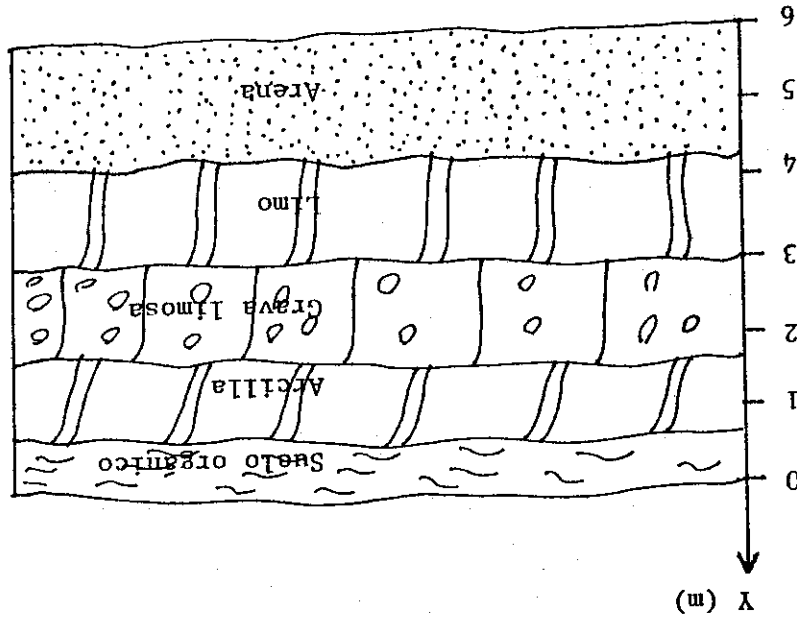


Fig. 3.1. Perfil estratigráfico

Las muestras inalteradas al llegar al laboratorio se desempacan cuidadosamente, se labran los especímenes que se necesitan y se les practican los ensayos necesarios en las condiciones en que se encuentran. Sin embargo, las muestras alteradas necesitan procesos diferentes para su ensayo. Se definen a continuación algunos de los estratos.

- A) SUELO ORGÁNICO.** Es una delgada capa sobre la corteza terrestre de material que proviene de la desintegración y/o alteración física y/o química de las rocas y de los residuos de las actividades de los seres vivos que sobre ella se asientan.

El sol calienta más su exterior que su interior, provocando diferencias de expansión que generan esfuerzos muy fuertes, los cuales dan como resultado un rompimiento de la capa superficial y el desprendimiento de la misma. Este proceso es conocido como exfoliación.

- B) ARCILLAS.** Son las partículas sólidas con diámetro menor de 0.005 mm y cuya masa tiene la propiedad de volverse plástica al ser mezclada con agua. Químicamente es un silicato de alúmina hidratado, aunque en no pocas ocasiones contiene también silicatos de hierro o de magnesio hidratados.

- C) GRAVAS.** Las gravas son acumulaciones sueltas de fragmentos de rocas y que tienen más de dos milímetros de diámetro. Dado el origen, cuando son acarreadas por las aguas las gravas sufren desgaste en sus aristas y son, por lo tanto, redondeadas. Como material suelto suele encontrarse en los lechos, en las márgenes y en los conos de eyección de los ríos, también en muchas depresiones de terrenos rellenadas por el acarreo de los ríos y en muchos otros lugares a los cuales las gravas han sido retransportadas. Las gravas ocupan grandes extensiones, pero casi siempre se encuentran con mayor o menor proporción de cantos rodados, arenas, limos y arcillas. Sus partículas varían desde 7.62 cm (3") hasta 2.0 mm. La forma de las partículas de las gravas y su composición mineralógica dependen de la historia de su formación.

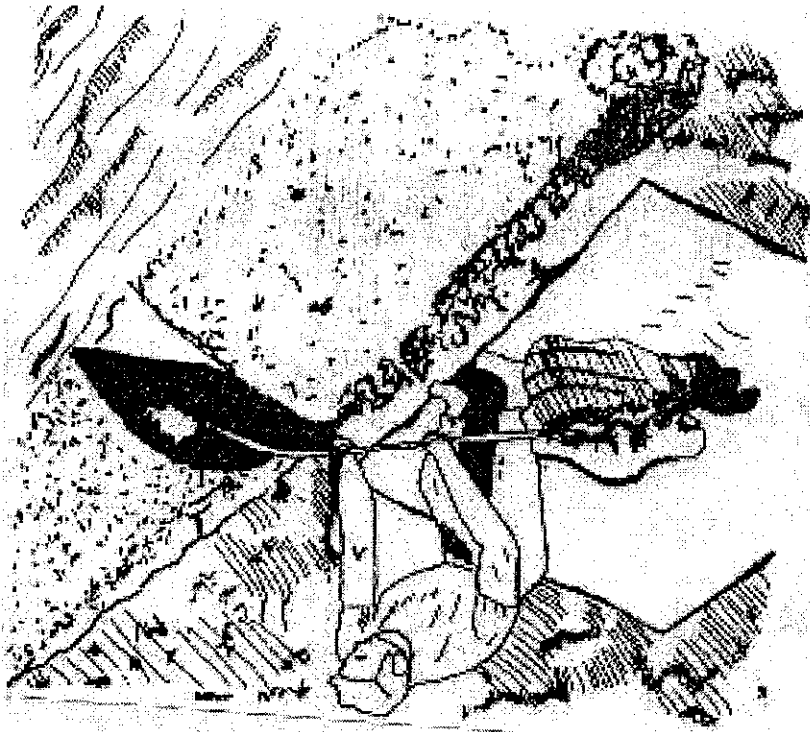
- D) ARENAS.** La arena es el nombre que se le da a los materiales de granos finos procedentes de la denudación de las rocas o de su trituración artificial y cuyas partículas varían entre 2 mm y 0.05 mm de diámetro.

El origen y la existencia de las arenas es análoga a la de las gravas, las dos suelen encontrarse juntas en el mismo depósito. La arena de río contiene muy a menudo proporciones relativamente grandes de grava y arcilla. Las arenas estando limpias no se contraen al secarse, no son plásticas, son mucho menos compresibles que la arcilla y si se aplica una carga en su superficie, se comprimen casi de manera instantánea.

- E) LIMOS.** Los limos son suelos de granos finos con poca o ninguna plasticidad, pudiendo ser limo inorgánico como el producido en canteras, o limo orgánico como el que suele encontrarse en los ríos, siendo en este último caso de características plásticas. El diámetro de las partículas de los limos está comprendido entre 0.05 mm y 0.005 mm. Los limos sueltos y saturados son completamente inadecuados para soportar cargas por medio de zapatas. Su color varía desde gris claro a muy oscuro. La permeabilidad de los limos orgánicos es muy baja y su compresibilidad muy alta.

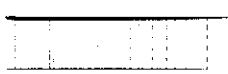
- a) Se retira la capa superficial.
 b) Se quita el material seco y suelto para obtener una superficie fresca de donde obtener la muestra.
 c) Se extiende una lona impermeable al pie del talud para recoger la muestra.
 d) Se excava un canal vertical de sección uniforme desde la parte superior hasta el fondo, depositando el material en la lona impermeable.
 e) Se recoge todo el material excavado, se coloca en una bolsa con su etiqueta de identificación y se envía al laboratorio.

Fig. 3.2. Elaboración de una trinchera



Para obtener muestras alteradas el muestreo debe efectuarse según el fin que se persiga. Para tomar muestras integrales, ya sea de zanjas abiertas o de cortes (figura 3.2), se sigue el procedimiento descrito a continuación.

3.1.1 HACIENDO TRINCHERAS



3.1.2 EFECTUANDO POZOS MANUALES

Para tomar muestras individuales de un sondeo a cielo abierto (pozo de 1.50 m x 1.50 m de sección y de la profundidad requerida, figura 3.3) se efectúa el procedimiento siguiente.



Fig. 3.3. Excavación de un pozo de 1.50 m x 1.50 m.

- a) Se rebaja la parte seca y suelta de suelo con el propósito de obtener una superficie fresca.
- b) Se toma una muestra de cada capa en un recipiente y se coloca una tarjeta de identificación
- c) Las muestras se envían en bolsas al laboratorio.

La excavación de pozos a cielo abierto rinde siempre una información correcta hasta donde él llega, pues permite la inspección visual de los estratos del suelo. Sin embargo, la mayoría de las investigaciones del suelo requieren estudios del terreno a profundidades mayores que las que pueden ser alcanzadas satisfactoriamente con excavaciones a cielo abierto.

Se denomina peso volumétrico seco y suelto ($\rho_{s.s.}$) de un suelo al peso volumétrico aparente de él, tomando el peso del mismo previamente cuarteado y secado en un horno a peso constante. El peso volumétrico aparente se refiere al considerar el volumen de los vacíos formando parte del suelo. Para determinar el peso volumétrico seco y suelto de un suelo se coloca el material que ha sido cuarteado y secado dentro de un recipiente de volumen conocido, llenándolo y enrasándolo, sin apretarlo, con una regla. Inmediatamente se pesa y restando el peso del recipiente se obtiene el peso del material, que dividido entre el volumen del recipiente proporcionará el dato de peso volumétrico seco y suelto ($\rho_{s.s.}$) del suelo. La principal aplicación de este dato está en la conversión de pesos de material a volúmenes y viceversa.

Se denomina peso volumétrico de un suelo (ρ) al peso de dicho suelo contenido en la unidad de volumen, y generalmente se expresa en kg/m^3 .

3.2.1 PESO VOLUMÉTRICO

El conocimiento de las principales características físicas de los cuales es de fundamental importancia en el estudio de la Mecánica de Suelos, pues mediante su atinada interpretación se puede predecir el futuro comportamiento de un terreno bajo cargas, cuando dicho terreno presente diferentes contenidos de humedad. Estas características se explican a continuación.

3.2 IMPORTANCIA DEL CONOCIMIENTO DEL SUELO

- Se coloca el suelo excavado en hilera con el debido orden.
- Se toma una porción representativa de cada clase de suelo encontrado y se coloca en bolsas separadas con su identificación correspondiente.
- Las bolsas con material se envían a laboratorio

Para tomar muestras individuales mediante perforaciones con barreno se hace lo siguiente.

Cuando por medio de barrenas o posteadoras se haya llegado a la profundidad requerida, posiblemente el equipo más sencillo y uno de los más eficientes para extraer una muestra inalterada sea el tubo Shelby, que consiste en un tubo metálico de paredes delgadas con extremo afilado. Este tubo se fuerza dentro del terreno aplicándole una presión continua, no con golpes.

Otro equipo empleado para hacer el agujero es la llamada posteadora. Los bordes cortantes deben mantenerse afilados y limpios. El diámetro de las posteadoras es comúnmente de 10 a 16 cm, pero las hay de diámetros mayores.

Las perforaciones pueden hacerse mediante el uso de barrenas hasta llegar al estrato requerido, estas barrenas se hincan en el suelo por rotación, haciendo uso de uno o varios tubos de un material. Las barrenas pueden ser de diferentes tipos, la mayoría de ellas son relativamente cortas, variando su tamaño desde unos cuantos centímetros hasta casi medio metro.

3.1.3 EFECTUANDO POZOS MECANICOS

3.2.2 DENSIDAD

La densidad absoluta de un cuerpo es la masa de dicho cuerpo contenida en la unidad de volumen, sin incluir sus vacíos. La densidad aparente es la masa de un cuerpo contenida en la unidad de volumen, incluyendo sus vacíos.

La densidad relativa de un sólido es la relación de su densidad a la densidad absoluta del agua destilada a una temperatura de 4°C. Así pues, en un suelo, la densidad relativa del mismo se define como la relación de la densidad absoluta o aparente promedio de las partículas que constituyen el suelo, a la densidad absoluta del agua destilada, a 4°C, que tiene un valor de 1 g/cm³

Se acostumbra expresar la densidad absoluta en gramos masa por centímetro cúbico y la densidad relativa queda expresada por un número abstracto.

Expresadas en forma de ecuación se tiene,

$$\text{Densidad absoluta} = D_a = \frac{P_s}{V_s}$$

$$\text{Densidad aparente} = D_a = \frac{P_s}{V_t}$$

$$\text{Densidad relativa} = D_r = \frac{D_a}{D_w} \quad ; \text{ o bien } D_r = \frac{D'a}{D_w}$$

En las cuales:

P_s = Peso de la partícula sólida en gramos

V_s = Volumen de sólidos en cm³

V_t = Volumen de sólidos más volumen de huecos, en cm³

D_w = Densidad absoluta del agua destilada a temperatura de 4°C; tiene valor de 1g/cm³

Generalmente a los materiales que contienen partículas gruesas en su mayor parte se les determina la densidad relativa aparente y a los materiales que están formados por gran cantidad de partículas finas se les determina la densidad relativa absoluta.

a) DENSIDAD APARENTE RELATIVA DE UN MATERIAL GRUESO

La determinación de la densidad aparente relativa del material pétreo retenido en la malla de 3/8" está relacionada con la prueba de absorción y da una idea general de la calidad del material pétreo. Se puede decir, en términos generales, que a densidades altas y adsorciones bajas corresponden materiales compactos y resistentes. Esto no es concluyente, ya que existen materiales con baja densidad y alta absorción que también son bastantes resistentes y los cuales se identifican fácilmente por la presencia de cavernas visibles a simple vista.

Para llevar a cabo la prueba llénese el matraz con agua destilada hasta el aforo, comprobando que la parte del menisco del agua coincida con la marca de calibración; pésese el matraz con el agua y anótese dicho peso como P_{ma}. Vacíese el matraz hasta la mitad aproximadamente e introduzcase en él una muestra perfectamente seca de 100 g del material que haya pasado la malla No. 40. Teniendo ya el material dentro del matraz, sáquese el aire que haya quedado atrapado mediante una hora aproximadamente de ebullición.

Un horno que mantenga una temperatura constante entre 100 y 110°C.

Una malla No. 40.

Una parrilla eléctrica o cualquier otra fuente de calor adecuada.

Un termómetro.

Una balanza de 1 kg de capacidad y 0.1 g de aproximación.

Un matraz Pyrex aforado a 500 cm³.

de arena, limo y arcilla, se lleva a cabo usando el equipo siguiente.

La determinación de la densidad absoluta relativa del material que pasa la malla No. 40, cuya principal aplicación es la determinación de la curva de saturación teórica en la prueba de compactación Proctor, misma que se trata más adelante y en la determinación de los porcentajes de arena, limo y arcilla, se lleva a cabo usando el equipo siguiente.

b) DENSIDAD ABSOLUTA RELATIVA DE MATERIAL FINO

especificación correspondiente.

Conociendo este dato de la densidad relativa aparente, se compara con el que marque la

En la cual:
 D_w = Densidad relativa aparente
 P_s = Peso de la muestra seca en gramos
 V = Volumen de agua desalojada en centímetros cúbicos

$$D_r = \frac{V \cdot D_w}{P_s}$$

La densidad aparente relativa se calcula por la fórmula,

Al vaciarse las piedras dentro del picnómetro, éstas desalojan cierto volumen de agua que se recoge en una probeta graduada, midiéndose así el volumen de agua desalojada. Se extraen las piedras del picnómetro y se procede a secarlas en un horno a temperatura constante de 100-110°C, durante 24 horas, aproximadamente. Después de secadas las piedras, se dejan entrar hasta que alcancen la temperatura ambiente y se pesan, anotándose dicho peso P_s.

La determinación de la densidad relativa aparente se lleva a cabo de la siguiente manera: la muestra de material pétreo, previamente cribada en la malla de 3/8" para eliminar el material que pasa por dicha malla, se saturará durante 24 horas en agua y se secará superficialmente. El material así saturado y superficialmente seco se sumerge con todo cuidado en un picnómetro lleno de agua que ha sido llevado al nivel de derrame.

Póngase luego el matraz en un tanque de enfriamiento y complétese con agua destilada el volumen faltante, manteniendo el matraz en el tanque hasta que se obtenga en el agua una temperatura adecuada (20°C si es posible).

Retírese el matraz del tanque de enfriamiento, séquese superficialmente y regístrese su peso P_{mas} . Calcúlese la densidad absoluta y la relativa de la siguiente manera:

Por definición.

$$V_s = \frac{P_s}{D_a}, \quad \text{y reemplazando:}$$

$$P_{mas} = P_{ma} + P_s \frac{D_w}{D_a}$$

O sea que:

$$\frac{P_s}{D_a} * D_w = P_{ma} + P_s - P_{mas}$$

Por lo tanto:

$$D_a = \frac{P_s * D_w}{P_{ma} + P_s - P_{mas}}, \quad \text{y}$$

$$D_r = \frac{P_s}{P_{ma} + P_s - P_{mas}}$$

3.2.3 ABSORCIÓN

El método se refiere a la determinación de la absorción del material en 24 horas. Para ello, la muestra seleccionada del agregado grueso retenido en la malla de 3/8" se sumerge en agua durante 24 horas. Al final de este tiempo deberá extraerse el material del agua y proceder a su secado superficial, mediante un lienzo absorbente. En estas condiciones de saturación se determina el peso de la muestra P_h . Se pone luego a secar la muestra hasta peso constante P_s y se calcula la absorción por la fórmula.

$$\% A = \frac{P_h - P_s}{P_s} * 100$$

El resultado obtenido por medio del método explicado sirve para compararlo con el que marque la especificación correspondiente al uso que se le vaya a dar al material y saber si satisface o no la norma.

- a) Se toma una muestra representativa de unos 20 kg y se seca al sol o en horno durante unas 12 horas.
- b) Por medio de cuarteos a la muestra mencionada se sacan uno 2 kg.
- c) Se pasan los 2 kg por las mallas 2", 1 1/2", 1", 3/4", 3/8" y No. 4, y se pesa el retenido en cada una de dichas mallas.
- d) Del material que pasa la malla No. 4 se toma una cierta cantidad, Generalmente 200 g, y se coloca en un vaso con agua, dejando que el material se remoje unas 12 horas.
- e) Con un agitador metálico se agita el contenido del vaso durante un minuto y se vacía luego sobre la malla No. 200, se vacía nuevamente el material al vaso lavado la malla en posición invertida, se agita nuevamente el agua del vaso y se repite el procedimiento tantas veces como sea necesario hasta que no se enturbie el agua al ser agitada.
- f) Se elimina el agua y se pone la muestra a secar en un horno a temperatura constante.
- g) Se pesa y por diferencia a los 200 g se obtiene el por ciento que pasó la malla No. 200.

siguiente.

La ejecución de este procedimiento puede explicarse claramente en la forma

3.2.4.1 PROCEDIMIENTO DEL TAMIZADO

El conocimiento de la composición granulométrica de un suelo grueso sirve para discernir sobre la influencia que puede tener en la densidad del material compactado. El análisis granulométrico se refiere a la determinación de la cantidad, en porcentaje, de los diversos tamaños de las partículas que constituyen el suelo. Para el conocimiento de la composición granulométrica de un determinado suelo existen diferentes procedimientos. Para clasificar por tamaños las partículas gruesas el procedimiento más expedito es el del tamizado. Sin embargo, al aumentar la finura de los granos el tamizado se hace cada vez más difícil, teniendo entonces que recurrir a procedimientos por sedimentación. Conocida la composición granulométrica del material, se le representa gráficamente para formar la llamada curva granulométrica del mismo (su interpretación se verá adelante). Como tamaño de las partículas puede considerarse el diámetro de ellas cuando es indivisible bajo la acción de una fuerza moderada, como la producida por un mazo de madera golpeando ligeramente.

3.2.4 GRANULOMETRIA

- h) Se vacía el material que pasó la malla No. 4 y se retuvo en la No. 200, para que pase lo correspondiente por las mallas Nos. 10, 20, 40, 60, 100 y 200, pesando los retenidos.
- i) Conociendo los pesos parciales retenidos desde la malla de 2" hasta la No. 200 se obtienen los porcentos retenidos parciales, los por cientos retenidos acumulativos y los por cientos pasando.

Es necesario aclarar que los retenidos parciales en cada malla deberán expresarse como porcentaje la muestra total y para calcular los por cientos retenidos en las mallas 10 a 200 se divide el peso en gramos retenido en cada malla entre el peso seco de la muestra para la prueba de lavado (200g generalmente) y se multiplica este cociente por el por ciento que pasa la malla No. 4, determinado en el análisis del material grueso.

El retenido acumulativo en la malla No. 10 se calcula sumando el retenido parcial en dicha malla al retenido acumulativo en la malla No. 4. El retenido acumulativo en la malla No. 20 es igual al retenido acumulativo en malla No. 10 más el retenido parcial en la malla No. 20. De igual manera se calculan los demás retenidos acumulativos hasta la malla No. 200.

- j) Se traza la curva de la composición granulométrica del material en una gráfica que tiene por abscisas, a escala logarítmica, las aberturas de las mallas y por ordenadas los porcentajes de material que pasa por dichas mallas, a escala aritmética.
- k) La curva resultante se compara con las que se tengan como especificaciones, o se obtienen de ella relaciones entre ciertos porcentajes pasando que dan idea de la graduación del material.

Además, la forma de la curva granulométrica, dibujada a escala semilogarítmica, da una idea de la composición granulométrica del suelo. Así, un suelo que está formado por partículas de un mismo tamaño quedará representado por una línea vertical y un suelo con curva granulométrica bien tendida indicará gran variedad de tamaños.

3.3 PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREÁTICO

El suelo, es un material con arreglo variable de sus partículas que dejan entre ellas una serie de poros, conectados unos con otros para formar una compleja red de canales de diferentes magnitudes que se comunican tanto con la superficie del terreno como con las fisuras y grietas de la masa del mismo; de aquí que el agua que cae sobre el suelo, parte escurre y parte se infiltra por acción de la gravedad hasta estratos impermeables más profundos, formando la

llamada capa freática. Según el estado en que se encuentra el agua en el suelo recibe los nombres que aparecen en la figura 3.4.

Al agua que pasa por los poros a través del suelo se le conoce con el nombre de agua gravitacional, y aquella que se encuentra por debajo del nivel freático se llama agua freática. Cuando se suspende el movimiento del agua gravitacional a través del suelo, parte del agua se queda retenida en los poros y sobre la superficie de las partículas debido a la fuerzas de tensión superficial y de adsorción. Esta agua, que no puede ser drenada directamente, recibe el nombre de agua retenida.

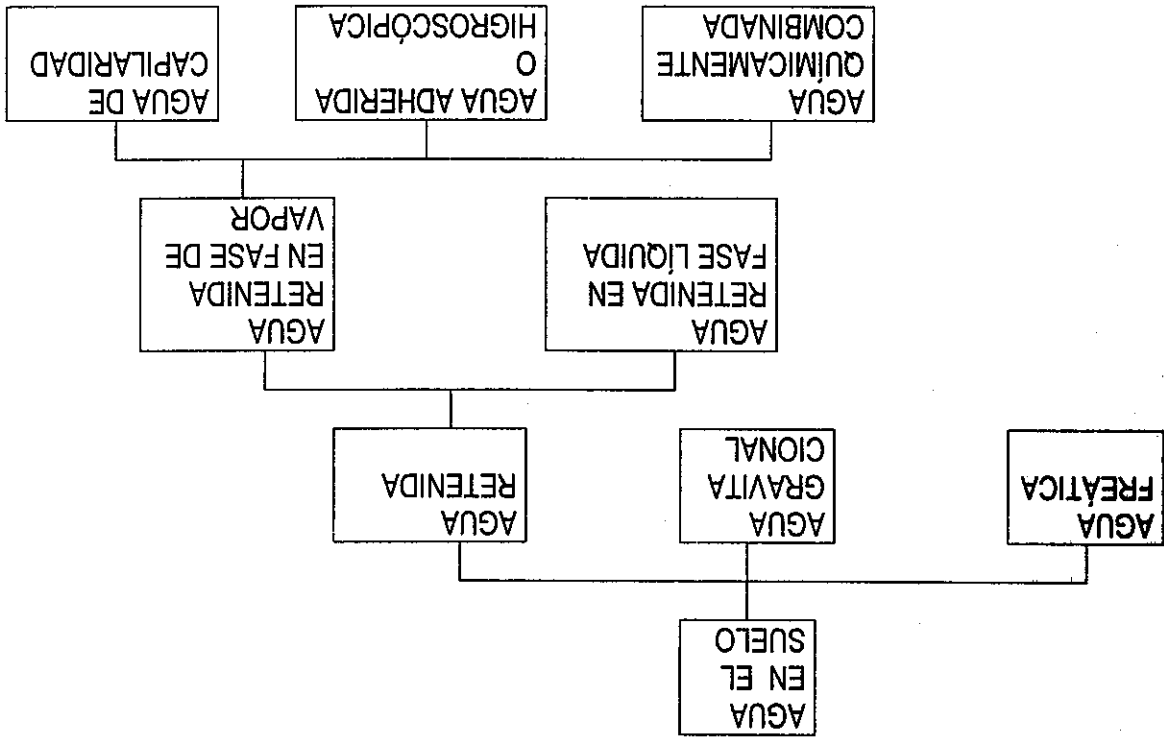


Fig. 3.4 Estados del agua en el suelo

3.4 RESISTENCIA DE LOS SUELOS AL ESFUERZO DE CORTE

Dentro de ciertos límites, los suelos se comportan bajo la acción de las cargas como los materiales elásticos, aunque en algunos casos se producen deformaciones mayores que las normales, teniéndose que recurrir entonces a cálculos que tomen en cuenta la plasticidad del suelo.

Una muestra de suelo sometida a un esfuerzo de corte tiende a producir un desplazamiento de las partículas entre sí o de una parte de la masa del suelo con respecto al resto del mismo.

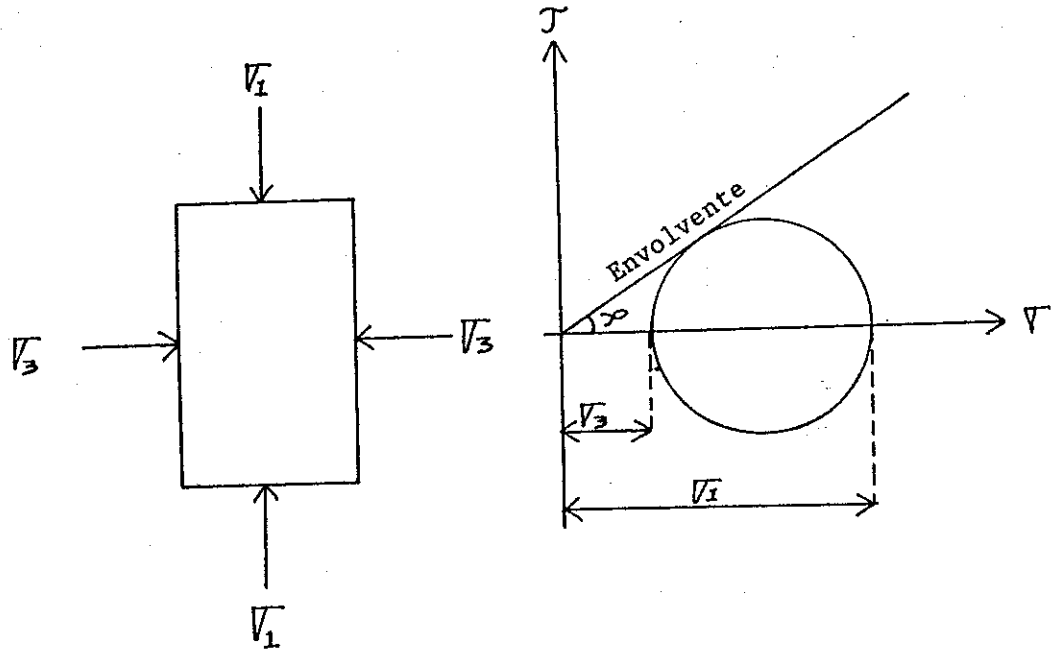


Fig.3.5 Envolvente del círculo de Mohr

Se acepta que la resistencia al corte de un suelo viene dada por la ecuación de Coulumb:

$$\tau = c + p_i \tan \phi$$

en la que:

τ = Resistencia al corte del suelo, en kg/cm^2 .

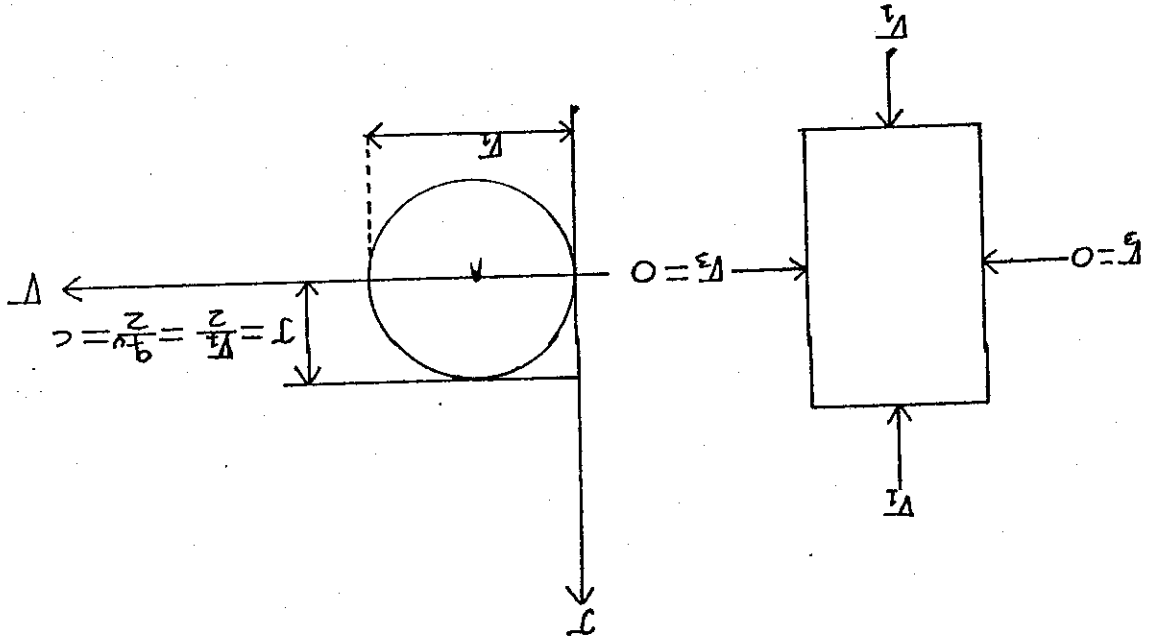
c = Cohesión del suelo, en kg/cm^2 .

p_i = Presión intergranular, en kg/cm^2

ϕ = Ángulo de fricción interna del suelo, el cual se supone que es constante.

En general, los suelos poseen al mismo tiempo cohesión y fricción interna; sin embargo, existen dos casos límite.

Fig. 3.6 Angulo de fricción interna



El ángulo de fricción interna es un valor de convenio introducido para simplificar y se le considera constante aunque no lo es. El ángulo de fricción interna depende de la uniformidad de las partículas del suelo, del tamaño y forma de los granos y de la presión normal.

La cohesión se puede definir como la adherencia entre las partículas del suelo debida a la atracción entre ellas en virtud de las fuerzas moleculares.

σ_1 y σ_3 son esfuerzos principales y (q_u) es el esfuerzo unitario de ruptura a compresión no confinada.

$$\tau = c$$

b) Las arcillas blandas, las que se comportan como si fuese igual a cero, resultando la carga de ruptura constante e igual a la cohesión del suelo, como se indica en la figura 3.6; por lo tanto:

$$\tau = p_i \tan \phi$$

a) Las arenas lavadas y secas que no poseen cohesión, en las que la carga de ruptura se produce para un valor de:

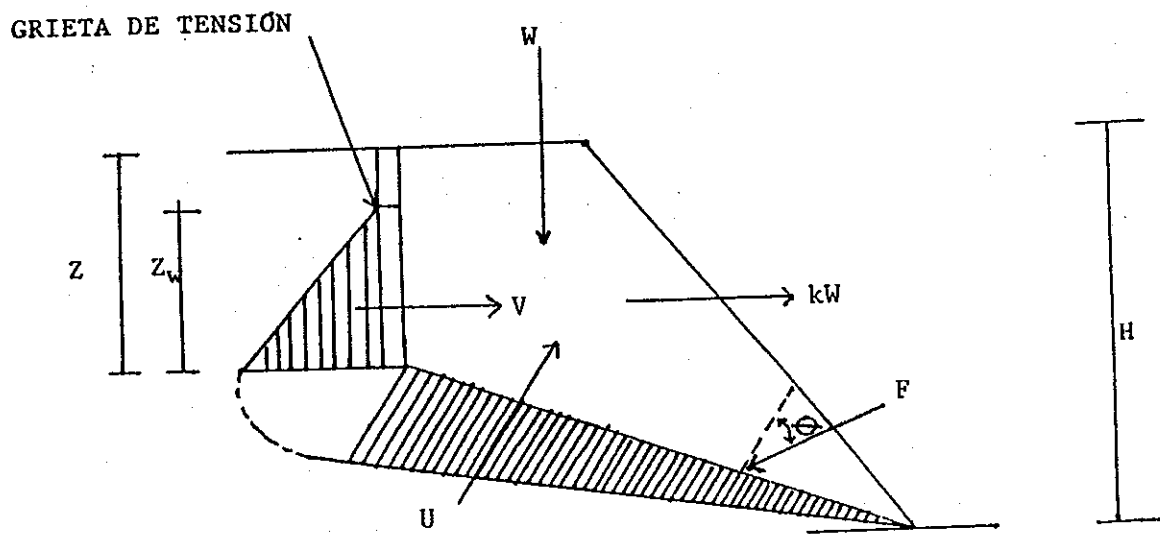
figura 3.5.

CAPÍTULO 4

FUERZAS QUE ACTÚAN EN UN TALUD

4.1 FUERZAS A CONSIDERAR

Las fuerzas que regularmente intervienen en un talud de rocas son las que se muestran en la figura. No. 4.1.

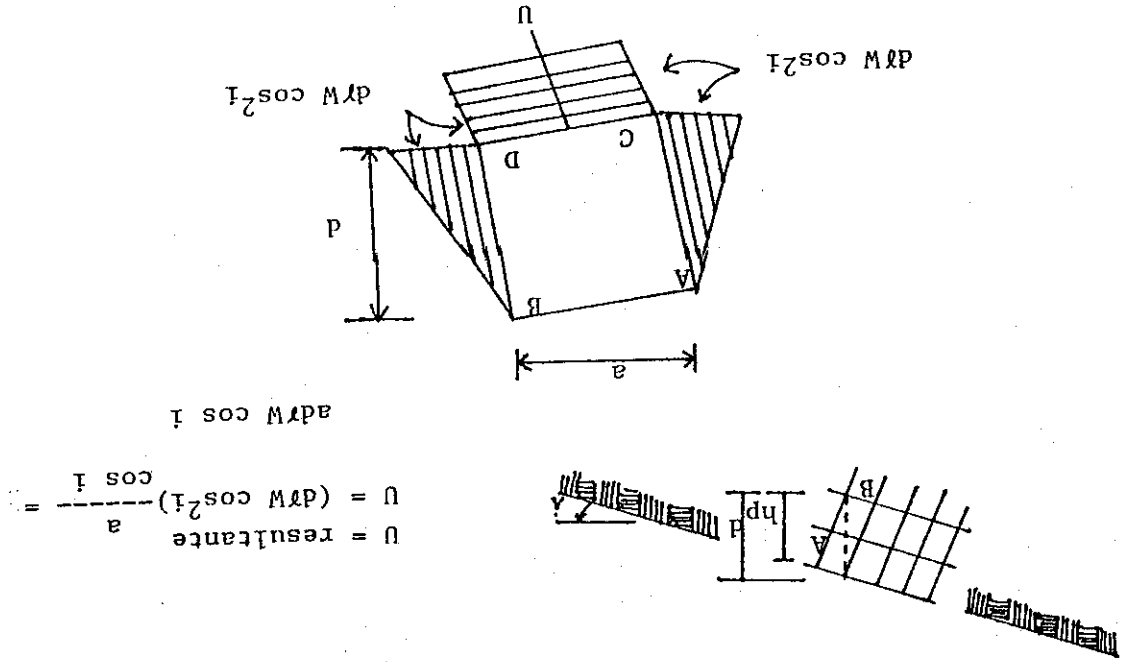


En donde:

- W = Peso del bloque
- U = Presión del agua
- V = Presión del agua
- KW = Fuerza por sismo

Fig. 4.1. Cargas actuantes en un talud.

Fig. 4.2. Red de flujo y cálculo de las presiones intersticiales.



Para su cálculo, es necesario conocer el régimen de flujo de agua existente en el macizo mediante el empleo de piezómetros. Una forma conservadora y cómoda de tomar en cuenta lo anterior, es suponer que existe un tirante de agua W , en la grieta de tensión, teniendo así una distribución de presiones lineal. La presión a lo largo de la superficie de deslizamiento disminuye.

4.3 PRESIÓN DE AGUA (U Y V)

Las familias de fisuras que atraviesan un macizo pueden delimitar bloques inestables que hay que analizar, si existen, las fallas también deben tomarse en cuenta.

Las grietas de tensión normalmente se abren en la parte superior del talud como consecuencia de esfuerzos de tensión generados en esa zona por efecto de la excavación y no representan por sí misma una falla.

Para su cálculo, se requieren conocer las fronteras que lo definen: superficie exterior, superficie de falla, grietas de tensión o fisuras preexistentes.

4.2 PESO DEL BLOQUE W

4.4 FUERZA POR SISMO (KW)

En este caso se supone que es posible definir un coeficiente sísmico **K**, que corresponde a la proporción de la aceleración inducida por sismo respecto a la gravedad. Dicho coeficiente genera una fuerza **KW**, cuya dirección se asocia normalmente a la horizontal.

Debe de tomarse en cuenta que la fuerza **KW** sólo actúa por períodos de tiempo muy cortos y que cambia de signo o sentido, con una frecuencia que corresponde a la del mismo.

W = Peso del bloque
K = Coeficiente sísmico

Un factor de seguridad menor que uno, obtenido al tomar en cuenta **KW**, no implica la falla del talud si el desplazamiento del bloque es aceptable y si la resistencia en la superficie de deslizamiento no ha disminuido.

Los movimiento de grandes masas de roca son desencadenados por reducción de resistencia o por incremento de las fuerzas actuales. Los sismos pueden ser agentes del primer fenómeno y siempre lo son del segundo.

4.4.1 VIBRACIONES

En caso de ser necesaria la excavación, ésta debe ejecutarse con el mayor cuidado, por partes y usando cantidades limitadas de explosivos, pues el daño inferido a la roca puede ser más serio que los defectos originales que se pretenden corregir, la experiencia ha demostrado que un parámetro relevante, en el daño a taludes rocosos, es la velocidad máxima de la partícula **v**. Puede relacionarse con la distancia **R**, a que toma una carga de explosivos **Ne** por cada retardo, en la siguiente forma:

$$v = \emptyset [R / (Ne)^{1/2}]^{\beta}$$

Los valores de \emptyset y β tienen variaciones fuertes y dependen tanto del tipo de roca como de la forma en que se detonan los explosivos.

Pueden emplearse los valores dados en tabla 4.1, considerando **v** en cm/s, **R** en m y **Ne** en Kg.

Tabla 4.2. Daño en diferentes estructuras según la velocidad de la partícula.

VELOCIDAD DE LA PARTÍCULA EN CM/SEG.	DAÑO
5.1	Límite abajo del cual el riesgo de daño en estructuras, aun antiguas, es muy pequeño.
12.7	Daño leve, rotura de acabados, detectado por las personas.
30.5	Caidos de roca en túneles sin revestimiento.
63.5	Se inicia el agrietamiento de la roca.
254	Rotura de la roca.

En el caso de taludes en roca, se debe limitar la velocidad de la partícula a un valor menor de 5 cm/seg.

Para limitar la velocidad de la partícula se debe tomar en cuenta la tabla No. 4.2.
Tabla 4.1. Valores de \emptyset y β según la técnica de detonación y del tipo de roca.

MÉTODO	\emptyset	β
Detonación en la parte interior de barrenos	18.5-185	-1.6
Detonación con la técnica coyote	5.3-21.2	-1.1
Precorte	571	-1.6

CAPÍTULO 5

MÉTODOS PARA LA ESTABILIZACIÓN DE TALUDES EN ROCA

5.1 GENERALIDADES

Cuando un talud se encuentra inestable, podrá mejorarse su estabilidad mediante una de las

siguientes soluciones.

- Disminución de las fuerzas actuantes
- Aumento de las fuerzas resistentes o
- Una combinación de ambas.

5.2 DISMINUCIÓN DE FUERZAS ACTUANTES

5.2.1 DISMINUIR PESO EN ALGUNAS ZONAS

Esta solución no es muy efectiva cuando la superficie de deslizamiento es un plano con inclinación constante. Si existe presión del agua independiente del peso actuante, esta solución puede ser contraproducente.

Si la superficie de deslizamiento está formada por varios planos, será conveniente quitar peso a los bloques arriba de los planos con mayor inclinación.

5.2.2 EVITAR PRESIONES HIDROSTÁTICAS EN LA GRIETA DE TENSIÓN

Para lograrlo, se debe canalizar el agua superficial evitando que penetre en la grieta de tensión. También se pueden instalar drenes que liberen la presión hidrostática (como se muestra en la figura 5.1).

5.3 AUMENTO DE LAS FUERZAS RESISTENTES

5.3.1 USO DE INYECCIONES

En los macizos rocosos y en los suelos aluviales, las inyecciones de mezclas o lechadas se utilizan para:

- Reducir la permeabilidad.
 - Aumentar la resistencia.
 - Aumentar el módulo elástico.
- (a éstas se les denomina de consolidación).

líquidos. La permeabilidad es la propiedad que presentan en mayor o en menor grado casi todas las rocas y que consiste en dejar paso entre sus poros u oquedades al agua y también a otros

5.3.2 PERMEABILIDAD DE LOS SUELOS Y CONDICIONES DE FILTRO

cabo mediante pozos, galerías y zanjas.

El estudio de la porosidad, el estado de fisuración y la permeabilidad se lleva a

impermeabilización.

Los terrenos aluviales por su importante relación de vacíos y su heterogeneidad, requieren de un reconocimiento especial y casi siempre deben ser inyectados para su

tratamiento de inyección.

El talud en roca con una permeabilidad inferior a tres unidades Luigeon, no requiere

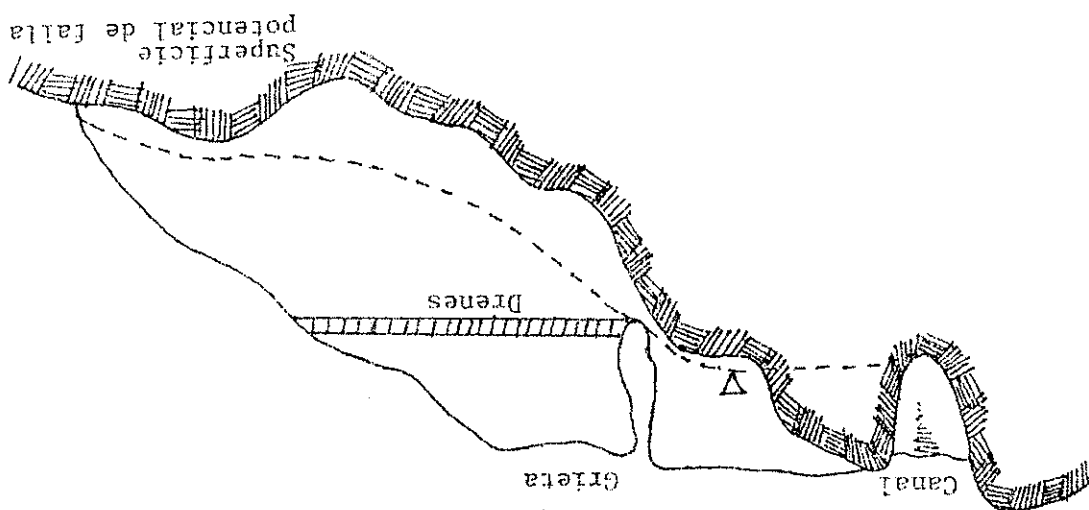
necesario determinar la porosidad, el estado de fisuración y la permeabilidad del medio.

Para seleccionar el método de inyección y la naturaleza de la lechada por inyectar es

suspensión (lechada de cemento) o una solución (productos químicos).

Para alcanzar los objetivos de la inyección, deben rellenarse los huecos del medio en tratamiento con líquido (lechado o mezcla) que se solidifica con el tiempo, el cual puede ser una

Fig. 5.1 . Drenes y canales para disminuir las fuerzas actuantes.



5.3.2.1 DETERMINACION DE LA PERMEABILIDAD

La permeabilidad de un suelo puede medirse en el laboratorio o en el terreno; las determinaciones de laboratorio son mucho más fáciles de hacer que las determinaciones in situ. Debido a que la permeabilidad depende mucho de la estructura del suelo (tanto la microestructura o disposición de las partículas como la macroestructura, estratificación, etc.) y debido a la dificultad de obtener muestras de suelo representativas, suelen ser necesarias determinaciones in situ de la permeabilidad media. Sin embargo, las pruebas de laboratorio permiten estudiar la relación entre la permeabilidad y la relación de vacíos, por lo cual se suelen realizar habitualmente cuando no se dispone de medidas de campo.

Entre los métodos utilizados en el laboratorio para la determinación de la permeabilidad están.

1. El permeámetro de carga variable.
2. El permeámetro de carga constante.
3. La medida directa o indirecta mediante una prueba edométrica.

Como es necesaria una permeabilidad relativamente grande para obtener buena precisión en la prueba de carga variable, ésta se limita a suelos permeables. Además, el grado de saturación de un suelo no saturado varía durante la prueba, por lo que ésta sólo debe utilizarse en suelos saturados. Como las pruebas edométricas se suelen realizar generalmente con suelos plásticos, la determinación de la permeabilidad a partir de esta prueba sólo se hace con suelos de permeabilidad baja. La prueba de permeabilidad con carga constante se utiliza ampliamente en todos los tipos de suelos. El coeficiente de permeabilidad puede calcularse a partir de la fórmula,

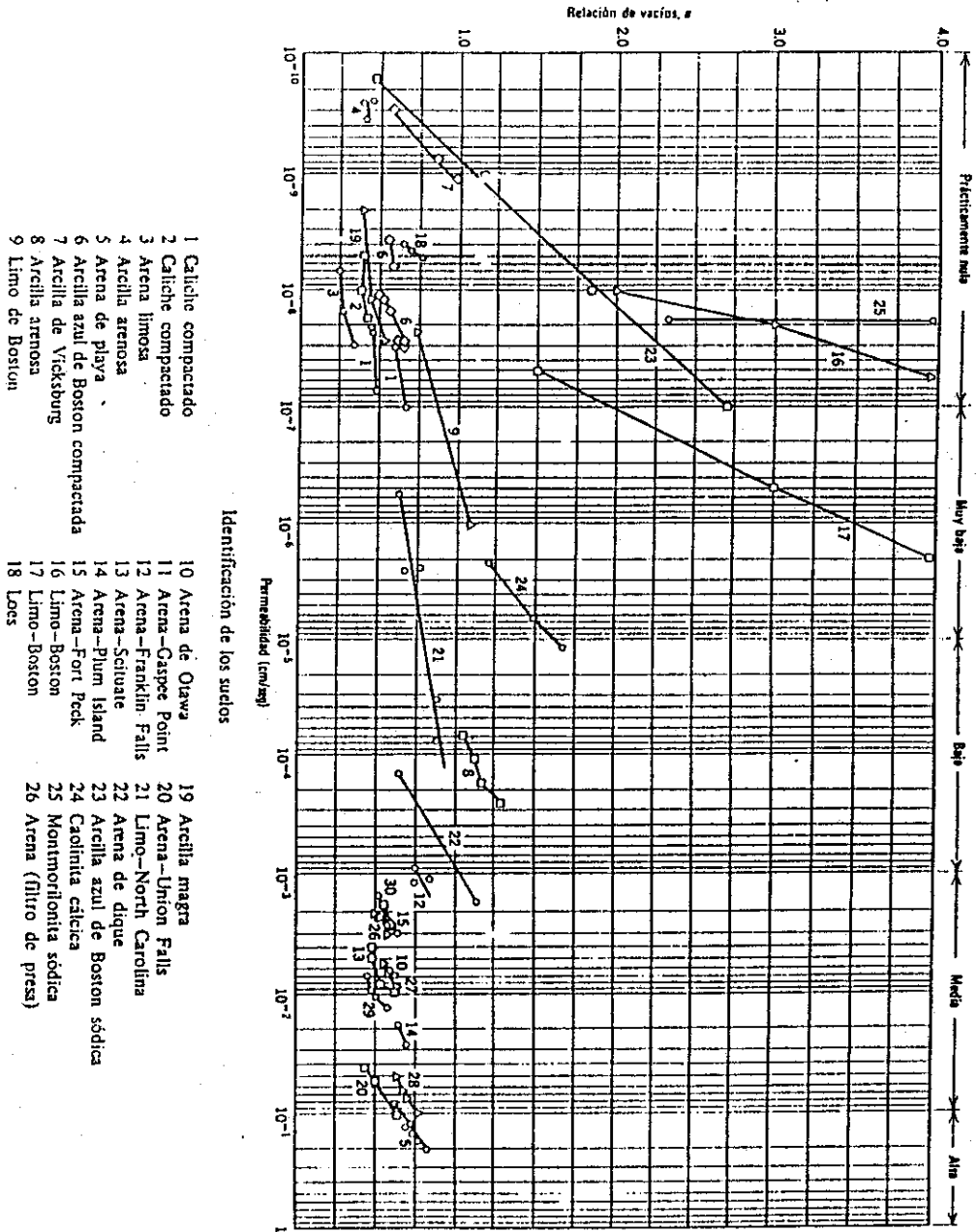
$$K = 2.3 \frac{aL}{A(t_1 - t_0)} \log_{10} \frac{h_0}{h_1}$$

donde

- a = Sección transversal de la bureta
- L = Longitud de la muestra de suelo en el permeámetro
- A = Sección transversal del permeámetro
- t₀ = Instante en el que el nivel de agua en la bureta está en h₀
- t₁ = Instante en el que el nivel de agua en la bureta está en h₁
- h₀, h₁ = Alturas entre las que se determina la permeabilidad

Se presentan en la figura 5.2 algunos resultados de permeabilidad.

Fig. 5.2. Resultados de pruebas de permeabilidad



El coeficiente de permeabilidad se deduce de la fórmula,

$$K = \frac{QL}{thA}$$

donde

Q = Caudal de agua que se filtra a través del suelo en un tiempo t
h = Pérdida de carga total

Las ecuaciones anteriores se han deducido mediante la Ley de Darcy, para los casos de flujo presentes en los permeámetros.

La permeabilidad a la temperatura T , k_T , puede reducirse a la correspondiente a 20°C , $k_{20^\circ\text{C}}$, mediante la expresión.

$$K_{20^\circ\text{C}} = \frac{\mu_T}{\mu_{20^\circ}} k_T$$

donde

$K_{20^\circ\text{C}}$ = permeabilidad a la temperatura de 20°C
 K_T = permeabilidad a la temperatura T
 $\mu_{20^\circ\text{C}}$ = viscosidad del agua a la temperatura de 20°C
 μ_T = viscosidad del agua a la temperatura T

La velocidad de consolidación de un suelo depende directamente de la permeabilidad. Así pues, utilizando las relaciones apropiadas se puede calcular la permeabilidad a partir de la medida de la velocidad de consolidación. Esta determinación dista mucho de ser precisa debido a que existen varios factores, además de la permeabilidad, que influyen sobre la relación entre la velocidad de consolidación y la permeabilidad. Estos otros factores no pueden determinarse fácilmente con precisión. Al final de un incremento de consolidación puede realizarse una prueba de permeabilidad con carga constante sobre una muestra de suelo en el edómetro. Esta determinación, que es una medida directa de la permeabilidad, es mucho más precisa que el valor calculado a partir de los datos de velocidad de consolidación.

La medida en laboratorio de la permeabilidad de un suelo es bastante directa pero requiere una técnica muy cuidadosa para obtener datos de confianza y un estudio completo de la medida de la permeabilidad.

A fin de asegurar la penetración de las mezclas agua-cemento y de los morteros agua-cemento-arena es importante que la relación del tamaño de los sólidos de la mezcla cumpla con la regla siguiente.

La mezcla inestable típica es la de AGUA-CEMENTO, que puede ser utilizada en el tratamiento de macizos fisurados, pero no para la impregnación de materiales no consolidados. Es común también el uso de mortero AGUA-CEMENTO-ARENA, en el tratamiento de fracturas muy abiertas.

Una mezcla es inestable si las partículas sólidas en suspensión tienden a sedimentarse cuando deja de estar agitada o en movimiento.

5.3.3.1 MEZCLAS INESTABLES

Se anotarán a continuación tres tipos diferentes de mezclas.

5.3.3 TIPOS DE MEZCLAS

Tabla No. 5.1 Clasificación de los suelos según sus coeficientes de permeabilidad

GRADO DE PERMEABILIDAD	VALOR DE K (CM/SEG)
Elevada	Superior a 10E-1
Media	10E-1 - 10E-3
Baja	10E-3 - 10E-5
Muy baja	10E-5 - 10E-7
Prácticamente impermeable	Menor de 10E-7

El coeficiente de permeabilidad que se utiliza en los cálculos es la velocidad de descarga de un fluido que se filtra a través de una sección de suelo. Se presenta en la tabla 5.1 la clasificación de los suelos según sus coeficientes de permeabilidad.

5.3.2.2 FACTORES QUE INFLUYEN SOBRE LA PERMEABILIDAD

DIÁMETRO DE LA ABERTURA > 15 VECES EL DIÁMETRO DE LOS SÓLIDOS DE LA MEZCLA.

Que expresada en otra forma es:

$$ef > 15 D_{85}$$

donde:

ef = espesor de la fisura

D₈₅ = diámetro tal que el 85% de las partículas sólidas de la mezcla son menores que ese diámetro.

Cuando se inyecta suelos aluviales, se establece una regla semejante a la empleada en la selección de filtros.

Las mezclas inestables se emplean también en el anclaje de las masas rocosas, rellenando el espacio de la perforación comprendido entre el ancla y la roca.

5.3.3.2 MEZCLAS ESTABLES

Las mezclas estables son las que tienen menos del 5 % de decantación. Existe un extenso número de combinaciones de productos base y aditivos para reducir al mínimo la sedimentación durante las inyecciones. Las mezclas usuales son las de cemento-bentonita y cemento-arcilla.

5.3.3.3 PRODUCTOS QUÍMICOS

Para inyectar rocas con fisuras muy pequeñas es preciso utilizar líquidos que sufran el proceso de gelificación.

Hoy día, los productos empleados con este fin son los siguientes:

- Geles de silicato de sodio y reactivo
- Resinas orgánicas

5.4 DRENAJE

El objetivo del drenaje es el abatimiento de las cargas hidrostáticas que actúan sobre bloques de roca para asegurar su estabilidad.

La finalidad del drenaje se logra en taludes aplicando los principios siguientes.

Evitar que el agua superficial penetre en las fracturas de tensión y fisuras de la parte superior del talud.

Reducir la presión hidrostática en la cercanía de la superficie potencial de falla por medio de drenaje subterráneo constituido por barrenos y galerías.

Localizar el sistema de drenaje de tal manera que únicamente sea drenada el agua que puede afectar el talud.

Las galerías de drenaje, con o sin abanicos, de perforaciones radiales constituyen el sistema más efectivo para combatir las cargas hidrostáticas en un talud. Son también el sistema más costoso, por lo que únicamente deben considerarse cuando las condiciones son críticas. El emplazamiento óptimo de una galería de drenaje es el vértice inferior e interior del paralelogramo construido con las caras del talud (fig. 5.3).

5.4.1.5 GALERIAS

Los pozos verticales sirven para operar en su interior bombas de pozo profundo. Tienen la ventaja de poder ser puestos en función antes de la excavación del talud. La desventaja que tienen es que el sistema de bombeo debe mantenerse operando continuamente para que el drenaje sea efectivo.

5.4.1.4 POZOS VERTICALES

En taludes constituidos de varios escalones, los drenes colectores son zanjas que al pie de cada escalón para canalizar el agua fuera del talud, de tal manera que el agua que circula superficialmente en el talud no penetre en el escalón inferior.

5.4.1.3 DRENES COLECTORES

Estos drenes son particularmente efectivos cuando alcanzan la parte inferior de las grietas de tensión y la superficie potencial de deslizamiento. El espaciamiento y orientación de estos drenes dependen de la geometría del talud y de la posición de las discontinuidades estructurales del macizo. El emplazamiento adecuado de los drenes se podrá lograr si se conoce la posición del nivel freático del macizo mediante mediciones en piezómetros instalados en el sitio.

5.4.1.2 DRENES HORIZONTALES

Construido por una zanja o cuneta paralela al hombro del talud, para interceptar y canalizar las corrientes superficiales de agua antes de que lleguen a éste.

5.4.1.1 DRENAJE SUPERFICIAL

5.4.1 SISTEMAS DE DRENAJE
El sistema de drenaje en taludes consta de los elementos siguientes.

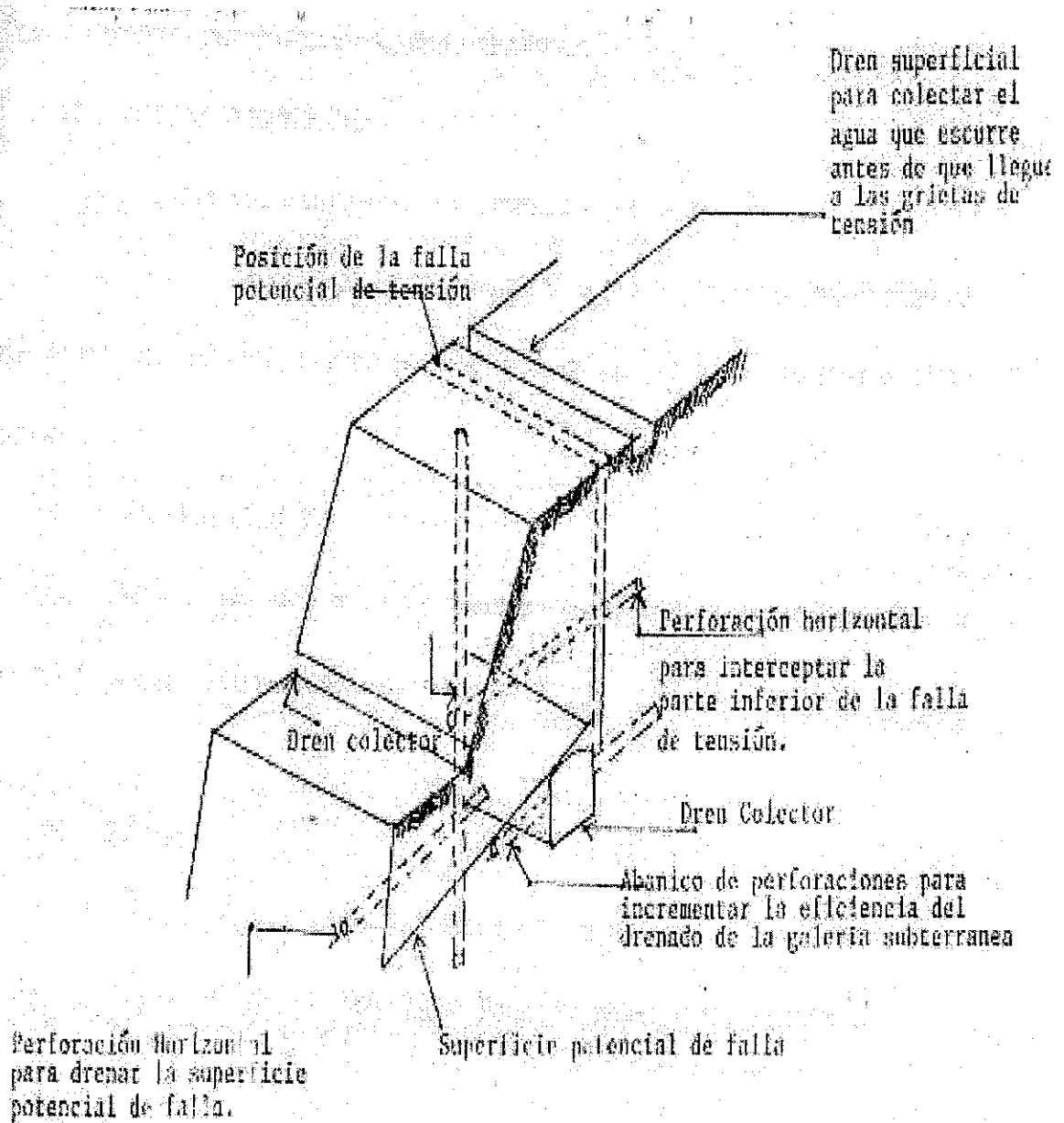


Fig. 5.3. Métodos para drenaje en taludes.

Son numerosos los métodos disponibles actualmente para el cálculo y el análisis de taludes, la mayoría de ellos han sido propuestos por investigadores como Taylor, Bishop, Bishop y Morgenstern, Spencer, entre otros.

5.6 OTROS MÉTODOS

Durante las visitas al sitio, deben observarse: agrietamiento en el hombro del talud, zonas húmedas que indiquen un flujo indeseable de agua y movimientos apreciables del talud.

5.5.1.4 VISITAS DE INSPECCIÓN

Los extensómetros miden la distancia entre dos puntos que se ubican a uno u otro lado del límite del bloque que puede deslizarse. Los monumentos pueden colocarse en el hombro del talud para detectar movimientos verticales y horizontales.

Puede recurrirse a extensómetros, a la nivelación y colimación de monumentos.

5.5.1.3 MEDICIONES SUPERFICIALES

Indican la carga hidráulica en el punto donde se coloca el elemento sensible. En número suficiente, permiten conocer la distribución de presión de agua en la superficie de deslizamiento.

5.5.1.2 PIEZÓMETROS

Si estos instrumentos se colocan antes de la excavación del talud, la información que proporcionan es más completa.

Indican los movimientos perpendiculares a una línea de referencia. Se puede detectar la profundidad a que se encuentra la superficie de deslizamiento.

5.5.1.1 INCLINÓMETRO

Deben efectuarse cuando las consecuencias de una falla del talud rocoso sean considerables. Se pueden utilizar: inclinómetros, piezómetros y mediciones superficiales. Además, se deben efectuar visitas de inspección.

5.5.1 MEDICIONES DE CONTROL

El beneficio de cada una de las soluciones debe ponderarse a la luz del incremento en el factor de seguridad, de su funcionalidad y de su costo.

5.5 EVALUACIÓN DE LAS MEDIDAS PREVENTIVAS

CAPÍTULO 6

MÉTODOS PARA LA ESTABILIZACIÓN DE TALUDES EN SUELOS Y MATERIALES NO CONSOLIDADOS

6.1 GENERALIDADES

Un talud de tierra no puede considerarse estable indefinidamente, porque tarde o temprano la estabilidad que presenta podría perderse debido a los agentes naturales, tales como las presiones hidrostáticas, el intemperismo y la erosión. Un aumento temporal de cargas, la reducción de la resistencia del suelo o una redistribución desfavorable de esfuerzos son causas que contribuyen, de una u otra manera, a que el talud busque su posición más estable.

La estabilidad de un corte se confía a la resistencia propia del material que lo forma y al valor soportante del suelo subyacente al pie del talud.

Cuando el material que forma un corte tiene un límite elástico bien definido la falla de talud consiste en el deslizamiento de una parte de dicho corte a lo largo de una superficie bien definida, que puede aflorar al pie del talud o puede extenderse por abajo del corte y aflorar a una cierta distancia enfrente del talud. A este tipo de falla se le denomina *deslizamiento* y se observa tanto en materiales cohesivos como en los de poca cohesión.

Cuando el suelo además de ser cohesivo se encuentra en un estado plástico, o bien cuando se trata de materiales granulares sueltos y saturados, es muy frecuente que la falla tenga las características de un escurrimiento lodoso o flujo plástico.

A menudo una falla por deslizamiento, una vez que ha dado comienzo el movimiento, degenera en flujo plástico por haber perdido su estructura y elasticidad el material que participó en el deslizamiento. Cuando el material que forma los taludes se encuentra muy fracturado, o está formado por bloques mal cementados, con suelos limosos erosionables, entonces se producen desprendimientos de los estratos superficiales. A este tipo de fallas se les denomina derrumbes o desplomes, es decir, se han clasificado las fallas de los taludes por las características del material que forma el suelo, pero también pueden clasificarse de acuerdo con el tiempo en que se presentan.

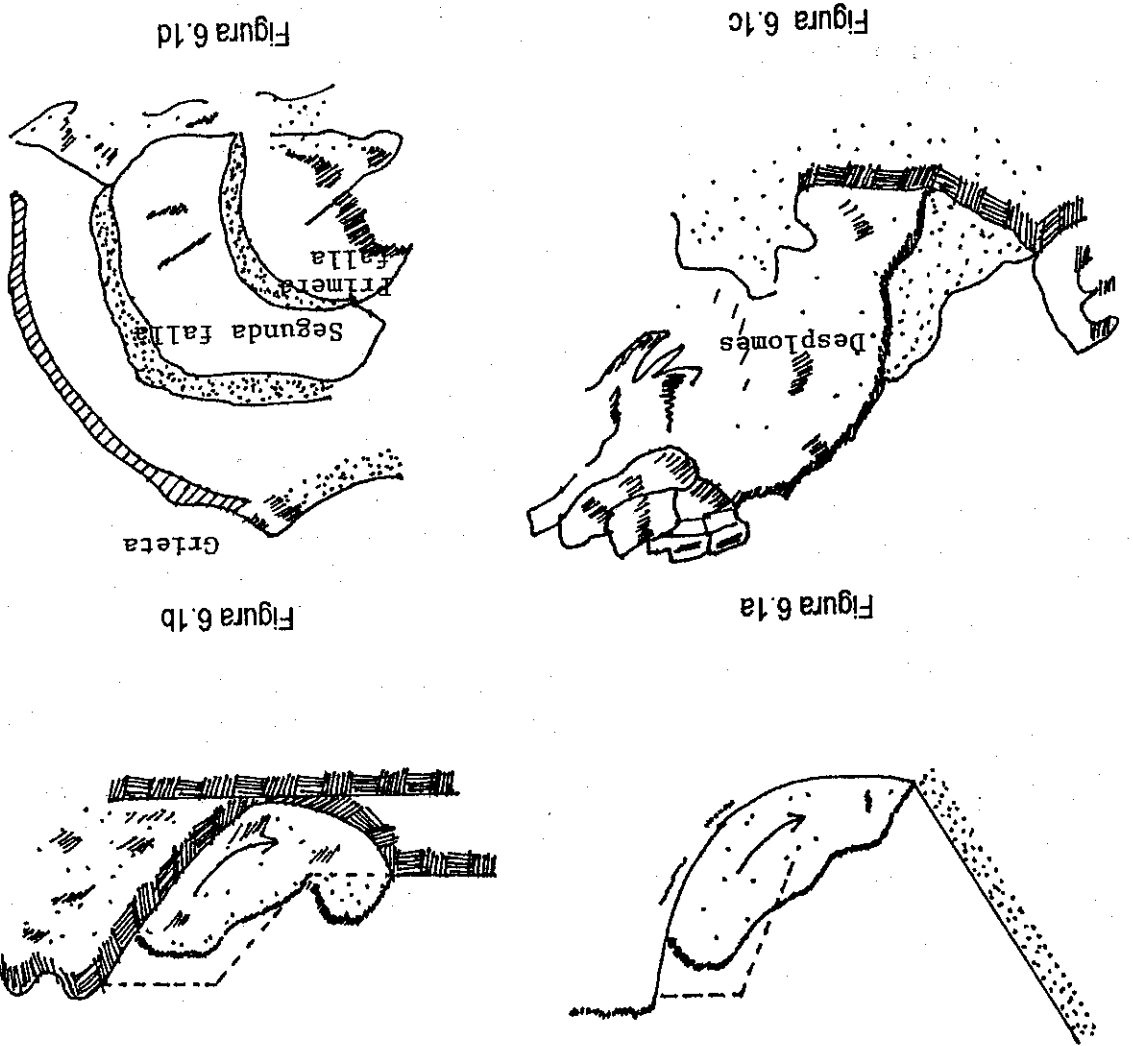
Cuando la falla ocurre durante la construcción del corte, ella se deberá, casi exclusivamente, a que la altura del talud es mayor que la necesaria para que el peso propio del suelo pueda ser equilibrado por la resistencia interna del mismo. Cuando la falla del corte se produce algún tiempo después de efectuado aquél, es muy probable que en la inestabilidad del mismo hayan intervenido causas variadas, tales como presiones hidrostáticas, intemperismo y erosión.

Es frecuente observar que al fallar una parte del talud a lo largo de una superficie se define una nueva superficie de deslizamiento más grande alrededor de la primera falla, siendo posible que se produzcan hasta cuatro fallas, una dentro de la otra (ver figuras 6.1, a, b, c, d).

En cambio, el talud de $\frac{1}{4}:1$ (siendo $\frac{1}{4}$ una variable en el eje horizontal y 1 una constante en el eje vertical) puede tener la misma estabilidad que el de 1:1, y a la vez puede ser mucho más económico que este último.

Es necesario hacer notar que no siempre aumenta la estabilidad de un talud a medida que se reduce su pendiente. Las presiones hidrostáticas alcanzan sus valores más altos en taludes con 55° a 60° de inclinación y como consecuencia, es común encontrar que un talud de $\frac{1}{2}:1$ es más inestable que uno de $\frac{1}{4}:1$, o aún que el perfectamente vertical.

Fig. 6.1. Fallas de un talud a lo largo de un corte.



A continuación se presenta un método de cálculo de estabilidad de taludes, el cual está basado en las siguientes suposiciones

1. El suelo tiene un límite elástico bien definido.
2. La resistencia al esfuerzo cortante del suelo puede determinarse mediante la conocida ecuación de Coulomb:

$$\tau = c + P_i \tan \phi$$

en la que:

- = Resistencia al corte del suelo, en kg/cm²
- c = Cohesión del suelo, en kg/cm²
- Pi = Presión intergranular, en kg/cm²
- = Ángulo de fricción interna del suelo, el cual se supone que es constante.

3. La estabilidad del talud depende de la estabilidad de una sección transversal de dicho talud bajo las fuerzas **W**, **F** y **C**.

4. La superficie de deslizamiento puede representarse con un arco de círculo cuyo centro **O** es también el centro de rotación del elemento.

6.2 MÉTODO SUECO

Basándose en las observaciones de la Comisión Geotécnica Sueca acerca de las fallas aparecidas en las líneas de los ferrocarriles de esa nación, K.E. Petterson propuso un método de cálculo de taludes que fue perfeccionado posteriormente por Fellenius. El método, conocido por el nombre de Método Sueco, supone que la superficie de deslizamiento de la cuña es cilíndrica y que la rotación se produce alrededor del centro del cilindro.

La figura 6.2 muestra una superficie de deslizamiento cilíndrica con su centro de rotación, en el centro del arco **abc**.

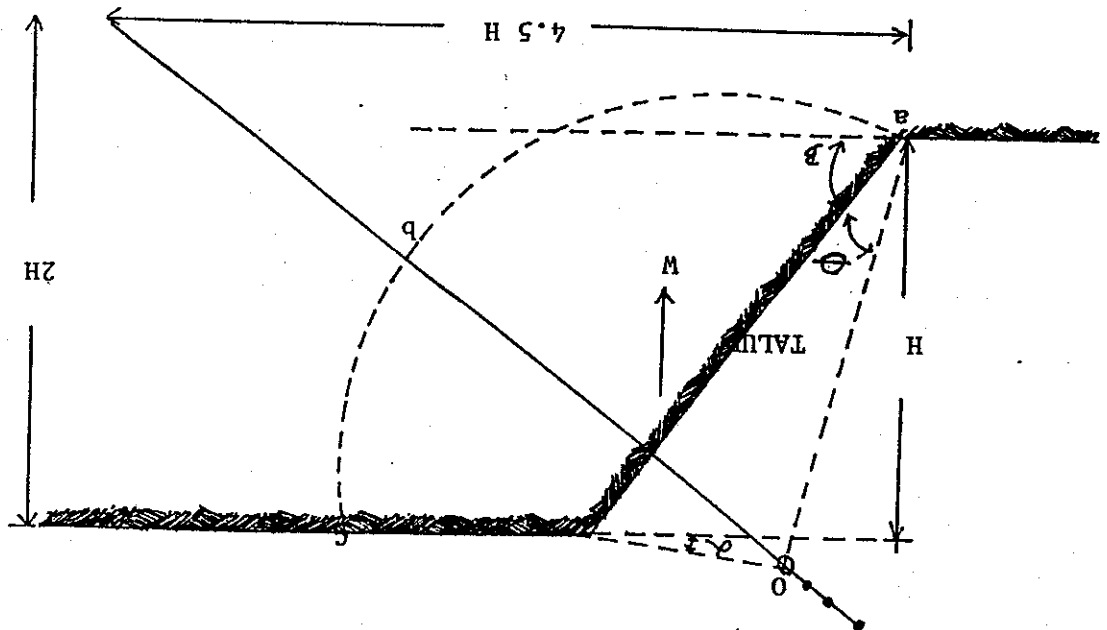
Para determinar si el talud es o no estable se siguen los siguientes pasos.

- 1.- Se escoge un centro de rotación aproximado haciendo uso de los datos de la tabla 6.1 que representan el resultado de las investigaciones de Fellenius para cuando sea igual a cero.

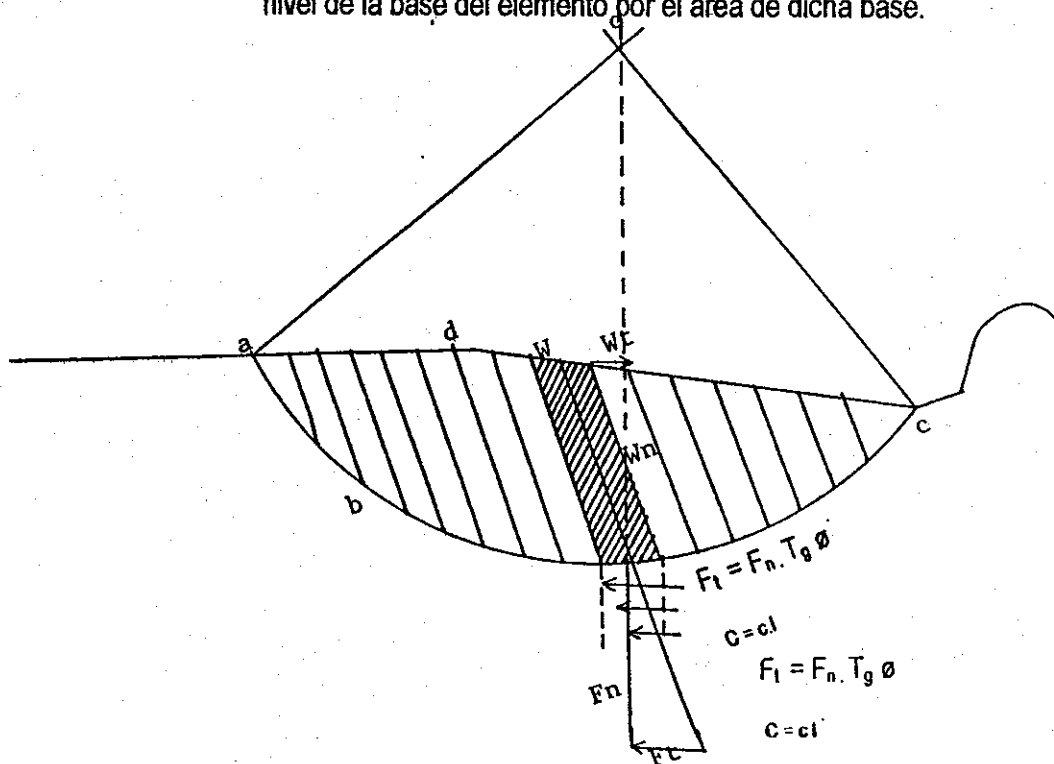
Tabla 6.1 Valores de β, α y ϕ para hallar el centro de rotación

TALUD	ANGULO β	ANGULO α	ANGULO ϕ
0.58:1	60°	40°	29°
1:1	45°	37°	28°
1.5:1	33°47'	35°	26°
2:1	26°34'	35°	25°
3:1	18°26'	35°	25°
5:1	11°19'	37°	25°

Fig. 6.2 Superficie de deslizamiento cilíndrica.



2. La cuña de deslizamiento **abc** se divide en un número conveniente de elementos verticales, como se muestra en la fig. 6.3.
3. Se determina el peso de cada segmento de suelo que actúa en el centro de gravedad de cada elemento, suponiendo para ello que la sección que se está estudiando representa una rebanada del corte con un grueso igual a la unidad. Se supondrá que cada uno de estos pesos actúa sobre la base de su segmento correspondiente, en donde se le descompone vectorialmente en una componente normal (F_n) y otra tangencial (F_t), con relación a la superficie de deslizamiento.
4. Si el suelo de todo el talud es de propiedades homogéneas, se calcula el valor total de la resistencia por cohesión, multiplicando la cohesión unitaria por la longitud de la superficie deslizamiento **abc**. Si existen varios estratos distintos, entonces se calcula para cada elemento la resistencia por cohesión, multiplicando la cohesión unitaria al nivel de la base del elemento por el área de dicha base.



MÉTODO SUECO SIN PRESIONES
HIDROSTÁTICAS

$$G_s = \frac{\sum (c \cdot l) + \sum (F_n \cdot \tan \theta)}{\sum (W_i)}$$

Fig. 6.3. Cuña de deslizamiento **abc**

El método anterior no representa el análisis teórico preciso de los esfuerzos que actúan en el interior de los taludes, ya que hace caso omiso de las fuerzas normales y tangenciales que actúan en las paredes verticales de los segmentos. Sin embargo, en calidad de procedimiento semiempírico ha dado resultados aceptables y tiene la ventaja de que es posible estudiar con él superficies que no sean forzosamente circulares y además se pueden introducir en él los efectos de las presiones hidrostáticas (ver figura 6.4). Estas presiones existen en el agua que ocupa los poros del suelo y por tanto, tienden a separar las partículas, disminuyendo así la presión intergranular y la fricción.

Con este método se analizan varias superficies de falla probable, a uno y otro lado de la primera superficie considerada, haciendo centros sobre la línea OK que se dibuja según se indica en la figura 6.4 trazándose, en una gráfica que se coloca arriba del diagrama de análisis, los valores de los factores de seguridad y escogiendo en éstos el valor más bajo con el cual se localiza la superficie de falla más probable y el factor de seguridad propio de todo el talud. Esto se ilustra en la figura 6.4.

en donde (l) representa la longitud de la base de cada segmento a lo largo del arco (abc). Cuando el material tenga un $\phi > 0$, para encontrar el círculo crítico de deslizamiento es necesario seleccionar varios centros de rotación y repetir el cálculo anterior para cada una de las superficies de falla correspondientes, haciéndolas pasar por el pie del talud. Cuando el factor de seguridad de la cuña sea igual o mayor que uno, entonces existe equilibrio entre las fuerzas que tienden a producir el deslizamiento y las fuerzas que se oponen a él; por lo tanto, el corte será estable. Cuando dicho factor sea menor que la unidad, el talud será inestable y estará en condiciones de que se produzca el deslizamiento.

$$\text{Factor de seguridad} = G_s = \frac{(W_i)}{(c \cdot l) + (F_n \cdot \tan \phi)}$$

De acuerdo con el concepto de la fricción, la resistencia a lo largo de la superficie de deslizamiento debida a ella tiene como valor límite $F_n \cdot \tan \phi$. También la cohesión se opone al deslizamiento y actúa a lo largo del arco abc. La relación que existe entre la suma de las fuerzas resistentes y la suma de las fuerzas que estimulan el deslizamiento se define como factor de seguridad

La componente tangencial (W_i) es la que tiende a producir el deslizamiento. La componente normal (F_n) se opone a este deslizamiento, por aumentar la resistencia debida a la fricción a lo largo de la superficie de deslizamiento, siendo esta última una de las fuerzas que contrasta la tendencia al deslizamiento.

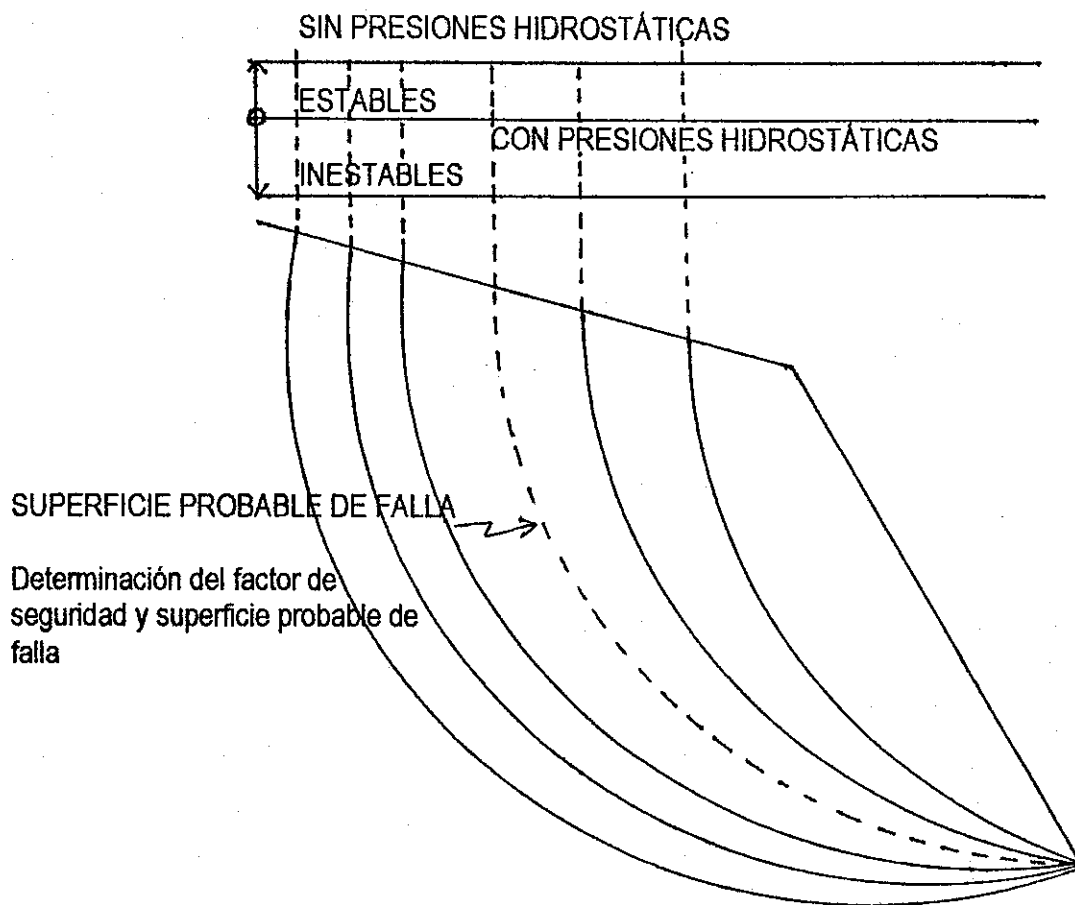


Fig. 6.4. Superficie de falla probable y factor de seguridad para todo talud

6.3 OTROS PROCEDIMIENTOS PARA LA ESTABILIZACIÓN

Una de las ideas más difundidas entre los ingenieros es la de que un talud es más estable mientras menor sea su inclinación. Las teorías clásicas que no toman en cuenta las presiones hidrostáticas proporcionan algún fundamento a esta suposición.

Sin embargo, no solamente con el análisis teórico sino también con la observación de abundantes casos reales se ha venido a comprender que en determinadas circunstancias al abatir los taludes las condiciones de estabilidad empeoran en lugar de mejorar.

Es sólo para taludes con inclinación menor de 50° que se observa un beneficio importante al disminuir la pendiente del talud.

Si se comparan los factores de seguridad de un talud con presiones hidrostáticas y sin ellas, se observará que el aumento que se tiene en la estabilidad es sumamente importante cuando se logran eliminar dichas presiones. En consecuencia, la atención debe dirigirse principalmente hacia obras de drenaje internas y externas que eviten la penetración del agua de las lluvias, su acumulación en depresiones mal drenadas, su absorción en estratos permeables o en zonas de mucha vegetación que la alimentan en forma gradual al suelo y mantienen un grado alto de saturación y finalmente, debe considerarse la posibilidad de interceptar las corrientes de agua que provengan de puntos muy alejados o aun de niveles más profundos.

Son las condiciones topográficas y geológicas, así como las observaciones directas que se hagan en los sondeos, las que proporcionarán la orientación debida para que se comprenda el origen y naturaleza de las filtraciones en un corte o terraplén.

Si el análisis teórico ha demostrado que el tipo de falla más probable es un deslizamiento, entonces pueden tomarse en consideración las siguientes posibilidades para mejorar la estabilidad.

1. Se puede disminuir el peso de la cuña de deslizamiento, ya sea que se le tienda hasta alcanzar un talud más estable o que se construya una banqueta o bermas a medio talud.
2. Se puede tratar de eliminar las presiones hidrostáticas, ya sea evitando la entrada del agua al interior de los taludes, interceptándola o cambiando la dirección del escurrimiento.
3. Se puede proporcionar una resistencia pasiva al pie del talud por medio de un muro de sostenimiento, por la acumulación de material granular o con un revestimiento pesado de roca.

En los estudios que se han hecho para aplicar la primera solución, o sea reducir el peso de la cuña, se ha encontrado que la construcción de una banqueta o bermas produce mejores resultados con mayor volumen de excavación. Sin embargo, las condiciones de drenaje se complican un poco y no deben descuidarse en forma alguna.

La segunda solución, que se relaciona con la eliminación de las presiones hidrostáticas, admite muchas variantes, de acuerdo con el perfil del suelo, la topografía y el origen de las filtraciones.

El mayor volumen de filtraciones se debe a la penetración del agua en la zona cercana a la cresta del talud; en consecuencia, la impermeabilización de esta zona mejorará enormemente las condiciones de saturación del suelo en la zona que está expuesta a un deslizamiento. En ocasiones se encuentra un estrato relativamente débil de material arenoso en la parte superior del talud que hace las veces de un alimentador de humedad, ya que permite la absorción rápida del agua de lluvia, su retención dentro de la capa permeable y su alimentación constante hacia las capas arcillosas subyacentes. Si esta capa superficial es suficientemente débil, una de las

soluciones más prácticas consiste en despalmarla totalmente y conformar la superficie para permitir un rápido escurrimiento exterior que disminuya la penetración del agua.

Cualquier circunstancia que permita que se conserve un grado elevado de saturación en el suelo de los taludes predispone hacia una falla por deslizamiento en cualquier momento en que se presente una lluvia de suficiente duración que termine por saturarla y establezca la red de flujo. En muchos de los estudios realizados se han encontrado condiciones idénticas en ambos taludes de un corte en lo que se refiere a altura, inclinación, naturaleza de los suelos, etc. Sin embargo, si en uno de estos taludes existe la posibilidad de que se encharque el agua y se produzca así un humedecimiento más prolongado del suelo, la falla ocurre en dicho talud y no en el otro.

Con frecuencia estas malas condiciones del drenaje superficial se deben a las obras mismas que se ejecutan para la construcción del corte, como lo son los caminos de acceso, sitios para campamentos, contracunetas mal drenadas, etc., las especificaciones de construcción deben prever que estas obras no interfieran con el buen drenaje superficial arriba de los cortes.

La presencia de vegetación también es sumamente importante en la estabilidad de un talud. Cualquier tipo de vegetación, sobre todo los arbustos y el césped, tienden a retener el agua de las lluvias y alimentan al suelo, disminuyendo la velocidad del drenaje superficial.

En todos los casos en que sea posible se eliminará esta vegetación y se procurará estabilizar el suelo e impermeabilizarlo, dándole al mismo tiempo una cohesión suficiente para evitar que sea erosionado por las corrientes de agua. Esto puede hacerse mediante una aplicación de aceite combustible caliente, que penetre por lo menos 3 cm dentro del suelo, lo cual puede lograrse con 5 ó 6 litros por metro cuadrado. La impermeabilización de una superficie arenosa o agrietada se puede hacer también con una capa de suelo arcilloso conformado y compactado.

Cuando las contracunetas hayan de alojarse en material permeable (sea por naturaleza arenosa o porque se encuentren sumamente agrietadas) se les deberá recubrir con un zampeado de piedra, juntada con mortero de cemento. Para que puedan trabajar estas contracunetas será necesario que la superficie del terreno arenoso haya sido impermeabilizado.

En las caras de los taludes, sobre todo en la mitad inferior, no existe tendencia a que penetre el agua sino más bien a que salga. Por lo tanto, puede protegérseles con césped para evitar su erosión y mantener condiciones relativamente constantes de humedad que protejan al suelo de la disgregación constante debida a la intemperización.

Generalmente el suelo que aparece en las caras de los taludes no es muy fértil y su pendiente es desfavorable para el crecimiento rápido de la vegetación. En estos casos, para sembrar el césped es necesario trasplantarlo con todo y su tierra vegetal, en cuadros o tepes que se sujetarán por medio de estacas, si es necesario. Otra solución práctica para estimular el crecimiento de la vegetación consiste en hacer adobes de tierra vegetal, en cuadros de 50 x 50

cm y grueso de 10 cm, con los cuales se tapizará la cara del talud. El césped crece espontáneamente en la mayoría de los casos y en otros será necesario acelerar este crecimiento sembrando semilla.

Cuando existe una condición de alta presión hidrostática que pueda originar fallas de "pie de talud", se puede remediar la situación por medio de un zampeado de piedra, acomodado en tal forma que permita dejar drenajes abundantes.

CAPÍTULO 7

CASOS DE ESTUDIO

En este capítulo se tomarán como casos de estudio dos lugares en donde se explotan materiales de construcción, uno de lavas volcánicas (andesita y basalto) y uno de material selecto (ceniza volcánica), los que en la actualidad se encuentran inestables como consecuencia de una explotación antitécnica, no habiéndose contemplado ninguna medida de seguridad para los mismos.

7.1 EXPLOTACIÓN DE ROCAS BASÁLTICAS Y ANDESÍTICAS

En este caso de estudio se tomará como ejemplo una explotación de lavas volcánicas y andesíticas, en la cual los trabajos fueron realizados de una forma desordenada, quedando como resultado lo que se podría llamar una práctica ruinoso de la minería, un talud totalmente inestable, con una inclinación de aproximadamente 89° respecto de la horizontal. Se explicará la forma en la que se realizaron los trabajos, se propondrá como estabilizar el talud existente y se darán además lineamientos generales para realizar trabajos en una cantera.

La extracción de roca volcánica (andesita y basalto) mencionada se encuentra localizada en un lugar cercano al Lago de Amatitlán, en el cual se explotaba el material y luego era trasladado a la planta de trituración para ser procesado, con la finalidad de obtener piedrin de $\frac{1}{4}$, $\frac{1}{2}$, $\frac{3}{4}$, $\frac{3}{8}$ y arena negra.

7.1.1 LABORES PREVIAS

Se seleccionó el primer frente de trabajo, considerando que se disponía de un buen camino de acceso hacia la cantera y de la disponibilidad de mineral cercano a este acceso. Se iniciaron los trabajos de explotación, sin haber elaborado un programa de trabajo que permitiera realizar un trabajo técnico para optimizar la extracción del mineral y que además permitiera dejar como resultado un talud en condiciones estables.

Luego de la selección del primer frente, se inició el descampe, es decir, la remoción de la capa vegetal que cubre a la roca basáltica, sobre la cual la vegetación no era muy densa, por lo que la cantidad de árboles talados fue muy poca. Se descampó de la parte inferior a la superior del cerro, sin considerar que esto traería problemas futuros, que dificultaría realizar los trabajos de extracción. El material orgánico que se extrajo se ubicó en un lugar inadecuado y esto dificultó el movimiento al personal de la cantera y la maquinaria empleada, principalmente a los camiones de volteo que se encargaban de transportar el material a la planta de trituración.

La planta de trituración se encuentra a una distancia de aproximadamente 3 kilómetros de la cantera, lugar a donde se transportó el material para poder ser procesado. La maquinaria utilizada fue de diferentes clases, como tractores, excavadoras, cargadores frontales y otros, ya que la extracción se realizó de una forma mecánica. El material cortado se aplaba dentro del área de explotación de una forma desordenada y al igual que el material orgánico obstruía el paso de maquinaria y del personal de la cantera.

En la cantera, debido a las pendientes muy pronunciadas, se generó un incremento de la vulnerabilidad del área por deslizamientos y transporte de sedimentos, lo que proporciona inseguridad en los caminos utilizados por los habitantes, específicamente para aquellas personas que transitan en la parte inferior del área de concesión.

Fotografía 7.1 Lugar de explotación de basaltos y andesitas



El talud que quedó como consecuencia de la mala extracción de basalto se encuentra totalmente inestable y en época de invierno el agua tenderá a infiltrarse en la corona del mismo y provocará una presión hidrostática, debido a que no cuenta con ningún tipo de drenaje, esto hace que el talud esté propenso a deslizamientos.

La inclinación que este talud tiene es de aproximadamente 89° respecto de la horizontal y una altura aproximada de 15 m y de 30 m de ancho, como se puede apreciar en la fotografía 7.1.

7.1.2 FORMA RECOMENDADA

Para poder iniciar los trabajos en una cantera o en un banco de roca volcánica, se principia por elaborar un programa de trabajo, el cual debera de contener como mínimo los pasos siguientes.

ACCESO: se utilizarán los caminos de acceso ya existentes, y de no existir ninguno, se harán las gestiones necesarias para la construcción de los mismos. El diseño de los caminos de acceso deberá contemplar las medidas de seguridad para el transporte de la maquinaria y el equipo que se transportarán por los mismos.

SELECCIÓN DEL FRENTE DE TRABAJO: el primer frente de trabajo se ubicará de acuerdo a la disponibilidad de material cercano al camino de acceso.

DESCAPOTE: el material de suelo orgánico y humus será cortado y almacenado adecuadamente para utilizarlo en técnicas de rehabilitación de las áreas agotadas. El material estéril será utilizado para relleno.

MÉTODO DE EXTRACCIÓN: se utilizará el método de terrazas, para modelar el cerro y disminuir el impacto visual (ver figura 7.1). Con este método de explotación se evitarán las pendientes negativas o aquellas pendientes de 90° , para poder aprovechar el área.

Las variables características del talud se determinarán de acuerdo a lo sugerido en el capítulo 5 y en el numeral 7.1.3 del presente trabajo de tesis

EMPLEADOS: los empleados de la cantera se contratarán de acuerdo a la demanda de producción, siendo necesario como mínimo un supervisor general, un asesor de la explotación, un secretario y dos vigilantes.

EQUIPO: como la explotación se realizará de una forma mecánica, se puede utilizar la maquinaria pesada necesaria (tractores, excavadoras, camiones de volteo, etc.).

Fig. 7.1. Área de corte de material de roca basáltica, por método de terrazas

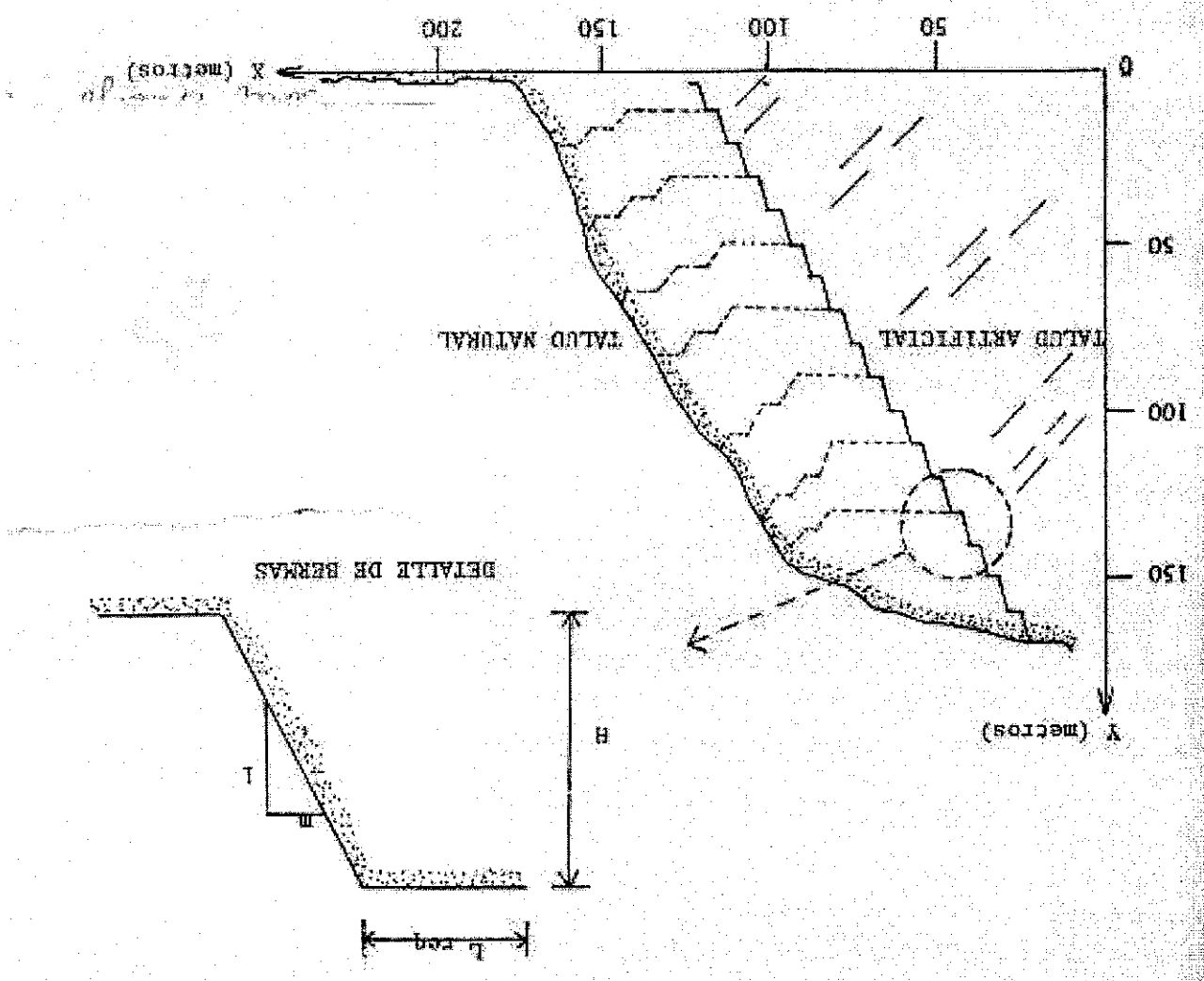


DIAGRAMA DE FLUJO: la elaboración de un diagrama de flujo es de gran utilidad para la realización de las operaciones en una cantera. Se muestra en la figura 7.2 un diagrama de flujo con los pasos básicos a seguir en una explotación a cielo abierto.

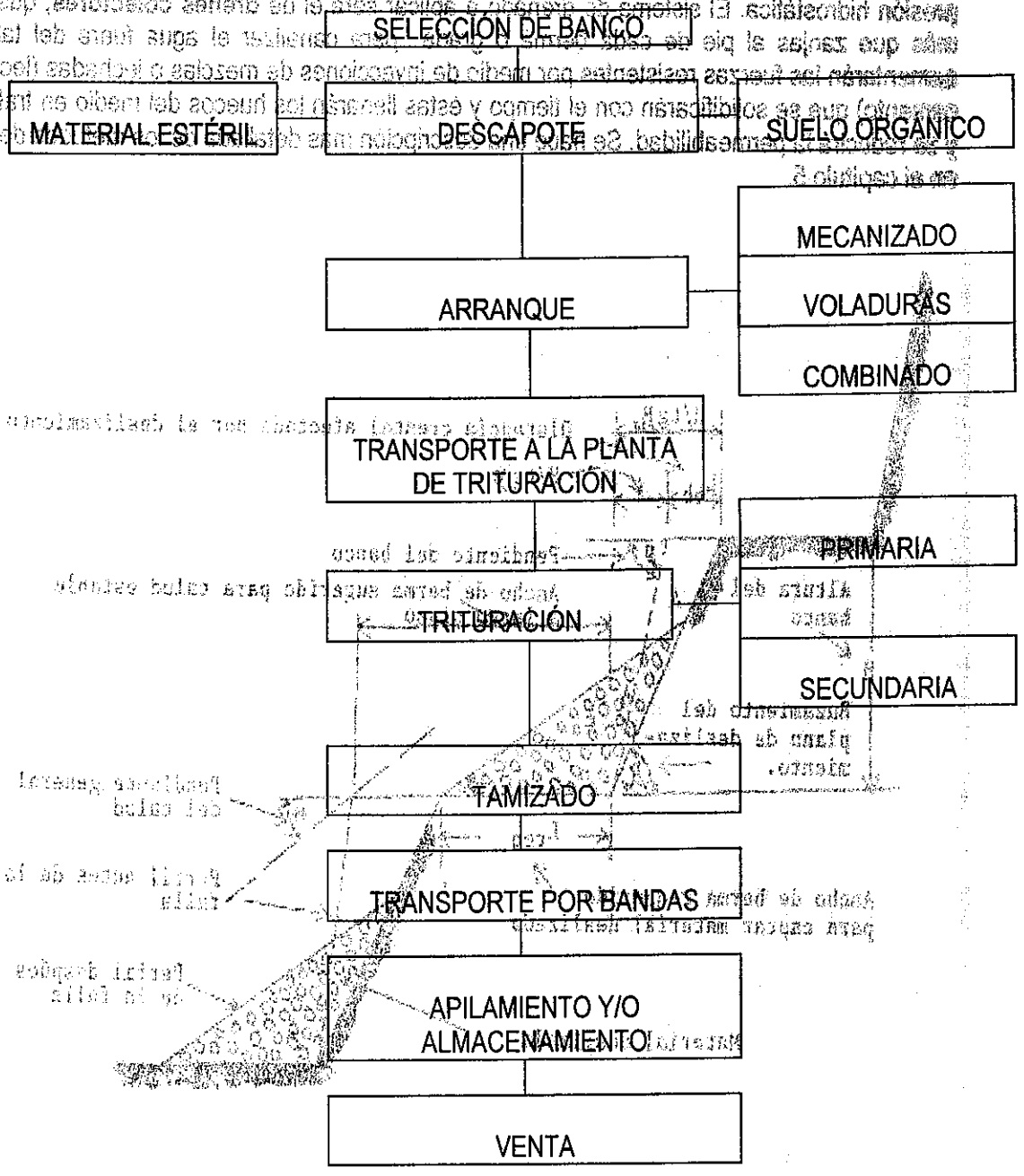


Fig. 7.2. Diagrama de flujo de la operación de explotación de roca basáltica.

El área de la sección (A) se utiliza para calcular el ancho mínimo de bermas requerido (L_{req}) para captar el material fallado.

donde:

H = altura del banco
 β = pendiente del banco
 β_w = buzamiento o inclinación de la falla de la bermas

$$A = \frac{H^2}{2} \left(\frac{1}{\tan \beta_w} - \frac{1}{\tan \beta} \right)$$

De acuerdo a la fig. 7.3, el área (A) de material deslizado se calcula mediante la siguiente expresión:

Se propone un procedimiento sencillo para seleccionar el ancho de bermas requerido para contener fallas locales. El volumen de material de un deslizamiento en un "banco" es inversamente proporcional, en el caso de falla plana, al buzamiento de la superficie de falla y en el caso de falla de cuna, a la inclinación de la recta de interacción. El volumen varía con la altura del banco. Mientras menor es el buzamiento o la inclinación de la falla, mayor será el volumen de material caído. Para fallas planas, se asume que el material desplazado sobre la bermas forma una pendiente uniforme con una sección triangular. Para fallas de cuna se asume que el material deslizado forma un talud aproximadamente cónico. Se asume además, que la máxima extensión del material deslizado de una falla de cuna ocurre a lo largo de la proyección de la línea de intersección y tendrá una sección transversal triangular, similar al caso de fallas planas, de ancho unitario a lo largo de dicha línea de intersección. El cálculo del área transversal de una falla potencial en una bermas, provee una estimación del volumen de material que puede caer por ancho unitario de bermas.

7.1.3 ESTABILIZACIÓN DEL TALUD ACTUAL

Cuando la roca es demasiado dura y no es suficiente el uso de maquinaria para la extracción, se puede dinamitar, teniendo en cuenta siempre la seguridad del personal y evitar hacer daño al ambiente.

El material orgánico que proviene del descapote se tendría que almacenar en un lugar adecuado para una futura restauración, la cual mejorará el impacto visual al final de la extracción y contribuirá a mitigar los impactos ambientales, puesto que es la única forma de compensarse a la naturaleza lo extraído, ya que el basalto, al igual que todo producto minero, es un recurso natural no renovable.

Para el cálculo se asume que el material fallado cae en su ángulo de reposo "r", el cual está generalmente entre 35° y 45°. En base a relaciones trigonométricas, la fórmula para el cálculo del mínimo ancho requerido de bermas, es:

$$L_{req} = \sqrt{\left[\frac{2A}{(\text{Sen } r)^2} \right] \frac{1}{\text{Sen } r \cdot \text{Cos } r + \frac{1}{\text{Tg } (\beta_w - r)}}$$

En los casos en que la cantidad de material deslizado es geoméricamente demasiado grande para ser contenida en la berma (para una altura de banco específica) se asume que el ángulo de descanso del material es menor que "r". El ancho mínimo requerido de berma (L_{req}) se calcula asumiendo que un simple triángulo de material deslizado se extiende desde la cresta del banco. En este caso L_{req} se calcula con la siguiente expresión:

$$L_{req} = \frac{2A}{H}$$

Puede observarse que para el cálculo de las áreas el factor volumétrico de "esponjamiento" del material no ha sido considerado.

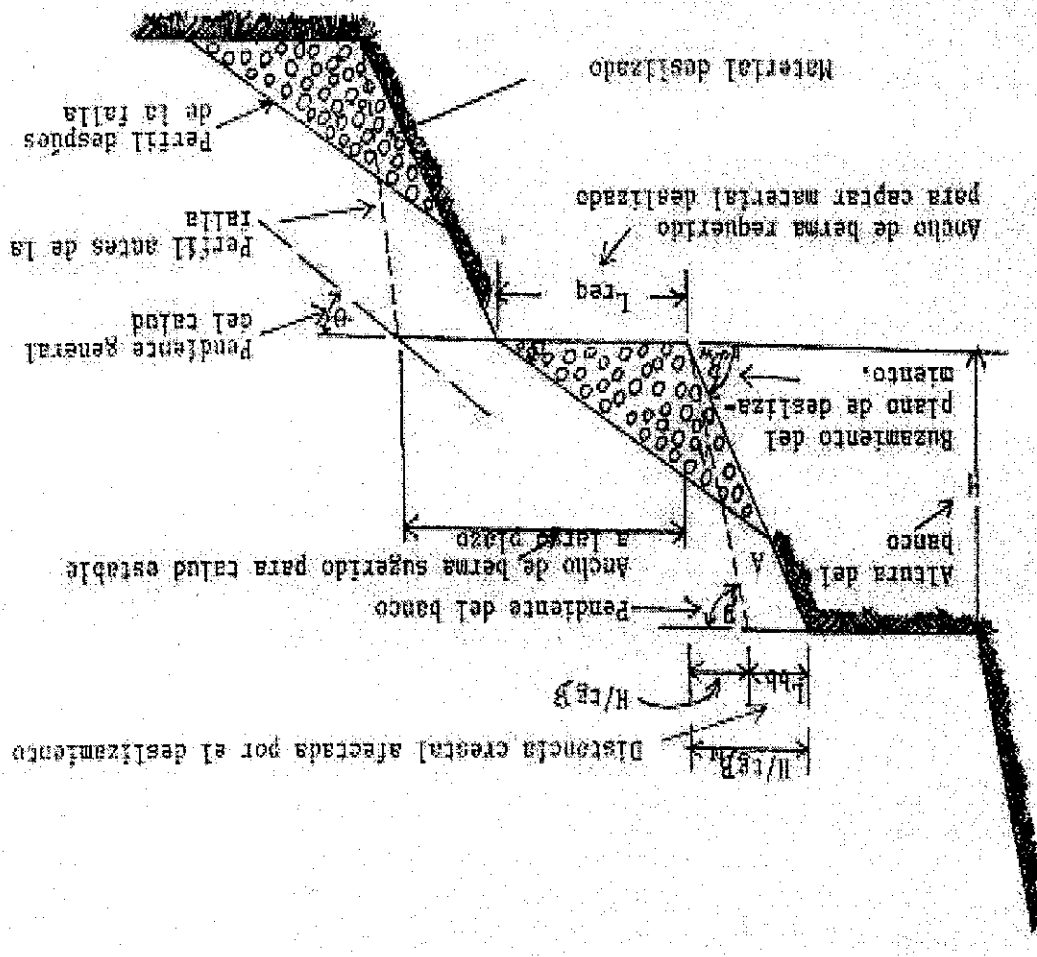
El valor de L_{req} se utiliza para calcular el ángulo general del talud (θ), para una altura y pendiente específica de banco. Véase la fig. 7.3.

El ángulo general del talud (θ), también denominado en excavaciones mineras "pendiente final", se obtiene trazando una línea que une los puntos crestales de los distintos bancos.

De acuerdo al procedimiento explicado, se pueden desarrollar una serie de gráficos que permiten un diseño racional de taludes para una excavación específica o taludes particulares.

El desmoronamiento se ha descrito como la degradación de un talud debido al quiebre gradual del material rocoso. Ocurre generalmente en zonas de fallas geológicas, zonas altamente fracturadas, rocas débiles y alteradas. Debido a que este tipo de falla es muy pequeña, se considera de poca importancia. Hay casos donde a largo plazo pueden producir caídas de bloques más grandes, como por ejemplo cuando se resquebrajan lutitas que sustentan grandes bloques de areniscas. Normalmente este tipo de falla se trata mediante uso de concreto lanzado y/o malla con pernos, si es necesario; otras veces, simplemente se diseña un canal de sobreebanco para contener material desmoronado.

Fig. 7.3. Interrelación entre geometría de las terrazas y de las fallas.



Un estudio topográfico del área de explotación es de primordial importancia para poder establecer un diseño adecuado de las bermas (en gabiñete), las cuales estarán sujetas a pequeñas modificaciones en el campo. Paralelo al diseño de las bermas o gradas, se diseña el sistema de drenaje para el agua que penetre en la grieta de tensión y así se pueda liberar la presión hidrostática. El sistema de drenado a aplicar será el de **drenes colectores**, que no son más que zanjas al pie de cada berna o grada para canalizar el agua fuera del talud, se aumentarán las fuerzas resistentes por medio de inyecciones de mezclas o lechadas (lechada de cemento) que se solidificarán con el tiempo y estas llenarán los huecos del medio en tratamiento y se reducirá la permeabilidad. Se hace una descripción más detallada de los métodos de drenaje en el capítulo 5.

La forma adecuada de cómo un talud de extracción de roca basáltica debe quedar después de la extracción se muestra en la fotografía 7.2.

Como se puede observar en la fotografía, el método que se utilizó fue el método de terrazas o bermas, en donde los trabajos se iniciaron de la parte de arriba hacia abajo, dejando una inclinación y un sistema de drenado adecuado para evitar deslaves.

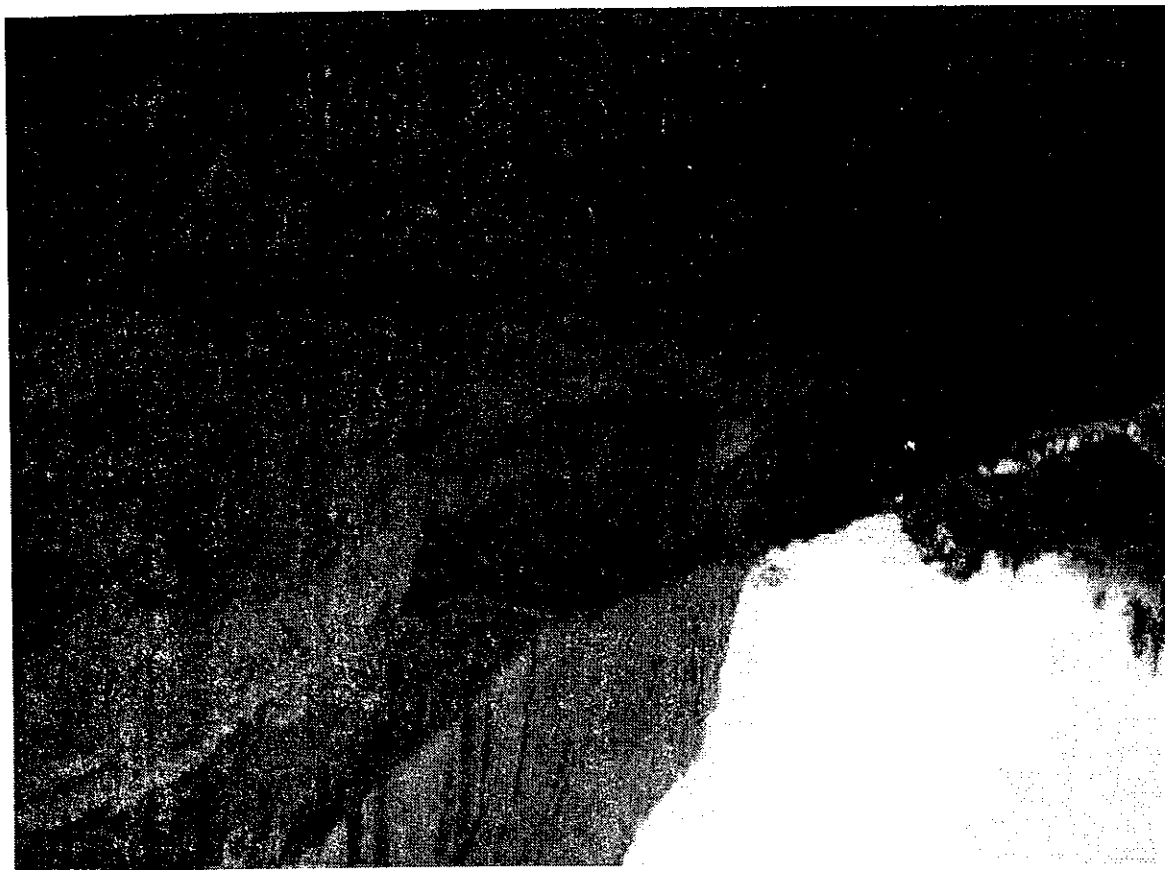


Fotografía 7.2

Un talud en roca estabilizado técnicamente

Fotografía 7.3
Primer frente de trabajo en la explotación de ceniza volcánica

70



Las dimensiones del talud final que quedó como consecuencia de años de trabajo mecanizado y manual, en este lugar, son de aproximadamente 30 metros de altura y de 150 metros de largo, en el primer frente de trabajo y de 100 metros de largo por 30 metros de altura en el segundo frente de trabajo.

Esta extracción se inició hace varios años y en ningún momento las personas encargadas previeron el peligro que representaría una extracción irracional a cielo abierto.

El caso de estudio para material selecto, al igual que el anterior, fue tomado de una explotación en un lugar cercano a San José Villa Nueva, que en la actualidad pone en peligro vidas humanas, pues el corte realizado está a escasos 100 metros de las primeras casas de la población antes mencionada.

7.2 EXPLOTACIÓN DE MATERIAL SELECTO (CENIZA VOLCÁNICA)

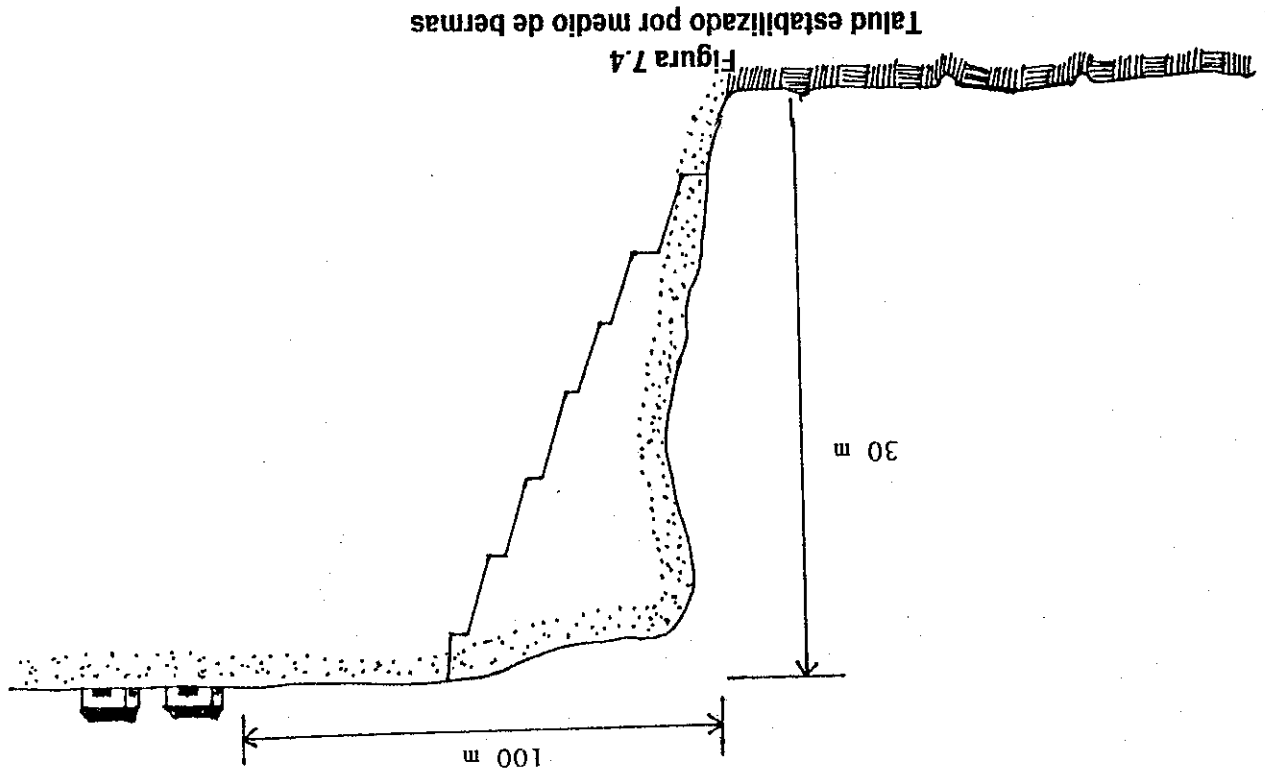
La inclinación del talud en el primer frente de trabajo es de aproximadamente 90° y sufre una fuerte erosión eólica y fluvial, por otra parte hay que recordar que en época de invierno la erosión es mucho mayor, considerando que este tipo de material absorbe un buen porcentaje de agua, la cual contribuye a provocar deslaves y conforme pasa el tiempo el corte, presentado en la fotografía 7.3, se acerca más a viviendas cercanas.



Fotografía 7.4.
Segundo frente de trabajo en la explotación de ceniza volcánica

La lluvia, el viento y la incorrecta forma de extraer el material, son los factores principales que hacen que un talud de ceniza volcánica sea más inestable y a la vez, represente peligro para las personas que habitan en los lugares circunvecinos.

Las bermas o gradas tendrán que ser construidas de una forma mecánica, iniciando los trabajos de la parte superior del talud hacia la parte inferior, dejando las gradas con las dimensiones obtenidas en el diseño realizado en gabinete. De esta manera se reduce la cuña de deslizamiento y el riesgo de las viviendas. En la sección 7.1.3, se hace referencia a la elaboración de este tipo de gradas.



Se pueden construir bermas o gradas aprovechando que la colonia mencionada con anterioridad, se encuentra todavía a aproximadamente 100 metros del corte, por lo que queda espacio para elaborar las mismas, como se muestra en la figura 7.4.

7.2.1.1 CONSTRUCCIÓN DE BERMAS O GRADAS

Para poder estabilizar un talud de esta naturaleza, se propone el método siguiente:

7.2.1 CÓMO ESTABILIZAR EL TALUD ACTUAL

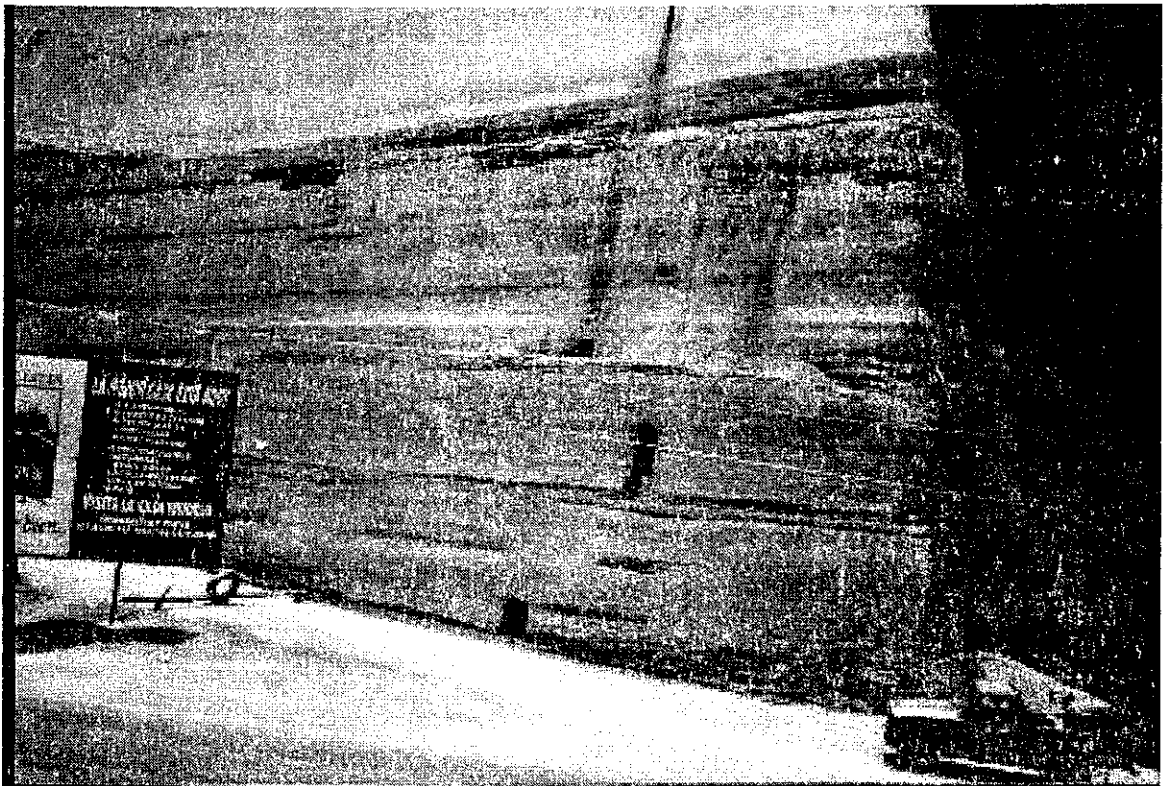
En el segundo frente de trabajo se tiene un talud en condiciones de extremo peligro, por que el talud tiene una inclinación vertical de 80%, partiendo de la parte inferior y lo restante del corte que es el 20%, se encuentra en forma cóncava hacia fuera del talud, constituyendo esto un extremo peligro para las personas que transitan por el lugar (ver fotografía 7.4).

Esta forma de estabilizar un talud es la más segura y la más económica, pues el material que se extraiga de la construcción de cada grada puede ser comercializado y se podrán costear los gastos de maquinaria en algún porcentaje.

Se podrá complementar la estabilización de un talud de material selecto con la siembra de césped o arbustos en la cara del talud aceite combustible, como se mencionó en el capítulo 6. Las bermas propuestas de acuerdo a las condiciones geométricas del terreno tendrán un buzamiento de 1:1, un ancho mínimo de 2.5 m y una altura de 4 m.

7.2.2 TALUD ESTABILIZADO

Como se muestra en la fotografía 7.5, un talud de material selecto puede ser estabilizado de buena forma utilizando bermas desde el inicio de la extracción.



Fotografía 7.5
Talud estabilizado por medio de bermas

La estabilidad que proporcionan las bermas a un talud de material selecto es bastante aceptable técnicamente, pues garantiza disminución de accidentes y además un mejor impacto visual. No deberán olvidarse las recomendaciones en cuanto a la reducción de la presión hidrostática, la vegetación y contracuentas.

CONCLUSIONES

1. Las características inherentes de una ladera son las que determinan las condiciones geológicas propias para la generación de deslizamientos. Pero éstos también pueden ocurrir por otros factores, que pueden ser naturales, como fuertes tormentas y/o sismos y artificiales, como producto de la actividad humana que de una u otra forma modifica la estabilidad de las laderas.
2. Los diferentes tipos de movimientos en laderas tienen una gran variedad de consecuencias sobre el hombre y sus obras. Por esta razón son tan importantes los estudios geológicos y de mecánica de suelos, en el entendido de que son los factores de origen del terreno, los mecanismos de movimientos y materiales involucrados los fenómenos que lo provocan.
3. En los casos prácticos el mayor problema radica en la estimación de las presiones y especialmente en la selección de los parámetros de resistencia. Cualquiera método de análisis de la estabilidad de una masa rocosa dará paso a la incertidumbre, ligada a la descripción geométrica y mecánica del macizo rocoso, por lo que desde el punto de vista práctico no es lógico exigir demasiada exactitud en dicho análisis. Lo aconsejable es combinar técnicas para lograr mayor efectividad.
4. Para poder estabilizar un talud que tenga gran altura, pendiente muy pronunciada y adicionalmente a esto, expuesto a las condiciones ambientales y geológicas, se hace imperativa la necesidad de hacer un diseño de plataformas, utilizando para ello datos topográficos, los cuales permitirán dejar taludes en mejores condiciones. El sistema de drenado se hace también necesario y debe diseñarse en forma simultánea con la plataformas.
5. Los principales factores que producen inestabilidad en un talud, ya sea éste de suelo consolidado o no consolidado, son la topografía del terreno, la actividad del hombre quien lo extrae de una forma inadecuada, el intemperismo, la actividad sísmica, etc.

RECOMENDACIONES

1. Para reducir los riesgos por deslizamiento deben considerarse dos aspectos: a) el establecimiento de requerimientos sobre actividades que contribuyan a la inestabilidad de las laderas, para evitar la iniciación del deslizamiento de tierras y b) la regulación del crecimiento infraestructural y estructuras existentes en áreas inestables, para minimizar el daño en caso de ocurrencia de deslizamientos.
2. Se hace necesario también el incrementar el conocimiento acerca de tópicos que se relacionan con nuevos métodos de reconocimiento y mapeo de áreas inestables, así como también con nuevas técnicas para evitar, prevenir o mitigar los daños por deslizamientos.
3. Existen varios métodos para resolver los problemas de estabilidad. La selección del método de análisis de estabilidad a emplear debe estar de acuerdo con la complejidad del problema a tratar, de los recursos técnicos con que se cuente y de la precisión que se desea tengan. los resultados, los métodos presentados en los capítulos 5 y 6 de esta tesis, son suficientemente precisos y se recomiendan para su empleo práctico.
4. El mantenimiento de un control topográfico continuo en las áreas de explotación de roca y/o ceniza volcánica estudiados con anterioridad, con el objeto de poder realizar un diseño adecuado de las bermas, las cuales deben contener las medidas de seguridad necesarias para el talud y para las personas cercanas al lugar.

BIBLIOGRAFÍA

Burrión Gil, Erwin Rocaél, Análisis de la influencia de la mecánica de rocas en la estabilidad y mecanismos de falla en taludes, Tesis de Graduación de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala. Guatemala, 1985.

Cosillo Pinto, Alan Giovanni, Consideraciones geológico-geotécnicas para el diseño de taludes en macizos rocosos, Tesis de Graduación de Ingeniero Geólogo, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala, 1999.

Crespo Villalaz, Carlos, Mecánica de suelos y cimentaciones, Editorial Limusa, cuarta edición. México, 1995.

Estrada, G, Inestabilidad de taludes en el valle de Guatemala, Tesis de Graduación de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala, 1989.

B. Sowers, George, Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones. Editorial Limusa, primera edición. México, 1972.

Mérida Alva, Carmen Marina, Causas de los deslizamientos de tierra y reducción de riesgos, Tesis de Graduación de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala. Guatemala, 1986.

Prado Montenegro, Principios básicos en la estabilidad de taludes, Tesis de Graduación de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala. Guatemala, 1971.

Sociedad Venezolana de Mecánica del Suelo e Ingeniería de Fundaciones, Conferencia 25 aniversario, editorial arte, Caracas Venezuela, 1983.

T. Lambe, William, Mecánica de suelos, editorial limusa, primera edición. México, 1972.