

24
103



Universidad Nacional Autónoma de México

FACULTAD DE INGENIERIA

**"LA MECANICA DE ROCAS, SU ESTUDIO E INFLUENCIA
EN EL ANALISIS DE ESTABILIDAD Y MECANISMOS DE
FALLA EN TALUDES".**

T E S I S
Que para obtener el titulo de:
I N G E N I E R O C I V I L
P r e s e n t a :
J O S E L U I S L U N A A L A N I S

México, D. F.

1982



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



Al Pasante señor JOSE LUIS LUNA ALANIS,
P r e s e n t e .

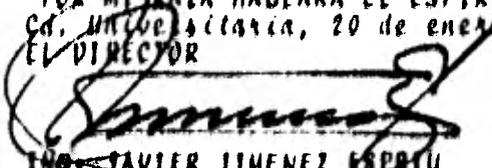
En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor Ing. Hugo Sergio Haas Mora, para -- que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

"LA MECANICA DE ROCAS, SU ESTUDIO E INFLUENCIA EN EL ANALISIS DE ESTABILIDAD Y MECANISMOS DE FALLA EN TALUDES"

- I. La mecánica de rocas en la ingeniería.
- II. Propiedades mecánicas de las rocas.
- III. Métodos de reconocimiento en taludes.
- IV. Fuerzas actuantes en un talud de roca.
- V. Análisis del factor de seguridad.
- VI. Mecanismos de falla y cinemática del movimiento de falla.
- VII. Métodos para mejorar la estabilidad en taludes.
- VIII. Problemas de aplicación.
- IX. Conclusiones.

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

A t e n t a m e n t e
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, 20 de enero de 1962
EL DIRECTOR


ING. JAVIER JIMENEZ ESPINO

❖ ❖

La Mecánica de Rocas,
su estudio e influencia
en el análisis
de estabilidad
y mecanismos de falla
en taludes.

~
~





Índice

	Página
Introducción.	1
Capítulo I La Mecánica de Rocas en la Ingeniería.	
- Objetivos de la Mecánica de Rocas.	3
Capítulo II Propiedades mecánicas de las rocas.	
- Generalización.	8
- Ensayos de laboratorio.	8
- Estructura y propiedades índice de las rocas.	9
- Ensayos de campo.	10
Capítulo III Métodos de reconocimiento en taludes.	
- Generalización.	24
- Procedimientos de mapeo de discontinuidades.	24
- Comportamiento de las juntas y fallas.	29
- Resistencia al esfuerzo cortante.	32
Capítulo IV Fuerzas actuantes en un talud de roca.	
- Fuerzas a considerar.	36
Capítulo V Análisis del factor de seguridad.	
- Análisis de estabilidad.	42
- Método bidimensional.	42
- Método de la cuña.	44
- Método tridimensional.	51
- Método de dovelas.	52

	Página
Capítulo VI	Mecanismos de falla y cinemática del movimiento.
- Caídos.	54
- Deslizamiento por translación	55
- Deslizamiento por rotación.	55
- Deslizamiento de translación en terreno estratificado, del tipo de deslizamiento de losa.	56
- Deslizamiento de translación de un bloque tridimensional, limitado por planos de debilidad.	62
Capítulo VII	Métodos para mejorar la estabilidad en taludes.
- Disminución de las fuerzas actuantes.	65
- Aumento de las fuerzas resistentes.	66
- Drenaje	68
- Anclaje.	71
- Contrafuertes.	74
- Evaluación de las medidas preventivas.	75
Capítulo VIII	Problemas de aplicación.
- Problemas 1 y 2	81
Capítulo IX	Conclusiones.
- Conclusión.	96

Introducción

A raíz de la falla de la presa en Malpasset, Francia y de varios - deslizamientos catastróficos ocurridos de taludes en roca, se des - pertó el interés por la investigación de la Mecánica de Rocas hacia dicho problema.

Con el desarrollo de las actuales vías de comunicación y el impulso que la construcción de presas de tierra ha recibido en todo el mun - do en los últimos años, así como el desenvolvimiento de obras de - protección contra la acción de ríos, han puesto al diseño y cons - trucción de taludes en un plano de importancia ingenieril de primer orden; tanto por el aspecto de inversión como por el de las consg - cuencias derivadas de su falla, los taludes en roca constituyen hoy una de las estructuras que exigen mayor cuidado en el análisis del - diseño de su geometría y de las precauciones necesarias para que - permanezca estable durante su vida útil.

Espero que este trabajo desarrollado sea un esfuerzo por estimular - en forma más sistemática el estudio hacia el análisis de la estabi - lidad de taludes en roca.

CAPITULO I

• • • •

• LA MECANICA
DE ROCAS
EN LA INGENIERIA

1.1 OBJETIVOS DE LA MECANICA DE ROCAS.

La Mecánica de Rocas se ocupa de estudiar el comportamiento de las ma sas de roca bajo la acción de las fuerzas producidas ya sea por fenó- m enos naturales o provocados por el hombre.

Para lograr este fin se requiere determinar las propiedades mecánicas del macizo rocoso, mediante ensayos de campo o de laboratorio, cuyos resultados cuantitativos son utilizados en fórmulas matemáticas, en modelos mecánicos a escala o en correlaciones empíricas que permitan evaluar las condiciones pertinentes en un problema específico.

Las masas de roca están constituidas 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 de una masa del mismo tipo. Frequen- temente, un macizo rocoso está formado por rocas de distinto origen - geológico, con diferentes condiciones de fragmentación, grado de alte- ración variable y a menudo, interrumpido por fallas tectónicas o ca- vernas. fig. 1



fig. 1 Alteración y fallas de un macizo rocoso.

Además los constantes movimientos de la corteza terrestre introducen - estados de esfuerzos naturales muy variables en magnitud, dirección y sentido; tales esfuerzos influyen considerablemente en las propiedades mecánicas de las rocas. Por lo que al aplicar las leyes de la mecánica para investigar el comportamiento de una masa de roca se debe ser conciente de que se está tratando con un medio discontinuo, heterogéneo y anisótropo, cuyas características naturales no se pueden controlar y deben estudiarse en cada caso particular, a fin de conocer los límites de validez de la aplicación de las teorías.

Las características naturales de las rocas que interesan a la Ingeniería son las siguientes:

Resistencia
Deformabilidad
Permeabilidad
Fragmentación natural
Estado natural de esfuerzos
Dureza y abrasividad
Tenacidad
Alterabilidad

La resistencia y la deformabilidad de un macizo rocoso son propiedades mecánicas que dependen, por una parte, de la resistencia y compresibilidad del material pétreo que constituye a los bloques del macizo y - por otra, del grado de fragmentación de éste.

La permeabilidad de un macizo rocoso es función del grado de fragmentación y de la abertura de las fisuras.

Todo macizo rocoso natural se encuentra dividido en bloques irregulares como consecuencia de la producción de fisuras originados por esfuerzos tectónicos o por planos de sedimentación, como ocurre en las rocas sedimentarias y metamórficas o bien, por enfriamiento de las masas de roca ígnea.

El comportamiento de un macizo rocoso está influido de manera importante por la orientación de los planos de fisura.

La separación entre las fisuras permite darse idea del tamaño de los bloques y la abertura de las fisuras y el tipo de material que los rellena si es que existe, son características de la fragmentación natural que deben conocerse con detalle para proveer el funcionamiento del macizo rocoso en el talud.

Es importante conocer la magnitud, dirección y sentido de los esfuerzos que existen en el interior de la masa de roca que constituye el talud, porque las propiedades de resistencia y deformabilidad dependen del nivel de esfuerzos a que los bloques se encuentran sometidos.

Pero todas las rocas son susceptibles de ser atacadas por los agentes naturales del intemperismo en mayor o menor grado, el cual se define como su alterabilidad.

Puesto que el talud como obra de ingeniería debe tener una duración razonable, es importante conocer el grado de alterabilidad de las rocas en que se construya.

Esta propiedad depende básicamente de la composición química de los minerales y del arreglo estructural o grado de agregación de sus partículas.

El geólogo, por su formación académica estudia y describe la estructura de las rocas desde un punto de vista cualitativo, mientras que el ingeniero civil cuya formación académica es de base físico-matemático, busca en las rocas su descripción cuantitativa.

La Mecánica de rocas reconoce que la aplicación práctica de esa descripción cuantitativa solo es posible con el auxilio del conocimiento cualitativo de la estructura geológica del macizo rocoso. fig. 2.

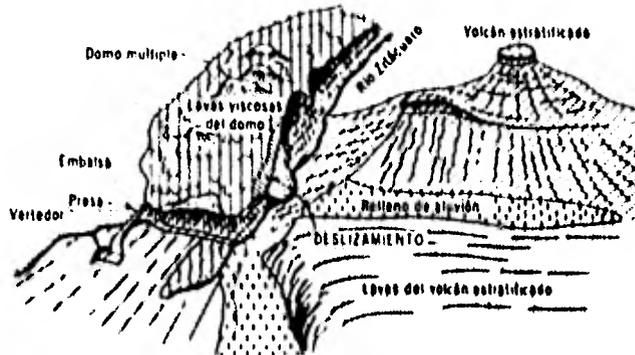


Fig. 2. Tipo de deslizamiento.

CAPITULO
II

• • • •

• **PROPIEDADES**
MECANICAS
DE LAS ROCAS

2.1. PROPIEDADES MECANICAS DE LAS ROCAS.

El comportamiento de un talud depende en muchos aspectos de las propiedades mecánicas de las rocas de que estén constituidas, por lo que la inestabilidad o permeabilidad pueden ocasionar problemas serios.

Son numerosas las propiedades mecánicas de las rocas que pueden ser interpretadas con base en la existencia de discontinuidades microscópicas o macroscópicas. En el laboratorio, la anisotropía, la influencia del agua en la resistencia, la compresibilidad, la variación de la permeabilidad y de la velocidad de transmisión de ondas, en función del estado de esfuerzos aplicados, son ejemplo de la afirmación anterior.

Para conocer el comportamiento de las rocas y determinar sus propiedades es necesario llevar a cabo ensayos de laboratorio y de campo.

2.2. ENSAYOS DE LABORATORIO.

Los ensayos de laboratorio, en el caso de las rocas, tienen muchas limitaciones y solamente en casos muy simples se pueden establecer correlaciones entre los valores numéricos de alguna propiedad, determinados en el laboratorio y los que se determinan en el campo.

Esto se debe a que en el muestreo de roca, normalmente se obtienen núcleos de pequeñas dimensiones, cuyas características y comportamiento difieren considerablemente de aquellas de los macizos rocosos

que normalmente contienen juntas, fracturas, fallas y zonas intemperizadas y se encuentran sujetos a esfuerzos residuales y otras condiciones muy diferentes a las que se imponen a los especímenes durante los ensayos de laboratorio, pero éstos proporcionan un buen índice cualitativo del efecto en la resistencia, deformabilidad y del estado interno de esfuerzos en la roca. En ensayos triaxiales de laboratorio, se ve claramente el notable aumento en la resistencia de una roca al aplicársele una presión confinante. fig. 3.

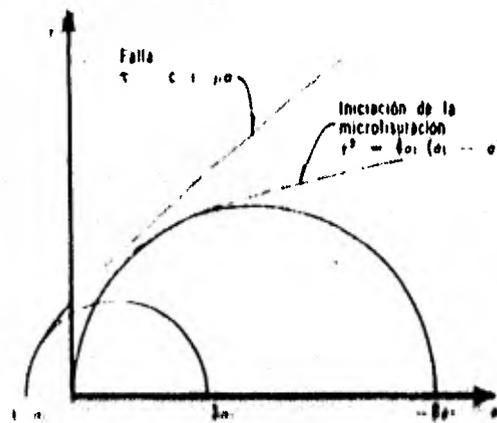


Fig. 3. Resistencia al esfuerzo cortante de la roca.

2.3. ESTRUCTURA Y PROPIEDADES INTRÍNSICAS DE LAS ROCAS.

Las rocas son materiales porosos, ciertas rocas sedimentarias o ígneas extrusivas alcanzan valores de la porosidad de 20 %, mientras que en las rocas ígneas intrusivas resultan del orden de 0,1 %. La porosidad de la mayoría de las rocas queda comprendida entre estos límites.

La forma de las discontinuidades de la matriz rocosa es variable. - Con base en la distinción entre la porosidad ocasionada por las in - clusiones y la debida a la presencia de grietas, se definen la poro- sidad absoluta y la de fisuración. La primera se determina a partir- de la medición del peso volumétrico de la muestra y de la densidad - de sólidos.

En la fig. 4, se presenta un diagrama de variación del volumen de la muestra de roca en función de la presión aplicada.

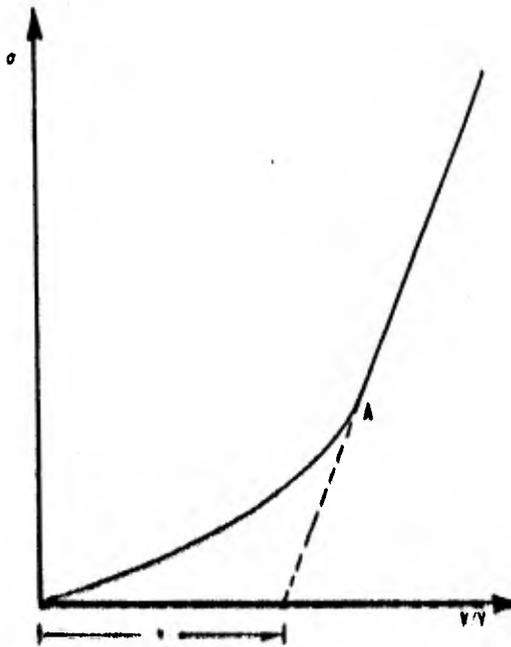


Fig. 4. Variación del volumen de la muestra en función de la presión hidrostática aplicada.

Para niveles reducidos de \bar{V} , las fisuras se cierran progresivamente hasta alcanzar el punto A. La recta AB representa el comportamiento de la matriz no fisurada. En la misma gráfica se presenta la forma de evaluar η_0 (Porosidad de fisuración).

La porosidad de fisuración está directamente ligada con la resistencia a la compresión simple de la roca y al módulo de deformabilidad inicial tangente. También se establece una correlación experimental entre la velocidad de las ondas longitudinales y transversales y la porosidad de fisuración.

En Mecánica de rocas se define un índice de calidad de la roca, RQD - basado indirectamente en el número de fracturas observadas en los corazones provenientes de un muestreo.

En lugar de determinar el número de fracturas de las muestras, se procede a valorar el cociente de la longitud que resulta de sumar únicamente los trazos de roca mayores de 10 cm. y la longitud de avance del sondeo fig. 5.

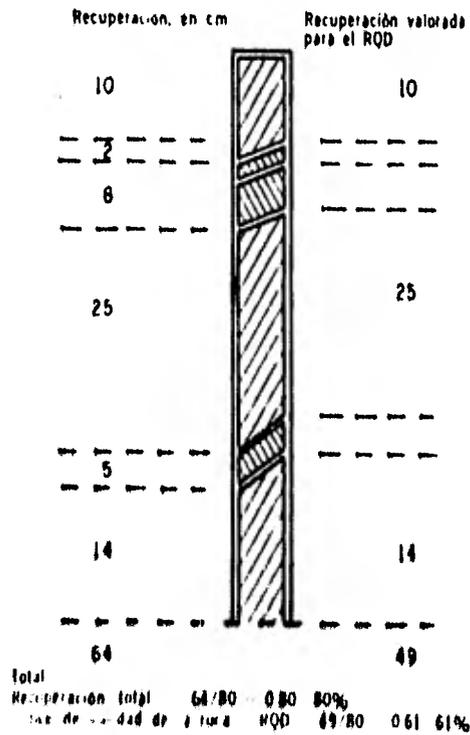


Fig. 5. Índice de calidad de la roca.

La roca se clasifica de acuerdo con los valores del RQD.

RQD (En porcentaje)	CALIDAD
0 - 25	Muy pobre
25 - 50	Pobre
50 - 75	Aceptable
75 - 90	Buena
90 - 100	Excelente

CONTENIDO DE AGUA.-Al aumentar el contenido de agua de una muestra de roca, disminuye su resistencia a la compresión simple. La presencia de agua en las fisuras de las rocas provoca la reducción de la energía superficial de sus minerales, o sea, la cohesión de la roca disminuye por la simple presencia de agua en los poros.

ALTERACION Y ALTERABILIDAD.- Las rocas, al ser sometidas a la acción agresiva del ambiente, sufren modificaciones en su estructura y composición mineralógica.

En relación con este fenómeno, se estudian dos características de la roca: su alteración y su alterabilidad.

El grado de alteración de una roca es un parámetro con el que se trata de definir el estado presente de la roca; la alterabilidad es la capacidad de una roca para alterarse en el futuro, bajo las condiciones ambientales reinantes en el sitio.

El grado de alteración se define como:

$$i (\%) = \frac{P_2 - P_1}{P_1} \times 100$$

DONDE:

P₂: Peso de la muestra al finalizar la prueba de absorción

P₁: Peso de la muestra secada al horno a 105° C

El grado de alteración se relaciona con la resistencia y deformabilidad de la roca: a mayor grado de alteración, menor resistencia y mayor deformabilidad del material.

Al estudiar la alterabilidad de una roca es necesario subrayar la importancia de su microfisuración.

De hecho, las discontinuidades de la matriz rocosa juegan un papel fundamental en el proceso de alteración; las fisuras abiertas permiten el acceso del agua hacia la matriz rocosa, agua que actúa entonces sobre áreas importantes de los minerales.

SENSITIVIDAD.- El concepto de sensibilidad de una muestra de roca se establece analizando la variación de su permeabilidad al agua, en función del estado de esfuerzos aplicado.

VELOCIDAD RELATIVA.- El efecto de las discontinuidades del macizo rocoso puede estimarse comparando la velocidad in situ de ondas de compresión con la velocidad sónica determinada en laboratorio para una muestra extraída de la misma roca, como se indica en la fig. 6. La

diferencia entre ambas velocidades se debe a las discontinuidades -- estructurales que existen en el terreno. Para una roca masiva de excelente calidad, con sólo unas pocas diaclasas cerradas, la velocidad relativa V_f/V_1 debe ser próxima a la unidad donde V_f y V_1 son las velocidades de la onda de compresión para el macizo rocoso in situ y para la muestra respectivamente.

Al aumentar el grado de diaclasado y fracturación, la velocidad relativa disminuye a valores inferiores de uno.

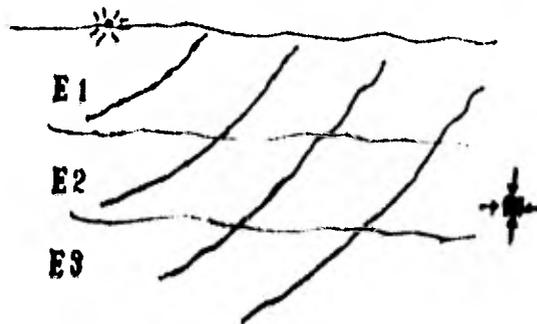


Fig. 6 La velocidad relativa como índice de la calidad de la roca.

COMPORTAMIENTO A COMPRESION SIMPLE.- El comportamiento de la sustancia rocosa a compresión simple viene afectado en cierta extensión por las condiciones de ensayo. Las variables de ensayo más importantes son la relación longitud / diámetro de la muestra, la velocidad de carga y las condiciones de borde.

Si se ensayan testigos de roca con valores L/D pequeños, es probable que no se puedan formar los planos de corte en la muestra sin -- atravesar el plano formado por la base de la muestra y el plato de la prensa. Así pues, el rozamiento entre la muestra y la prensa produce un efecto de confinamiento o triaxial que aumenta la resistencia obtenida. Una relación empírica relaciona la resistencia a compresión medida \bar{V}_c con la esbeltez L/D .

$$\bar{V}_c = \bar{V}_{c1} \left(0.778 + \frac{0.222}{L/D} \right)$$

donde \bar{V}_c es la resistencia a compresión para $L/D \neq 1$, \bar{V}_{c1} es la resistencia a compresión para $L/D = 1$

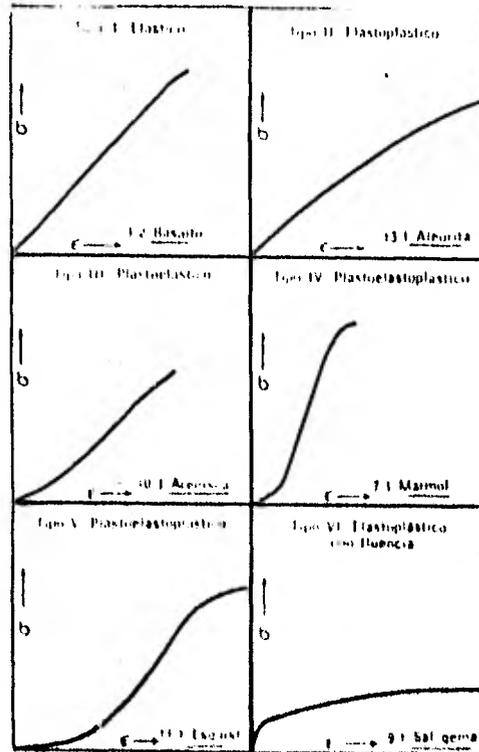


Fig. 7 Curvas típicas tensión deformación para rocas a compresión simple.

COMPORTAMIENTO BAJO CARGAS COMBINADAS.— El estado tensional influye sobre las propiedades de resistencia, rigidez, ductilidad y fluencia de la muestra de roca.

Los resultados de los ensayos triaxiales pueden resumirse en un diagrama de Mohr como el que aparece en la fig. 8. En este diagrama cada ensayo triaxial está representado por un círculo de Mohr, función de las tensiones principales mayor y menor en rotura, ignorándose la influencia de la tensión principal intermedia. Normalmente la rotura se defi

ne por el punto del diagrama tensión - deformación, donde la diferencia de tensiones es máxima. La curva tangente a la familia de círculos de Mohr correspondientes a ensayos realizados con diferentes presiones de confinamiento es la denominada "Curva de Resistencia Intrínseca" de la roca ensayada. Mediante ensayos realizados con una amplia gama de presiones, suele ser posible aproximar la curva de resistencia intrínseca mediante una línea recta.

En este caso, el ángulo que la envolvente forma con el eje de abscisas se denomina ángulo de rozamiento interno y la ordenada en el origen es la llamada cohesión C .

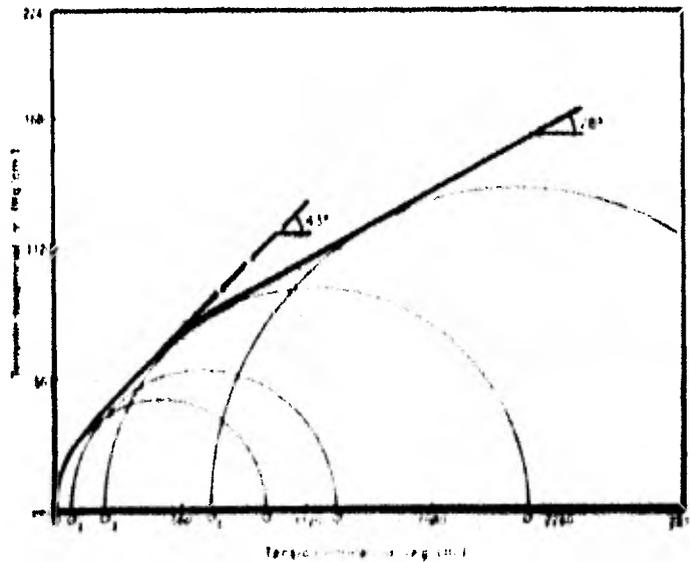


Fig. 8 Curva de resistencia intrínseca.

La relación entre las tensiones principales mayor y menor en ruptura puede expresarse en función de los parámetros de Mohr - Coulomb por:

$$F_1 = \sigma_3 N\phi + 2c \sqrt{N\phi}$$

siendo $N\phi = (1 + \text{sen } \phi) (1 - \text{sen } \phi)$.

2.4. ENSAYOS DE CAMPO

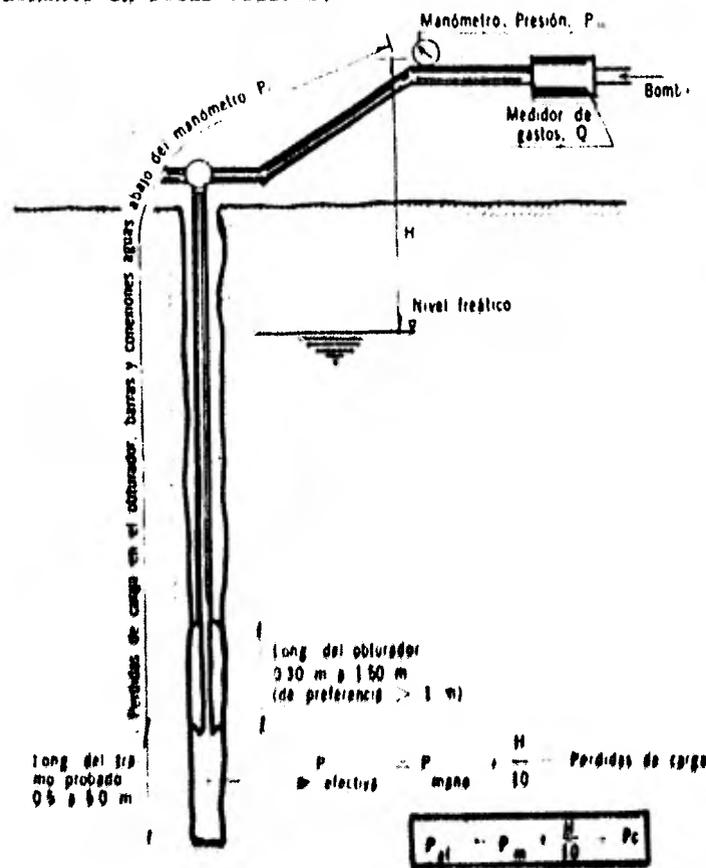
Las propiedades de las rocas que interesan a la Ingeniería Civil son fundamentalmente permeabilidad, deformabilidad y resistencia. Estas propiedades se determinan normalmente mediante ensayos de campo.

ENSAYOS DE PERMEABILIDAD.- Los ensayos de permeabilidad en el campo se llevan a cabo normalmente en los barrenos de exploración geológica inyectando agua a presión en un trazo de barreno aislado mediante empaques y midiendo la cantidad de agua absorbida en litros por minuto. Al número de litros por minuto y por metro lineal de terreno, bajo una presión de 10 kg. / cm², se le llama unidad Lugeon fig. 9.

La permeabilidad se determina en estas unidades en vista que el coeficiente de Darcy pierde sentido en medios discontinuos. Se supone para fines prácticos, que una roca con un valor de permeabilidad de una unidad Lugeon es suficientemente impermeable y que, en esa zona, no se requerirá tratamiento especial de inyecciones de impermeabilización.

Durante los ensayos de campo es frecuente encontrar valores de permeabilidad de 50, 100 y aún más unidades Lugeon, especialmente en rocas muy fracturadas en donde el agua encuentra vías francas por donde escapar.

Los ensayos de permeabilidad en el campo deben llevarse a cabo por personal especializado pues no basta con determinar las unidades Lugeon bajo una presión de 10 kg. / cm², lo cual no siempre es factible especialmente en rocas débiles.



1 Lugeon = 1 litro por metro y por minuto bajo 10 kg/cm² de presión efectiva
1 Lugeon = 10⁻³ m³/seg

Fig. 9. Prueba Lugeon.

ENSAYOS DE RESISTENCIA AL CORTE.- Los ensayos de resistencia de la roca en el campo, pueden llevarse a cabo dentro de galerías o socavones, labrando en el peso con herramienta de mano, bloque de roca de normalmente 70 x 70 cm. de sección transversal y 35 cm. de peralte. Estos bloques se sujetan a un estado biaxial de esfuerzos mediante la aplicación de una carga vertical y una carga ligeramente inclinada con respecto a la horizontal. Para diversos valores del esfuerzo vertical se determina el esfuerzo cortante horizontal que produce la falla y se miden mediante el empleo de extensímetros, tanto los desplazamientos horizontales como verticales del bloque.

La fig. 10, muestra el arreglo de gatos hidráulicos, soportantes, extensímetros, etc, en un ensayo de cortante directo.

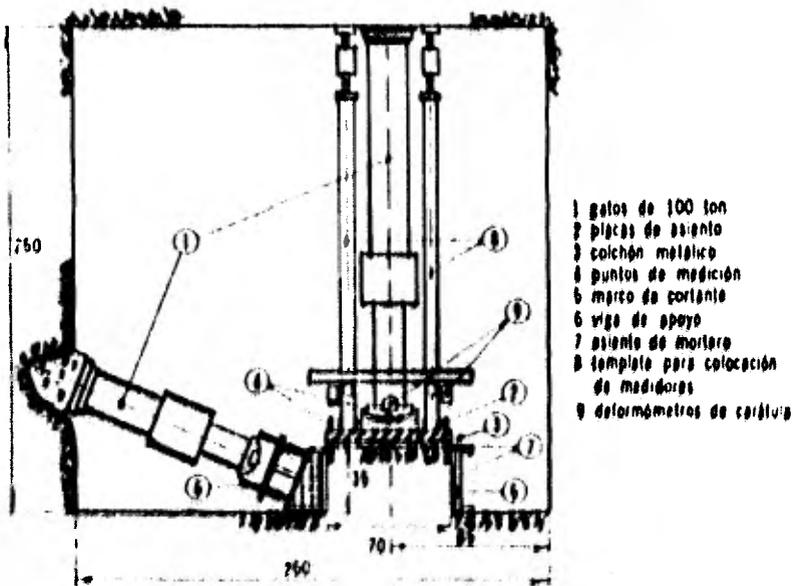


Fig. 10. Prueba in situ de corte directo.

ENSAYOS DE DEFORMABILIDAD.- Existen dos métodos básicos para determinar la deformabilidad de los macizos rocosos: los denominados métodos estáticos y dinámicos. En los primeros se aplican cargas estáticas relativamente grandes sobre superficies seleccionadas del macizo rocoso se miden las deformaciones resultantes. En los ensayos dinámicos se mide la velocidad de propagación de perturbaciones vibratorias.

CAPITULO

III

• • • •

• METODOS
DE RECONOCIMIENTO
EN TALUDES

MÉTODOS DE RECONOCIMIENTO DE TALUDES ROCOSOS.

Debido a que el comportamiento de un macizo rocoso está fuertemente-influído 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 aprovechamien- to óptimo de la información obtenida, deberá efectuarse siempre una- interpretación y un análisis después de recabar tal información.

Por otro lado, no se deben escatimar esfuerzos en esta etapa de ex- ploración, pues al igual que en otras ramas de la ingeniería los re- sultados de cualquier análisis serán tan buenos como las hipótesis - supuestas, que a su vez estarán basadas en informaciones obtenidas - en la exploración de campo.

PROCEDIMIENTOS DE MAPEO DE DISCONTINUIDADES.

Con respecto al mapeo de discontinuidades, lo que se busca es cono- cer la influencia que pueden tener en el comportamiento del macizo - rocoso, principalmente en su estabilidad.

En general, si existiera alguna falla, ocurriría a través de las dis- continuidades, por lo que es de interés conocer o tener una buena - idea de la extensión de las mismas; es decir, que si una falla ocu- rre a través de un plano, es preciso conocer que porcentaje del área

representa una discontinuidad y que porcentaje consiste en roca sana.

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

MÉTODOS DIRECTOS.

Estos pueden llevarse a cabo en dos formas esencialmente distintas.-

La primera, que consiste en la observación de salientes de roca en las cercanías del lugar donde se construirá el talud y la segunda que es la ejecución de algún pozo a cielo abierto, socavón o trinchera de dimensiones adecuadas para que un hombre pueda introducirse,

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 dependiendo de la importancia de la obra o de los resultados de la observación preliminar.

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.

Este método presenta inconvenientes como son:

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

La segunda forma de hacer observaciones directas es efectuando pozos a cielo abierto, socavones o trincheras y observar directamente de las paredes y fondo de los mismos las discontinuidades existentes fig. 11 y 12.

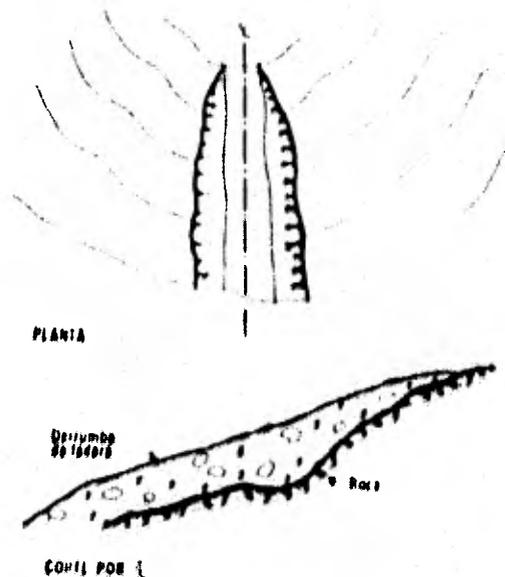


Fig. 11. Trinchera de exploración.

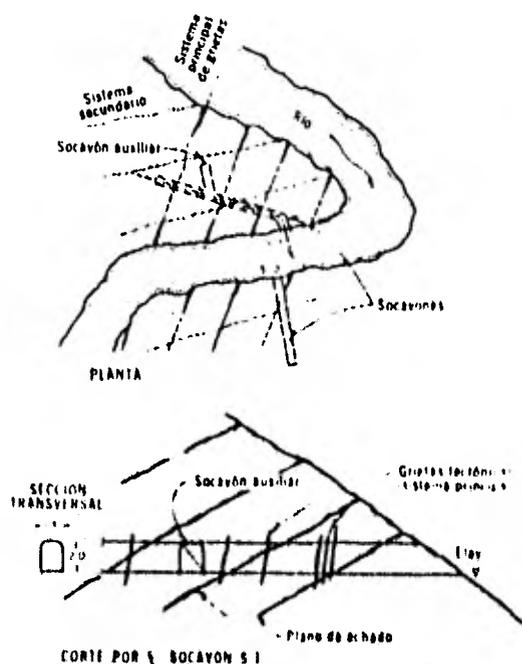


Fig. 12. Socavones.

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

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.

Al igual que en el caso de observaciones en salientes de roca, se de-

berá anotar el rumbo, echado, rugosidad y grado de alteración de todas las discontinuidades observadas.

Las limitaciones de este procedimiento son:

- 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.

MÉTODOS SEMIDIRECTOS.

Se clasifican como métodos semidirectos aquéllos 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: el uso de perforaciones con distintas inclinaciones, de tal forma de relacionar las discontinuidades observadas; el muestreo integral, que esencialmente consiste en obtener corazones de roca orientados de la misma forma en que se encontraban originalmente; 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, orientar la muestra según la referencia insta-

lada; 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 obtenidas en los sondeos, debe distinguirse entre fracturas producidas por el proceso de perforación o por manejo inadecuado de las muestras.

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 grande, 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.

Las características de mayor interés de las juntas, en el estudio del comportamiento de un macizo rocoso son: 1) su orientación, definida por el rumbo y el echado; 2) su espaciamiento, o sea la distancia centro a centro entre juntas paralelas adyacentes en un determinado sistema; 3) su ancho, comprendido por el espacio abierto entre los lados opuestos de una junta; 4) la regularidad de la superficie, definida por la rugosidad y la curvatura y 5) 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.- Angulo 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 - 300 cm.
 Muy separadas más de 300 cm.

3) Ancho < Cerradas
 Abiertas

4) Regularidad < Grande escala lisa
 Curva
 Irregular
 Pequeña escala Lisa
 Rugosa

5) Materiales de relleno. < Productos de intemperismo
 Productos de alteración hidrotérmica
 Minerales secundarios depositados por aguas subterráneas.

En cuanto al efecto de las juntas y las fallas en las propiedades de la roca, puede decirse que la 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.

La presencia de juntas y fallas ocasiona normalmente un aumento de la deformabilidad de los macizos rocosos, 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 constituye el relleno de las mismas.

La resistencia de las rocas también disminuye con la presencia de juntas y fallas, especialmente la resistencia al corte 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 interperismo del material de relleno de las fallas disminuye aún más la resistencia de la roca.

RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE.

Puede determinarse en discontinuidades con o sin relleno.

DISCONTINUIDADES SIN RELLENO.

La ecuación general de resistencia al corte es:

$$\sigma / \bar{V}_n = \tan [(JRC) \log(JCS / \bar{V}_n) + \phi_b]$$

o sea: $\sigma / \bar{V}_n = \tan \phi_p$

donde:

σ resistencia al esfuerzo cortante

\bar{V}_n esfuerzo normal efectivo actuando en el plano de deslizamiento.

JRC coeficiente de seguridad de la fisura.

JCS resistencia a la compresión del material que constituye las paredes de la fisura.

ϕ_b ángulo de fricción entre las paredes de la fisura.

ϕ_p ángulo de fricción aparente.

Para obtener el valor de JCS se considera lo siguiente:

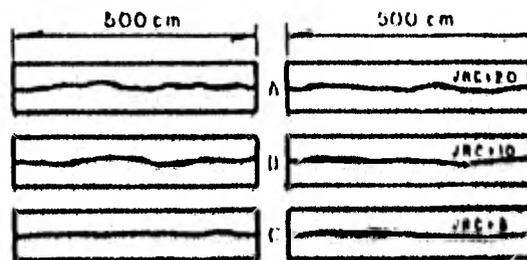
La resistencia a la compresión de las paredes de la fisura, JCS no es necesariamente igual a la resistencia a la compresión V_c de la roca en su estado sano, sino que depende del grado de alteración A_L .

canzado en las paredes.

Se establecen las siguientes reglas para determinar JCS:

- Para grados de intemperismo no muy avanzados se toma $JCS = \sqrt{c}/4$
- Para grados de intemperismo muy avanzados se considera $JCS = \sqrt{c}$

Para obtener el valor del coeficiente de rugosidad de la fisura JRC, se emplea la fig. 13, donde se indican los valores de JRC, correspondientes a diferentes formas de fisura.



Descripción de la superficie

- A= ONDULADA RUGOSA. Grietas de tensión, laminado o estratificación rugosa
- B= ONDULADA LISA. Laminado liso, filtración no plana, estratificación ondulada
- C= Lisa CABI PLANA. Figuras por corte plano, filtración y estratificación planas

Fig. 13 Valores de JRC, para distintas formas de discontinuidades.

DISCONTINUIDADES CON RELLENO.

Este tipo de discontinuidades existen en la naturaleza en los siguientes casos: fallas, superficies de deslizamiento antiguas, zonas 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.

Para conocer la resistencia de discontinuidades rellenas, deben efectuarse pruebas de corte "in situ" en las que se representen adecuadamente los esfuerzos actuantes.

**CAPITULO
IV**

• • • •

• **FUERZAS
ACTUANTES
EN UN TALUD
DE ROCA**

FUERZAS ACTUANTES EN UN TALUD DE ROCA.

ESTADO DEL BLOQUE N.

Para su cálculo se requiere conocer las fronteras que lo definen: superficie exterior, superficie de falla, grietas de tensión o fisuras pre-existentes.

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 mismas una falla.

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.

PRESION DE AGUA U y V.

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.

FUERZA DEL SISMO K.

En este caso se supone que es posible definir un coeficiente sísmico K , que corresponde a la proporción de la aceleración inducida por el

no respecto a la gravedad, Dicho coeficiente genera una fuerza KW, cu ya dirección se asocia normalmente a la horizontal.

Debe tomarse en cuenta que la fuerza KW solo actúa por períodos de - tiempo muy cortos y que cambia de signo o sentido con una frecuencia- que corresponde a la del sismo.

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 acep- table y si la resistencia en la superficie de deslizamiento no ha dis- minuido.

Los movimientos de grandes masas de roca son desencadenadas por reduc- ción de resistencia o por incremento de las fuerzas actuantes.

Los sismos pueden ser agentes del primer fenómeno y siempre lo son - del segundo.

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 y.

Puede relacionarse con la distancia R, a que detona una carga de ex- plosivos de por cada retardo, en la siguiente forma:

$$v = \alpha \left(R / \sqrt{Ne} \right)^\beta$$

Los valores de " α " 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 siguientes valores considerando v en cm/s.

R en m. y Ne en kg.

Método	α	β
Detonación en la parte inferior de barrenos	18,5 - 185	- 1,6
Detonación con la técnica coyote	5,3 - 21,2	- 1,1
Precorte	571	- 1,6

Para limitar la velocidad de la partícula se debe tomar en cuenta la siguiente tabla:

DAÑO EN ALGUNAS ESTRUCTURAS.

Velocidad de la partícula en cm/seg.	Daño
5.1	Límite abajo del cual el riesgo de daño en estructuras, aún antiguas, es muy pequeño.
12.7	Daño leve, rotura de acabados, detectado por las personas.
30,5	Caídas de roca en túneles sin revestimiento.
63,5	Se inicia el agrietamiento de la roca.
354	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.

FUERZAS PERDIDAS A ANCLAJE.

Quando se ha concluido que un talud es inestable, una de las soluciones para mejorar su estabilidad es emplear anclas.

Las fuerzas que imponen estos elementos pueden tomarse en cuenta en los análisis.

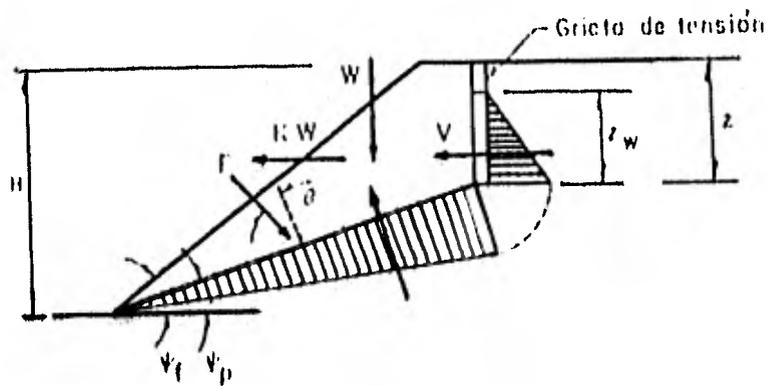


Fig. 14. Cargas actuantes en un talud.

CAPITULO V

• • • •

ANALISIS DEL FACTOR DE SEGURIDAD

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD.

El factor de seguridad que se menciona a continuación para los diversos métodos de análisis no debe considerarse como un valor único. - Debe tomarse como indicativo del efecto que pueden tener, en la estabilidad, las variaciones que intervienen en el cálculo. Por ejemplo, conocer la variación del factor de seguridad cuando la presión hidrostática varía entre cero y su valor máximo.

Los factores de seguridad mínimos aceptables serán 1.5 en condiciones permanentes o estáticas y 1.1 en condiciones de vaciado rápido o con sismo,

Se presentan los métodos de análisis de fallas por translación,

METODO BIDIMENSIONAL.

En este caso el bloque de roca desliza sobre una superficie de falla y se supone de extensión infinita.

En la fig. 15, se muestra la geometría del problema y las variaciones que intervienen. El factor de seguridad se obtiene de la siguiente fórmula:

$$FS = \frac{cA + [W \cos \phi_p - U + E \cos \theta - (V + KW) \sin \phi_p] \tan \phi}{W \sin \phi_p + (V + KW) \cos \phi_p - F \sin \theta}$$

- donde:
- A longitud de la superficie de deslizamiento
 - C cohesión en la superficie de deslizamiento
 - ϕ ángulo de fricción en la superficie de deslizamiento.
 - ϕ_p ángulo que forma la superficie de deslizamiento - con la horizontal.
 - U fuerza de subpresión actuando en la superficie de - falla

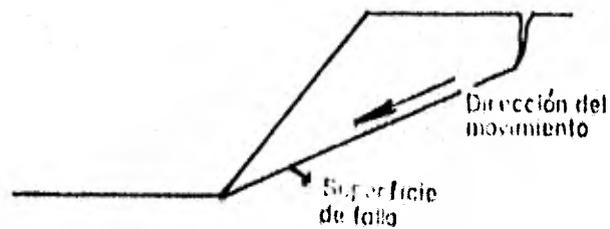


Fig. 15. Método bidimensional.

- V fuerza de subpresión actuando en la grieta de tensión,
- K coeficiente sísmico
- F fuerza debida a anclas
- θ ángulo que forma F con la normal a la superficie de deslizamiento, su valor óptimo es igual a ϕ cuando el talud está seco,

En taludes en los que la presión de las grietas de tensión no puede ser observada, deberá tomarse en cuenta con los análisis la presión más crítica.

Esta puede determinarse mediante tanteos.

MÉTODO DE LA CUÑA.

Este método permite calcular el factor de seguridad de un bloque cuando sus posibilidades de movimiento están restringidas a una sola dirección, pero el deslizamiento ocurre en dos superficies de falla,

En la fig. 16, se muestra la geometría del problema y las fuerzas que se hacen intervenir,

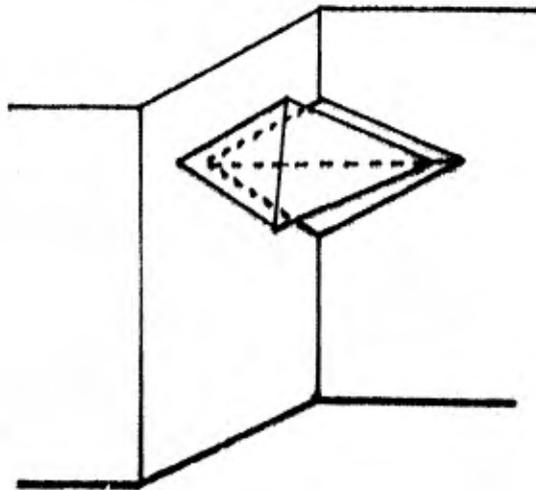
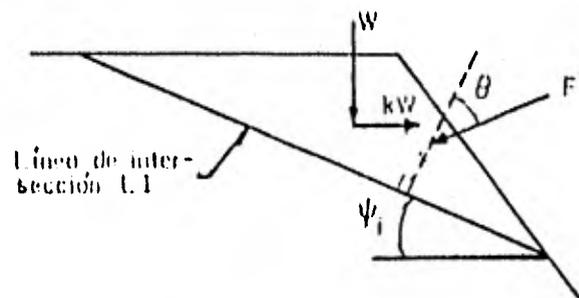
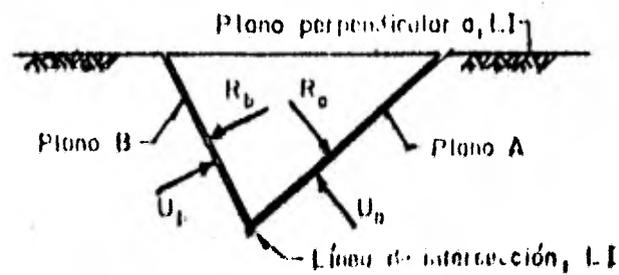


Fig. 16. Método de la cuña.



a) Plano vertical que contiene a la línea de intersección de los planos A y B



b) Plano perpendicular a la línea de intersección

Fig. 17, Geometría y fuerzas que intervienen en la estabilidad de la cuna.

El factor de seguridad se calcula en la siguiente forma:

$$FS = \frac{C_a A_a + C_b A_b + (R_a - U_a) \tan \phi_a + (R_b - U_b) \tan \phi_b}{W \sin \phi_i + KW \cos \phi_i - F' \sin \theta}$$

DONDE:

- C_a, C_b cohesión de los planos A y B
 ϕ_a, ϕ_b ángulo de fricción de los planos A y B
 A_a, A_b superficie de los planos A y B
 U_a, U_b fuerza de subpresión en los planos A y B
 R_a, R_b reacción, en los planos A y B, debida a las fuer-
zas W, KW y F
 W peso de la cuña
 K coeficiente sísmico
 F fuerza debida a anclas
 ϕ_i ángulo que forma la línea de intersección de -
los planos A y B con la horizontal
 F' componente de F , paralelo al plano vertical que
pasa por la línea de intersección de los planos
A y B
 θ ángulo que forma F' con la normal a la línea de
intersección de los planos A y B

Quando C_a, C_b, U_a, U_b, K y F valen cero, el factor de seguridad se -
puede calcular en la siguiente forma:

$$FS = a \tan \phi_a + b \tan \phi_b \dots\dots\dots 1,$$

donde:

a y b variables cuyo valor se obtiene de las figuras 18, 19, 20 y 21
 El plano A corresponde al plano de menor echado.

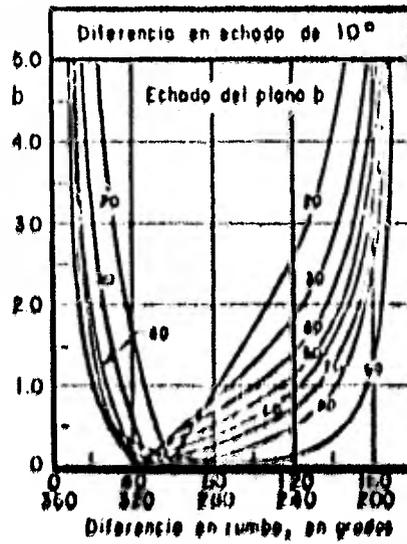
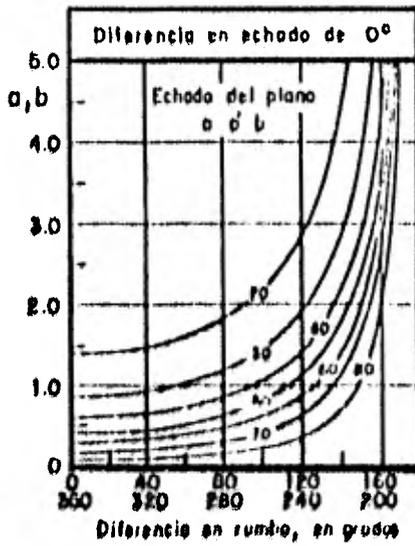
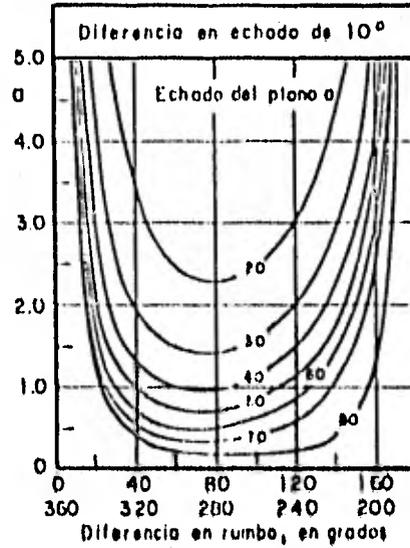
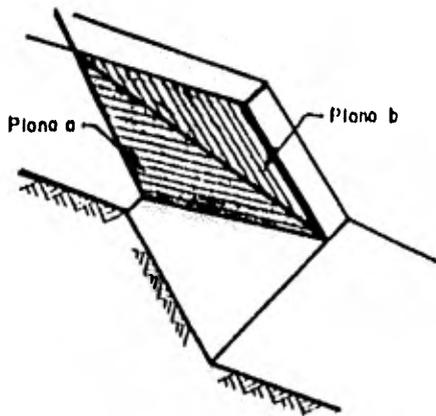


Fig. 18. Valores de a y b. Diferencia en echados igual a 0° y 10°

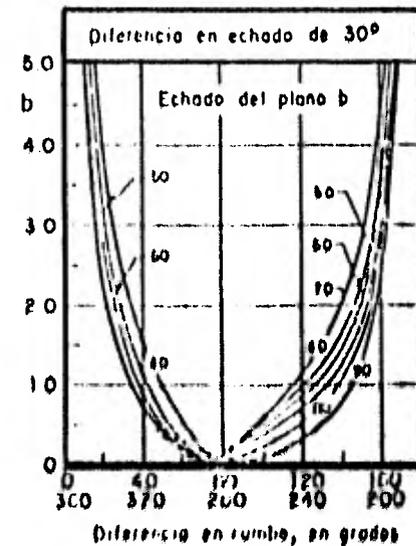
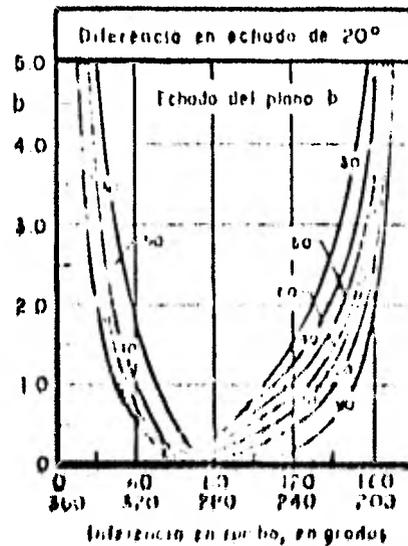
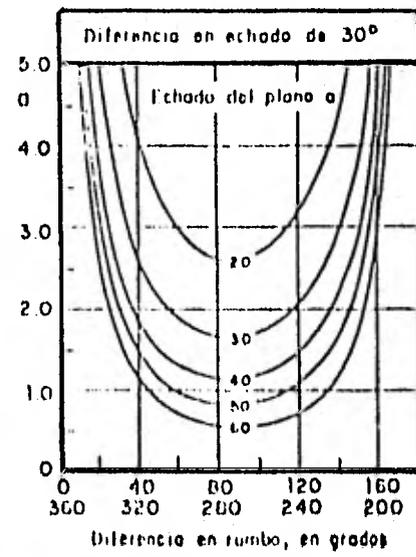
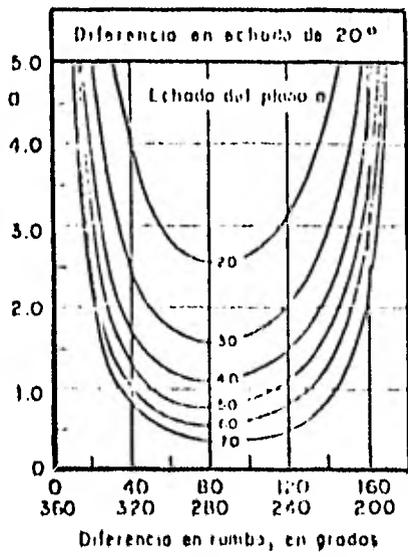


Fig. 19. Valores de a y b. Diferencia en echados igual a 20° y 30°

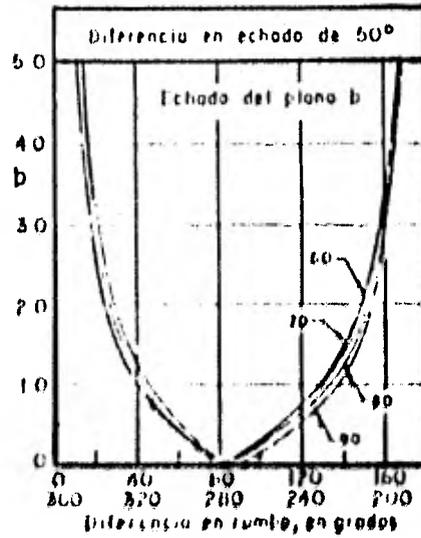
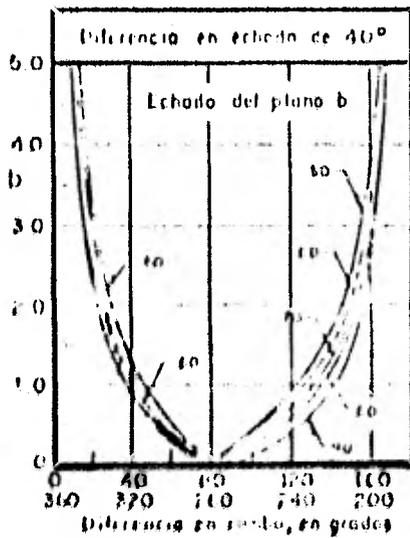
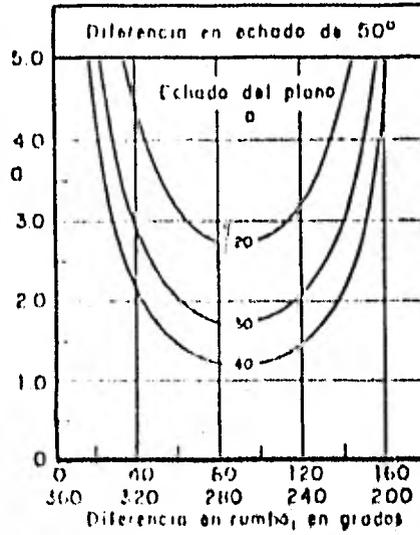
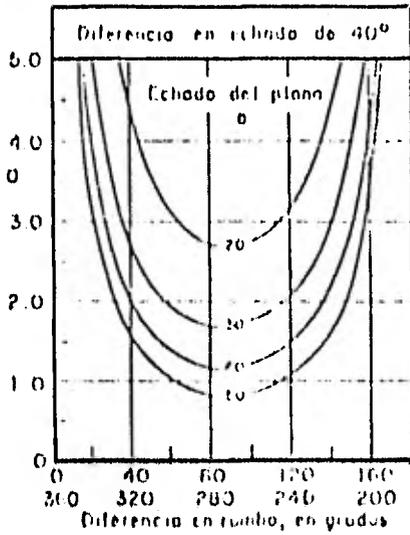


Fig. 20. Valores de a y b, Diferencia en echados igual a 40° y 50°

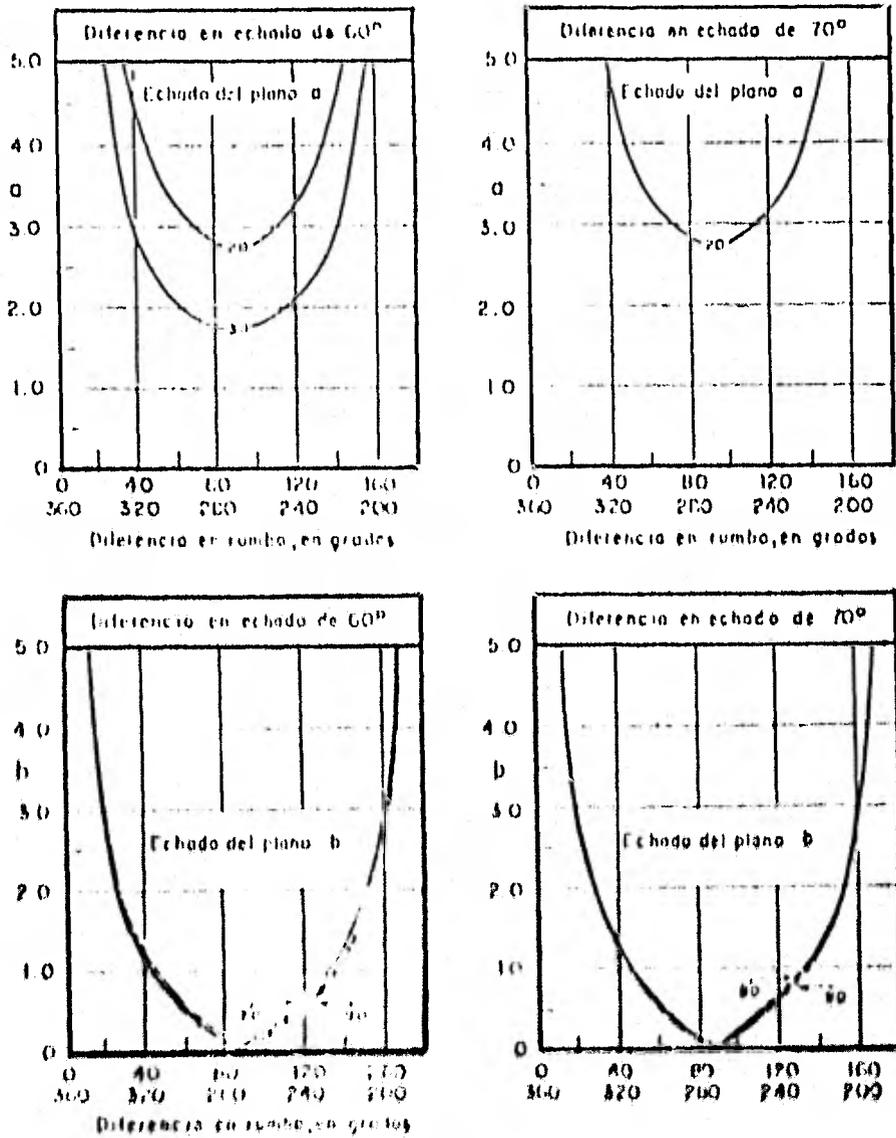


Fig. 21. Valores de a y b. Diferencia en echados igual a 60° y 70°

Los factores de seguridad mínimos serán 1.5 en condiciones estáticas y 1.1 en vaciado rápido o con sismo. Si no se tiene la seguridad de que el talud estará siempre drenado (U_a y U_b iguales a cero) puede emplearse la fórmula 1. con un factor de seguridad mínimo de 3.

METODO TRIDIMENSIONAL.

Permite calcular el factor de seguridad de un bloque cuando puede deslizarse por una o dos de tres superficies de falla.

En la fig. 22, se indican seis mecanismos de falla que pueden ocurrir. Su aplicación requiere del uso de una computadora o métodos gráficos relativamente elaborados.

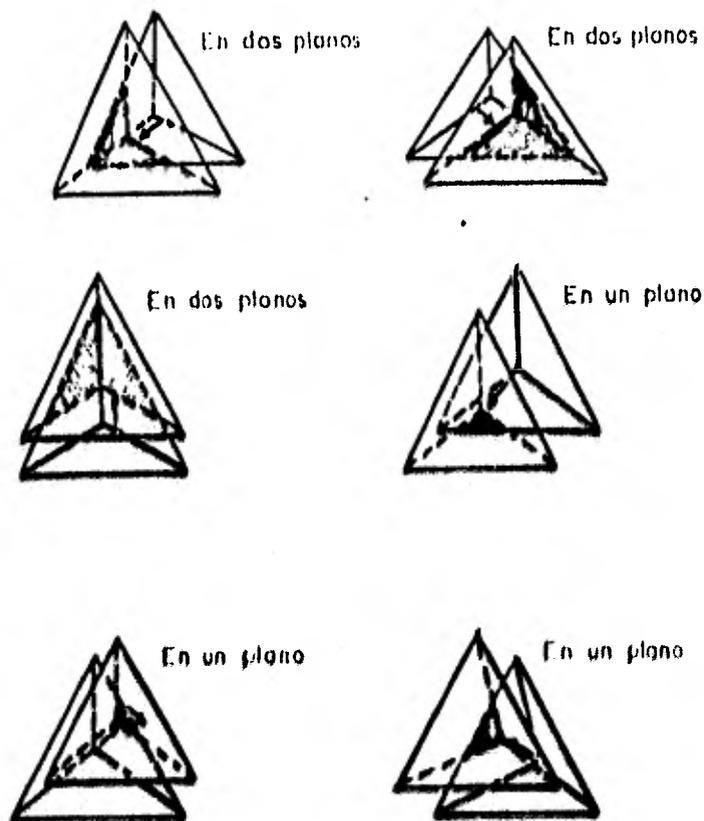


Fig. 22. Seis posibilidades de deslizamiento de un bloque tridimensional.

MÉTODO DE DOVELAS.

Quando el problema de la estabilidad de una ladera no se pueda analizar suponiendo que desliza un solo bloque, el macizo deberá representarse como una serie de bloques como se indica en la fig. 23.

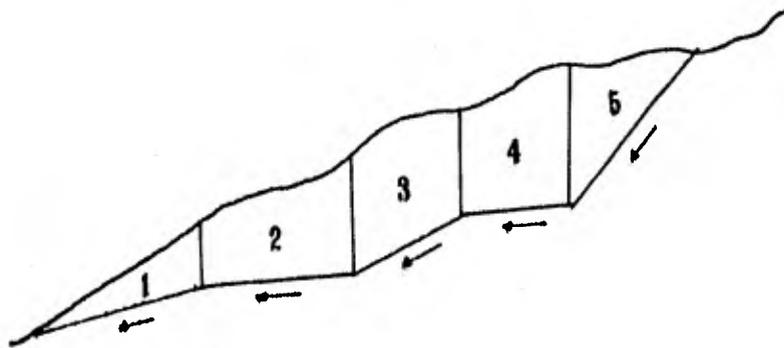


Fig. 23. División del talud inestable para el análisis por el método de dovelas.

CAPITULO
VI

• • • •
• MECANISMOS
DE FALLA
Y CINEMATICA
DEL MOVIMIENTO

Los tipos de deslizamiento en taludes de roca son muy variados. En efecto, las masas rocosas están afectadas por numerosas superficies de discontinuidad, como juntas, planos de estratificación y fallas que imponen restricciones cinemáticas al movimiento.

Los tipos de deslizamiento se clasifican en:

- a) Caídos
- b) Deslizamiento por translación $\left\{ \begin{array}{l} \text{Mov. bloque} \\ \text{Mov. de losa} \end{array} \right.$
- c) Deslizamiento por rotación.

a) Caídos.- La masa en movimiento viaja la mayor parte de su recorrido en el aire. Incluye caída libre, movimiento a saltos y rodado de fragmentos de roca y deyecciones sin mucha interacción entre un fragmento y otro.

Este tipo de deslizamiento se presenta en taludes subverticales. -
fig. 24.

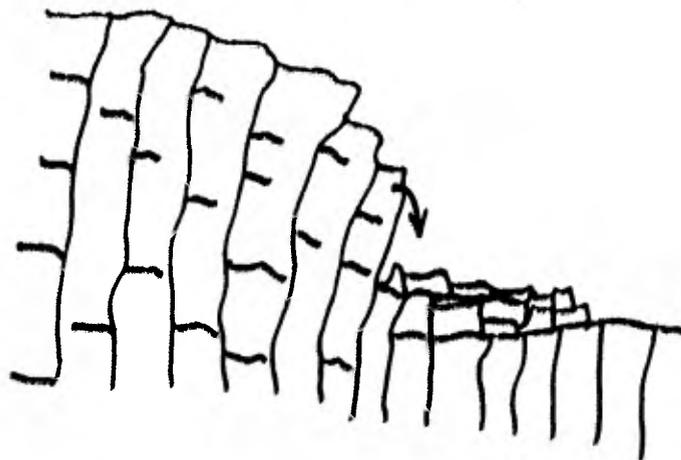


Fig. 24. Caídos de roca.

b) Deslizamiento por translación.- Movimientos causados por falla por cortante a lo largo de una o varias superficies visibles o cuya presencia puede inferirse razonablemente.

Mov. de bloque.- Movimiento hacia abajo y hacia afuera, según una superficie de debilidad más o menos plana, por lo general un plano de estratificación. El bloque puede deslizarse lejos, sobre la superficie original del terreno.

Mov. de losa.- El material en movimiento está muy deformado o consta de numerosas unidades semi - independientes. El movimiento frecuentemente está regido estructuralmente por superficies de debilidad tales como fallas, juntas, planos de estratificación, variaciones en la resistencia al corte entre estratos o contacto entre roca sana y detritos subyacentes.

La máxima dimensión de las unidades es comparable o menor al desplazamiento entre unidades y por lo general muy inferior al desplazamiento del centro de gravedad de toda la masa.

El movimiento puede progresar sobrepasando la superficie de deslizamiento original, en tal forma que parte de la masa desliza sobre el terreno natural.

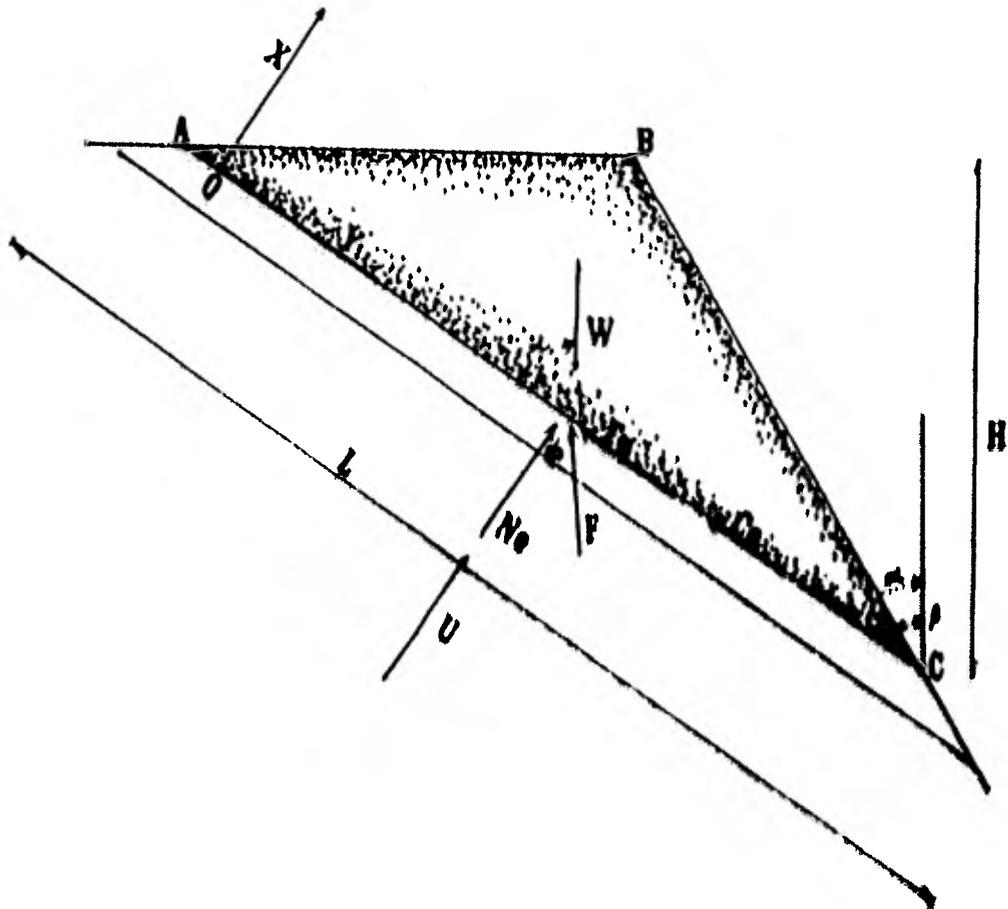
c) Desliza lento por rotación.- Consiste en un movimiento hacia abajo y hacia afuera, según una superficie de debilidad más o menos plana, por lo general un plano de estratificación. El bloque puede deslizarse lejos, sobre la superficie original del terreno.

Se analizarán a continuación los tipos de deslizamientos en roca negociados.

Deslizamiento de translación en terreno estratificado, del tipo de -
deslizamiento de losa.

Hipótesis.

1. Se considera en la ladera un volumen de roca prismático limitado por:
fig. 25.



Un plano AC, que coincida con un plano de estratificación de la masa rocosa, con inclinación α respecto a la vertical.

La superficie del terreno AB, que se supone plana,

El talud BC con inclinación β respecto a la vertical.

- 2.- Se supondrá que el volumen de roca analizado es indeformable o sea - que el prisma de sección transversal ABC se comporta como cuerpo -- rígido.
- 3.- Se considera que la única restricción al deslizamiento, a lo largo - del plano AC es la debida a la resistencia del propio material.
- 4.- Se considera que al ocurrir el deslizamiento, las características - mecánicas de la roca en el plano de apoyo AC sufren un cambio brusco variando de ϕ_e y C_e a ϕ_d y C_d .

FUERZAS.

Las fuerzas que se toman en cuenta para el estudio de la estabilidad del volumen prismático son:

- El peso W , la subpresión U y cualesquiera otras fuerzas exteriores.
- La fuerza del ancla P
- La fuerza de cohesión a lo largo de la superficie AC

ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD.

Proyectando las fuerzas actuantes y resistentes según la normal Oy y la tangente Og a la dirección del deslizamiento, obtenemos:

$$- W \operatorname{sen} \alpha + N_e + U = 0 \quad \dots 1.$$

$$W \operatorname{cos} \alpha - T_e - C_e L = 0 \quad \dots 2.$$

en que T y N son las componentes de la reacción P del plano de apoyo según O_x y O_y , C_e la cohesión estática del material y L la longitud AC.

Se tiene además la relación

$$T_e = N_e \tan \phi_e \quad \dots 3.$$

De 1. se obtiene:

$$N_e = W \operatorname{sen} \alpha - U \quad \dots 4.$$

Esta ecuación indica que la componente normal de la fuerza de reacción P es independiente de las características mecánicas del material y por lo tanto, será válida aún durante el deslizamiento.

Llevando las relaciones (3) y (4) a (2), resulta que:

$$W \operatorname{cos} \alpha - (W \operatorname{sen} \alpha - U) \tan \phi_e - C_e L = 0 \quad \dots 5.$$

de donde se obtiene el valor máximo admisible de la subpresión para el equilibrio.

$$U_{\max} = \frac{1}{\tan \phi_e} [C_e L + W(\sin \alpha \tan \phi_e - \cos \alpha)] \quad \dots 6.$$

La relación (6) permite, conociendo las características mecánicas y geométricas del volumen de roca considerado, comparar el valor de la subpresión hidrostática máxima admisible para el equilibrio con las subpresiones máximas probables y por lo tanto, analizar la estabilidad de semejante masa.

CINEMÁTICA DEL MOVIMIENTO.

De la ecuación 4), válida durante el movimiento, se obtiene que la componente tangencial T_d de la fuerza de reacción P , al iniciarse el deslizamiento es:

$$T_d = N_d \tan \phi_d - N_e \tan \phi_d - (W \sin \alpha - U) \tan \phi_d$$

Por tanto, la fuerza I , impulsora del movimiento en el momento de la falla, será:

$$I = (C_e - C_d)L + (T_e - T_d) = (C_e - C_d)L + (W \operatorname{sen} \alpha - U)(\tan \phi_e - \tan \phi_d)$$

de donde, designando por a la aceleración inicial de la masa y por g la aceleración de la gravedad:

$$a = \frac{g}{W} [(C_e - C_d)L + (W \operatorname{sen} \alpha - U)(\tan \phi_e - \tan \phi_d)]$$

Deslizamiento de translación de un bloque tridimensional, limitado por planos de debilidad.

La masa de roca analizada se asemeja a un conjunto de bloques tetraédricos. Se desprecia la cohesión, tanto estática como dinámica de la roca en la zona de falla.

GEOMETRÍA GEOMÉTRICAS.

Se considera en la ladera un volumen tetraédrico fig. 20, limitado por:

- = un plano (A C D) o plano 1
- = un plano (B C D) o plano 2

- un plano (A B C) o plano 3

O una superficie límite formada por la porción de terreno natural com
prendida entre los tres planos anteriores.

Los tres planos mencionados se eligen de acuerdo con las discontinui-
dades geológicas observadas en la masa de roca.

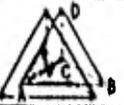
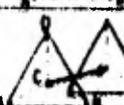
TIPO DE FALLA	NATURALEZA DEL DESLIZAMIENTO	CARAS EN CONTACTO	CARAS ABIERTAS	ESQUEMA
1	Dirección CB	2 y 3	1	
2	Dirección CA	3 y 1	2	
3	Dirección CD	1 y 2	3	
1-2	En el plano 3. Dirección indeterminada entre CB y CA	3	1 y 2	
2-3	En el plano 1. Dirección indeterminada entre CA y CD	1	2 y 3	
1-3	En el plano 2 Dirección indeterminada entre CD y CB	2	1 y 3	

Fig. 20, Ilustración geométrica.

HIPOTESIS MECANICAS.

- 1.- Se dice que ocurre la falla, cuando el volúmen ABCD desliza sobre una (o dos) de sus caras de apoyo, después que las otras (o la otra) se hayan despegado:
- 2.- El volúmen es indeformable. Por tanto el volúmen ABCD se considera como un cuerpo rígido.
- 3.- Los planos de apoyo son indeformables.
- 4.- Se supone que la cohesión y la resistencia a la tensión son nulas a lo largo de las superficies de deslizamiento.

DEFINICION DE LOS TIPOS DE FALLA POSIBLES.

Por tratarse de una masa indeformable, la falla no puede ocurrir más que por deslizamiento de la cuña sobre uno o dos de los planos de apoyo.

DESPLAZAMIENTO ROTACIONAL.

Se considera una masa de roca cuyo fracturamiento es uniforme en todas direcciones. En tal caso la superficie de falla cinemáticamente admisible es una superficie que se asemeja a un cilindro circular. Se presenta cuando los estratos buzan hacia el interior de la masa rocosa y han sufrido rotura por plegamiento.

ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD.

Al considerar el movimiento de rotación de la masa, es preciso suponer, para el cálculo de los momentos resistentes, cierta distribución de -- los esfuerzos de reacción a lo largo de la superficie de falla.

El método más común para dicho análisis es el de dovelas, en el cual se supone que las fuerzas que actúan en las caras verticales de cada una - de ellas son iguales y de sentido contrario.

CINEMÁTICA DEL MOVIMIENTO.

Habiendo determinado numéricamente el centro O y el radio R del círculo de falla, podemos calcular la velocidad de deslizamiento de la masa en cada instante.

CAPITULO VII

• • • •

• METODOS
PARA MEJORAR
LA ESTABILIDAD
EN TALUDES

MEJORAMIENTO DE LA ESTABILIDAD.

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.

DISMINUCION DE FUERZAS ACTUANTES.

a) 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,

b) 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, Fig. 27

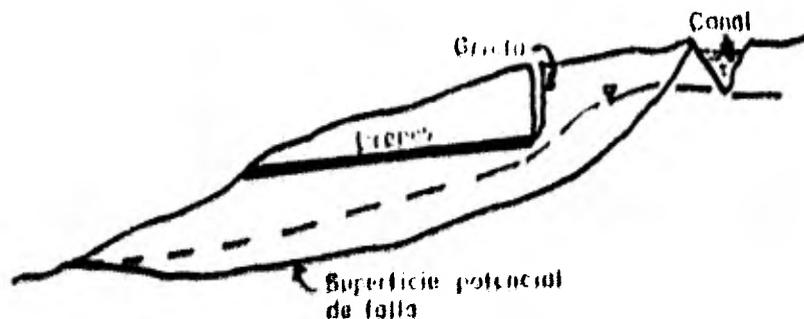


Fig. 27, Drenes y canales para disminuir las fuerzas actuantes.

AUMENTO DE LAS FUERZAS RESISTENTES.

USO DE INYECCIONES.

En los macizos y en los suelos aluviales, las inyecciones de mezclas o lechadas se utilizan para reducir la permeabilidad, aumentar la resistencia y el módulo elástico (inyecciones de consolidación).

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

Para seleccionar el método de inyección y la naturaleza de la lechada por inyectar es necesario determinar la porosidad, el estado de fisuración y la permeabilidad del medio.

El talud en roca con una permeabilidad inferior a tres unidades Lu - geon no requiere tratamiento de inyección.

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 impermeabilización.

El estudio de la porosidad, el estado de fisuración y la permeabilidad se lleva a cabo mediante pozos, galerías y zanjas.

TIPOS DE MEZCLAS.

a) Mezclas inestables.

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

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 incoherentes. Es común también el uso de mortero * agua - cemento - arena en el tratamiento de fracturas muy abiertas.

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:

Diámetro de la abertura $>$ 15 veces el diámetro de los sólidos de la mezcla.

que expresada en otra forma es:

$$e_f > 15 D_{85}$$

donde:

e_f espesor de la fisura

D_{85} diámetro tal que el 85 % de las partículas sólidas de la mezcla son menores que ese diámetro.

Quando se inyectan 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.

b) 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

c) 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:

- geles de silicato de sodio y reactivo
- resinas orgánicas del tipo del A.M. 9

DRENAJE.

OBJETIVO.

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.

SISTEMA DE DRENAJE.

El sistema de drenaje en taludes consta de los elementos siguientes:

a) Drenaje superficial.

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

b) Drenes horizontales.

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.

c) Drenes Colectores.

En taludes constituidos de varios escalones, los drenes colectores son zanjas 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.

d) Pozos Verticales.

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.

e) Galerías.

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

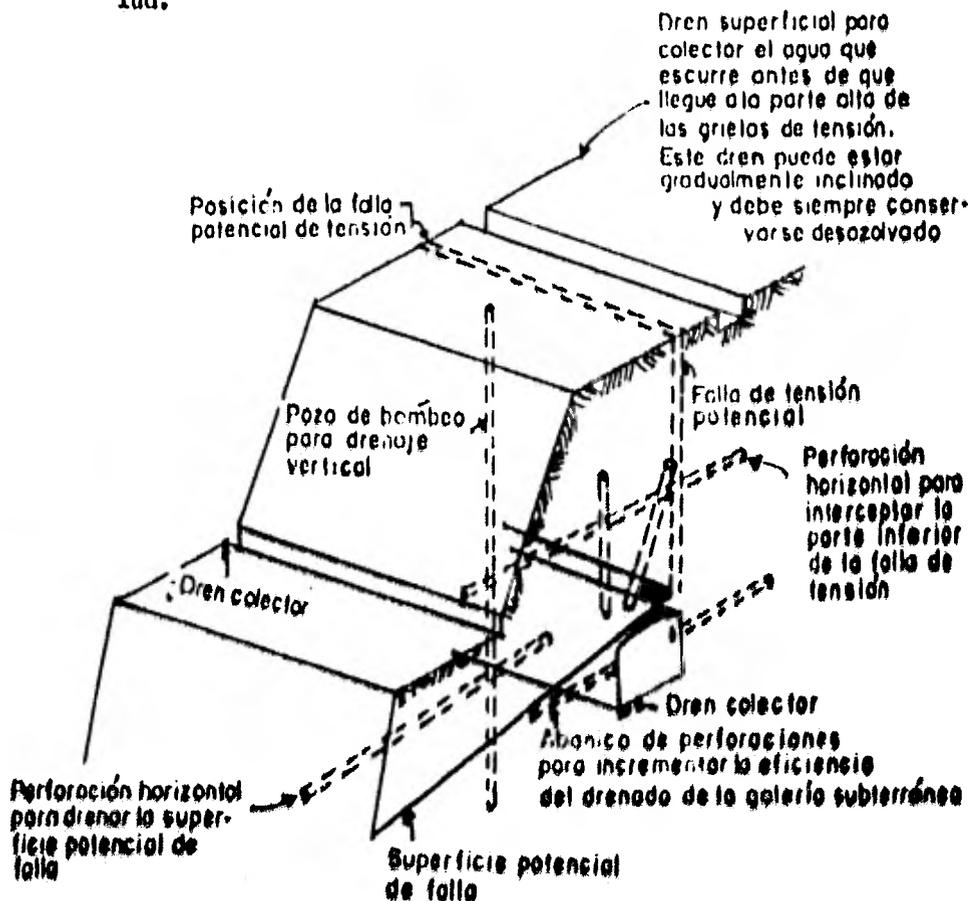


Fig. 28. Métodos para drenaje en taludes.

Cuando el esfuerzo normal proporcionado por las anclas tensadas es pequeño, su función principal será la de absorber esfuerzos de tensión. Son útiles en taludes de roca en los que se generan esfuerzos de tensión y existe tendencia a la separación de los bloques.

Existen dos tipos de anclas de tensión:

Uno en el que el extremo interior queda ahogado en un cementante que se introduce antes que el ancla, en forma de salamis de resina, o se inyecta posteriormente mediante una manguera a través del interior mismo del ancla; otro en que el extremo interior es anclado por medio de un expansor.

Después de fijar el extremo interior se tensiona el ancla mediante un gato hidráulico desde su extremo exterior que se fija con una placa y una tuerca.

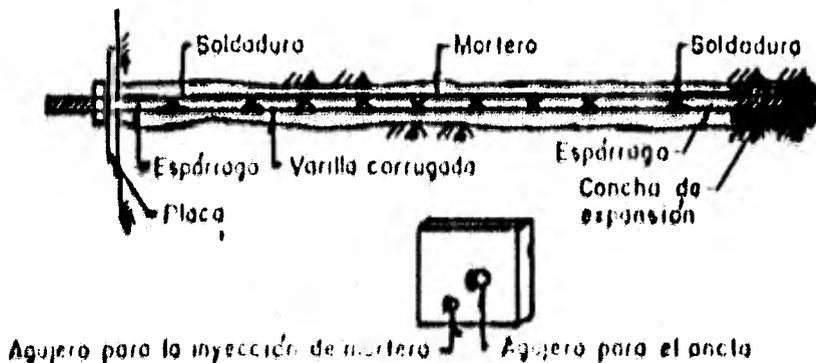


Fig. 10. Croquis de un ancla de tensión con expansor.

Los diferentes tipos de anclas de tensión varían únicamente en la forma en que se fijan a la roca y en su capacidad.

Anclas de fricción: En estas anclas el espacio anular comprendido entre la barra de acero y la roca se rellena en toda su longitud con una mezcla cementante.

La función de las anclas de fricción es similar a la de las barras de acero de refuerzo en el concreto armado, esto es, constituyen el elemento de soporte de los esfuerzos de tensión que la roca es incapaz de resistir.

Cálculo de las anclas en la estabilización de taludes.

Se calcula la fuerza de anclaje F , necesaria para la estabilidad del talud. El segundo paso es el cálculo del número de anclas necesarias dividiendo la fuerza de anclaje F , entre la capacidad de trabajo de un ancla. La capacidad de trabajo de una barra de acero se obtiene multiplicando el área de su sección transversal por el límite de fluencia del acero de la barra.

El mínimo número de anclas de la mayor capacidad disponible es lo que resulta más económico debido al ahorro de metros de perforación. Sin embargo, existe una limitación en el espaciamiento de las anclas en masas rocosas muy fisuradas, formadas de bloques pequeños y en rocas blandas y alteradas, el espaciamiento no debe ser mayor que la mitad de la longitud del ancla; en rocas constituidas por bloques grandes y bien interconectadas el espaciamiento debe ser menor o igual a la dimensión promedio de los bloques en el sentido del esp-

ciamiento. En todo caso debe evitarse la posibilidad de movimiento de la masa rocosa.

Contrafuertes,

Son estructuras masivas de concreto o mampostería que se colocan en la base del talud y que proporcionan fuerzas resistentes adicionales.

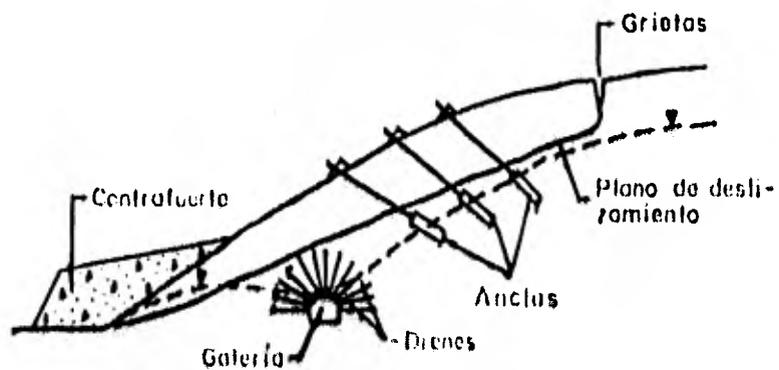


Fig. 31. Aumento de las fuerzas resistentes.

EVALUACION DE LAS MEDIDAS PREVENTIVAS.

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.

Mediciones de control.

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

Inclinómetros.

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

Si estos instrumentos se colocan antes de la excavación del talud la información que proporcionan es más completa, Figs. 32 y 33.

Piezómetros.

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. Fig. 34.

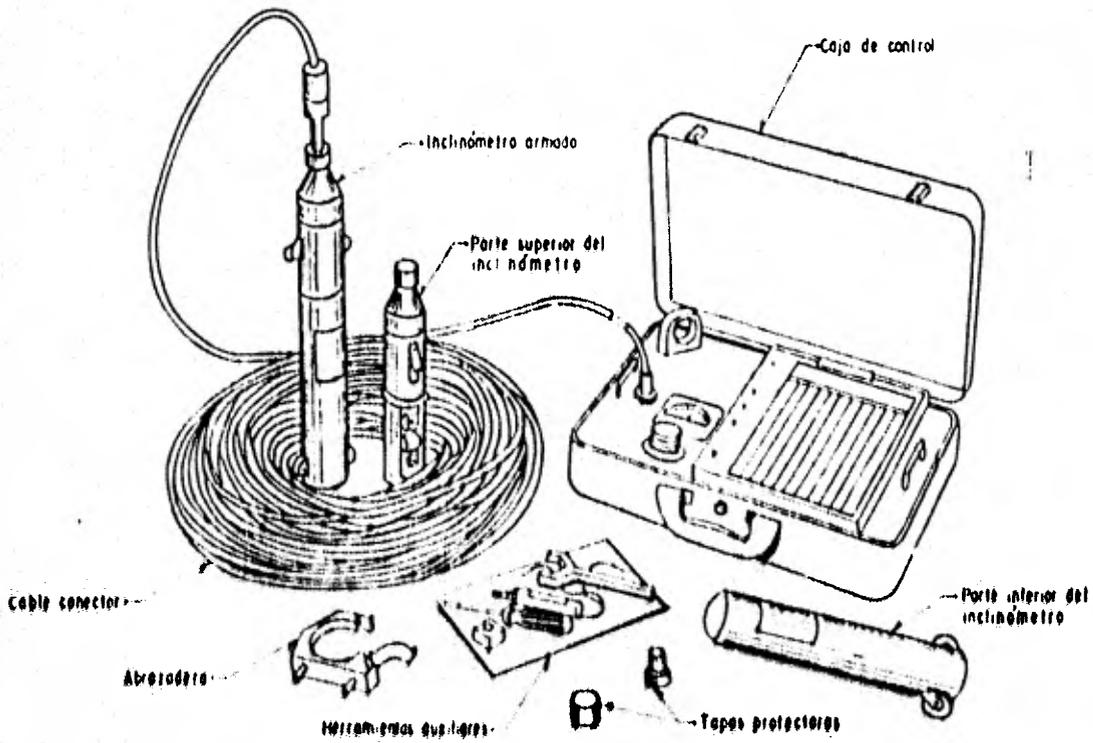


FIG. 32. Inclinómetro completo.

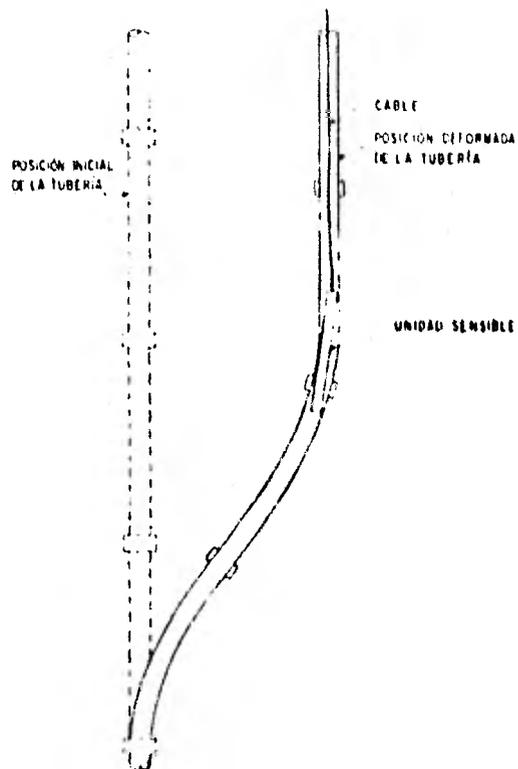


Fig. 33, Deformación del conjunto de un inclinómetro,

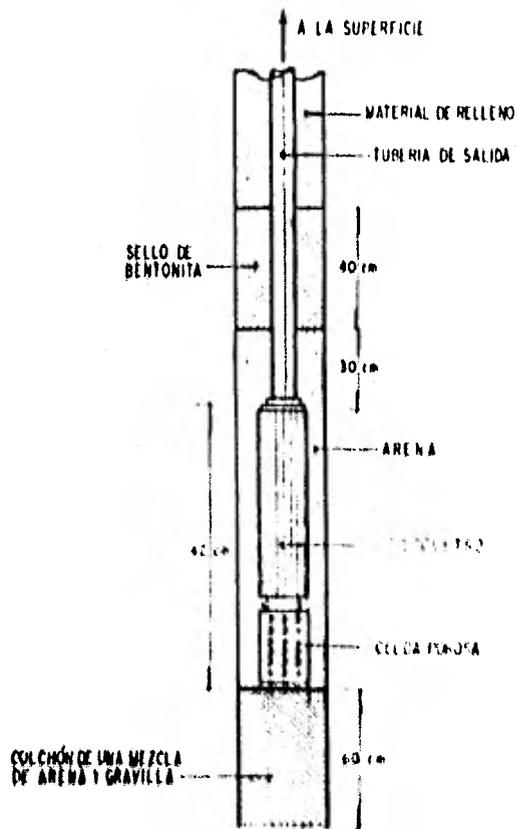


FIG. 34. Piezómetro.

Mediciones superficiales.

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

Los extensómetros miden la distancia entre dos puntos que se ubican a uno y otro lado del límite del bloque que puede deslizarse.

Los monumentos pueden colocarse en el hombro del talud para detectar movimientos verticales y horizontales, fig. 35.

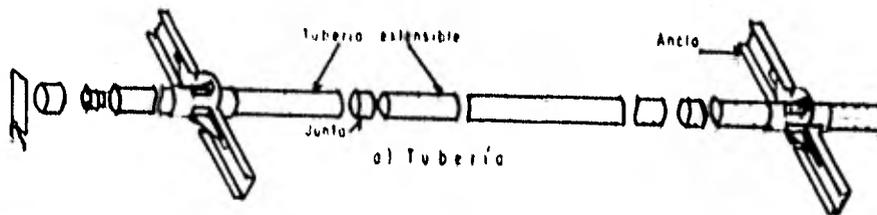


Fig. 35 Dispositivo, para medición de movimientos horizontales.

Visitas de inspección.

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

CAPITULO VIII

• • • •

• PROBLEMAS DE APLICACION

1.- Escogiendo como velocidad máxima de 2 cm / seg. como límite para evitar el daño a un talud de roca de 15 m. de altura que se encuentra a 200 m. de un sitio donde se efectúan explosiones. Se pide calcular la cantidad máxima de explosivos por usar en un sitio donde, mediante observaciones, se conoce que $\alpha = 4.6$ y $\beta = -1.5$

De la expresión $v = \alpha (R/\sqrt{Ne})^\beta$

$$2 = 4.6 (200/\sqrt{Ne})^{-1.5}$$

De donde:

$$\underline{Ne = 605 \text{ kg.}}$$

2.- Método bidimensional

Se tiene un talud en calizas cuyo manto inferior está apoyado sobre lutitas con un echado de 20° y un rumbo de 18° NW. La cara del talud propuesto tiene un rumbo de 35° NW y una geometría que se muestra en la fig. 36.

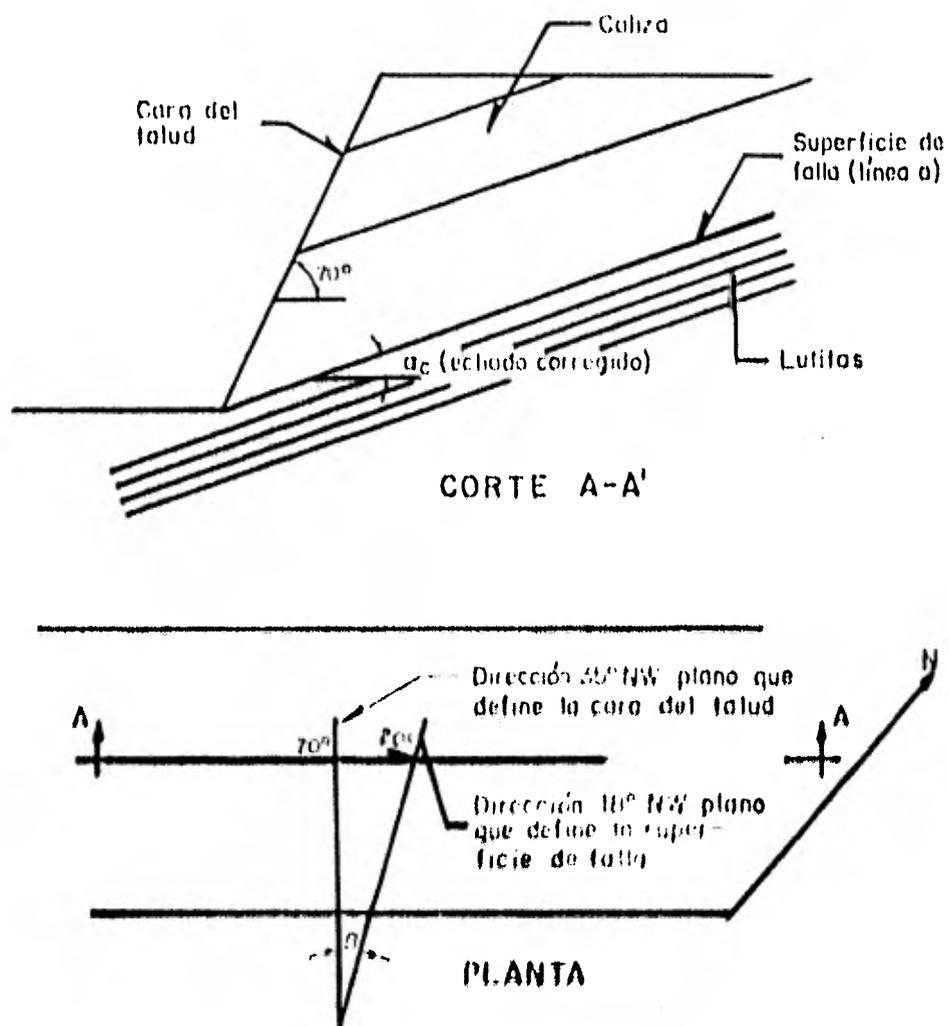


Fig. 36. Geometría del talud analizado empleando el método bidimensional.

Después de haber efectuado pruebas de campo se llegó a la conclusión que la resistencia al corte del contacto caliza - lutitas, que es el plano potencial de deslizamiento, es $C = 2 \text{ ton} / \text{m}^2$ $\phi = 22^\circ$. Se supone que la falla puede ocurrir en un plano perpendicular a la cara del talud y se pide calcular el factor de seguridad del talud y las precauciones pertinentes para mejorar la estabilidad en caso necesario. Debe considerarse la posibilidad de penetración de agua por efecto de lluvias torrenciales en la zona. El peso volumétrico de la caliza se considera igual a $2.3 \text{ ton} / \text{m}^3$

SOLUCION:

- a) Grietas de tensión. Se supondrá que puede existir una grieta de tensión en la condición más crítica posible por lo que se hacen varios tanteos con distinta posición de la grieta.
- b) En vista de que el echado no buza exactamente hacia la cara del talud se debe conocer el valor del ángulo que forma la línea α con la horizontal. La línea α es la intersección del plano vertical perpendicular a la cara del talud con la superficie de deslizamiento.

$$\tan \alpha_e = \tan \alpha \cdot \cos \beta$$

donde:

α_e echado corregido

α echado del plano de deslizamiento

β ángulo que forman los planos A y B

$$\tan \alpha_c = \tan 20^\circ \cos (35 - 18) = 0.364 \times 0.962 = 0.35$$

$$\alpha_c = 19.3^\circ$$

c) Cálculo del factor de seguridad.

$$FS = \frac{cA + (W \cos \phi_p - U - V \sin \phi_p) \tan \phi}{W \sin \phi_p + V \cos \phi_p}$$

donde:

$$\phi_p = \alpha_c = 19.3^\circ$$

$$\sin \phi_p = 0.331, \cos \phi_p = 0.943, \tan \phi = 0.404$$

Quando la grieta de tensión se localiza en el hombro del talud,

$$z/l = 0.872$$

$$A = 5.45 \text{ m}, \quad z = 13.09 \text{ m}, \quad W = 77.5 \text{ ton / m.}$$

$$z_w / z = 1$$

$$z_v = 13.09 \text{ m.}$$

$$U = \gamma_w z_w A / 2 = 1 \times 13.09 \times 5.45 / 2 = 35.7 \text{ ton / m.}$$

$$V = \gamma_w z_v^2 W / 2 = 1 \times (13.09)^2 / 2 = 85.50 \text{ ton/m.}$$

De donde:

$$FS = \frac{2 \times 5.45 + (77.5 \times 0.943 - 35.7 - 85.5 \times 0.331) \times 0.404}{77.5 \times 0.331 + 85.5 \times 0.943}$$

$$FS = \underline{0.1380}$$

si $Z w/2 = 0.5$

$$Z w = 6.54$$

$$U = 17.9 \text{ ton /m.}$$

$$V = 21.4 \text{ ton /m.}$$

$$FS = \frac{2 \times 5.45 + (77.5 \times 0.943 - 17.9 - 21.4 \times 0.331) \times 0.404}{77.5 \times 0.331 + 21.4 \times 0.9432}$$

$$FS = \underline{0.66}$$

si $Z w / 2 = 0$

$$Z w = 0$$

$$U = 0$$

$$V = 0$$

$$FS = \frac{2 \times 5.45 + (77.50 \times 0.943) \times 0.404}{77.5 \times 0.331}$$

$$FS = 1.56$$

Cuando la grieta de tensión se localiza 5 m atrás del hombro del talud, $Z/H = 0.756$

$$A = 11.05 \text{ m}, \quad Z = 11.34 \text{ m}, \quad W = 218.50 \text{ ton/m.}$$

$$SI \quad Z W/Z = 1$$

$$Z W = 11.34 \text{ m.}$$

$$U = 62.8 \text{ ton / m.}$$

$$V = 64.3 \text{ ton / m}$$

$$FS = \frac{2 \times 11.05 + (218.5 \times 0.943 + 62.8 + 64.3 \times 0.331) \times 0.404}{218.5 \times 0.331 + 64.3 \times 0.943}$$

$$FS = 0.54$$

$$SI \quad Z W/Z = 0.5$$

$$Z W = 5.67$$

$$U = 21.4 \text{ ton / m.}$$

$$V = 16.1 \text{ ton / m.}$$

$$FS = \frac{2 \times 11,05 + (218,5 \times 0,943 - 31,4 - 16,1 \times 0,331) \times 0,404}{218,5 \times 0,331 + 16,1 \times 0,943}$$

$$FS = 1,03$$

$$\text{Si } z_w / z = 0$$

$$z_w = 0$$

$$U = 0$$

$$V = 0$$

$$FS = \frac{2 \times 11,05 + (218,5 \times 0,943) \times 0,404}{218,5 \times 0,331}$$

$$FS = 1,45$$

Cuando la grieta de tensión se localiza 15 m. atrás del hombro del =

talud, $z/H = 0,522$

$$A = 21,6 \text{ m}, z = 7,84 \text{ m}, W = 439 \text{ ton / m.}$$

$$Si \quad z_w / z = 1$$

$$z_w = 7.84 \text{ m.}$$

$$U = 84.7 \text{ ton / m}$$

$$V = 30.8 \text{ ton / m}$$

$$FS = \frac{2 \times 21.6 + (439 \times 0.943 - 84.7 - 30.8 \times 0.331) \times 0.404}{439 \times 0.331 + 30.8 \times 0.943}$$

$$FS = 1.26$$

$$Si \quad z_w / z = 0$$

$$z_w = 0$$

$$U = 0$$

$$V = 0$$

$$FS = \frac{2 \times 21.6 + (439 \times 0.943) \times 0.404}{439 \times 0.331}$$

$$FS = 1.42$$

RESUMEN.

$z w / z$	FACTOR DE SEGURIDAD		
1	0.138	0.54	0.99
0.5	0.66	1.03	1.26
0	1.56	1.46	1.45

COMENTARIOS.

Se puede ver que el empuje de agua es muy importante cuando la gr \dot{a} ta de tensi3n est \acute{a} cerca del hombro del talud. Una soluci3n del problema ser \acute{a} asegurar un drenaje tal que se tuviera siempre un $P \ S$ = adecuado.

Se puede dibujar una gr \dot{a} fica de $P \ S = z w / z$ para los casos analizados y escoger un $P \ S$ m \acute{i} nimo. Lo anterior indica los valores de $z w$ m \acute{a} ximos que se puedan permitir y por tanto obtener la profundidad a que deben penetrar los drenes.

En la Fig. 37, se muestra el proceso anterior.

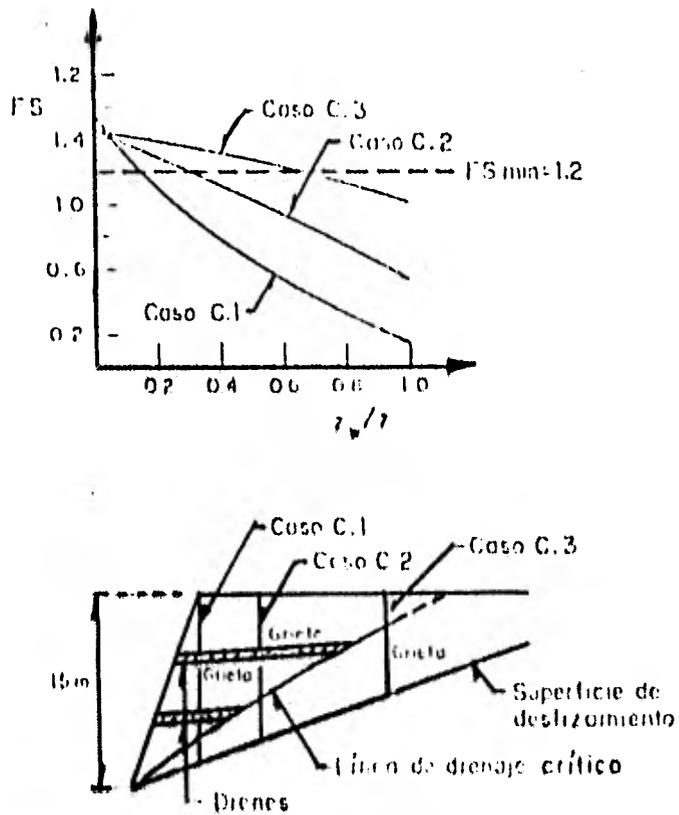


Fig. 37, Gráfica que permite seleccionar el factor de seguridad mínimo en función de la posición de los drenes y las grietas de tensión.

Si la longitud de drenes fuera muy grande, se puede escoger como solución alternativa el uso de anclas o una combinación de anclas con drenaje. A continuación se analiza la fuerza necesaria de anclas.

Para el uso de anclas. El factor de seguridad se calcula como:

$$FS = \frac{c A + (W \cos \phi p + F \cos \theta - U - V \sin \phi p) \tan \beta}{W \sin \phi p + V \cos \phi p - F \sin \theta}$$

SOLUCION:

El problema será ahora obtener los valores de F tales que se asegure un FS mínimo. En este caso se escogerá FS mín = 1,2 y se supondrá que siempre $Z_w/Z = 1$. El valor de θ se considera igual a 20°

Haciendo $F \cos \theta = N$
y $F \sin \theta = T$

Se obtiene que: $T = N \tan \theta$

$T = 0,394 N$

Además $\cos \phi p = 0,943$, $\sin \phi p = 0,331$, $\tan \beta = 0,404$

Quando la grieta de tensión se localiza en el hombro del talud,

$$A = 5,45 \text{ m. } Z = 13,09 \text{ m. } W = 77,5 \text{ ton / m.}$$

$$Z_w = 13,05 \text{ m. } U = 35,70 \text{ m. } V = 85,50 \text{ ton / m.}$$

$$1,2 = \frac{2 \times 5,45 + (77,5 \times 0,943 + H - 35,7 - 85,5 \times 0,331) \times 0,404}{77,5 \times 0,331 + 85,5 \times 0,943 - 0,364 \text{ N}}$$

$$\text{De donde: } N = 148 \text{ ton / m. } \quad \text{y } F = 157 \text{ ton / m.}$$

Quando la grieta de tensión se localiza a 5 m. del hombro del talud,

$$A = 11,05 \text{ m } Z = 11,34 \text{ m. } W = 218,5 \text{ ton / m}$$

$$Z_w = 11,34 \text{ m, } Y = 62,8 \text{ ton / m, } Y = 64,3 \text{ ton / m.}$$

$$1,2 = \frac{2 \times 11,05 + (218,5 \times 0,943 + H - 62,8 - 64,3 \times 0,331) \times 0,404}{218,5 \times 0,331 + 64,3 \times 0,943 - 0,364 \text{ N}}$$

$$\text{De donde: } N = 104,2 \text{ ton / m } \quad \text{y } F = 111 \text{ ton / m.}$$

Cuando la grieta de tensión se localiza a 15 m. atrás del hombro -
del talud.

$$A = 21.6 \text{ m}, \quad Z = 7.84 \text{ m} \quad W = 439 \text{ ton / m.}$$

$$Z w = 7.84 \text{ m}, \quad V = 84.7 \text{ ton / m.} \quad V = 30.8 \text{ ton / m.}$$

$$1.2 = \frac{2 \times 21.6 + (439 \times 0.943 + N - 84.7 - 30.8 \times 0.331) \times 0.404}{439 \times 0.331 + 30.8 \times 0.943 - 0.364 N}$$

De donde: $N = 44.1 \text{ ton / m}$ y $P = 47 \text{ ton / m.}$

RESUMEN

Caso	Z w/2	T
1	1	157
2	1	111
3	1	47

COMENTARIOS

Según los resultados anteriores el valor de F necesario disminuye a medida que la grieta de tensión se aleja del hombro del talud.

Una forma de resolver el problema sería colocar anclas que penetra - ran hasta distintas zonas de tal manera de satisfacer los requeri - mientos calculados.

COMENTARIO FINAL.

La solución final debe ser de orden económico en donde se combinen - las variables analizadas (drenaje y anclas) fig. 38.

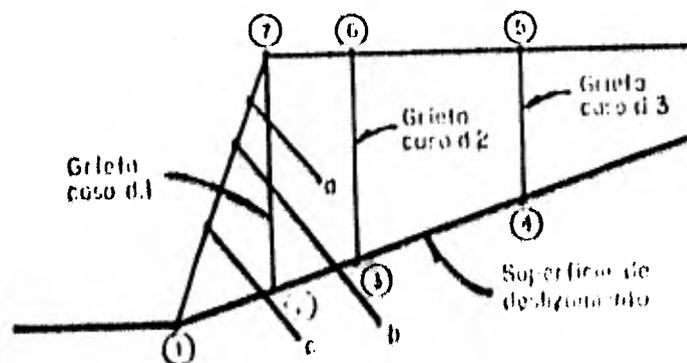


Fig. 38. Requerimiento de anclaje en función de la distancia de la grieta de tensión al hombro del talud.

**CAPITULO
IX**

• • • •

• **CONCLUSIONES**

CONCLUSION.

Cualquier método de análisis de la estabilidad de una masa rocosa es y será tributario de la incertidumbre ligada a la descripción geométrica y mecánica del macizo rocoso.

Además, la estructura discontinua de éste no es perfecta, pues la configuración geométrica de sus discontinuidades presenta una dispersión con respecto a la idealización elaborada,

Los modelos teóricos son variados; método del análisis límite, teorías y análisis numérico basados en la consideración de un medio continuo. Sin embargo, esta variedad de enfoques no debe opacar la realidad; Todo macizo rocoso es discontinuo y los métodos de análisis utilizados únicamente son meras aproximaciones,

BIBLIOGRAFIA.

- 1.- Slagg - Sienkiewicz, Mecánica de Rocas en la Ingeniería Práctica.
- 2.- P. Panindoo, Geología aplicada a la Ingeniería.
- 3.- Raul S. Marsal y Daniel Resendiz, Presas de Tierra y Enrocamiento
- 4.- Krynine y Judd, W.R., " Principles of Engineering Geology and -
Geotechnics ".
- 5.- Krishna y Prakash, " Earth Dams Subjected to Earthquakes" ,
- 6.- Juárez Badillo y Rico Rodríguez, Mecánica de Suelos Teórica.
- 7.- Coates, Mecánica de Rocas.
- 8.- Manual de Comisión Federal de Electricidad, Estabilidad de taludes
en roca.
- 9.- Ingenieros Civiles Asociados, Mecánica de Rocas.
- 10.- Alfonso Rico y Hermilo del Castillo, La Ingeniería de Suelos en -
las Yías Terrestres.