



Universidad Nacional Autónoma de México

FACULTAD DE INGENIERIA

ESTABILIDAD DE TALUDES EN ROCAS

Trabajo Escrito

Que para obtener el título de
INGENIERO CIVIL

presenta

RAMON VELASCO NUCAMENDI

Director del Trabajo Escrito
M. en I. GABRIEL MORENO PECERO

México, D. F.

1982





Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

FACULTAD DE INGENIERIA
EXAMENES PROFESIONALES
60-1-307 T.E.



Escudo Nacional
de Colombia

Al Pasante señor RAMON VELASCO NUCAMENDI,
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. Gabriel Moreno Pecero, para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

"ESTABILIDAD DE TALUDES EN ROCAS"

1. Introducción.
2. Aspectos teóricos.
3. Instrumentación y sus resultados.
4. Recomendaciones prácticas.
5. 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.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, 3 de mayo de 1982
EL DIRECTOR

JAVIER JIMENEZ

JJE/OP/1982

		Pág.
3.4.2	Cálculo de las Anclas para la Estabilización de Taludes	
3.4.3	Inyecciones	
3.4.4	Drenaje	
CAPITULO IV	INSTRUMENTACION	68
4.1	Piezómetros Tipo Casagrande	
4.2	Piezómetros Neumáticos	
4.3	Celdas de Presión	
4.4	Inclinómetros	
4.5	Extensómetros Horizontales o Lineales	
4.6	Extensómetros Transversales	
4.7	Testigos Superficiales	
CAPITULO V	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES PRACTICAS	79
	BIBLIOGRAFIA	81

" ESTABILIDAD DE TALUDES EN ROCA "

		Pág.	
CAPITULO	I	INTRODUCCION	1
CAPITULO	II	DETERMINACION DE LAS PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MACIZOS ROCOSOS.	3
	2.1	Resistencia a la Compresión	
	2.2	Resistencia a la Tensión	
	2.3	Resistencia al Cortante	
	2.4	Deformabilidad	
	2.5	Determinación de Esfuerzos en Roca	
	2.6	Prueba de Calidad de la Roca	
	2.7	Durabilidad y Alterabilidad. Grado de Alteración	
	2.8	Pruebas de Permeabilidad	
	2.9	Prueba de Permeabilidad en el Laboratorio	
CAPITULO	III	ASPECTOS TEORICOS	28
	3.1	Métodos de Reconocimiento de Taludes Rocosos	
	3.2	Mecanismos de Falla	
	3.2.1	Desplazamiento por Traslación	
	3.2.2	Volteo de Bloques	
	3.2.3	Deslizamiento Rotacional de un talud	
	3.3	Análisis de Estabilidad	
	3.3.1	Superficie de Falla Plana	
	3.3.2	Superficie de Falla a Través de dos Planos (Cuña)	
	3.3.3	Ejemplo de Cálculo	
	3.4	Mejora de las Propiedades de los Macizos Rocosos	
	3.4.1	Anclaje	

CAPITULO 1
INTRODUCCION

Definición.- La Mecánica de Rocas es la ciencia teórica y aplicada que estudia el comportamiento mecánico de macizos rocosos bajo la acción de fuerzas producidas por fenómenos naturales o resultantes de obras realizadas por el hombre.

Un macizo rocoso está formado por rocas de distinto -- origen geológico, con diferentes condiciones de fragmentación, -- grado de alteración variable y casi siempre se encuentra discontinuado por fisuras y fallas tectónicas o cavernas. Así tam-- -- bién los constantes movimientos de la corteza terrestre introducen esfuerzos naturales variables con el tiempo en magnitud, dirección y sentido, que influyen en las propiedades mecánicas de las rocas.

Al utilizar las leyes de la Mecánica para estudiar el comportamiento de una masa de roca, se debe considerar a éste como un medio discontinuo, heterogéneo y anisótropo en cuanto a -- sus diferentes propiedades mecánicas se refiere.

La aplicación principal de la Geomecánica, la encuentra el Ingeniero Civil cuando tiene que evitar la rotura de la roca, o bien producirla cuando tiene la situación construir una estructura en o sobre formaciones rocosas.

Es muy importante en el campo de la Ingeniería Civil -- el estudio del comportamiento mecánico de los macizos rocosos, -- ya que mediante el conocimiento de éste, las obras en roca podrán construirse con un grado de economía, funcionalidad y seguridad razonable.

La mayor parte de los problemas de taludes en rocas - se producen en las explotaciones mineras a cielo abierto y en los desmontes que se hacen en la construcción de obras viales.

La determinación de los taludes estables es muy importante, debido a que puede ahorrarse un volumen de excavación -- que puede influir en forma interesante en la economía general -- de la obra, sin embargo, en algunos casos es preciso sacrificar el factor económico por la mayor seguridad, porque la experiencia ha demostrado que taludes seguros y utilidades máximas siempre están en contraposición.

Actualmente en la Ciudad de México existen varios organismos que cuentan con laboratorios y profesionales especializados en Geomecánica, los cuales constantemente están investigando y aportando nuevos conocimientos sobre dicha especialidad; -- entre otras dependencias se encuentran la SAHOP, SARH, CFE, y -- el Instituto de Ingeniería de la UNAM.

El objetivo que se pretende lograr con la realización del presente trabajo escrito, es el de proporcionar una descripción de una técnica para el análisis de estabilidad de taludes en macizos rocosos, así como algunas de las diferentes pruebas de laboratorio y de campo que se hacen necesario efectuar para conocer las propiedades de los macizos rocosos; se mencionan -- también las técnicas para el mejoramiento de las propiedades mecánicas y la gran importancia que tiene la instrumentación de campo en todo tipo de obras realizadas en la práctica de la Ingeniería Civil.

CAPITULO II
DETERMINACION DE LAS PROPIEDADES MECANICAS DE LOS
LOS MACISOS ROCOSOS

El comportamiento mecánico de un macizo rocoso, depende de la orientación de sus planos de fisura, los que a veces tienen direcciones favorables a la estabilidad de los mismos, pero que obviamente en muchas ocasiones sucede lo contrario.

Las discontinuidades de las rocas, como son las fisuras, fracturas, fallas, etc., afectan en general, en forma negativa al comportamiento mecánico de las rocas, por lo tanto, el estudio de aquéllas es necesario para lograr un buen diseño y una buena construcción de la obra de que se trate.

Las propiedades mecánicas de las rocas en sí, están regidas, entre otros factores, por su constitución mineralógica, por la estratigrafía de los macizos, por sus discontinuidades y también por la forma en que se efectúen los muestreos.

Las juntas son superficies que dividen a las rocas -- y son fracturas sin corrimiento y transversales a la estratificación.

Las fallas son fracturas a lo largo de las cuales las paredes opuestas se han movido la una con relación a la otra. Pueden existir fallas con magnitudes desde unos cuantos centímetros hasta de varios kilómetros.

Se denomina resistencia de una roca, a la capacidad que tiene para soportar la acción de fuerzas internas y externas. En las pruebas de laboratorio, se debe tener mucho cuidado al efectuar pruebas de resistencia, debido a que existen mu



*En la presente ilustración puede observarse -
claramente la falla que divide al macizo rocoso, -
practicamente en dos. Este tipo de discontinuidades causa muchos problemas en las grandes obras cívicas.*

chas incertidumbres sobre la confiabilidad de la semejanza de los resultados obtenidos en el laboratorio y los existentes en el campo; lo anterior se asevera en base a que los resultados de una prueba con una muestra pequeña y una grande pueden variar, debido a que existe mayor probabilidad de que la muestra grande contenga más fisuras (efecto de escala). Incluyendo en este caso la cantidad de juntas, fallas, fracturas y otras discontinuidades que pueda tener el macizo rocoso.

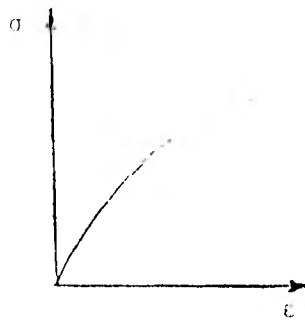
Al analizar un macizo rocoso, se pueden observar familias de grietas o fisuras que debido a su magnitud no permiten considerar al macizo como un cuerpo homogéneo o isótropo en cuanto a sus propiedades mecánicas. La localización de estas grietas ayuda a determinar la estabilidad del macizo rocoso.

Al referirnos a las propiedades mecánicas de las rocas debemos estudiar algunas pruebas que tratan de determinar dichas propiedades.

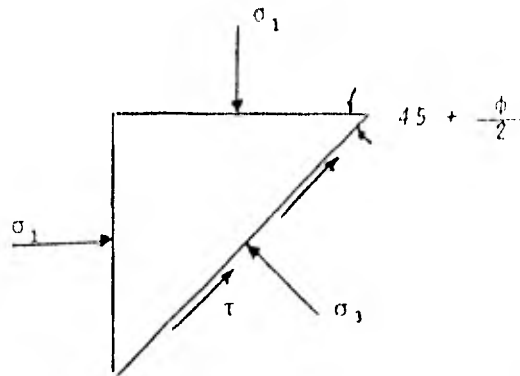
2.1 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

Existen dos tipos de pruebas: la prueba de compresión no confinada o compresión simple y la prueba de compresión triaxial o confinada.

La prueba de compresión simple se realiza con especímenes cilíndricos, prismáticos o cúbicos, sometiéndolos a una carga axial creciente hasta llegar a la falla (el término falla significa la pérdida total de cohesión o resistencia a lo largo de la superficie de falla). La carga por unidad de área que produce la falla se llama resistencia a la compresión (R_c). Durante la prueba se registran las deformaciones de la probeta y la magnitud de la carga que se está aplicando, lo que permite trazar curvas esfuerzo-deformación como la siguiente:



6



σ_1, σ_3 = esfuerzos normales

τ = esfuerzos tangenciales

En la prueba de compresión triaxial el espécimen de roca se somete a una presión de confinamiento lateral σ_3 y se carga axialmente hasta llegar a la falla con un esfuerzo σ_1 .

Al esfuerzo de falla σ_1 se le llama resistencia a la compresión triaxial del espécimen de roca, teniendo en cuenta que un espécimen de roca sometido a una prueba de compresión triaxial puede fallar por corte, axialmente o en forma frágil.

Las rocas homogéneas e isotropas fallan y las roturas en los ensayos triaxiales, generalmente están de acuerdo con la teoría de Mohr, es decir, el ángulo de fractura forma $45 + \frac{\phi}{2}$ grados respecto al plano principal mayor, según se indica en la figura anterior.

También pueden influir sobre el plano de rotura real, los planos preferentes de debilidad, tales como: diaclasas - - (juntas) rellenas y estratificaciónes.

2.2 RESISTENCIA A LA TENSION

La resistencia a la tensión de una roca se define como el máximo esfuerzo de tensión que es capaz de soportar. En la Mecánica de Rocas es muy importante conocer la resistencia a la tensión en problemas de estabilidad de techos de excavaciones subterráneas, en la preparación de voladuras, etc.

Se pueden generar esfuerzos de tensión en "vigas" de roca o estratos sujetos a flexión, así como en pilares sujetos a pandeo. Para determinar la resistencia a la tensión σ_t , se efectúa una prueba en el laboratorio en la que un espécimen de roca se somete a una carga axial P creciente hasta llegar a la falla.

La resistencia a la tensión promedio vale:

$$\sigma_t = \frac{P}{A}$$

donde:

P = carga aplicada

A = área transversal del espécimen.

La resistencia a la tensión, es también afectada por la fracturación y el variamiento de las muestras en algunos casos, los especímenes se rompen antes de efectuarse la prueba y en otros, es muy difícil saber qué parte participó en dicha prueba (roca muy alterada).

Existen algunos métodos para determinar esta resistencia

cia, tales como:

METODO BRASILEÑO.- Cuando a un espécimen de forma cilíndrica se le aplica una carga de compresión a lo largo de dos generatrices diametralmente opuestas, aparecen esfuerzos de tensión cuyo valor aproximado es el siguiente:

$$\sigma_x = \frac{2P}{\pi DL}$$

donde:

P = carga aplicada en kilogramos

L = longitud en centímetros

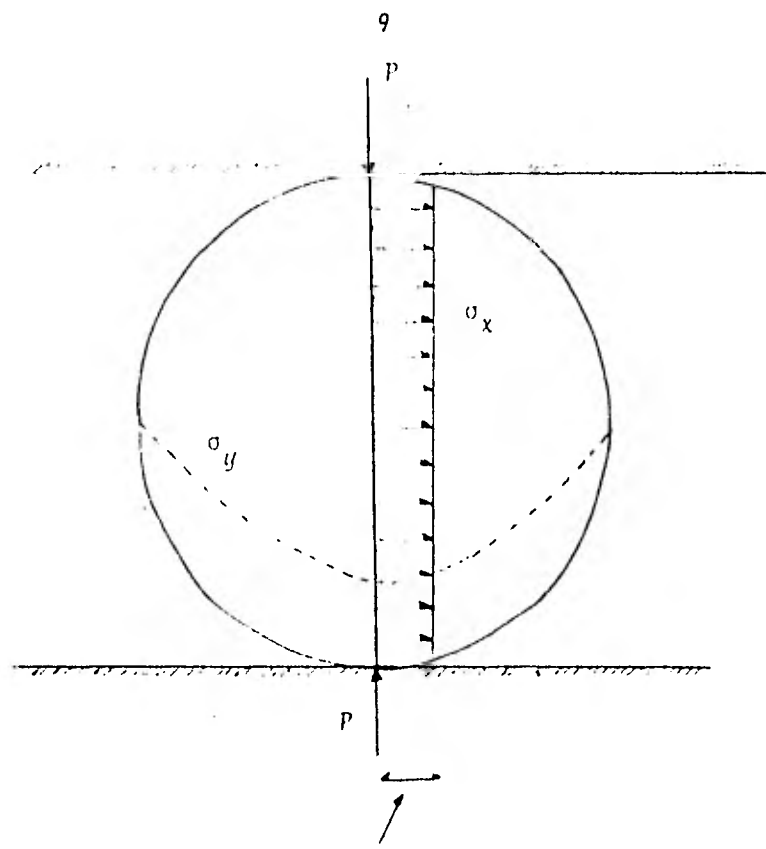
D = diámetro del cilindro en centímetros

En el otro plano diametral, normal al anterior aparecen esfuerzos de compresión que alcanzan su valor máximo en el centro del cilindro, cuyo valor es:

$$\sigma_y = \frac{6P}{\pi DL}$$

El esfuerzo de compresión como se puede apreciar es tres veces mayor que el esfuerzo de tensión. En materiales homogéneos la resistencia a la compresión siempre es mucho mayor que la de tensión (10 o más veces).

La figura que se muestra a continuación es un esquema del método Brasileño:



$$\frac{2P}{\pi D L}$$

METODO BRASILENO

2.3 RESISTENCIA AL CORTANTE

La resistencia al corte de una roca es el máximo esfuerzo cortante, S , antes de que la deformación o el desplazamiento sea continuo bajo la acción del esfuerzo cortante, τ . Después de exceder la resistencia S , se tiene la falla por cortante.

La resistencia al corte (S), de una roca es la suma de:

- 1.- La resistencia por fricción contra el deslizamiento en las superficies de deslizamiento.
- 2.- Los efectos intergranulares de la roca

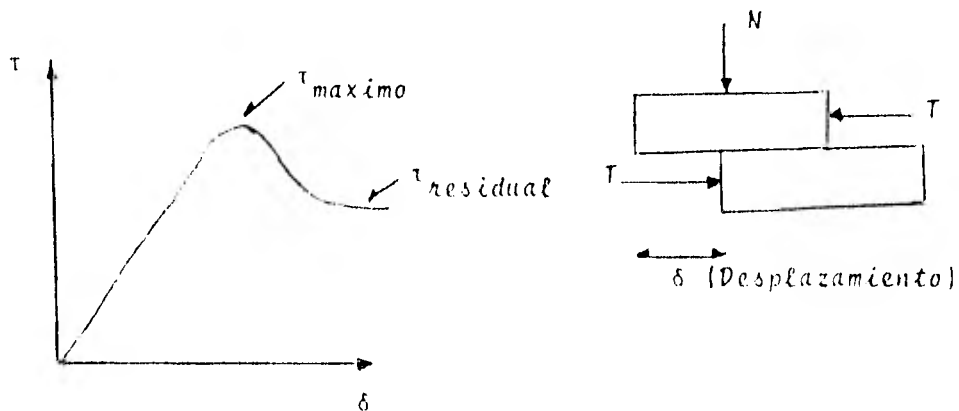
3.- La cohesión en la superficie de deslizamiento.

Cuando el movimiento (desplazamiento), está a punto de comenzar, existe un estado de equilibrio estático y el esfuerzo cortante (τ), es igual en magnitud, pero de dirección contraria a la resistencia al corte (S).

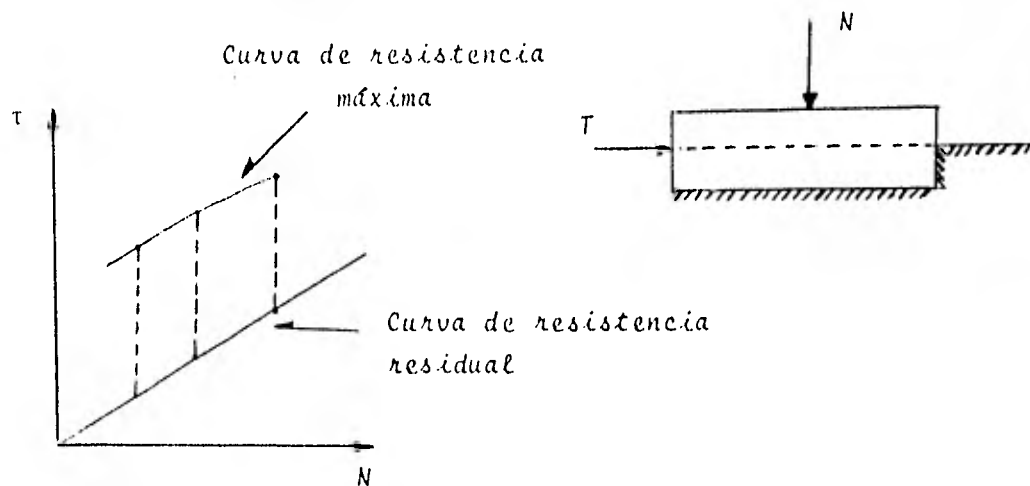
$$\tau = S$$

La resistencia al esfuerzo cortante puede determinarse mediante la ejecución de pruebas de campo o de laboratorio. En cualquiera de estos dos tipos de prueba, se obtiene la relación entre las fuerzas normales N y las tangenciales o cortantes T .

En una prueba de corte directo se obtienen los valores del esfuerzo cortante máximo y mínimo o residual:



El factor más importante en la resistencia al corte de una roca fracturada es la magnitud del esfuerzo normal (N), que actúa a través de la discontinuidad.



CURVA DE RESISTENCIA MAXIMA Y RESIDUAL

En la figura anterior se muestran dos curvas de resistencia trazadas a través de los valores máximos y mínimos de la resistencia al corte obtenidas en las muestras de roca bajo diferente carga normal, N . La distancia vertical entre las dos curvas muestra la reducción de resistencia al corte bajo un desplazamiento continuo. La línea de resistencia residual indica la existencia de cohesión y queda definida únicamente por el ángulo de resistencia residual al deslizamiento - (ϕ_r) , por lo tanto, la resistencia al corte, según una discontinuidad para un valor dado de la carga normal, depende de la magnitud de los desplazamientos relativos que se hayan producido en las superficies rocosas.

En algunos reportes de trabajos efectuados, el descenso de la máxima resistencia, a la resistencia residual, se expresa como la relación de resistencia máxima sobre resistencia residual; para rocas fracturadas se han reportado valores mayores que 1, pero menores que 4.

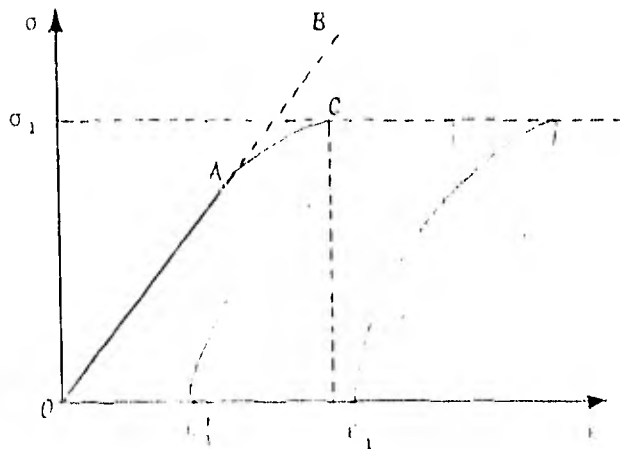
Existen algunos factores que afectan la resistencia

al corte a través de las fracturas, entre otros, se mencionan a los siguientes: reducción de la resistencia al corte debido al intemperismo de las fracturas, aumento de la resistencia -- provocado por los efectos de sobreconsolidación y cierre de -- las fracturas, el efecto del tiempo, el efecto de escala y el efecto del agua sobre la resistencia al corte de las fracturas.

2.4 DEFORMABILIDAD

La determinación de esta propiedad de los materiales se efectúa en varias etapas, las cuales determinan su comportamiento bajo la acción de las cargas aplicadas. La primera de ellas, se refiere al paso del material a través de su primer límite de estructura compacta a estructura microdestruida y de ésta a la ruptura.

En una prueba de deformación de un espécimen de roca (bajo una carga axial), se denomina a las deformaciones unitarias longitudinales en la parte del espécimen cargado uniformemente, como ϵ y al esfuerzo de compresión, como σ , como se muestra en la siguiente figura:



La curva OAC representa la relación ϵ_y contra σ_y que, en su primera parte, muestra la tangente OB, para después separarse en la dirección de las deformaciones mayores. Si al llegar al punto C se descarga el espécimen, se obtiene la curva de descarga, la cual es cercana a la línea recta paralela a la tangente OB. La deformación ϵ'_y , es la deformación plástica, $\epsilon_1 - \epsilon'_1$ es la deformación recuperable elástica y ϵ_1 , es la deformación unitaria total.

En general se puede afirmar que la deformabilidad y resistencia de un macizo rocoso son propiedades mecánicas que dependen de la resistencia y compresibilidad del material pétreo que constituye los bloques del macizo y del grado de fragmentación de éste.

Los ensayos de deformabilidad de la roca in situ, son los que se llevan a cabo con mayor frecuencia para estudiar el comportamiento de los macizos rocosos. Lo que se persigue al realizarlos es, determinar el módulo de deformabilidad, éste puede obtenerse (in situ) con la siguiente prueba:

PRUEBA DE PLACA.- Esta prueba nos sirve para determinar el módulo elástico o de deformabilidad de la roca y consiste en aplicar presión a la superficie de la roca a través de una placa de acero, registrando las deformaciones producidas por dicha presión. Estas deformaciones pueden ser variables o constantes en el área de aplicación de la presión, dependiendo del tipo de placa utilizada.

Se ha empleado los siguientes tipos de placas:

- a) Flexible de 1 metro cuadrado de área
- b) Flexible de 0.5 metros cuadrados de área
- c) Rígida de 0.1 metros cuadrados de área

El equipo empleado consta de placas de carga, gatos planos, gatos hidráulicos de émbolo, manómetros, dispositivos de anclas en donde se miden las deformaciones y accesorios para montaje y operación del equipo.

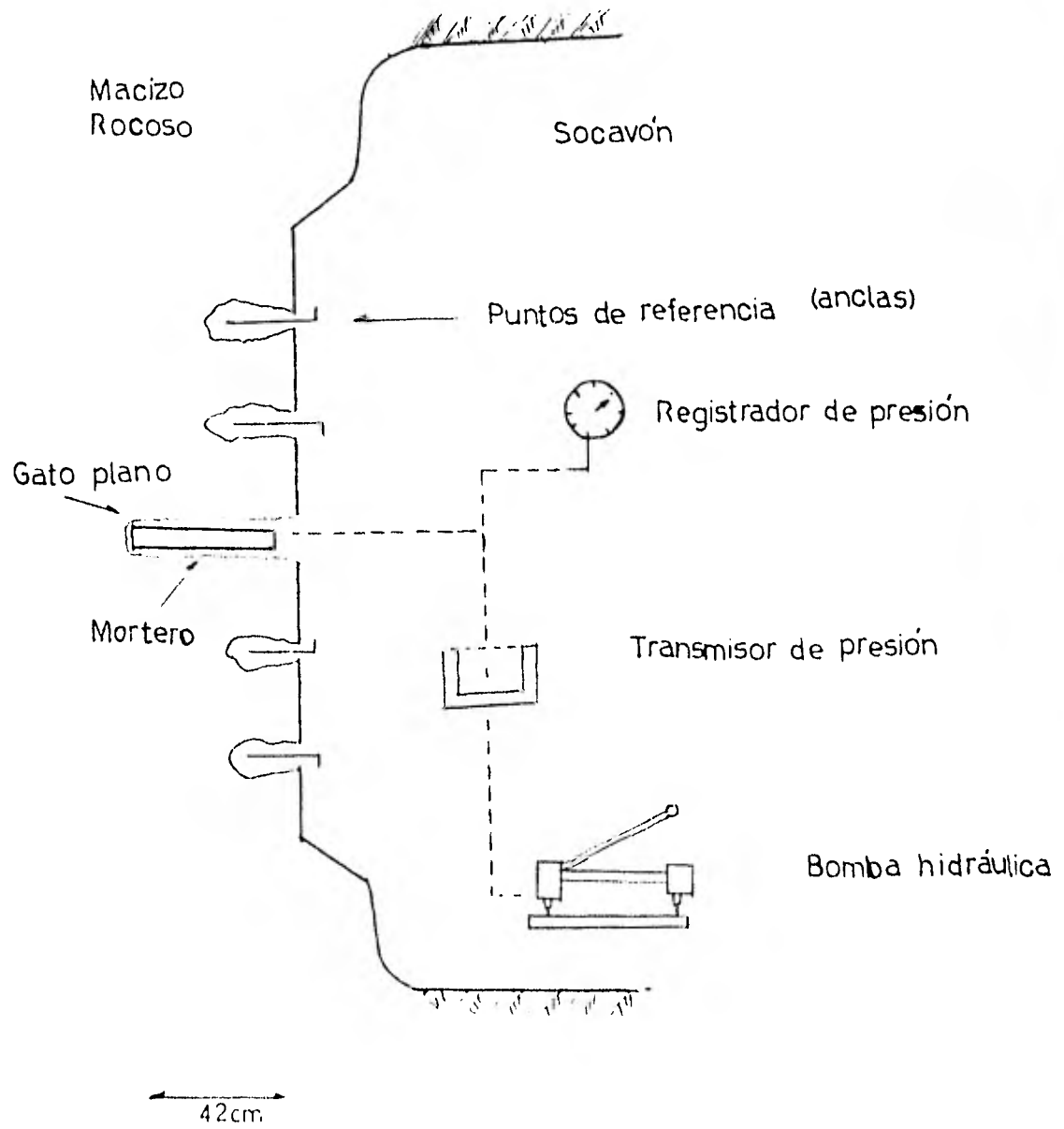
2.5 DETERMINACION DE ESFUERZOS EN ROCA

PRUEBA DE GATO PLANO

Estas pruebas se realizan con objeto de conocer el estado de esfuerzos internos de la masa de roca. Esto se logra rompiendo la continuidad del macizo rocoso, mediante la barrenación de una ranura que provoca deformaciones interna a la roca, midiéndose estas deformaciones entre varios puntos de referencia fijos a la superficie de la roca y alineados en la dirección perpendicular a la de la ranura. Después se inserta a la ranura un gato plano de sección cuadrada ahogado en mortero, al cual se aplica una presión hidráulica hasta que la presión aplicada a la roca le produce deformaciones de una magnitud tal, que los puntos de referencia han alcanzado su posición inicial, a esta presión se le denomina "presión de cancelación" y se interpreta como el valor del esfuerzo interno del macizo rocoso en dirección perpendicular al plano de la ranura, en la vecindad inmediata a la excavación.

PRUEBA DE CORTE DIRECTO

Las pruebas de resistencia al esfuerzo cortante insitu, esencialmente son pruebas de cizallamiento, la prueba es análoga a la de Mecánica de los Suelos, se diferencian en que para las rocas, si se desean obtener valores medios correctos, es necesario muestras de grandes dimensiones y como la resistencia en las rocas es grande, es necesario aplicar también fuerzas grandes.



PRUEBA DE GATO PLANO

El equipo necesario puede ser el mismo que se utiliza para la prueba de placa.

Se desarrolla la prueba aplicando una carga vertical al bloque labrado, la cual se mantendrá durante toda la prueba, después se aplica la carga horizontal, que es la que produce la falla que se busca. La duración de la prueba depende de la consistencia de la roca que se prueba.

2.6 PRUEBA DE CALIDAD DE LA ROCA.

Existe un método de campo sencillo, aunque poco confiable que permite conocer la calidad de las rocas a grandes rasgos, es aquél en el que por medio de las características del polvo, producto de una excavación, se pueden determinar la presencia de fisuras u oquedades en el macizo rocoso.

En la realización de la prueba se puede utilizar una máquina Trackdrill o perforadoras de mano. Al efectuarse la barrenación se observan las características del polvo y se clasifica la roca de la manera siguiente:

ROCA DE BUENA CALIDAD:	Polvo blanco fino, tipo talco, con tamaño de grano de 0.1 mm.
BASALTO VESICULAR:	Polvo gris-rojizo granular o lajeado, con tamaño medio de 2 mm.
ROCA FRACTURADA:	Polvo granular gris o blanco tipo granular o lajeado, con tamaño medio de 0.2 mm.
OQUEDAD:	No hay recuperación de polvo.

Una vez realizado lo anterior, se pueden trazar perfiles de estratificación a lo largo de los barrenos, con los datos obtenidos en cada uno de ellos.

2.7 DURABILIDAD Y ALTERABILIDAD. GRADO DE ALTERACION

La durabilidad de las rocas es una propiedad de gran importancia en todas las aplicaciones de las rocas; los cambios en su composición mineralógica o en la estructura, producidos por la exfoliación, hidratación, envejecimiento, disolución, oxidación, abrasión y otros procesos, en resumen se alteran y de esto se pueden apreciar dos características: la alteración y la alterabilidad.

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. Se puede considerar que las tres cuartas partes de las rocas que se emplean en trabajos de ingeniería son alterables, consideraciones que parecen contradecir el sentido común que supone que las rocas son muy estables.

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 reinantes en el sitio, por lo tanto, la durabilidad es lo contrario de alterabilidad.

Existe una prueba para determinar los conceptos anteriores: La prueba de alterabilidad-durabilidad de Franklin y Chancera. El aparato consiste en un tambor de 14 cm de diámetro y 10 cm de longitud, con una malla de 0.2 cm de espesor, formando paredes cilíndricas.

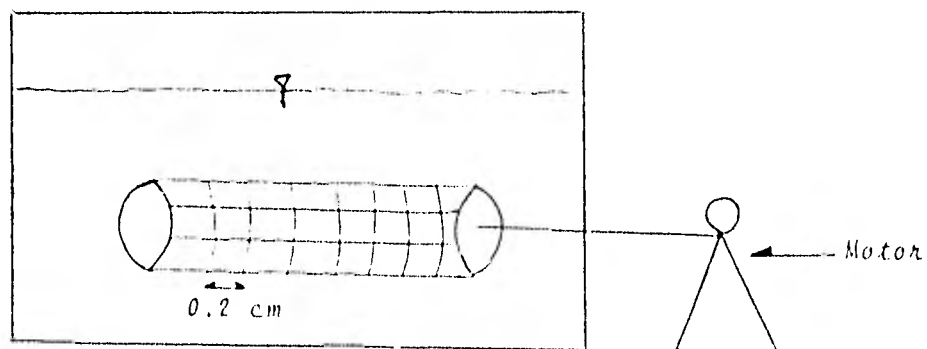
Se colocan aproximadamente 500 gramos de roca rota en

10 pedazos, dentro del tambor. El Tambor se hace girar durante 10 minutos, para dar a la roca un baño de agua; después de estos 10 minutos de rotación a velocidad baja, se mide el porcentaje de roca retenida por la malla (% que se mide con respecto al peso seco), este porcentaje se reporta como índice de alterabilidad-durabilidad (Id).

Gamble propuso que se realice un segundo ciclo también de 10 minutos después de secado el material.

No es claro cual es la relación entre la durabilidad y la edad geológica, pero sí se sabe que la durabilidad crece linealmente con la densidad, e inversamente con el contenido de agua (w) natural. Basado en estos resultados Gamble propone la siguiente clasificación según la durabilidad:

NOMBRE DEL GRUPO	% RETENIDO DES- PUES DEL 1er CICLO	% RETENIDO DES- PUES DEL 2o CICLO
DURABILIDAD MUY ALTA	> 99	98
DURABILIDAD ALTA	98-99	95-98
DUR. MEDIANAMENTE ALTA	95-98	85-95
DURABILIDAD MEDIANA	85-95	60-85
DURABILIDAD BAJA	60-85	30-60
DUR. MUY BAJA	< 60	< 30



APARATO PARA DETERMINAR EL I_d

Cuando se altera una roca, aumenta su porosidad, por lo tanto, las clasificaciones de las muestras de roca provenientes de una formación rocosa dada, adoptando como criterios el grado de alteración o la porosidad serán idénticas, sin embargo, resulta difícil conocer la porosidad de una roca, por esta razón, tomando en cuenta la existencia de una relación entre esta magnitud y el peso de agua absorbida por la muestra previamente secada, se ha adoptado en definir el grado de alteración como:

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

P_2 = peso de la muestra al finalizar la absorción

P_1 = peso de la muestra secada al horno a 105°C

2.8 PRUEBAS DE PERMEABILIDAD

En la mayoría de las cimentaciones o empotramientos formados por rocas, la permeabilidad es consecuencia de su fracturamiento o disolución.

En México las formaciones que han dado lugar a permeabilidades altas son las calizas cavernosas y las formaciones volcánicas jóvenes que han sufrido un proceso muy rápido de enfriamiento.

Los ensayos de campo que permiten determinar el gasto de filtración a través de las fisuras de una masa rocosa, son la prueba Lugeon y la prueba Lefranc.

PRUEBA LUGEON. - El ensayo consiste en medir los gastos absorbidos a presiones crecientes o decrecientes, manteniendo cada caudal durante 10 minutos. El resultado es expresado por la medida del gasto de agua absorbida en litros por

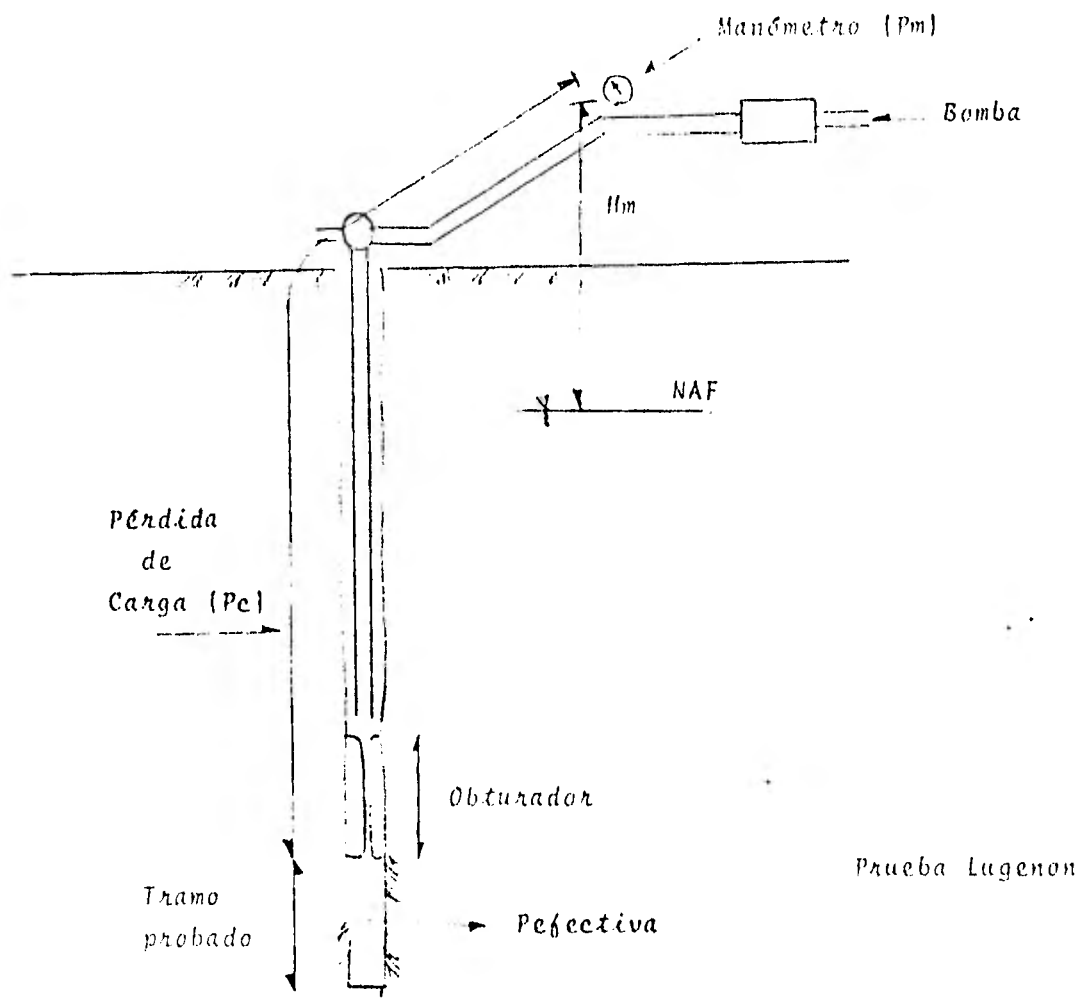
minuto y por metro lineal de perforación para una presión de inyección de 10 kg/cm².

1 unidad Lugeon = gasto de un l/m/min bajo una presión de 10 kg/cm².

La prueba se realiza en tramos de 3 a 5 m de longitud, aislándolos con empaques de cuero o de hule. En un material interestratificado con estratos con permeabilidad muy variable y de espesor menor de 5 m. resulta necesario reducir la longitud del tramo de prueba, con objeto de obtener resultados correspondientes a cada estrato.

Es muy difícil formarse una idea de las características de fisuración de una roca, porque por ejemplo, si en un tramo de 5 m de longitud, absorbe 10 l/min a una presión de 10 kg/cm², puede deberse a la presencia de una sola fisura grande o a muchas fisuras muy finas; para lograr un conocimiento más detallado de la roca, se recomienda variar la longitud del tramo de prueba. La diferencia entre ambos casos es muy importante para el diseño del proceso de inyección de la masa rocosa.

Los estratos con una permeabilidad de una unidad Lugeon, pueden considerarse como impermeables.



$$P_e = P_m + \frac{H}{10} - P_c$$

donde:

- P_e = presión efectiva
- P_m = presión manométrica
- H = Dist. entre el manómetro y el NAF
- P_c = pérdida de carga

PRUEBA LEFRANC. - Permite determinar la permeabilidad de suelos y rocas muy fracturadas, localizadas bajo el nivel freático. El sondeo deberá estar ademado con tubo hasta el extremo superior de la prueba, la función de este ademe es aislar de la columna abierta, el tramo por probar.

La prueba Lefranc consiste en inyectar o extraer de una perforación, agua, con una carga hidráulica pequeña y medir el gasto correspondiente. La carga hidráulica puede ser constante o variable según el tipo de suelo; en suelos permeables como arenas y gravas la prueba se efectúa con inyección a carga constante y en suelos poco permeables ($k = 10$ cm/seg), como arenas finas, limos y arcillas, se hace la prueba de extracción con carga variable.

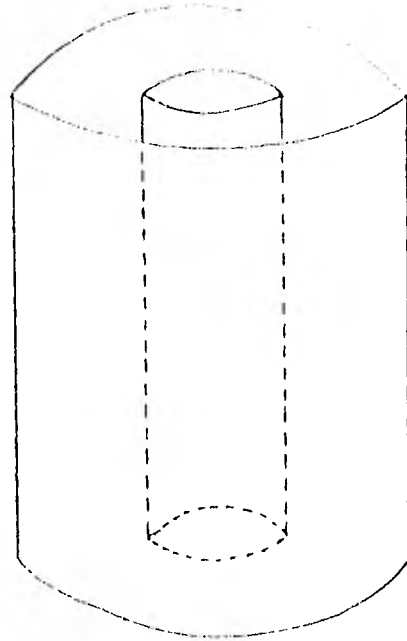
2.9 PRUEBA DE PERMEABILIDAD EN EL LABORATORIO

La permeabilidad en el laboratorio, se obtiene midiendo el volumen de agua o fluido que pasa a través de la muestra en un determinado tiempo, cuando el fluido está sometido a una presión constante.

Un procedimiento para medir la permeabilidad consiste en la generación de un flujo radial en un espécimen de roca, - Cilíndrico y hueco.

Cuando la presión hidráulica es exterior (flujo convergente), se generan esfuerzos de compresión que provocan que las fisuras se cierren.

Cuando la presión hidráulica es interior (flujo divergente), se generan esfuerzos de tensión, los cuales originan que las fisuras se abran.



CILINDRO HUECO PARA LA DETERMINACION DE LA PERMEABILIDAD

SENSITIVIDAD (S) de una roca, caracteriza la magnitud de la variación de la permeabilidad de una roca la abriese o cerrarse las fisuras bajo el efecto de una modificación del estado de esfuerzos actuantes.

La presión hidráulica interior (flujo divergente) no deberá ser muy grande, ya que puede ocasionar la falla de la probeta por tensión. La permeabilidad medida con flujo divergente es mayor o igual a la medida con flujo convergente.

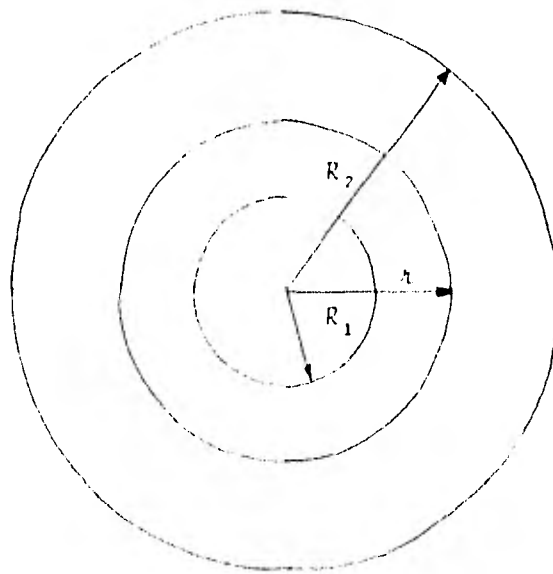
Se define como sensibilidad (S) a :

$$S = \frac{K_{div}}{K_{conv}}$$

k_{div} = permeabilidad de la roca cuando se aplica presión interior (flujo divergente). La presión utilizada normalmente es de $P = 1 \text{ kg/cm}^2$.

k_{conv} = permeabilidad de la roca cuando se aplica presión exterior (flujo convergente). La presión utilizada es de $P = 50 \text{ kg/cm}^2$.

La expresión para calcular la permeabilidad divergente o convergente se obtiene de la siguiente manera:



Para el cilindro anterior (visto en planta), entre R_1 y R_2 de longitud L , el flujo radial q a través de la circunferencia de radio r es, según la ley de Darcy:

$$q = -k i A \qquad i = \frac{dh}{dr}$$

$$q = -k \frac{dh}{dr} 2\pi r L \qquad A = 2\pi r L$$

$$\frac{dr}{r} = - \frac{k 2\pi L}{q} dh \qquad \text{Integrando de } R_1 \text{ a } R_2$$

$$\ln \frac{R_2}{R_1} = \frac{k 2\pi L (h_1 - h_2)}{q}$$

$$\text{Luego entonces } K_{\text{div}}^{\text{conv}} = \frac{q \ln (R_2/R_1)}{2\pi L \Delta h}$$

donde:

q = Volumen de agua por unidad de tiempo (gasto)

L = Longitud del espécimen

Δh = Diferencia de carga a través de la región de flujo

R_2 y R_1 = Radio exterior e interior del espécimen.



En la construcción de presas, túneles y otras obras de gran magnitud, es necesario efectuar sondajes de prueba, como el que se indica; mediante este procedimiento se puede valuar (en forma aproximada), los esfuerzos en el interior de un macizo rocoso, detectarse fallas, presencia de oquedades, etc.

CAPITULO III ASPECTOS TEORICOS

3.1 METODOS DE RECONOCIMIENTO DE TALUDES ROCOSOS

Cuando se efectúa el diseño de un talud en roca debe conocerse el comportamiento mecánico del macizo, debido a que éste se encuentra influenciado por la presencia de fisuras, fracturas, fallas, etc., así como por el régimen de flujo de agua existente.

Mapeo de discontinuidades.- Los procedimientos se dividen en directos y semidirectos. En los directos se pueden observar y medir las características de una discontinuidad sin que sea necesario ningún proceso a distancia. Los semidirectos sí requieren de algún aditamento que permita observar, detectar o medir las discontinuidades, desde una cierta distancia como el muestreo integral, observación con televisión, etc.

Métodos Directos.- Pueden llevarse a cabo en dos formas diferentes: la primera consiste en la observación de salientes de roca en las cercanías del lugar donde se construirá el talud y la segunda consiste en la ejecución de un pozo a cielo abierto, de dimensiones suficientes para que un hombre pueda introducirse; ambos procedimientos son complementarios y su ejecución simultánea depende de la magnitud e importancia de la obra.

Hasta donde sea posible en la observación de una saliente de roca en donde se aprecie el grado y forma del fisuramiento, deberán anotarse todas las características de las discontinuidades, tales como: rumbo, echado, rugosidad, grado-

de alteración del material, etc.

El rumbo de un estrato es su dirección medida sobre una superficie horizontal; es la dirección de una línea formada por la intersección de la estratificación y un plano horizontal.

α = echado
 β = rumbo

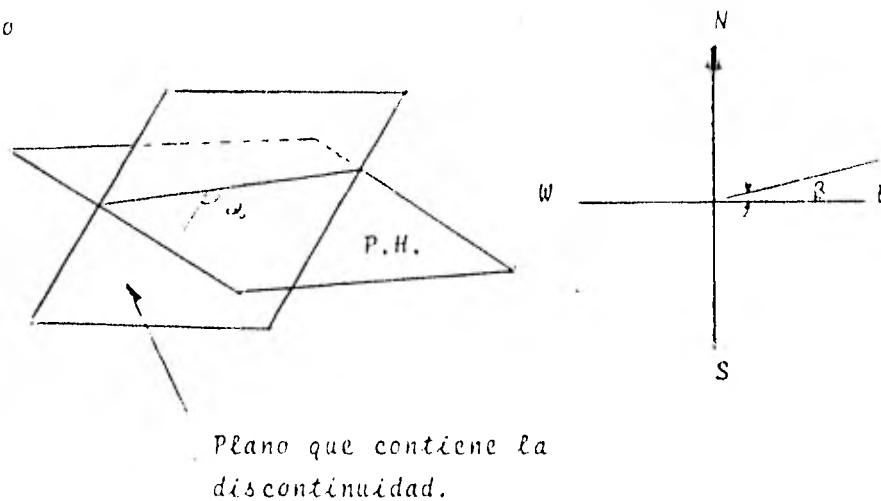


FIG. 3.1

Echado, es el ángulo de inclinación de una superficie medida con respecto a la línea horizontal.

El método anterior tiene ciertas limitaciones, tales como:

- a) El macizo rocoso normalmente se encuentra cubierto por una capa de suelo que dificulta la observación.
- b) La orientación y número de discontinuidades dentro del macizo, pueden diferir de las observadas en las partes exteriores.

Métodos Semidirectos.- Los más usuales son las perforaciones con distintas inclinaciones, de tal forma que se puedan relacionar las discontinuidades observadas; el muestreo integral, que consiste en la obtención de corazones de roca.

En el caso de carreteras, para el diseño de taludes en roca, sólo en casos especiales se utilizan los métodos indirectos y sirven para desechar dudas que hubiesen quedado en la aplicación de los métodos directos.

3.2 MECANISMOS DE FALLA

Cuando se tiene la necesidad de investigar la resistencia al corte en las fracturas de las discontinuidades es muy importante tener una idea del probable modo de falla contra el cual se va a diseñar.

La orientación y espaciamiento de las discontinuidades permiten inferir los mecanismos de falla cinemáticamente posible en taludes rocosos que son esencialmente por traslación, por volteamiento de bloques y por rotación.

3.2.1 DESLIZAMIENTO POR TRASLACIÓN

Generalmente el caso de deslizamiento por traslación es muy común en las formaciones sedimentarias que buzan hacia el talud, cuando dentro del macizo existe un estrato paralelo a la superficie del terreno, cuya resistencia es muy baja. En la naturaleza los planos débiles típicos son estratos delgados de arcilla o lutitas muy alteradas o de arenas más o menos finas, sujetas a una subpresión que disminuye los esfuerzos efectivos y baja la resistencia del manto al esfuerzo cortante.

En algunos casos, la superficie de deslizamiento definida, no se forma instantaneamente en el momento de la falla, sino que se desarrolla progresivamente hasta alcanzar un estado de equilibrio, por lo que se puede concluir que la estabilidad de un talud rocoso queda seriamente amenazada por la aparición de una zona progresivamente sobrecargada, que en muchos casos se localiza en las proximidades del pie de dicho talud, pudiendo este proceso provocar el colapso total del macizo.

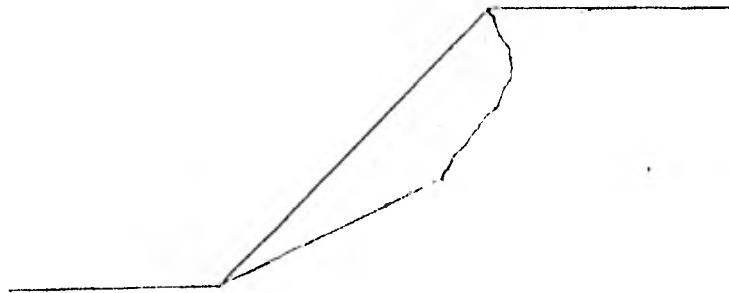


FIG. 3.2 Falla por traslación

3.2.2 VOLTEO DE BLOQUES

Como ya se indicó, la orientación y espaciamiento de las juntas influye en la forma del mecanismo de falla; en el caso de que la familia de juntas presente suficiente resistencia al esfuerzo cortante, la falla por volteo de bloques puede llegar a ocurrir. Este tipo de falla puede presentarse en taludes en los cuales los planos de debilidad tienen echado muy grande o también donde se presentan rocas estratificadas. La falla ocurre según un mecanismo de rotación respecto a un eje que generalmente se localiza en las partes inferiores de los bloques. Las fuerzas que intervienen son el peso de los bloques y los empujes debidos a otros bloques inestables; cuando

do se presenta este tipo de falla, se observan desprendimientos en la cara del talud.

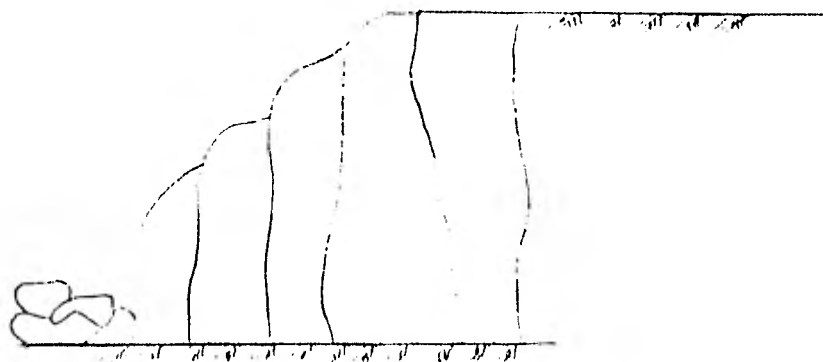


Fig. 3.3 Falla por volteo

3.2.3. DESLIZAMIENTO ROTACIONAL DE UN TALUD

Este tipo de falla de un talud en roca sana sucede únicamente cuando el fracturamiento de la roca es tal que, el macizo se asemeja a un medio continuo, es decir, cuando tiene juntas que pueden considerarse en conjunto como homogéneas. Este es el único caso en donde el círculo de falla utilizado en Mecánica de los Suelos es aplicable a taludes rocosos. Este caso se presenta muy rara vez en la naturaleza.



Fig. 3.4 Falla por rotación.

3.3 ANALISIS DE ESTABILIDAD

Existen varios procedimientos de cálculo del factor de seguridad en macizos rocosos que permiten analizar la estabilidad de taludes con acciones de peso propio y presión de agua, pero constan de procedimientos muy complicados, lo cual ha limitado su uso. Existe un método aparentemente simple, en donde se analiza la estabilidad de taludes en dos casos diferentes: el de un macizo limitado por una superficie de falla plana y el de uno en forma de cuña limitado por dos superficies de falla planas; en ambos casos se toman en cuenta el efecto de presión de agua en las superficies de falla. Este método de análisis se denomina METODO BIDIMENSIONAL, refiriéndose a mecanismos de falla por traslación debido a que éste es el que se presenta con mayor frecuencia en la práctica.

3.3.1. SUPERFICIE DE FALLA PLANA.

En las siguientes figuras (Fig. 3.5), se muestra la geometría analizada.

Para el cálculo del factor de seguridad (FS), en este método se han supuesto las siguientes hipótesis:

1. Las fuerzas W , U , V , están actuando sobre el centroide de la masa deslizante, lo cual implica que el movimiento ocurre por deslizamiento sobre la superficie de falla.

2. La resistencia al corte de la superficie donde ocurre el deslizamiento se define por una cohesión C , y un ángulo de fricción ϕ .

3. Se considera un espesor unitario en el sentido perpendicular al plano de la figura y que las superficies laterales

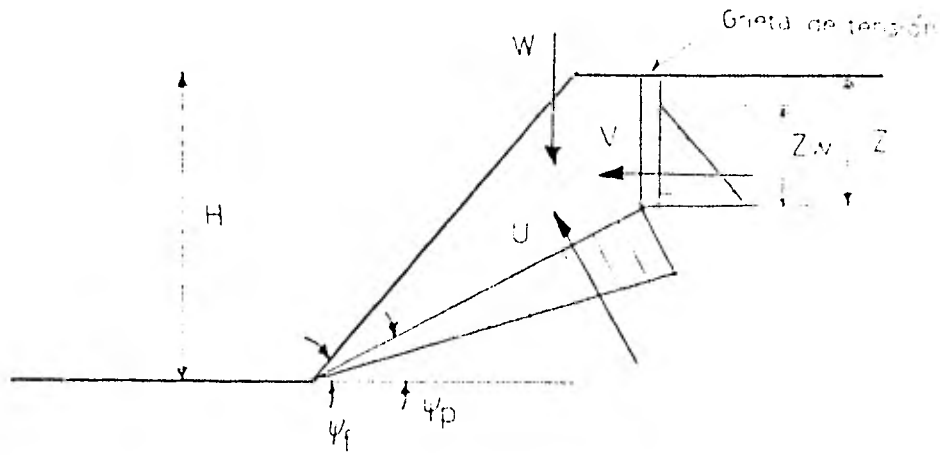


Fig. 3.5a. Grieta de tensión en la parte superior del fuste.

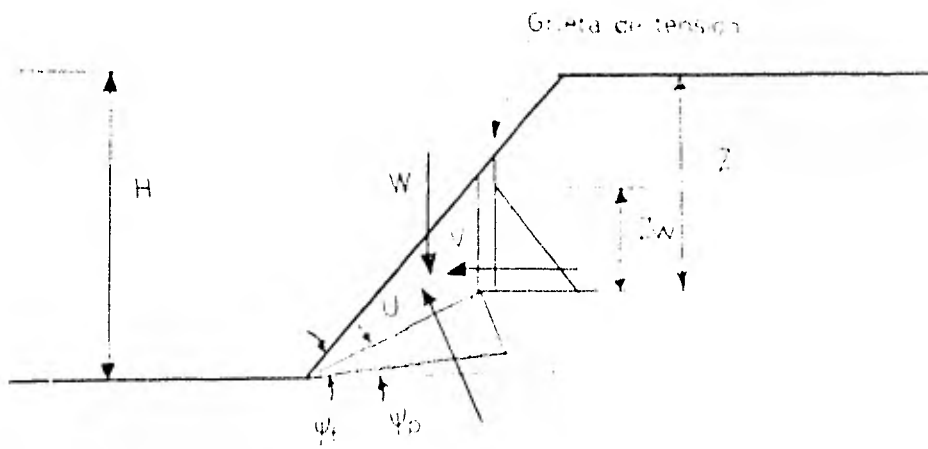


Fig. 3.5b. Grieta de tensión en la parte inferior del fuste.

rales no presentan resistencia al deslizamiento.

4. El deslizamiento acontece a través de la superficie de falla que forma un ángulo φ_p con respecto a la horizontal.

5. La grieta de tensión es vertical.

En este caso el factor de seguridad se ha calculado como la relación entre la resistencia S en la superficie de deslizamiento y la fuerza cortante T que tiende a producir el movimiento. El valor del FS se obtiene de la siguiente fórmula:

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

donde:

- A = longitud de la superficie de falla
- W = peso del bloque deslizante
- c = cohesión en la superficie de deslizamiento
- U = fuerza de subpresión actuando en la superficie de falla
- V = fuerza de subpresión actuando en la grieta de tensión
- φ_p = ángulo que se forma con la superficie de deslizamiento y la horizontal.
- ϕ = ángulo de fricción en la superficie de deslizamiento.

La fórmula anterior puede expresarse en forma adimensional en la forma siguiente:

$$FS = \frac{(c/\gamma H) P + c \cot \varphi_p + R/P + S}{R + S \cot \varphi_p}$$

donde:

$$P = \left(1 - \frac{Z}{H}\right) \operatorname{cosec} \psi_p$$

$$R = \left(\frac{\gamma w}{\gamma}\right) \left(\frac{Z w}{Z}\right) \left(\frac{Z}{H}\right)$$

$$S = \left(\frac{Z w}{Z}\right) \left(\frac{Z}{H}\right) \operatorname{sen} \psi_p$$

$$Q = \left| \left(1 - \frac{Z}{H}\right)^2 \cot \psi_p - \cot \psi_f \right| \operatorname{sen} \psi_p^*$$

$$Q = \left(1 - \frac{Z}{H}\right)^2 \cos \psi_p (\cot \psi_p \tan \psi_f - 1)^{**}$$

ψ_f = ángulo que forman la cara exterior del talud y la horizontal.

* Cuando la grieta de tensión está en la parte superior del talud.

** Cuando la grieta de tensión está en la cara exterior del talud.

Los factores P, S, Q, se pueden obtener de las siguientes figuras: (Figs. 3.6 y 3.7).

Las grietas de tensión existen casi en todos los taludes rocosos. Son formadas por esfuerzos de tensión en la parte superior de los taludes y su posición y profundidad dependen de factores como:

- a) La distribución de discontinuidades
- b) La geometría del talud
- c) La presencia de zonas más rígidas en la parte superior del talud y los esfuerzos tectónicos a que se encuentre sometida la masa rocosa.

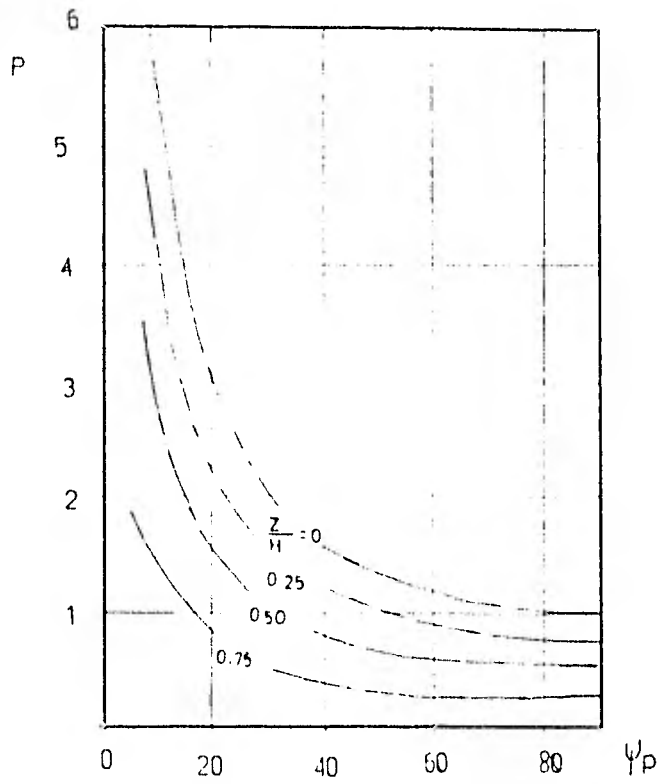


Fig. 3.6-a Valores de P para varias geometrías

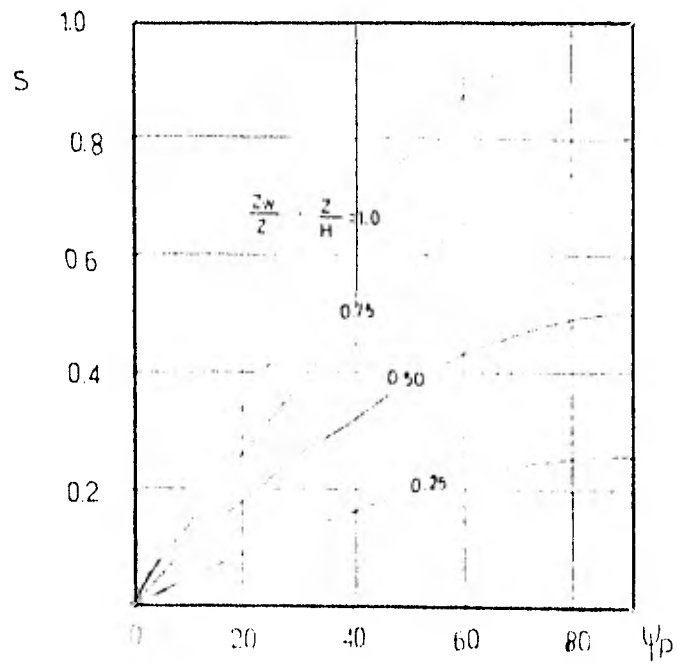
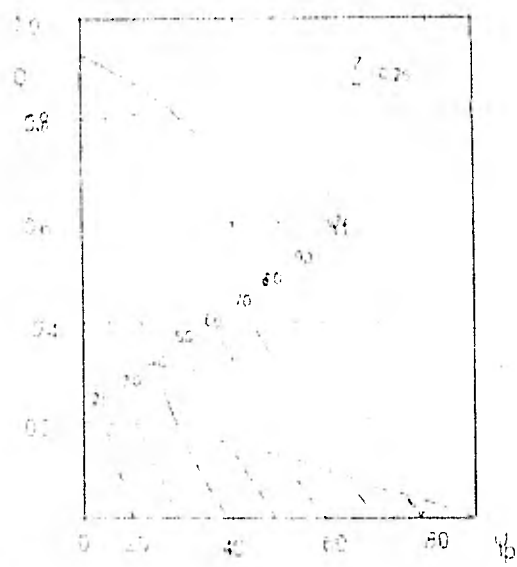
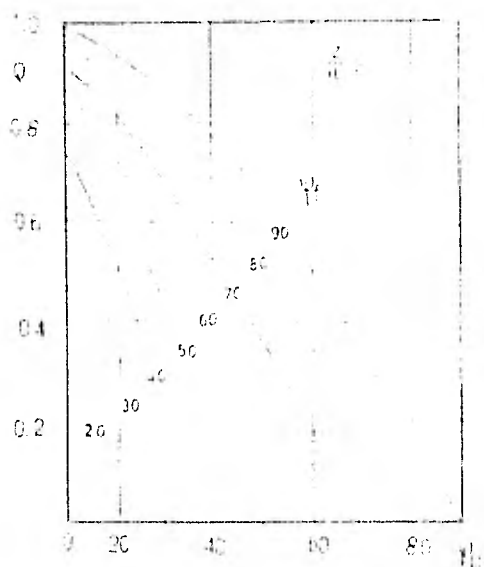


Fig 3.6-b Valores de S para varias geometrías



NOTA: Le linee indicate nel grafico sono la grandezza tensione in la
 direzione del tempo

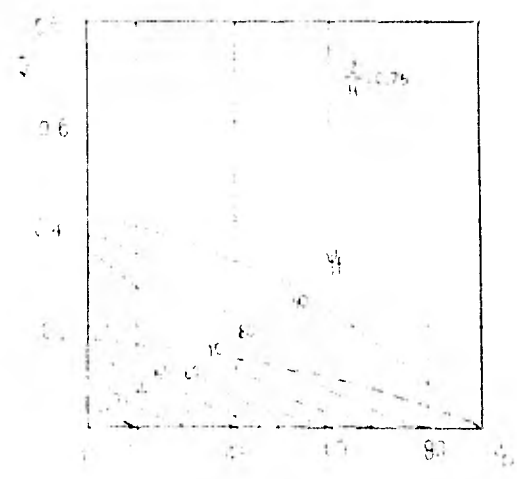
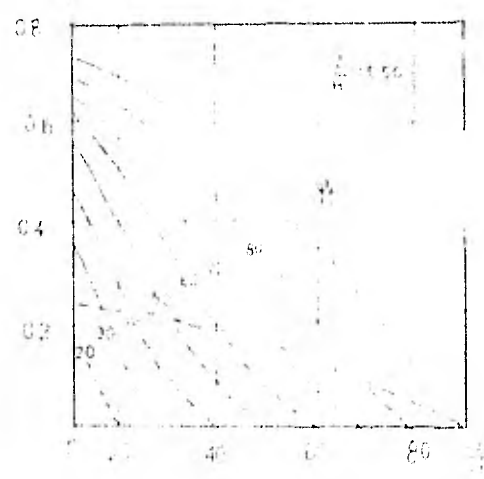


Fig. 1 - 2 - 3 - 4 - 5 - 6 - 7 - 8 - 9 - 10 - 11 - 12 - 13 - 14 - 15 - 16 - 17 - 18 - 19 - 20 - 21 - 22 - 23 - 24 - 25 - 26 - 27 - 28 - 29 - 30 - 31 - 32 - 33 - 34 - 35 - 36 - 37 - 38 - 39 - 40 - 41 - 42 - 43 - 44 - 45 - 46 - 47 - 48 - 49 - 50 - 51 - 52 - 53 - 54 - 55 - 56 - 57 - 58 - 59 - 60 - 61 - 62 - 63 - 64 - 65 - 66 - 67 - 68 - 69 - 70 - 71 - 72 - 73 - 74 - 75 - 76 - 77 - 78 - 79 - 80 - 81 - 82 - 83 - 84 - 85 - 86 - 87 - 88 - 89 - 90 - 91 - 92 - 93 - 94 - 95 - 96 - 97 - 98 - 99 - 100

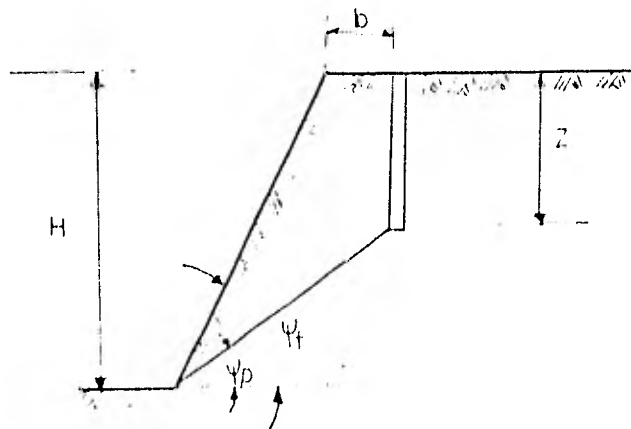
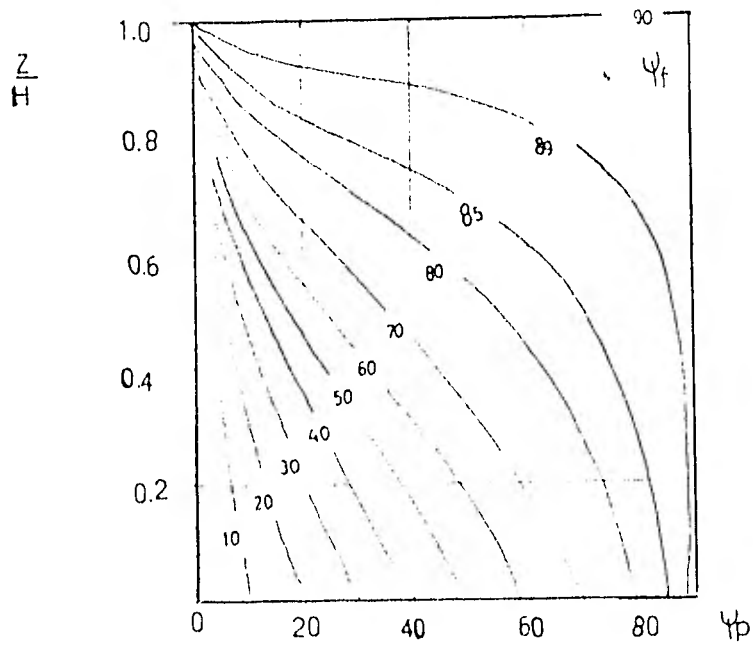


Fig. 38 Profundidad crítica de una greda de tensión
Talud seco

Si durante las visitas de campo se puede determinar la presencia de varias grietas de tensión, debe suponerse en el cálculo la posición de la grieta que aporte el menor valor del factor de seguridad. Si no se observa ninguna grieta debe considerarse que es probable que se generen después de efectuarse los cortes para construir los taludes, en este caso, como medida de prevención se supone que la profundidad y posición de la grieta son aquellas que provocan el mínimo factor de seguridad. En la Fig. 3.8 se indican los valores de $\frac{z}{H}$ y $\frac{b}{H}$ (que determinan la posición de la grieta de tensión), tales que darían un factor de seguridad mínimo en el caso de que el talud estuviera seco, si por el contrario, la grieta estuviera completamente rellena de agua, su posición más crítica se considera en la cresta del talud ($b = 0$).

3.2.2 SUPERFICIES DE FALLA A TRAVES DE DOS PLANOS (CUNA)

Se presenta el cálculo del FS en el caso de una cuña totalmente drenada y cuando la resistencia a través de los planos de deslizamiento es puramente friccionante, estas condiciones pueden parecer una restricción, pero debe tenerse en cuenta que si se consideran los efectos de la cohesión y del empuje hidrostático, el análisis se vuelve muy complicado, esta restricción puede considerarse válida, debido a que en la práctica se ha observado que el factor de seguridad de un talud seco es aproximadamente el doble del de un talud en el que se tenga el efecto del agua, para la distribución de presión hidrostática que se indica en la Fig. 3.9, es decir, si el factor de seguridad en el caso de un talud seco es alto, entonces será aceptable su valor en el caso de tener el efecto hidrostático.

Si el bloque por analizar se encuentra seco y la resistencia de los planos de deslizamiento o discontinuidades es

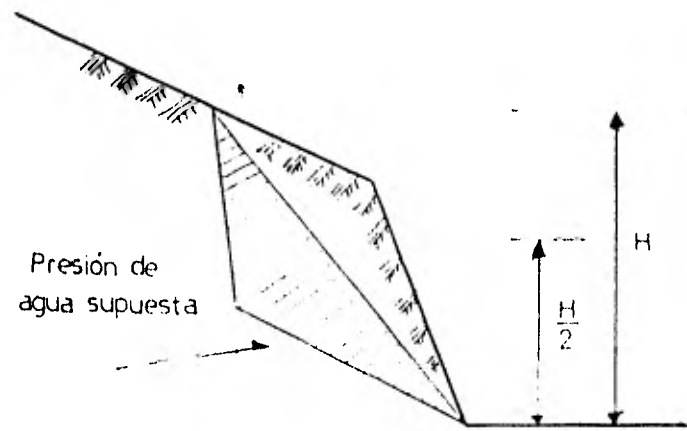
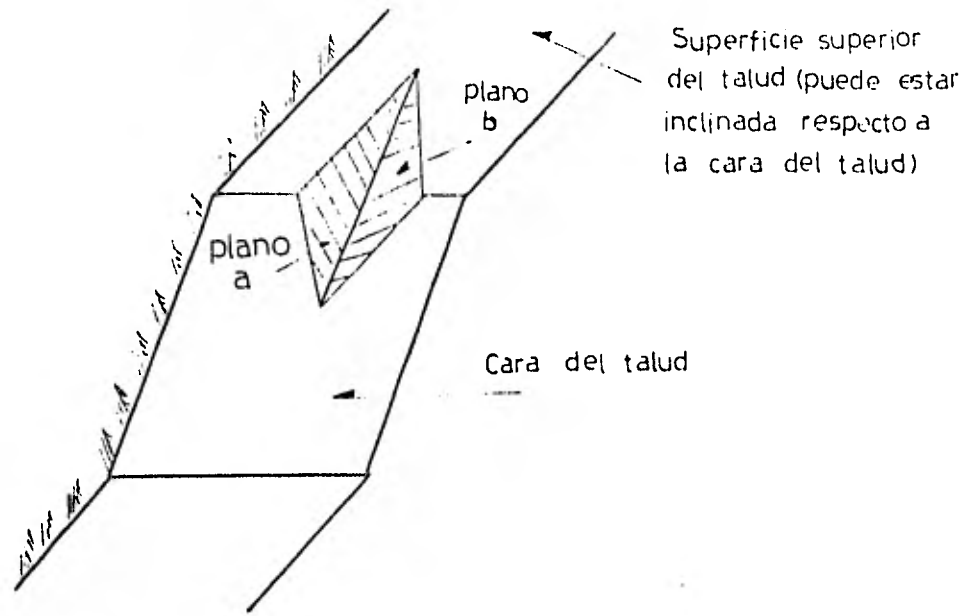


Fig 39 Vista de los planos de deslizamiento

solamente friccionante, el FS se expresa de la siguiente manera:

$$FS = A \tan \phi_a + B \tan \phi_b$$

donde:

A, B, = factores que dependen del echado y del rumbo de las discontinuidades.

ϕ_a = ángulo de fricción del plano de la discontinuidad a.

ϕ_b = ángulo de fricción del plano de la discontinuidad b.

La geometría de la cuña analizada se puede apreciar en la Fig. 3.10. Como puede observarse, la discontinuidad "a" es aquella que tiene el menor echado. En las Figs. 3.11 a 3.18 se obtienen los valores de A y B como función de los echados y rumbos de los planos a y b.

Los procedimientos citados anteriormente permiten tener una idea buena de la influencia, en el FS de factores tales como, el empuje del agua y la resistencia de las discontinuidades.

Para el caso de una carretera, evidentemente se tiene una gran cantidad de taludes, la decisión de efectuar un análisis detallado de cada uno de ellos debe ser tomada por el ingeniero responsable, en base a la importancia de la obra, altura del talud, etc. Debido a lo anterior, la inspección en campo es muy importante, ya que un buen conocimiento del estado del macizo rocoso permitirá decidir si debe efectuarse un análisis o si el talud es estable en condiciones naturales.

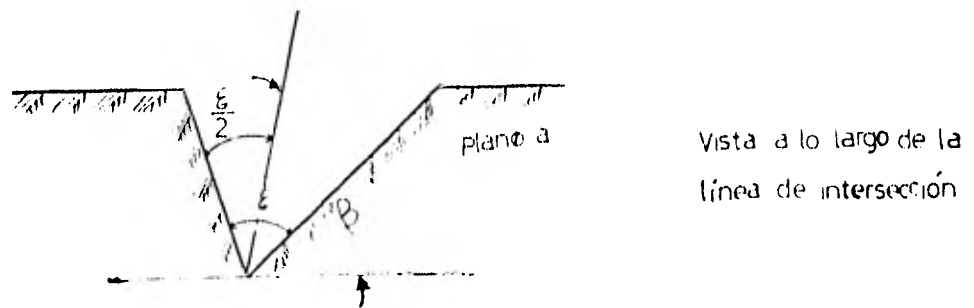
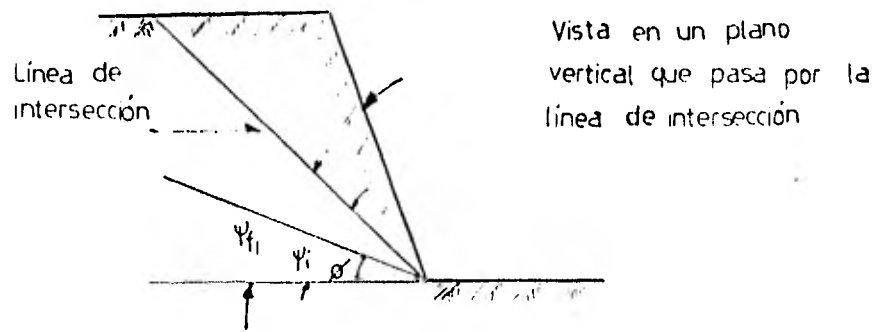
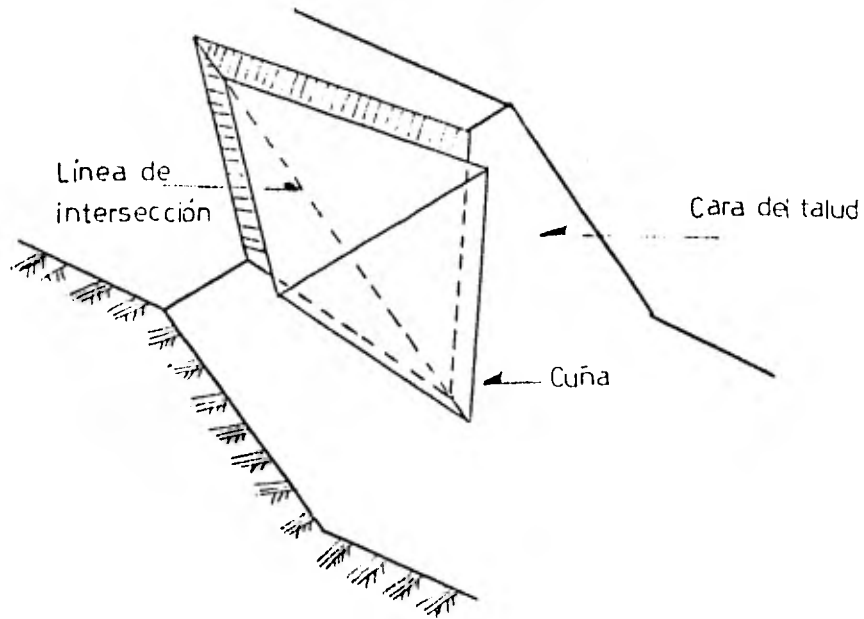


Fig. 3.10 Geometría de la cuña analizada

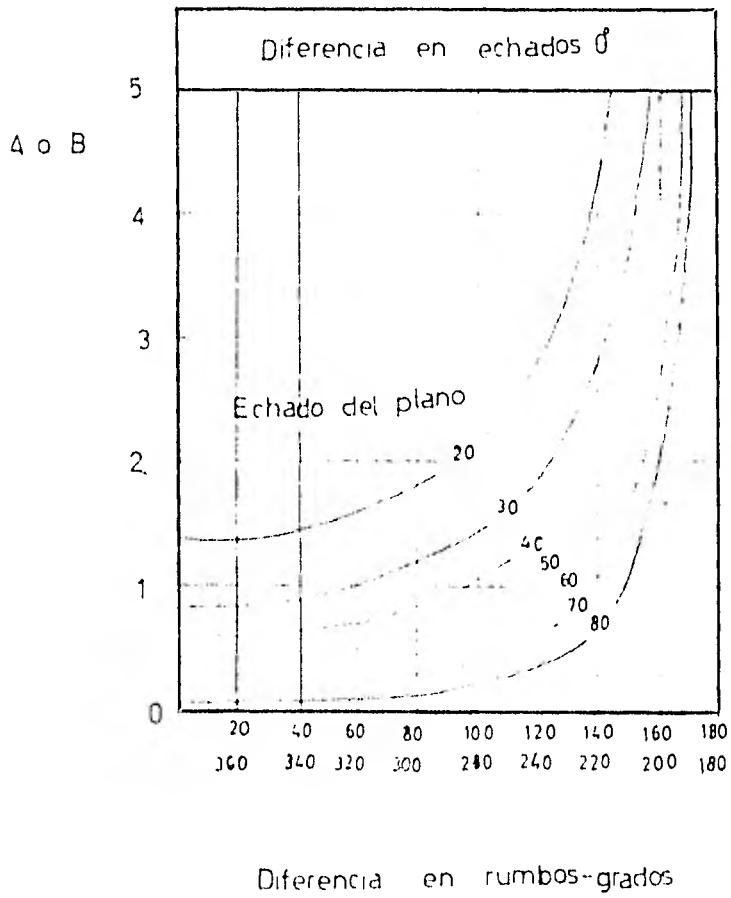


Fig. 3.11 Valores de A y B Resistencia solo por fricción

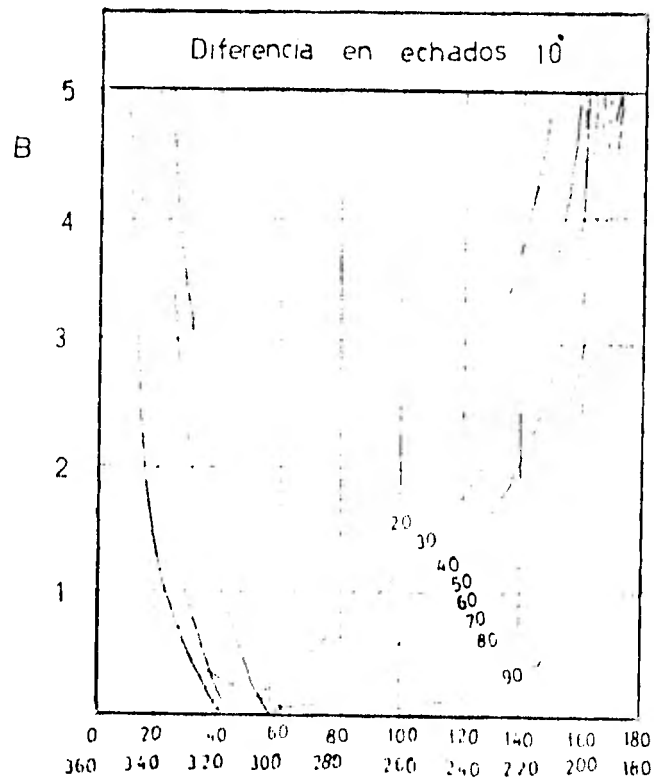
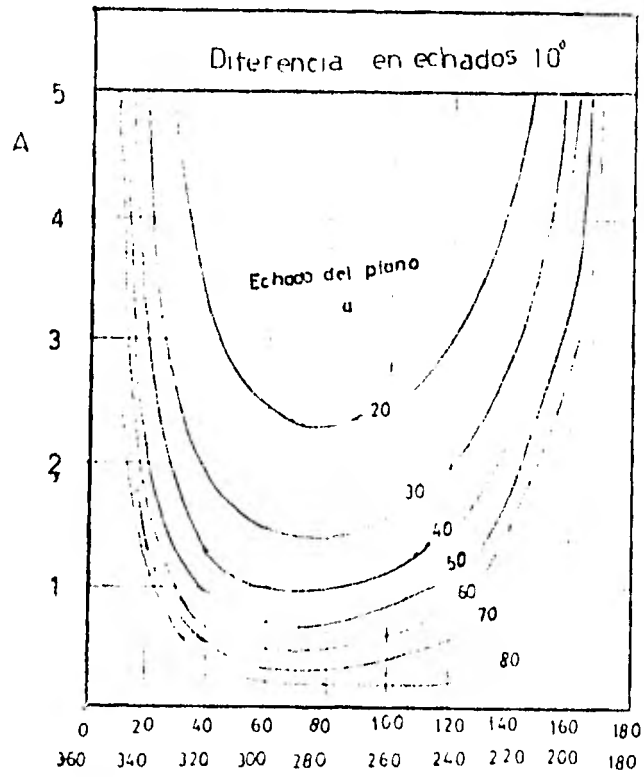


Fig. 3.12 Valores de A y B

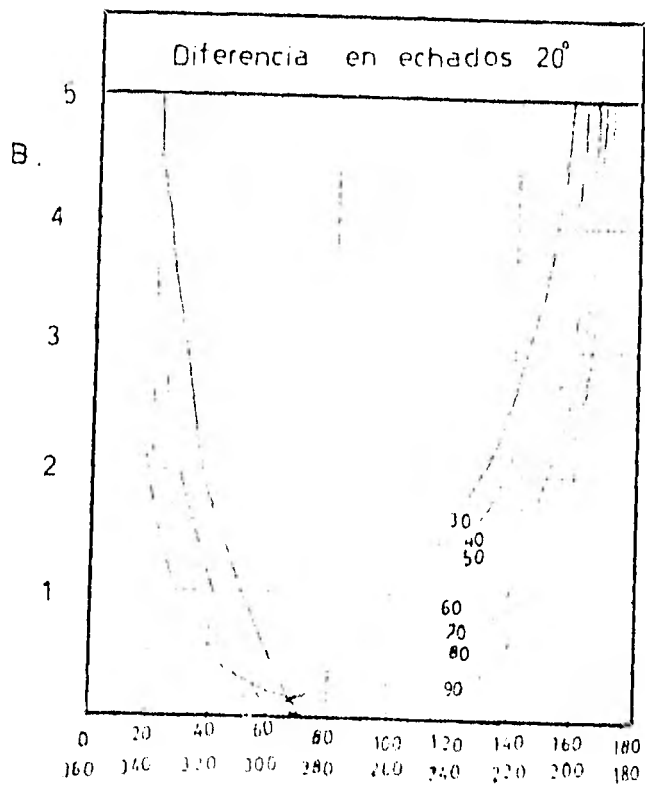
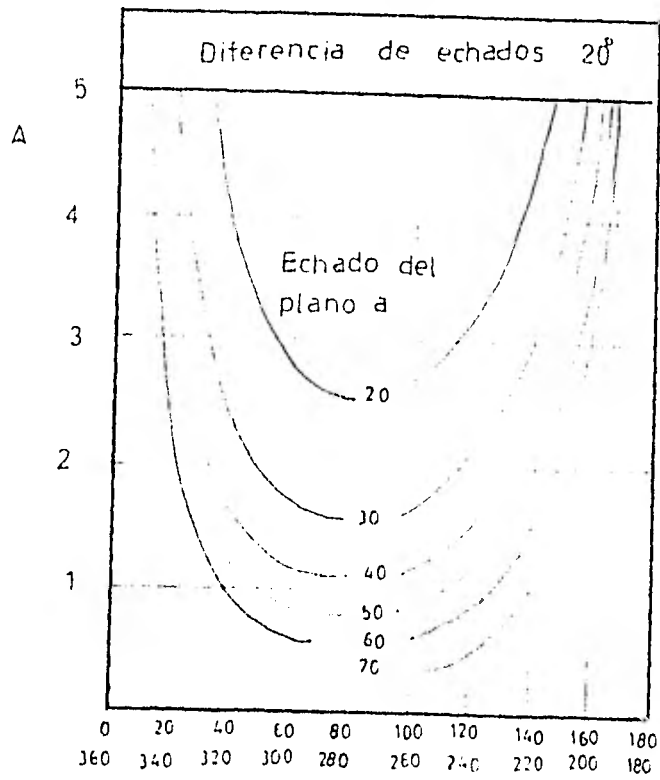


Fig. 313. Valores de A y B

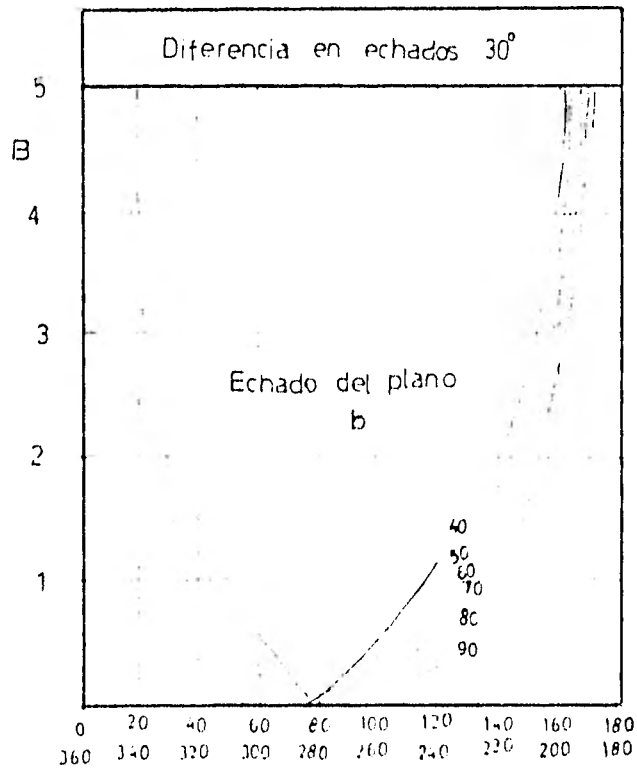
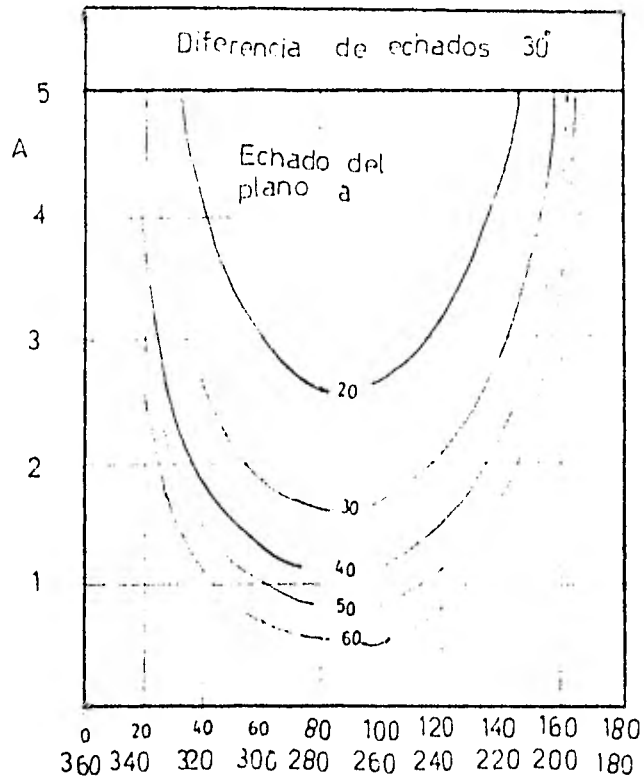


Fig. 3.14 Valores de A y B

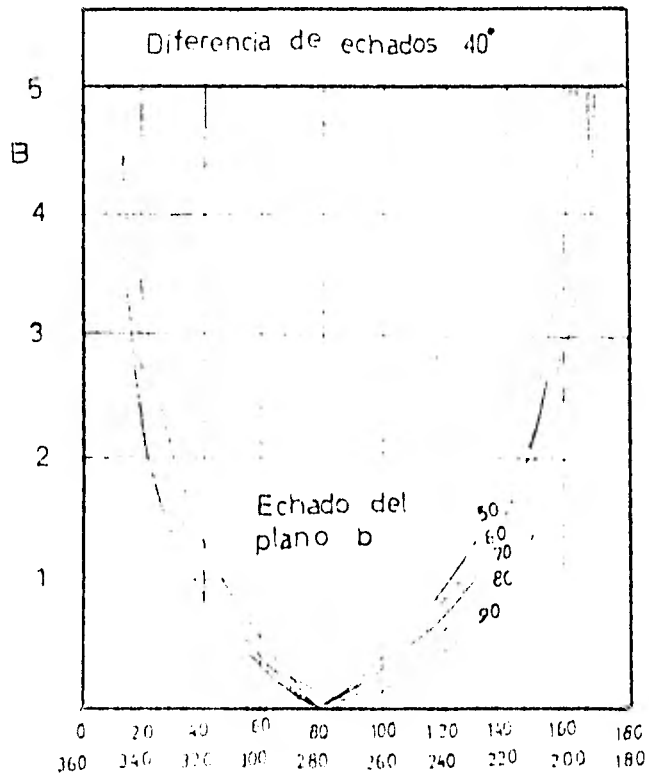
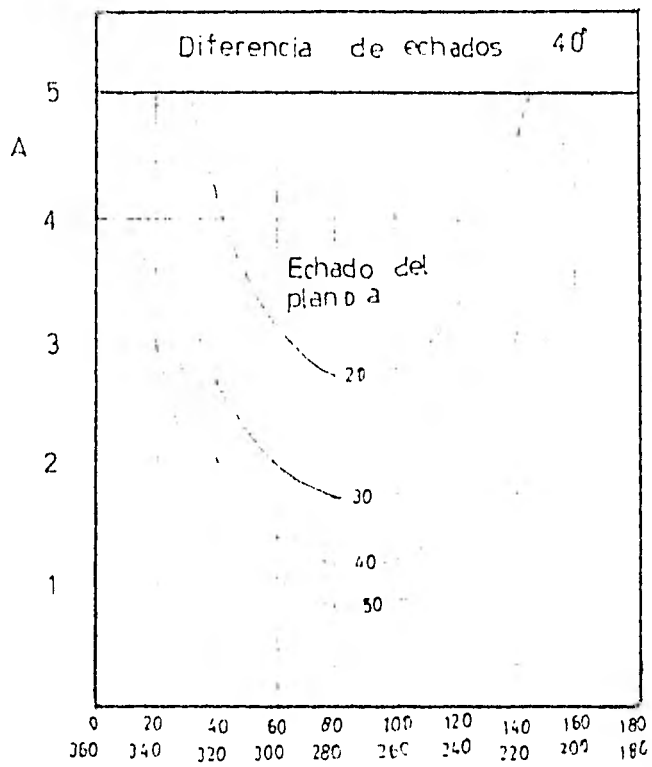


Fig. 3.15 Valores de A y B

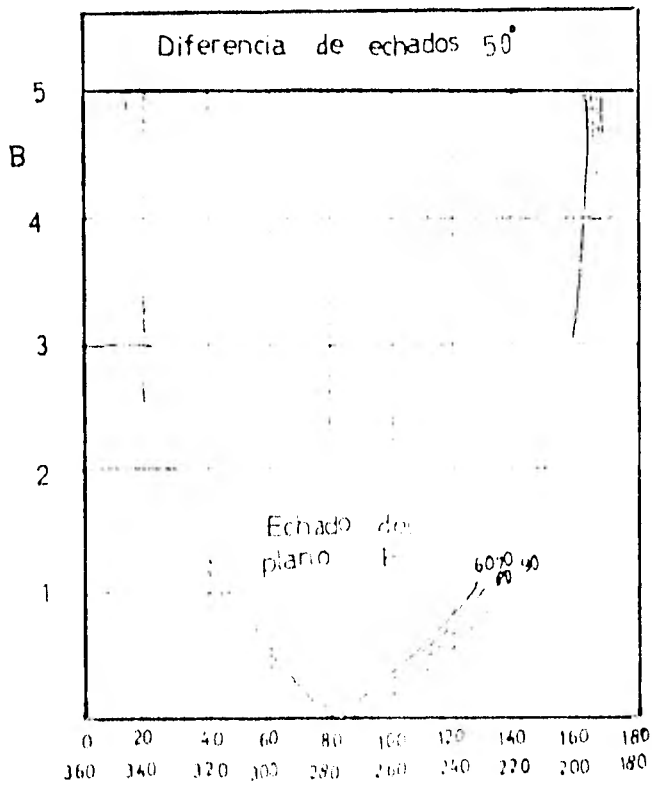
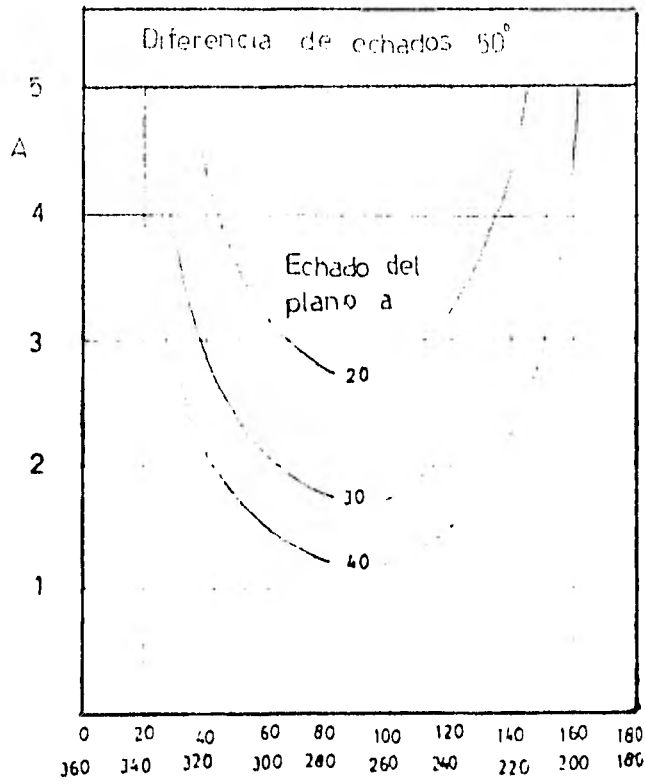


Fig. 3.10 Valores de A y B

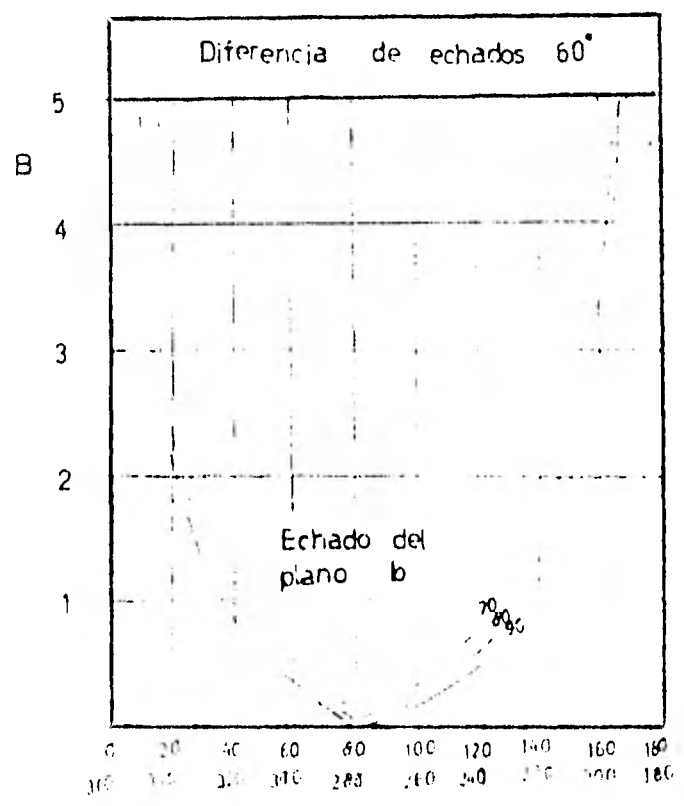
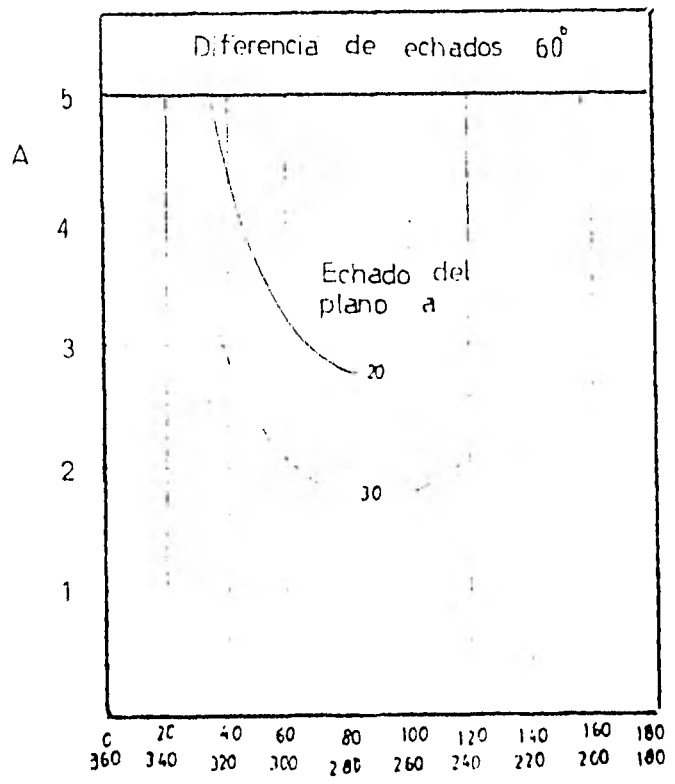


Fig. 317 Valores de A, B

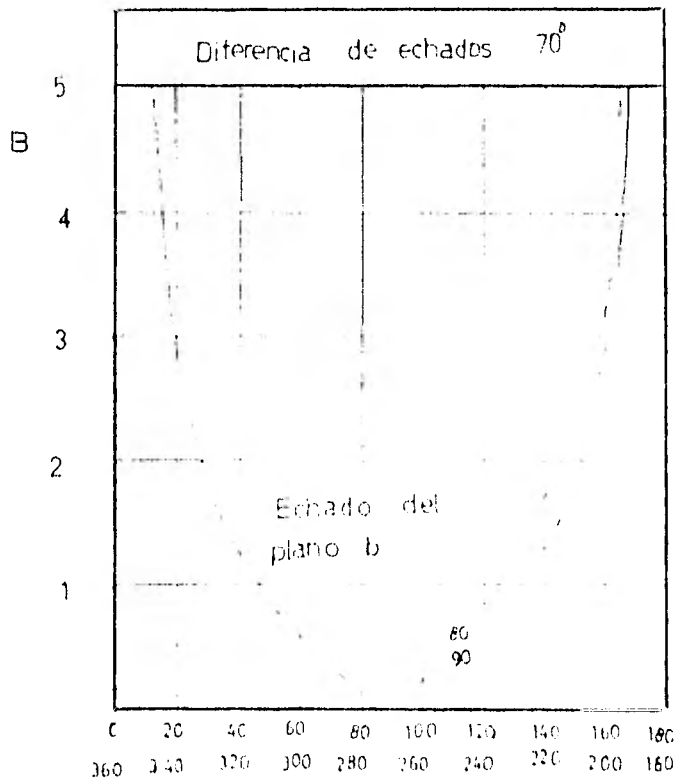
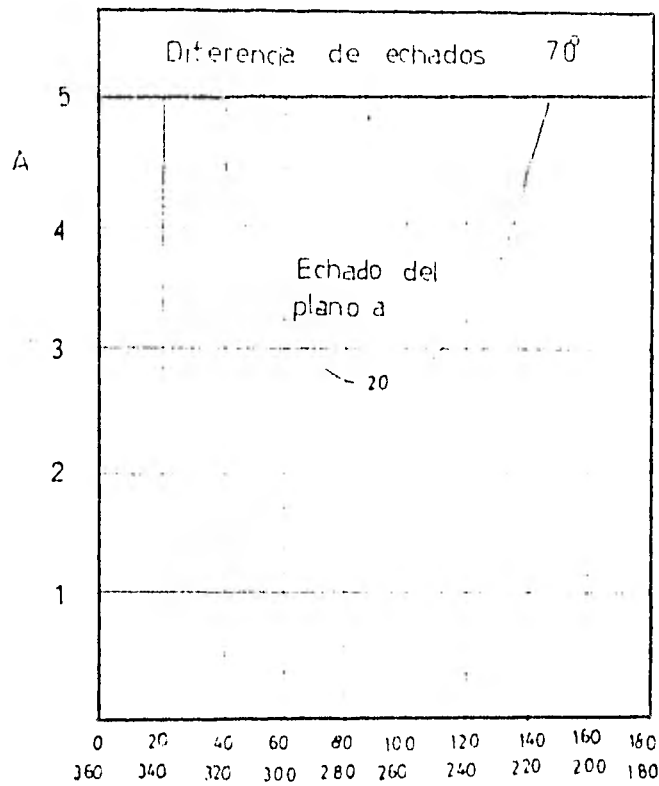
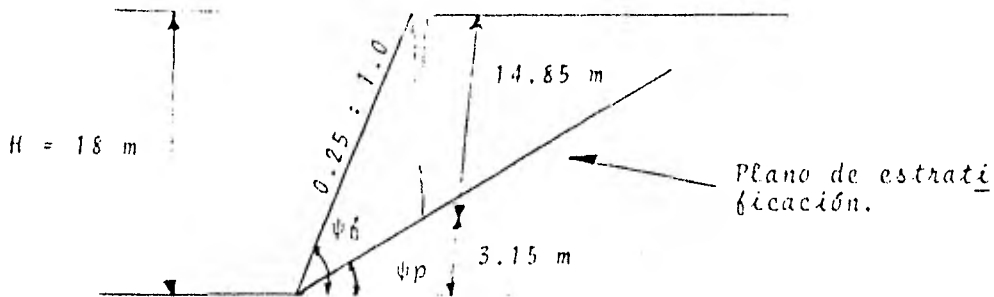


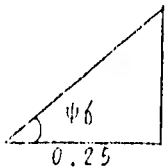
Fig 318 Valores de A y B

3.3.3. EJEMPLO DE CALCULO

Se tiene un corte de 18m de altura en una roca caliza sana, poco fracturada con una estratificación que tiene un echado contra el corte de 35° , se quiere saber si un talud de $0.25 : 1.0$ es seguro. Se supone que la falla puede ocurrir por deslizamiento a través de uno de los planos de estratificación y que existe una grieta de tensión rellena de agua, en la posición más crítica, la cual evidentemente está situada en la parte superior del talud. La resistencia del plano más probable de falla está dada por una cohesión de $C = 8 \text{ ton/m}^2$ y un ángulo de fricción de $\phi = 60^\circ$.



$\psi_p = 35^\circ$ La profundidad de la grieta es de 14.85m a partir de la corona del talud.
 $\gamma = 2 \text{ ton/m}^3$



$$\tan \psi_6 = \frac{1}{0.25} = 4 \quad \longrightarrow \quad \psi_6 = 76^\circ$$

$$\frac{Z}{H} = \frac{14.85}{18} = 0.825 \quad \text{En este caso}$$

$$\frac{Z_w}{H} = 0.825$$

$$Z = Z_w$$

Consultando la figura 3.6.a y con los valores de $\psi_p = 35^\circ$ y $\frac{Z}{H} = 0.825$ se obtiene $P = 0.30$.

De la Fig. 3.6.b y con $\psi_p = 76^\circ$ y $\frac{Zw}{Z} \cdot \frac{Z}{H} = 0.825$ se obtiene $S = 0.48$

$$R = \frac{\gamma w}{\gamma} \cdot \frac{Zw}{Z} \cdot \frac{Z}{H} = \frac{1}{Z} \times 1 \times 0.825 = 0.41$$

De la fig. 3.7 y entrando con los valores $\gamma_p = 35^\circ$ y $\frac{Z}{H} = 0.825$, $\gamma_h = 76^\circ$ y mediante una interpolación aproximada se obtiene $Q = 0.12$

$$FS = \frac{(2c/\gamma H) P + Q \cot \psi_p - R(P + S) \tan \phi}{Q + RS \cot \psi_p}$$

$$FS = \frac{(2 \times 8 / 2 \times 18) 0.30 + 0.12 \cot 35^\circ - 0.41 (0.30 + 0.48) \tan 60^\circ}{0.12 + 0.41 \times 0.48 \cot 35^\circ}$$

$$FS = \frac{0.444 \times 0.30 + 0.12 \times 1.43 - 0.32 \times 1.732}{0.12 + 0.281}$$

$$FS = \frac{0.133 - 0.257}{0.12 + 0.281} = -0.31$$

$$FS = -0.31$$

Este factor de seguridad negativo no es representativo y se debe a la suposición de que existe una grieta de tensión desde la parte superior del talud hasta la superficie de falla más baja que pasa por el pie del talud (último plano de estratificación), resultando mayores las fuerzas de subpresión que el peso del bloque lo que implica que el bloque es lanzado en contra de la gravedad, lo cual en la práctica no sucede.

Si se considera que los planos de estratificación - son prácticamente impermeables y por lo mismo el empuje hidrostático, U , no se genera en el plano de falla, por lo tanto, - el FS se calcula considerando el término RP igual a cero, con lo cual se tiene:

$$FS = \frac{(2 \times 8 / 2 \times 18) 0.30 + 0.12 \times 1.43 - 0.41 \times 0.48 \times 1.732}{0.12 + 0.41 \times 0.48 \times 1.43}$$

$$FS = \frac{0.444 \times 0.30 - 0.17}{0.12 + 0.281} \quad \text{se desecha el término negativo}$$

$$FS = 0.33$$

Como el FS indica que el talud es inestable, se analizará para el caso en que la grieta de tensión se presenta a - cierta distancia de la corona del talud, b .

En base a la geometría del talud, se tiene que:

$$\frac{Z}{H} = 0.825 - 0.039 b \quad (b \text{ en metros})$$

Se supone que la grieta puede llenarse de agua, es - decir, $Z_w = Z$, se obtiene la siguiente tabla:

$b(m)$	Z/H	P	S	R	Q	FS_1	FS_2
1	0.79	0.36	0.45	0.40	0.17	0.38	0.65
2	0.75	0.43	0.43	0.38	0.22	0.43	1.0
4	0.67	0.57	0.39	0.34	0.34	1.05	1.65
10	0.44	0.98	0.25	0.22	0.50	2.10	2.70

La columna en donde se muestra el FS_1 , indica el factor de seguridad en el caso en que la fuerza de subpresión se genere tanto en la grieta de tensión como en el plano de desl

zamiento y la columna FS_2 , da el valor del FS cuando sólo se genera subpresión en la grieta de tensión. Puede observarse que si se proporciona buen drenaje en un ancho $b = 4$ m, el FS es, para fines prácticos, seguro.

También es conveniente revisar el factor de seguridad cuando el talud se encuentra en estado seco ($Zw = 0$), también para diferentes posiciones de la grieta de tensión.

Grieta seca $\rightarrow R = S = 0$.

b(m)	Z/H	Z	P	Q	FS
0	0.83	14.5	0.30	0.12	3.58
1	0.79	14.2	0.37	0.17	3.44
2	0.75	13.7	0.43	0.22	3.36
4	0.67	12.1	0.57	0.34	3.25
10	0.44	7.9	0.98	0.50	3.33

En este caso el FS es suficientemente grande para garantizar la estabilidad, congruente con lo que se dijo anteriormente de que el FS es aproximadamente el doble en estado seco con respecto al caso en que se encuentra con presión de agua.

Para el caso en que en el análisis se un talud, éste resulte inestable, se procede a aumentar su estabilidad, corrigiéndose esto con procedimientos tales como el uso de anclas, inyección de lechadas, drenajes, etc. a lo cuales se describen a continuación.

5.4 MEJORA DE LAS PROPIEDADES DE LOS MACIZOS ROCOSOS.

En capítulos anteriores se han descrito algunas propiedades de los macizos rocosos, en forma de rotura y otras propiedades físicas, las cuales influyen sobre el comportamiento

to de la roca en relación con las obras de ingeniería; actualmente se disponen de ciertas técnicas para modificar dichas propiedades con objeto de facilitar la construcción de presas, túneles, carreteras u otras estructuras de la forma más económica o inclusive cuando la construcción no es posible sin el empleo de tales técnicas, algunas de éstas son las siguientes:

3.4.1. ANCLAJE

En la práctica, en el desarrollo de las obras se encuentran masas rocosas que son inestables, las cuales pueden convertirse en rocas estables y competentes por medio de barras de acero, llamadas anclas, instaladas en su interior.

El anclaje es un proceso constructivo para introducir en las masas rocosas fuerzas de compresión que mejoren sus características mecánicas.

Las funciones básicas que desempeña el anclaje son dos: proporcionar resistencia al corte y a la tensión, que la masa rocosa por sí sola no tiene y la de soportar en forma directa el peso de una cierta porción de roca al tender a separarse del macizo.

Típos de anclas. - :

Anclas de tensión. Una manera de incrementar el esfuerzo normal en las discontinuidades de la masa rocosa, aumentando desde luego, su resistencia al corte, se logra mediante la utilización de anclas tensadas. La función anterior es muy importante principalmente durante la excavación de obras subterráneas, donde, por medio de anclas, es posible convertir masas rocosas incompetentes e inestables en medios autoportantes.

Cuando el esfuerzo normal proporcionado por las anclas tensadas es pequeño, su función principal es la de absorber esfuerzos de tensión. Son muy utilizadas en taludes y en macizos, 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 o se inyecta posteriormente mediante una manguera a través del interior mismo del ancla; el otro tipo, 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 los diferentes tipos de anclas de tensión varían esencialmente en la forma en que se fijan a la roca y en su capacidad.

Anclas de Fricción. En las anclas de fricción 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 estas anclas es similar al de las barras de acero de refuerzo en el concreto armado esto significa que constituyen el elemento de soporte de los esfuerzos de tensión que la roca por sí sola es incapaz de resistir.

3.4.2. CALCULO DE LAS ANCLAS PARA LA ESTABILIZACION DE TALUDES.

El factor de seguridad se calcula como:

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

donde:

F = fuerza debida a anclas

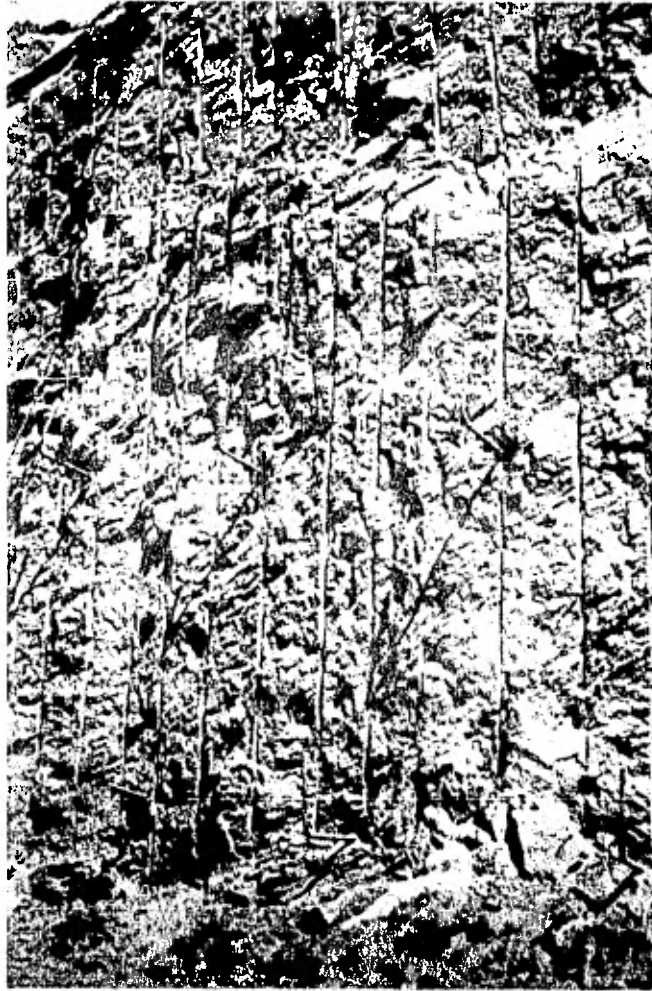
ϕ = ángulo que forma F con la normal a la superficie de deslizamiento, su valor óptimo es igual a ϕ cuando el talud está seco.

Los demás parámetros ya se definieron anteriormente.

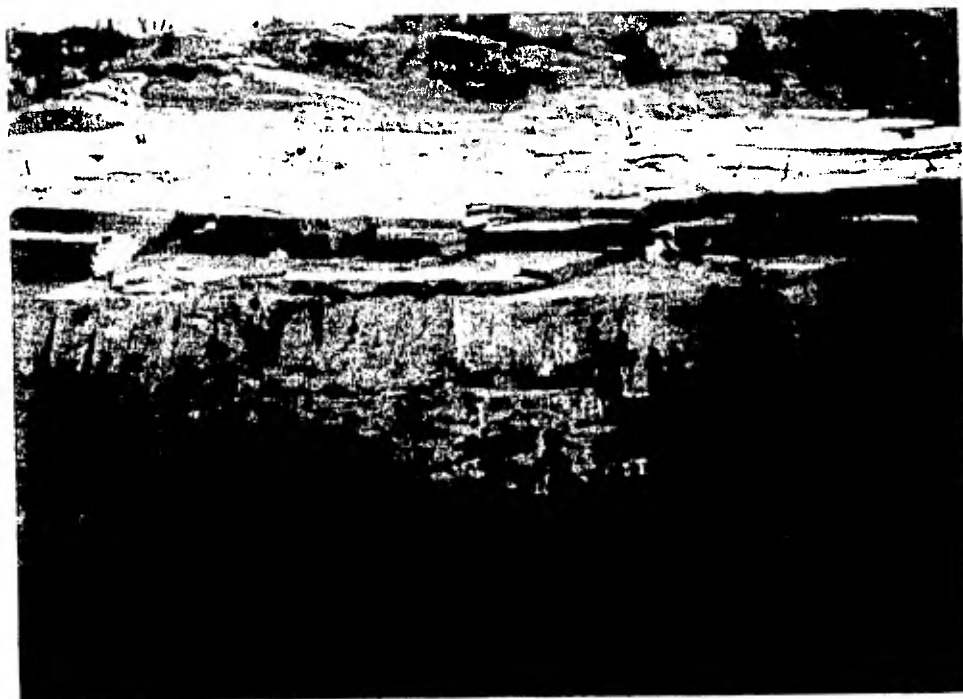
El problema consiste en obtener un valor de F que asegure un FS mínimo, después se procede al cálculo del número de anclas necesarias, dividiendo la fuerza de anclaje F , entre la capacidad de trabajo de un ancla. La capacidad de trabajo de una barra de acero se obtiene multiplicando el área de su sección 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; no obstante, existen limitaciones en el espaciamiento de las anclas, tales como:

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 interconectados, el espaciamiento debe ser menor o igual a la dimensión promedio de los bloques en el sentido del espaciamiento. En cualquier caso debe evitarse la posibilidad de movimiento de la masa rocosa en su conjunto o en sus partes.



En un macizo rocoso pueden lograrse taludes con inclinaciones hasta de 90° , como el que se ilustra en la fotografía; pueden observarse también las anclas que aumentan la estabilidad de dicho talud, así como las estrías formadas por una buena voladura.



La fotografía anterior muestra la parte superior de la entrada de un túnel, pudiéndose apreciar la inclinación desfavorable de los estratos. El empleo de las anclas resuelve este problema, lográndose con ellas, la estabilidad del macizo rocoso.

3.4.3 INYECCIONES

En macizos rocosos las inyecciones de mezclas o lechadas se utilizan para reducir la permeabilidad (inyecciones de impermeabilización) y para aumentar la resistencia y el módulo elástico (inyecciones de consolidación).

Existen dos criterios básicos en las inyecciones:

- a) Criterio europeo
- b) Criterio estadounidense

La diferencia esencial entre ambos criterios estriba en las presiones de inyección; mientras que los europeos utilizan altas presiones con la convicción de abrir las fisuras para su posterior consolidación a base de las mezclas inyectadas, - los estadounidenses utilizan bajas presiones, sólo que tratan de llenar las fisuras con mayor número de perforaciones.

Los rangos de presiones que utilizan los europeos - varían desde 0 hasta más de 400 kg/cm², mientras que los estadounidenses usan presiones de 0 hasta de 20 kg/cm².

Dependiendo de la estructuración del terreno, se pueden clasificar los procedimientos de inyección más usuales en la siguiente forma:

- a) Inyección simple:

Este método de inyección consiste principalmente en - llevar la perforación a la longitud deseada lavar el terreno - por circulación de agua o aire, emboquillar el orificio e inyectar, todo en una sola operación. Este tipo de inyectado deberá usarse sólo en pozos de poca profundidad y en terrenos -

con pocas juntas o grietas y se deberá de usar presiones altas para garantizar el relleno de dichos huecos.

Si el terreno tiene grietas y fisuras en el plano de la boca del barreno, no es conveniente este método ya que se tienen fugas hacia el exterior, este procedimiento también es recomendable en el relleno de cavernas o grandes huecos.

b) Inyección por progresiones y obturador; también llamado método con progresiones ascendentes, ya que la inyección se realiza del fondo del barreno hacia afuera, lo que permite llevar un mayor control de las zonas por inyectar.

La secuencia de este método es la siguiente:

1. Perforación del barreno a toda la longitud especificada.
2. Lavado del barreno.
3. Instrumentación del barreno (colocación del obturador).
4. Prueba de presión de agua (define la permeabilidad del tramo por inyectar).
5. Inyección de mezclas.
6. Limpieza del tubo de inyección.
7. Prueba de presión (se efectúa para verificar el éxito de la inyección).

c) Inyección con ademe. Consiste en hincar un ademe metálico - hasta la profundidad final del proyecto, se procede a limpiar el interior del ademe, se emboquilla y se inicia la inyección. Después de obtener la presión o el volumen previamente calculado, se comienza a jalar el ademe sistemáticamente una distancia no mayor de 30 cm. y se vuelve a inyectar, esto se repite hasta llegar al exterior.

d) Inyección con tubo de manguitos. Este método es el más aconsejable para la inyección en terrenos malos, en lo que se refiere a estabilidad como a permeabilidad.

El procedimiento constructivo que se sigue es el siguiente:

1. Perforación.
2. Coloeación del tubo de maguitos (PVC o metálico - 6 u 8 mm. de diámetro).
3. Emboquillado.
4. Colocación del obturador (empaqué con capas de neopreno o cuero).
5. Inyección de vaina (relleno del vacío formado entre la pared del tubo de manguitos y la pared de la perforación, con el propósito de fijar dicho tubo).
6. Inyección de la lechada.

Los productos utilizados en inyecciones tienen como función la obturación de fisuras, cavidades o intersticios del medio tratado, con objeto de aumentar la resistencia mecánica de éste o simplemente para asegurar su homogeneidad, por lo tanto, resulta necesario que se presente en una forma sólida, de buena consistencia mecánica o en una forma viscosa y rígida para que no pueda sufrir desplazamientos a pesar de las presiones hidrostáticas a que se verá sometido.

Las mezclas empleadas en las inyecciones, tanto en impermeabilización como para consolidación, pueden ser clasificadas en:

- a) *Suspensiones inestables.* Son simples suspensiones en el agua, de cemento, arena o piedra molida. No son homogéneas más que en el caso en que se les agite y al cesar este efecto, comienza la sedimentación. Esta propiedad permite la inyección de las fisuras en los macizos rocosos, pero impide la inyección de arenas y gravas cuyos huecos más pequeños quedan obstruidos.
- b) *Suspensiones estables.* Estos morteros son suspensiones en agua, de partículas suficientemente pequeñas las cuales no deben de presentar fenómenos de sedimentación durante el inyectado. En morteros de cemento-agua, esto se logra a base de aditivos que evitan durante el tiempo necesario una decantación rápida del mortero. Si se usa como aditivo la bentonita, se reduce la decantación, se aumenta la viscosidad y se incrementa la rigidez.
- c) *Morteros líquidos.* Están constituidos por productos líquidos, como el silicato de sosa diluido, mezclado con un reactivo, resinas sintéticas o también productos hidrocarbonados puros. Sirven para la inyección de arenas finas y fisuras muy pequeñas existentes en las rocas.

3.4.4. DRENAJE

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

DRENAJE EN TALUDES. Este procedimiento se logra aplicando los principios siguientes:

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

- b) Reducir la presión hidrostática en la cercanía de la superficie potencial de falla por medio de drenaje subterráneo - constituido por barrenos y galerías.
- c) Localizar el sistema de drenaje de modo que únicamente sea drenada el agua que pueda afectar al talud.

El sistema de drenaje en taludes está formado por:

1. Drenaje superficial constituido por una zanja o - cuenta paralela al hombro del talud para interceptar y canalizar las corrientes superficiales de agua antes de que lleguen al talud siempre y cuando una vez efectuada la zanja, se impermeabilicen sus paredes y plantilla.

2. Drenes horizontales, son particularmente efectivos cuando alcanzan la parte inferior de las grietas de tensión y la superficie potencial de deslizamiento. 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.

3. Drenes colectores. En taludes constituidos por varios escalones, los drenes colectores son zanjas al pie de cada escalón para canalizar el agua fuera del talud, de tal forma que el agua que circula superficialmente en el talud no penetre en el escalón inferior, siempre y cuando también se impermeabilicen las paredes y plantilla de la zanja.

4. 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 para que el sistema sea efectivo, el bombeo debe mantenerse en funcionamiento continuo.

5. *Galerías.* Las galerías de drenaje con o sin abanicos de perforaciones radiales forman el sistema más efectivo para abatir las cargas hidrostáticas en un talud, constituye también el sistema más costoso, por lo que deben considerarse cuando las condiciones sean críticas.

En la Fig. 3.19' se esquematiza un sistema de drenaje en taludes.

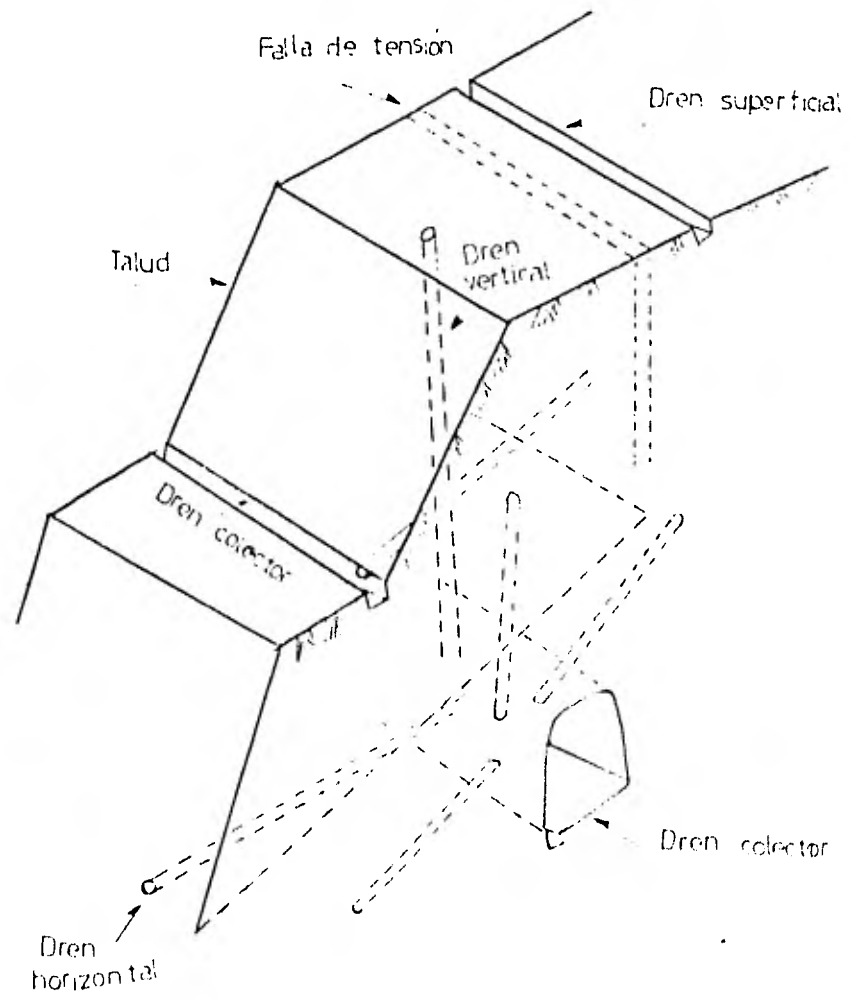


Fig. 3.19 Drenaje en taludes

CAPITULO IV INSTRUMENTACION

En el campo de la Mecánica de Rocas y la Mecánica de Suelos Aplicada, existen muchas obras en las cuales durante su construcción el ingeniero no puede quedar libre de toda preocupación sobre el comportamiento posterior de dichas obras, considerando esto, las observaciones de campo y su correspondiente interpretación constituyen un gran método de investigación-experimental que está contribuyendo al desarrollo de ambas disciplinas.

El procedimiento anterior se denomina Instrumentación de Campo y cabe mencionar que es una práctica poco usual en México, aún cuando sus resultados confirman que es una verdadera necesidad para las obras y por ende para los ingenieros, la práctica de su aplicación.

Las mediciones de campo para verificación de comportamiento estructural se realizan haciendo uso de equipos e instrumentos cada vez más diversificados que permiten conocer la evolución de las características mecánicas más relevantes, de los movimientos de significación y, en general, de las condiciones de estabilidad en el transcurso del tiempo.

La instrumentación de obras ingenieriles, cada día adquiere mayor importancia y se va incorporando a las obras como parte de ellas mismas, esto permite mejoras cada vez más técnicas de construcción, una mejor selección de alternativas con un rango mayor de seguridad, en algunos casos garantiza también durabilidad e las obras y por esto una considerable mejora en el aspecto económico.

La utilidad que proporciona la instrumentación de una obra puede considerarse de la siguiente manera:

- a) La instrumentación como información básica de proyecto. - La introducción de la misma en los estudios previos para la ejecución del proyecto, ha significado un avance considerable en la precisión de los sistemas de análisis y en la elección de alternativas.
- b) La Instrumentación como elemento principal durante la ejecución de la obra. En el diseño de obras de ingeniería -- más importantes, se ha utilizado con frecuencia algún tipo de instrumentación para que en base a los resultados proporcionados por ella, se continúe o modifique el diseño de la obra.
- c) La Instrumentación en la observación del comportamiento de una obra en operación. Después de terminada la obra, la instrumentación proporciona el procedimiento a seguir, en cuanto se presenta un comportamiento inadecuado en la obra observada, permitiendo tomar las medidas preventivas necesarias.

Actualmente algunas presas de tierra y enrocamiento, se han venido instrumentando para seguir de cerca los asentamientos diferenciales, subpresiones, etc., obteniéndose resultados muy alentadores que han permitido su desarrollo en otras obras.

En las Vías Terrestres son dos los problemas típicos que demandan instrumentación de campo. En primer lugar todos los aspectos conectados con la construcción de terraplenes sobre suelos blandos y compresibles, para apreciar también los asentamientos, su evolución con el tiempo y los cambios en las condiciones de estabilidad; en segundo lugar se tienen los pre

blemas relacionados con la estabilidad de laderas naturales y taludes que muestren movimientos sobre lo que se illeque a sospechar como una superficie de falla ya formada.

Los túneles construidos tanto en suelos blandos como en rocas, son otras estructuras que frecuentemente han de ser instrumentadas, para establecer los mecanismos de empuje, siempre inciertos. Los problemas de empuje de tierras sobre muros y además también figuran entre aquéllos a los que se aplican - estos métodos con cierta frecuencia.

Un programa de instrumentación, cualesquiera que sean sus fines, debe concebirse y establecerse dentro del programa general del proyecto, como un elemento más del conjunto, debe estar interrelacionado con el proyecto, en el sentido de que - los resultados que vayan tanándose el programa de mediciones en las primeras etapas de la construcción podrán servir para auspiciar cambios en el propio proyecto.

Un programa de instrumentación concebido posteriormente y fuera del proyecto, nunca rinde sus frutos por completo - o a veces puede resultar imposible de realizar.

A continuación se describirán en forma somera algunos procedimientos de instrumentación más utilizados y se discutirán brevemente las principales conclusiones que es posible obtener de un programa de instrumentación y mediciones.

4.1 PIEZOMETROS TIPO CASAGRANDE

Los piezómetros son los aparatos que sirven para medir la presión neutral en el suelo, en un punto determinado y a una cierta profundidad.

El principio con el que trabajan se refiere al hecho mediante el cual la presión que puede existir en el agua en el extremo inferior de un tubo puede equilibrarse con una cierta columna de agua actuando en dicho tubo. Un piezómetro es un tubo con extremo inferior poroso, que se coloca en el suelo a una profundidad determinada, en la que se desee medir la presión en el agua.

Si el nivel de equilibrio del agua del tubo es igual al nivel natural representado por el nivel freático quiere decir que en el punto medio, la presión en el agua es la correspondiente a la condición hidrostática.

El uso de piezómetros en el campo ha permitido seguir de cerca los procesos de consolidación inducidos por la aplicación superficial de cargas, bombeo de mantos acuíferos, evaporación superficial, etc.

Los piezómetros tipo Casagrande también se conocen con el nombre de piezómetros de respuesta lenta o abiertos. Registran datos muy valiosos en obras en las que el nivel de agua se va abatiendo naturalmente sin el uso de algún método artificial.

En este aparato, el agua entra al interior de la unidad sensible a través de la celda porosa, llenándola y estableciendo en su interior la presión que tenga en el subsuelo, como consecuencia, ascenderá por la tubería hasta una altura tal que produzca, por su peso, una contrapresión que equilibre la presión existente en la unidad sensible.

En nivel del agua en el tubo cuando está abajo de los niveles que permitan lecturas directas puede determinarse por métodos eléctricos. En la superficie del terreno se instala -

un óhmetro cuyas terminales se juntan cuidando el aislamiento y el descenso a través del tubo, cuando las terminales desnudas tocan el nivel del agua se cierra el circuito alimentado por las baterías del óhmetro, lo cual se pone de manifiesto en la superficie por un salto de la aguja del aparato.

Existe un inconveniente en este tipo de piezómetro, - siendo el que proviene del tiempo que ha de transcurrir entre cualquier cambio en la presión del agua del subsuelo y la respuesta del aparato, lo cual puede suceder en muchos días o meses, lo cual, técnicamente, no es aceptable, puesto que se necesitan resultados rápidos para dar solución al problema, antes de que éste se agrave más.

Cabe mencionar que este tipo de piezómetros se instalaron en la Prensa Guadalupe en el Estado de México, con resultados muy alentadores.

4.2 PIEZOMETROS NEUMATICOS

También se conocen con el nombre de piezómetros de -- respuesta rápida, pueden utilizarse en obras en donde el abatimiento es rápido o lento. Para efectuar las mediciones se requieren básicamente de un manómetro de carátula y un ataque de aire el cual debe llevar conectados dos manómetros, uno para medir la presión del tanque y otro para regular la presión que se inyecta a los piezómetros. Evidentemente su utilización puede hacerse en cualquier tipo de material pero se obtiene mejores resultados en aquellos poco permeables.

4.3 CELDAS DE PRESION

Una celda de presión es un aparato de sección plana que sirve para medir presiones totales en cualquier plano en -

el área en el que se encuentre colocada.

Las celdas de presión pueden colocarse en posición horizontal, vertical o bien en superficies inclinadas, es por esto que permiten medir presiones totales en cualquier plano. Todos los medidores de presión vertical son celdas de presión que miden esfuerzos totales aplicados sobre ellas; casi todas las que se utilizan son celdas eléctricas o hidráulicas. Las celdas eléctricas tienen por lo general un diafragma elástico-deformable, sobre el que se instalan cuerdas vibrantes o sistemas de medidores eléctricos de deformación. La celda es un cilindro de gran diámetro en comparación a su altura, cuya tapa superior puede ser flexible.

En la construcción de presas, se colocan varias celdas de presión, dejándolas perfectamente niveladas, se colocan en posiciones verticales, horizontal e inclinada, con el objeto de conocer la sobrecarga que va aplicando al terreno al tender y colocar los materiales (arcilla, rezaga y roca) y para conocer la sobrecarga que se tenga cuando se llene la presa.

Las celdas de presión colocadas verticalmente o inclinadas pueden servir para valuar empujes de tierras.

La celda se coloca en el lugar en donde se desean medir los asentamientos. La celda está parcialmente llena de un líquido que generalmente es agua o aceite. A una distancia, fuera de los asentamientos del terraplén se coloca una base fija, sobre la que se instala un tablero de medición que tiene un dispositivo para aplicar presión con gas carbónico y un manómetro de mercurio que controla la presión del líquido dentro de la celda. Las celdas pueden instalarse a cualquier profundidad, de manera que los asentamientos puedan medirse en cualquier punto. Los inconvenientes del dispositivo estriban en

el tiempo que han que esperar para que se estabilice el líquido, sobre todo cuando el tablero de medida está lejos de la celda, así como en el aislamiento que requiere cuando existen aguas salinas, y posibles dificultades para encontrar a distancia razonable un lugar donde instalar la base fija.

El perímetro de la celda está rodeado por un anillo de fierro estructural galvanizado. En dos puntos de su periferia diametralmente opuestos, la celda consta de: en uno de ellos, un conducto de 6 cm de longitud, formado por un tubo de acero inoxidable de 1/4 de pulgada de diámetro exterior; en el otro punto, tiene otro tubo con el mismo diámetro y con 1.00 metro de longitud hasta la base inferior de un piezómetro neumático que va colocado en ese extremo. El tubo corto sirve para introducir por él, aceite hasta llenar la celda y el tubo de 1 m de longitud. Se deja de inyectar el aceite cuando éste comienza a salir por la parte inferior del piezómetro. El tubo más grande sirve para hacer que la presión que llegue al piezómetro lo haga en forma gradual y no brusca.

La Presa Guadalupana antes mencionada, también se instrumentó con este aparato; el diámetro de las celdas que se colocaron en dicha presa, sin contar el anillo de fierro, es de 36 cm y tienen un peralte de 1 cm aproximadamente. La holgura que queda entre la celda y el anillo de fierro se rellena con resina epoxi. Se obtuvieron resultados muy buenos ya que se detectaron en algunos puntos abatimientos en las presiones horizontales.

4.4 INCLINOMETROS

Se llama inclinómetro a la tubería formada por una serie de tramos de tubo de aluminio acoplados, alojados en el interior de una estructura, en su orientación x en ambos y en el

cual se observan los desplazamientos horizontales y asentamientos de los transmitidos al inclinómetro al deformarse.

En la instalación de un inclinómetro, la perforación se efectúa con una máquina rotatoria o de percusión. La perforación debe hacerse lo más vertical posible para evitar que el inclinómetro se atore en las paredes al instalarse, se dificulte el relleno del espacio libre o se produzca un desacoplamiento al introducir la tubería forzadamente.

La perforación se lleva hasta una profundidad en que se considera que ya no se tienen desplazamientos horizontales ni asentamientos importantes. En todos los casos se perforará 1.50 metros más, para alojar el tramo auxiliar que sirve para depósito de azolves y en el cual no se hacen observaciones.

Para evitar los derrumbes de las paredes de las perforaciones, se procurará instalar inmediatamente el inclinómetro correspondiente a cada perforación, si el material es muy suelto, se ademarará la perforación con lodo bentonítico.

El aparato consta de una unidad sensible, una caja -- con los necesarios controles eléctricos, cable conector y una tubería para ser colocada en el terreno ranurada en dos planos ortogonales entre sí. El medidor entra por la tubería corriendo sus ruedecillas por dos ranuras opuestas y puede detectar las desviaciones de la vertical, que haya sufrido la tubería, originalmente instalada en tal posición.

Las lecturas de los asentamientos se hacen por medio de una sonda llamada de asentamientos que se introduce en la misma tubería usada en la medición de los desplazamientos horizontales. Midiendo la elevación del brocal del inclinómetro se podrán obtener las elevaciones de los extremos inferiores --

mencionados, restando a la elevación del brocal las profundidades leídas por medio de la sonda. Los asentamientos se obtienen al comparar las elevaciones en diferentes fechas.

4.5 EXTENSOMETROS HORIZONTALES O LINEALES

La función de este instrumento es medir deformaciones en una sola dirección, en un plano horizontal. Son dispositivos para medir desplazamientos entre dos puntos y los hay desde los que proporcionan aproximadamente centímetros hasta los extensómetros eléctricos que son sensibles a las centésimas de milímetro. Su utilidad tiene diversidad de aplicaciones; por ejemplo, con este tipo de prueba se puede valorar la presión de roca sobre el ademe, por medio de la curva de reacción del ede me, mediante la determinación de la deformación del túnel antes de la colocación del mismo. El aparato consta de un cuerpo que se aloja en el plano en el que se desean medir los desplazamientos y del que salen tres patas formadas tubería metálica o plástica, con una placa de enclaje al extremo de cada una, embebida en el material circundante. Dentro de cada una de las tres patas existe un cable unido al ancla extrema, que se mantiene a tensión constante por medio de un resorte espiral. Cualquier movimiento en el ancla se transmite al cable y a un eje situado en el cuerpo del aparato, que actúa sobre un potenciómetro, en el cual por una calibración previa de laboratorio, permite conocer los movimientos que han tenido lugar. Uno de los aspectos críticos del funcionamiento de estos instrumentos es su colocación, que debe orientarse según las direcciones en que se esperen los movimientos más importantes.

4.6 EXTENSOMETROS TRANSVERSALES

Son aparatos que miden las deformaciones en un plano normalmente a su eje.

Se coloca en el terreno un tubo de plástico dispuesto en tramos de manera que la boca del tubo en la superficie y su extremo más profundo queden perfectamente fijos. En el interior del tubo se dispone de un alambre tensado, con un dispositivo que lo mantiene fijo en la posición inicial. Los dispositivos eléctricos son semejantes al del aparato anterior; mediante una calibración eléctrica previa se puede conocer desde la superficie el desplazamiento lateral que haya sufrido la tubería al nivel en que está la unidad de mediciones.

Este aparato es muy usado en la excavación de túneles en donde se requieren medir los desplazamientos que pueden tener lugar en un macizo de suelo o de roca, como consecuencia misma de la propia excavación.

Los extensómetros también formaron parte de la instrumentación de la presa ya mencionada, mediante las cuales se registraron extensiones con magnitudes de 30 cm. El hecho de que no se hayan registrado desplazamiento de mayor magnitud, se debe a que se instalaron cuando la presa estaba ya construída en un 80%.

El conocimiento de los desplazamientos anteriores determinados gracias a la práctica de la instrumentación sirvió para que los ingenieros a cargo de la obra pudieran verificar el comportamiento de la misma y saber aproximadamente cuál era la variación del factor de seguridad en unido.

4.7 TESTIGOS SUPERFICIALES

Sirven para observar y determinar los desplazamientos que se produzcan en una estructura en cualquier dirección. Los aparatos se recomienda instalarlos en cualquier tipo de terraplén o presa que se desee instrumentar.

Conviene enterrar en el suelo un pequeño dado de concreto, en cuyo centro se haya colocado un tubo u otro indicador que sobresalga ligeramente del terreno y nivelarlos periódicamente. El punto más difícil de las operaciones de nivelación consiste en la elección de un punto de referencia fijo, - que no participe para nada de los movimientos que se tratan de valorar. Al efectuar nivelaciones periódicas y comparándolas con la original, se pueden determinar las magnitudes de los asentamientos.

Se puede concluir que:

La instrumentación que se han efectuado en algunas obras grandes, han dado resultados altamente satisfactorios, - ya que en algunas de ellas, las deformaciones que se han producido y detectado, hay resultado ser mayores hasta en un 50% a las que se hablan previsto mediante estudios convencionales.

Es muy importante el uso de la instrumentación, por ejemplo, una presa bien instrumentada, aumenta su seguridad y economía debido a que la rapidez de llenado de la misma se desarrollará de acuerdo a los resultados obtenidos de la práctica de la instrumentación.

CAPITULO V
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES PRACTICAS

1.- Como se vió en el desarrollo de este trabajo, para conocer el comportamiento de las rocas y poder determinar sus propiedades es necesario llevar a cabo ensayos de campo y laboratorio. Se recomienda realizar las pruebas anteriores, cuando se va a realizar la construcción de una obra. El número y tipo de pruebas estará en función de la magnitud e importancia de dicha obra, teniéndose en cuenta que con seguir esta práctica, se pueden ahorrar considerables cantidades de dinero y tiempo.

2.- Puede observarse del problema propuesto que el efecto del empuje del agua es más grande cuando la grieta de tensión está situada cerca del hombro del talud. La solución recomendada para conseguir y asegurar la estabilidad del talud, es asegurar un buen drenaje superficial, para mantener siempre un factor de seguridad adecuado.

La aplicación del método que se utilizó para el cálculo del factor de seguridad ha dado buenos resultados y se recomienda por su relativa sencillez.

3.- Es muy importante que todos los ingenieros tengan ciertos conocimientos sobre las inyecciones de los macizos rocosos, debido a que mediante este método pueden solucionarse problemas que de otro modo causarían un costo adicional muy alto; por ejemplo en los problemas de consolidación de paredes en los túneles, en cimentaciones de cortinas para presas y en general en suelos y rocas donde la estructura superpuesta superpuesta no puede funcionar como fue proyectada, se recomienda que estas estructuras sean tratadas por medio de inyecciones.

nes para mejorar sus propiedades.

4.- Así también pueden encontrarse taludes o capas de roca por encima de la entrada de túneles, que por sí solos son inestables, es decir, tienden a deslizarse; en este caso se recomienda la utilización de anclas que "amarran" los estratos problema a otros que sí son estables.

5.- Otra recomendación práctica es la de colocar el mayor número de drenes posibles, los cuales permiten lograr características de seguridad, funcionalidad y economía en cualquier tipo de obra, debido a que el ataque del agua en éstas, es de gran importancia.

6.- Como conclusión final se tiene que con la experiencia que se ha obtenido de los estudios de Mecánica de Roca y de los estudios de Instrumentación se han conseguido los conocimientos suficientes para prevenir fallas y mejorar los procedimientos de diseño y de construcción de las obras desplantadas sobre rocas que en el futuro se construirán en nuestro país. Así mismo debe tenerse en cuenta que el costo que resulta de instrumentar una obra es aproximadamente un 3% del costo total, valor relativamente bajo si se compara con las ventajas obtenidas.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- *Fundamentos de Mecánica de Rocas.*
D. F. Coates.
Editorial BLUME.
- 2.- *Mecánica de Rocas en la Ingeniería Práctica.*
Stagg - Zienkiewicz.
Editorial BLUME.
- 3.- *Aspectos Generales de la Mecánica de Rocas.*
Erast G. Gaziev.
Instituto de Ingeniería.
- 4.- *Manuel de Diseño de Obras Civiles.*
Comisión Federal de Electricidad
- 5.- *Curso en el Centro de Educación Continua.*
Estabilidad de Taludes.
Ing. José Luis León Torres.
- 6.- *Curso en el Centro de Educación Continua.*
Influencia de los Métodos Constructivos en el
tratamiento de Taludes en Roca.
Ing. Raúl Cuéllar Berja.
7. *Construcciones en Roca*
Colegio de Ingenieros Civiles de México.
- 8.- *La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres.*
Alfonso Rico y Hermito del Castillo.
Editorial LIMUSA.

- 9.- *Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica.*
Karl Terzaghi - Ralph Peck.
Editorial EL ATENEO, S. A.
- 10.- *Presas de Tierra y Enrocamiento.*
Raúl J. Marsal y Reséndiz
- 11.- *Excavación e Inyecciones en Roca a Cielo Abierto.*
Tesis.
Autor.
- 12.- *Instrumentación de la Presa Guadalupe, Edo. de México.*
Tesis.
Autor: Daniel Farjeat Páramo.