

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**

**PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERIA GEOLOGICA MINERA Y  
METALURGIA**

**DEPARTAMENTO DE MINAS**



**ENSAYO DE MECANICA DE ROCAS  
PARA ESTUDIANTES DE INGENIERIA  
DE MINAS**

**T E S I S**

**Para optar el Título Profesional de  
Ingeniero de Minas**

**EDUARDO TORRES GALEANO**

**PROMOCION 1975 - I**

**"100 AÑOS DE INGENIERIA DE MINAS -UNI"**

**LIMA - PERU 1978**

**... a mis Padres,**

**... a la Universidad Pedagógica  
y Tecnológica de Colombia..**

## PROLOGO

El desarrollo técnico de nuestra minería, la transferencia de empresas extranjeras y la apertura de nuevos proyectos mineros, hacen que, un área que siempre ha tenido sus diseñadores y calculistas fuera del país; proceda a la formación de un grupo de trabajo en el área de Geomecánica, que responda a estas necesidades.

Debe tener como planes; la implementación del estudio de la Mecánica de Rocas, Mecánica de Suelos y Geofísica en el Departamento de Minas, para tener un Grupo de trabajo implementado por estas nuevas promociones en la medida de las circunstancias, con un conocimiento claro y preciso de los proyectos nacionales.

La Mecánica de Rocas es un campo que no puede seguir marchando solo, necesitando el aporte de áreas afines como la Física, la Geología, la Ingeniería Civil, así como las ciencias matemáticas. Las ideas básicas para el inicio de este Grupo debe darse desde ya si queremos contar con el mismo en un futuro más o menos inmediato.

El Grupo nace, desde luego, al nacer la idea, pero se plasmará con la profundización de temas, ciclo a ciclo. Esto debe llevarnos (si los pasos son dados correctamente) a la madurez del Grupo en mención.

La reciente integración suramericana, abre las puertas a esta meta, y debe esperarse que en el futuro, cada país, tenga áreas específicas de mayor desarrollo; las cuales implementará en los demás países. Ello permitirá aumentar los conocimientos en el tema y un desarrollo acelerado.

He tenido la gran fortuna de estar al frente de las aulas universitarias, donde he encontrado la necesidad a premiante de tocar este tema que, hace sentir por sí sólo su necesidad. No niego que es un paso difícil de dar,

sobre todo cuando se tendrá que sustentar ciclo a ciclo; lógicamente es la esencia del mismo, sin la cual necesariamente el tema pasa a ser materia de archivo.

Todo ello me llevó a dar como título, la palabra "Ensayo", porque es un tema que ha tenido inicio para mí, pero no espero encontrar el final, porque no lo tendrá. Si su implementación día a día, me lleva a otro título como "Mecánica de Rocas para estudiantes de las Ciencias Mineras", diré que he cumplido uno de mis mayores anhelos, al tiempo que podré responder a la pregunta que alguien me ha formulado: "Sirve para algo tu tema?".

E. TORRES G.

\* \*

## AGRADECIMIENTO

Deseo expresar por medio de estas líneas, mis profundos agradecimientos a la Familia De La Cruz y Familia Chávarry, por los valores dados a esta tesis y que sólo ellos saben lo que representan dentro de ella.

De igual forma, mi sincero agradecimiento a las Directivas, Profesores y Personal del Programa de Minas de la Universidad Nacional de Ingeniería, en especial al Ing. Francisco Sotillo P.; por la ayuda brindada, los conocimientos impartidos y la amistad brindada.

Hago mi reconocimiento al Señor Eusebio Mujica, por su espíritu de superación en el tema y específicamente en Mecánica de Suelos; a la vez que agradezco su colaboración en la realización de este tema.

A toda la Universidad de Ingeniería por brindarme la oportunidad de concluir mis estudios y poder así "aportar un grano de arena" al desarrollo minero de mi País -Colombia.

E. TORRES G.

## INDICE GENERAL

A. Introducción	7
1. Definición de Ingeniería de Minas por parte de la Mecánica de Rocas	8
2. PROPIEDADES DE LOS SÓLIDOS	12
2.1. Gravedad específica	23
2.2. Permeabilidad	25
2.3. Resistencia a la compresión simple	30
2.4. Resistencia a la tracción	32
3. TEORIA DE MOHR	
3.1. Terrenos sin cohesión	33
3.2. Terrenos cohesivos	37
3.3. Ensayos triaxiales	39
4. ANALISIS DE PROBLEMAS DE MECANICA DE ROCAS	
4.1. Análisis del problema	53
4.2. Fotoelasticidad	56
4.3. Técnica de modelos	64
5. DETERMINACION DE PROPIEDADES "IN-SITU"	
5.1. Medidas de presión y convergencia	67
5.2. Métodos sencillos de trabajo de campo	75

6. PROBLEMAS TÍPICOS DE MECÁNICA DE ROCAS	
6.1. Diseño de pilares	80
6.2. Diseño de piques	96
6.3. Estabilidad de taludes	104
6.4. Sostenimiento con pernos	118
6.5. Diseño de aberturas	129
6.6. Voladura de rocas	135
7. FORMACION DE UN GRUPO DE MECÁNICA DE ROCAS	
7.1. Elemento humano	140
7.2. Equipos	143
7.3. Infraestructura	144
8. CONCLUSIONES	146
9. BIBLIOGRAFIA	147

## INTRODUCCION

El papel actual desempeñado por la Mecánica de Rocas en la Ingeniería de Minas, es innegable e invaluable. Principios como éstos, deben llevar al estudiante de minas y futuro ingeniero a conocer física y mecánicamente el medio en el cual desarrollará sus actividades y por tanto al conocimiento de las características de los sólidos que intervienen en un determinado proyecto como paso previo a un estudio, diseño o rediseño de mecánica de rocas o mecánica de suelos.

El paso siguiente al conocimiento del material, es definir las ideas claramente por donde se iniciará el estudio, teniendo presente que, no deben cerrarse las puertas del problema en cuestión, aún luego de finalizado.

La claridad en estos puntos, nos lleva al desarrollo del diseño o estudio, por lo cual están incluidos temas que hacen mención a ello.

Finalmente; el lector puede llegar a una conclusión y es que los temas son poco profundos, necesitándose mayor trabajo en cada uno de ellos. Evidentemente es así, por lo cual, y desde ya es entendible que, un grupo de personas que aúnen esfuerzos en base a esta inquietud, debe formarse; con ello tendremos temas más estudiados, publicaciones nacionales, congresos, conferencias, etc.; y como meta un Grupo sólido, que se extrapolará de la universidad para la resolución de proyectos nacionales.

## CAPITULO I

### DEFINICION DE INGENIERIA DE MINAS POR PARTE DE LA MECANICA DE ROCAS

Según el estado actual, se pueden distinguir tres grupos dominantes de la Ciencia Minera.

- Mecánica del terreno, aplicada a la Minería
- Métodos mineros
- Ciencia de la organización minera

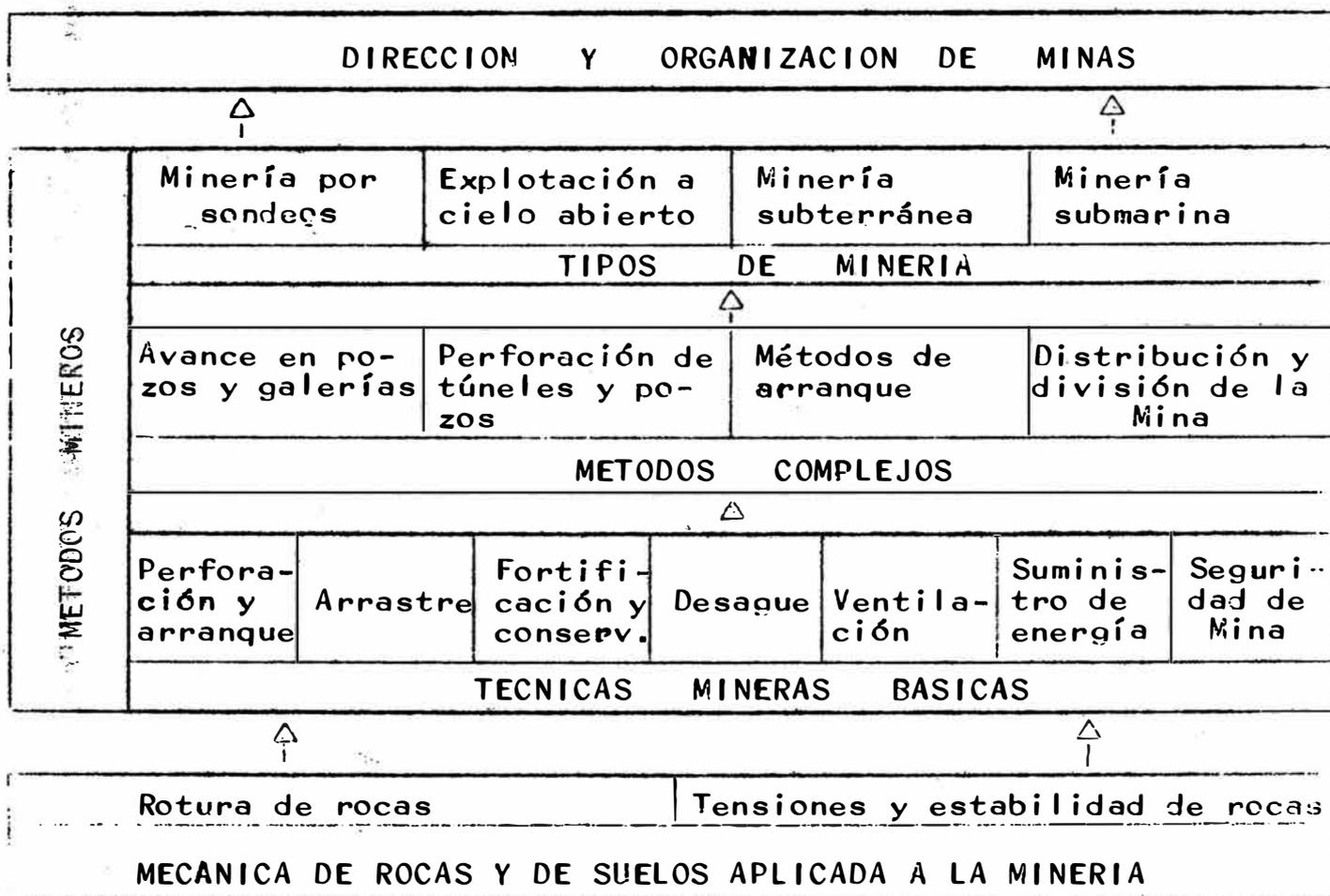
En particular, los problemas de Mecánica de Rocas, aplicada a la Minería, se extiende sobre todo a dos grandes campos: a LA ROTURA DE ROCAS, orientadas a las técnicas de perforación y de arranque; y al DOMINIO DEL TERRENO EN LAS ABERTURAS DE LAS MINAS. En resumen se trata de estudiar las TENSIONES Y ESTABILIDAD DEL TERRENO.

En la Minería subterránea tiene su aplicación en el diseño de avances, distancia entre subniveles, dimensionamiento de pilares, fortificación y conservación.

Los problemas correspondientes en la explotación a cielo abierto son el dominio de los taludes del mineral y del estéril, (ver cuadro adjunto).

La Mecánica de las Rocas, como es sabido, es la Ciencia básica de la Minería. La utilización de la Ciencia en los problemas de la práctica minera encuentra en la mecánica del terreno su más clara expresión.

El objetivo científico de la Mecánica de Rocas, es el descubrimiento de las leyes que rigen las perturbaciones del estado natural de la corteza terrestre, provocadas por la actividad minera.



SISTEMATICA DE LA CIENCIA DE INGENIERIA DE MINAS

El objetivo práctico de la investigación de la mecánica de las rocas es la utilización aprovechable de las leyes de la mecánica en la práctica minera, orientada principalmente a:

1. Métodos de explotación óptimos científicamente fundados, el dimensionamiento de los elementos de soporte, tanto naturales como artificiales; la garantía de la estabilidad necesaria, temporal o permanente, y las consecuencias de las aberturas subterráneas en la superficie exterior del terreno.

2. La prevención de perturbaciones en la explotación causadas por roturas, hundimiento del techo o de los hastiales, golpes de terreno, caída de rocas, etc..

Para garantizar una explotación sin perturbaciones se precisa no sólo utilizar correctamente las leyes de la mecánica de las rocas, sino conocer a tiempo, los posibles peligros por medio de ensayos de técnicas de medición para evitar daños graves. Es sencillo comprobar que la técnica más segura es también la más económica.

La investigación de la Mecánica de Rocas fué iniciada en Sud-Africa en 1.952, cuando la industria minera solicitó al South African Council for Scientific and Industrial Research (CSIR), (Consejo Sud-Africano de Investigación Científica e Industrial), que estableciera un equipo para investigar problemas relativos a las presiones de las rocas en minas de oro a gran profundidad.

Hoy en día, con complicadas técnicas matemáticas, medios rápidos de análisis y de computación y procedimientos precisos de medición, así como con ayuda de un extenso equipo disponible para ensayos de laboratorio in-situ, la Mecánica de Rocas adquiere un papel importante e indispensable para el servicio del INGENIERO PRACTICO.

Comunmente, existe un mal entendido al creer que el campo de aplicación de la Mecánica de Rocas es limitado, creyéndose, que ésta sólo ayuda al Ingeniero de Minas en el control de las presiones en la roca. Sin embargo, el campo de aplicación es mayor que el comunmente aceptado, y la relación que se dá a continuación, nos dice de la variedad de aplicaciones que pueden darse a los conocimientos adquiridos hasta nuestros días.

1. Diseño de trabajos mineros (tajeos, pilares y cámaras, open-pits, etc.)
2. Diseño de túneles, piques, galerías, cruceros
3. Diseño de revestimiento para túneles y casas de fuerza subterráneas, sistemas de empernado de rocas, cuadros para frontones y cruceros, soportes para tajeos y otros sistemas para el soporte de la roca.
4. Diseño de las operaciones en el método de minado por hundimiento (obtención del hundimiento inicial, jalado eficiente del mineral y efectos mínimos debido a subsidencia).
5. Diseño de refugios subterráneos
6. Apreciación del peligro de los "reventazones" de roca
7. Diseño de los taludes para los trabajos a cielo abierto
8. Diseño de los cimientos de las construcciones y empotramiento de las represas.
9. Diseño de equipos de perforación
10. Diseño del trazo óptimo de perforación y de la carga explosiva óptima.
11. Estudio del proceso de la molienda y trituración

## CAPITULO II PROPIEDADES DE LOS SOLIDOS

Como será de entender, todo estudio de Mecánica de Rocas parte de una base y es la de conocer las características geológicas, topográficas, mecánicas e índices de las mismas.

Las dos primeras no van en este capítulo en forma detallada; pero se anuncian en otros capítulos en forma de guía para un estudio completo.

Nos ocuparemos así de las propiedades índices y mecánicas de las rocas y sólidos en general. De las propiedades mecánicas se realizarán los ensayos para el diseño de pilares (Cap. VI) y de los índices para el relleno hidráulico que será tomado para determinarle la estabilidad en el tajo (Cap. III).

### PROPIEDADES DE LOS SOLIDOS.

Todo material sólido aparenta una forma compacta, pero en realidad presenta pequeñas cavidades entre grano y grano. Estos son los POROS que dejan espacios donde pueden alojarse el agua, el aire o ambos; pero si efectuamos una compresión ideal obtendríamos un volumen de sólidos y otro de cavidades de poros, que sumados darán el volumen total  $V$ .

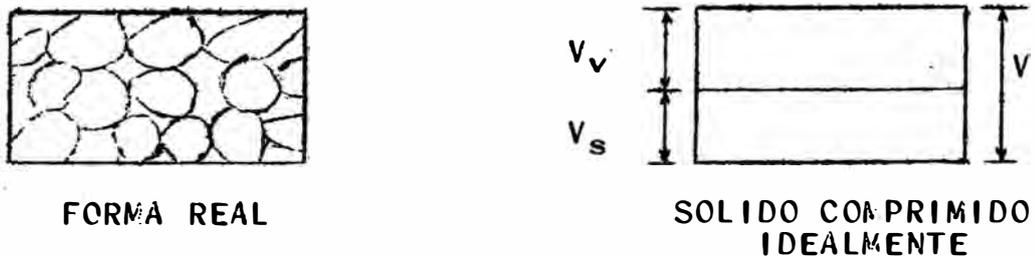


Fig. 2.1

De aquí:  $V_v = V - V_s$ . Como los espacios pueden ser ocupados por aire y/o agua el esquema se presenta como:

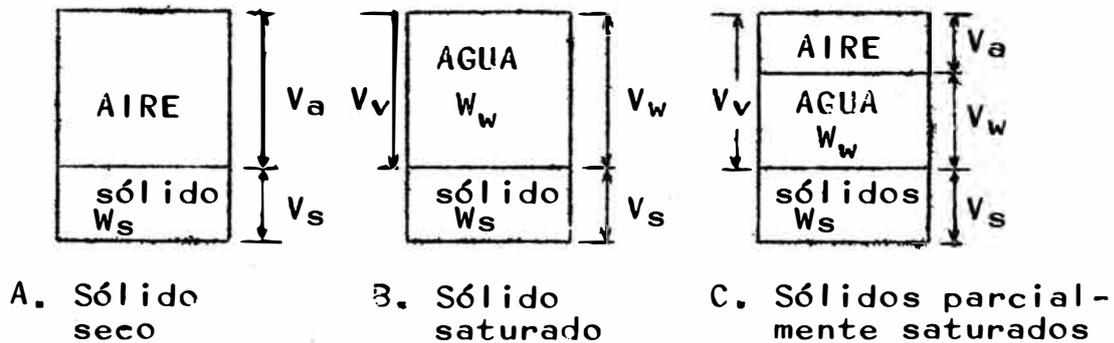


Fig. 2.2

**RELACION DE POROSIDAD:** Es la relación de volumen de vacíos a volumen de sólidos.

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

**POROSIDAD:** Es la relación del volumen de vacíos respecto al volumen total

$$n = \frac{e}{e + 1}$$

**GRADO DE SATURACION:** (S) Los poros pueden ser ocupados por aire, agua o ambos. Si solamente el aire está presente, el sólido será seco; cuando está presente el agua únicamente, el sólido será saturado y cuando está presente agua y aire, el sólido es parcialmente saturado.

$$S = \frac{V_w}{V_v} \quad \text{se expresa en (\%)}$$

**GRAVEDAD ESPECIFICA:** Es la relación del peso de un sólido y el peso de un volumen igual de agua

$$G = \frac{W_s}{V_s * \gamma_w}$$

$\gamma_w$  : Densidad del agua (1 g/cm<sup>3</sup>, 1.000 Kg/m<sup>3</sup>, 62.4 lb/pie<sup>3</sup> a 20 °C)

Como las rocas poseen diferentes minerales, habrá presente una diversidad de gravedades específicas, por tan-

to  $G$  representa la gravedad específica promedio del sólido representativo,

Rangos	Areniscas	$G = 2.65$
	Calizas	2.75
	Carbón	2.0

**DENSIDAD DE LOS SOLIDOS:** Es el peso por unidad de volumen. En materiales rocosos varias densidades son de importancia, tales como:

**DENSIDAD EN EL BANCO:** ( $\gamma_b$ ) Es la densidad "in-situ" del material, por tanto es la relación de peso total a volumen total ( $W/V$ ).

$$\gamma_b = \gamma_w \frac{(G + eS)}{1 + e}$$

**DENSIDAD DE SATURACION:** ( $\gamma_{sat}$ ) Es la relación del peso del material rocoso saturado, respecto al volumen total.

De la fórmula anterior y sabiendo que cuando el material está saturado  $S = 100\%$  (ó 1), se tiene:

$$\gamma_{sat} = \gamma_w \frac{G + e}{1 + e}$$

**DENSIDAD SECA:** Es la relación del peso del sólido seco y el volumen total. En este caso  $S = 0$

$$\gamma_d = \frac{\gamma_w G}{1 + e}$$

**CONTENIDO DE HUMEDAD:** La cantidad de agua presente en un sólido, se expresa usualmente, como el peso del agua y el peso del sólido seco.

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

El sólido se debe secar con aire o en un horno. Cuando

las pruebas son de compactación, el aire basta, pero cuando el agua es excesiva, ella debe ser eliminada a temperaturas de 105 °C.

RELACION ENTRE  $m$ ,  $\gamma_d$ , y  $\gamma_b$

$$m = \frac{W_w}{W_s} \quad ; \quad \gamma_b = \frac{W_w + W_s}{V} \quad ; \quad \gamma_d = \frac{W_s}{V}$$

De estas tres ecuaciones tenemos entonces:

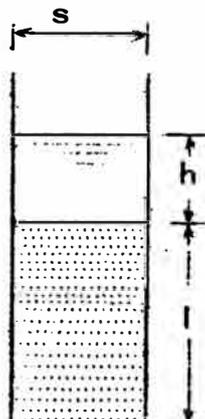
$$\gamma_d = \frac{\gamma_b}{1 + m}$$

RELACION ENTRE  $e$ ,  $m$  y  $G$  para sólidos parcialmente saturados.

$$e = \frac{mG}{S}$$

**PERMEABILIDAD:** La permeabilidad de una roca es la propiedad que posee de dejarse atravesar por el agua. La permeabilidad permite el llenado del sondeo tras el bombeo de su agua, es por ello tan importante como la porosidad.

Darcy estableció que la velocidad de circulación del agua a través de cilindros llenos de arena calibrada era directamente proporcional a la carga e inversamente proporcional a la distancia recorrida.



$s$  = superficie de la sección del cilindro

$l$  = longitud de la columna de arena

$h$  = altura del agua

El caudal  $q$  viene dado por:

$$q = Ks \frac{h + l}{l}$$

$K$  = coeficiente de permeabilidad o de Darcy

Como la permeabilidad depende de la viscosidad del agua y ésta es función de la temperatura. Cuando la temperatura aumenta el valor del coeficiente  $k$  crece al mismo tiempo que disminuye la viscosidad.

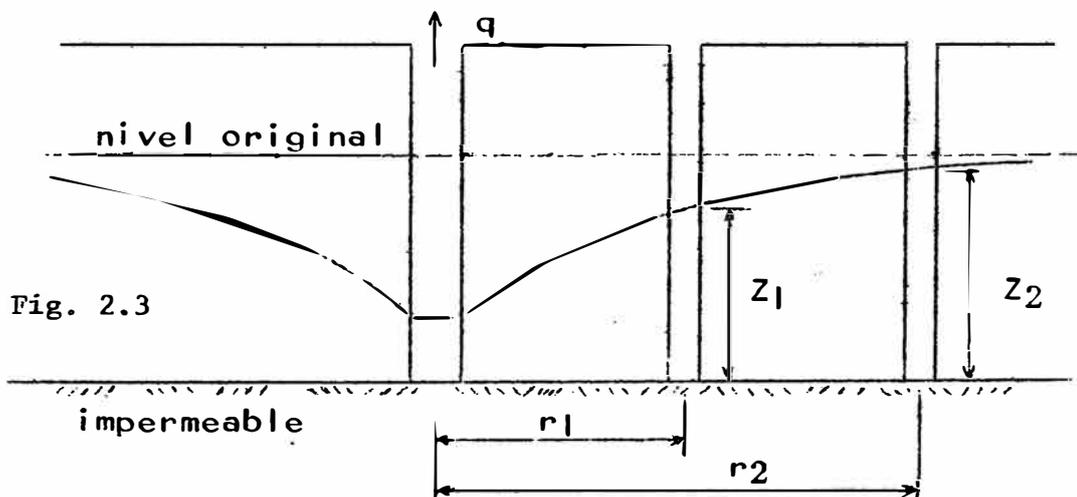
Valores típicos de  $k$ :

Gravas	mayores que	$1 \text{ cm/s}$
arenas	$1 \times 10^{-1}$ a $1 \times 10^{-3}$	$\text{cm/s}$
arenas finas	$1 \times 10^{-3}$ a $1 \times 10^{-5}$	$\text{cm/s}$
limos	$1 \times 10^{-5}$ a $1 \times 10^{-7}$	$\text{cm/s}$
arcillas	menores a $1 \times 10^{-7}$	$\text{cm/s}$

#### DETERMINACION DEL COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD:

Las pruebas de bombeo se pueden usar para determinar el valor promedio de  $k$  en estratos de roca y donde la superficie de saturación está por encima de unos 45 m.

Una perforación revestida de un diámetro de 16 pulg. se hace hasta lograr los estratos impermeables. Perforaciones de unas 3 pul. se hacen para observación dentro de la línea radial de la perforación principal; ellas deben permitir medir la entrada de agua. La prueba consiste en bombear agua fuera por la perforación principal, midiendo su caudal ( $q$ ) y observando el resultado de descenso en los taladros de observación.





La figura anterior muestra un permeámetro de carga variable, donde se tiene:

$$k = \frac{al}{At} \text{Ln} (h_0/h_1)$$

donde: A : Sección de la muestra  
 l : Altura de la muestra  
 t : tiempo transcurrido entre la marca  $h_1$  y  $h_0$   
 a : Area del tubo vertical  
 $h_0$ : Columna inicial de agua  
 $h_1$ : Columna final de agua

Esta medida de  $k$  así obtenida, es aproximada por cuanto:

- Entre el tiempo de toma de la muestra y ensayo se modifica el cálculo.
- Las paredes del recipiente crean para el agua un camino privilegiado aumentando artificialmente la permeabilidad.

### RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE

La resistencia a la compresión simple viene afectada por ciertas condiciones de ensayo. Las variables de ensayo más importantes son:

- 1.- Relación de longitud/diámetro de la muestra  $L/D$
- 2.- Velocidad de carga
- 3.- Condiciones de borde de la muestra

1. 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.

La relación obtenida por Obert-Duvall relaciona la resistencia a la compresión medida  $C_2$  con la esbeltez  $L/D$

$$C_2 = C_1 \left( 0.778 + \frac{0.222}{L/D} \right)$$

donde  $C_2$  es la resistencia a la compresión para  $L/D \neq 1$  y  $C_1$ , es la resistencia a la compresión para  $L/D = 1$ . Se recomienda una relación de  $L/D$  de 2,5 para asegurar una distribución de tensiones bastante uniforme en la muestra y aumentar la posibilidad de que el plano de rotura se pueda formar libremente sin interferir con el plato de la prensa.

2. La velocidad de carga es una variable de ensayo que influye sobre la resistencia a la compresión y el módulo de elasticidad. Al aumentar la velocidad, la resistencia y el módulo de elasticidad aumentan, disminuyendo la deformación de rotura.

Para velocidades comprendidas entre 0.70 y 7  $\text{Kg/cm}^2 \cdot \text{s}$ , sin embargo Wuerker y Watstein han indicado que la influencia de la velocidad de carga sobre la resistencia de las rocas y el hormigón es despreciable. Normalmente se utilizan velocidades comprendidas en este rango.

3. Las condiciones de borde de la muestra influyen sobre la forma de rotura y sobre la resistencia de las rocas. Obert y otros recomiendan el empleo de muestras sin refrentar, bastando con dejar bien pulidas sus caras extremas.

De los ensayos a compresión uniaxial se pueden deducir las diferentes relaciones así: Módulo de deformación, velocidad sísmica, resistencia a la tracción, clasificación de las rocas de una zona a estudiar.

#### RESISTENCIA A LA TRACCION

Resulta difícil la determinación de la resistencia a la tracción mediante el ensayo directo de una probeta

cilíndrica, ya que aún no se ha conseguido un método satisfactorio para sujetar la probeta sin introducir tensiones de flexión.

Como no suele ser necesaria una determinación exacta de la resistencia a la tracción del material rocoso, ésta se suele medir generalmente por métodos rápidos indirectos, entre los cuales se tiene: Fig. 2.5

1. Método Brasileño: En este ensayo, una probeta cilíndrica de longitud  $L$  y diámetro  $D$ , se carga diametralmente con una carga  $P$ ; se calcula la resistencia a la tracción como:

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

2. Un ensayo análogo al brasileño, se realiza con trozos de roca en rama con la única especificación de que  $L/D$  debe ser igual o menor a 1.5. Se obtiene un valor para la resistencia al dividir la carga de rotura por el volumen elevado a la potencia  $2/3$ .

$$R_t = \frac{P}{V^{2/3}}$$

El ahorro por este método en no preparar muestras cilíndricas es importante, aunque se bajaría la confiabilidad del resultado; pero aumentando el número de ensayos se pueden obtener datos bastante próximos al método anterior.

3. Ensayo de tracción con carga puntual (método Alemán) Se determina aplicando cargas de compresión puntuales a la superficie lateral de un testigo cilíndrico con el eje en posición horizontal. Las cargas puntuales se aplican mediante una prensa a través de rodillos de acero endurecido de pequeño diámetro, normales al eje del testigo; la resistencia a la tracción viene dada por:

Nº	DESCRIPCION
1	Válvula de descarga
2	Gato hidráulico
3	Manómetro
4	Acople
5	Conos de prueba
6	Carcasa
7	Escala de referencia
8	Tornillo de ajuste
9	Muestra
10	Mango de la bomba
11	Tapón de seguridad
12	Abrazadera para manómetro

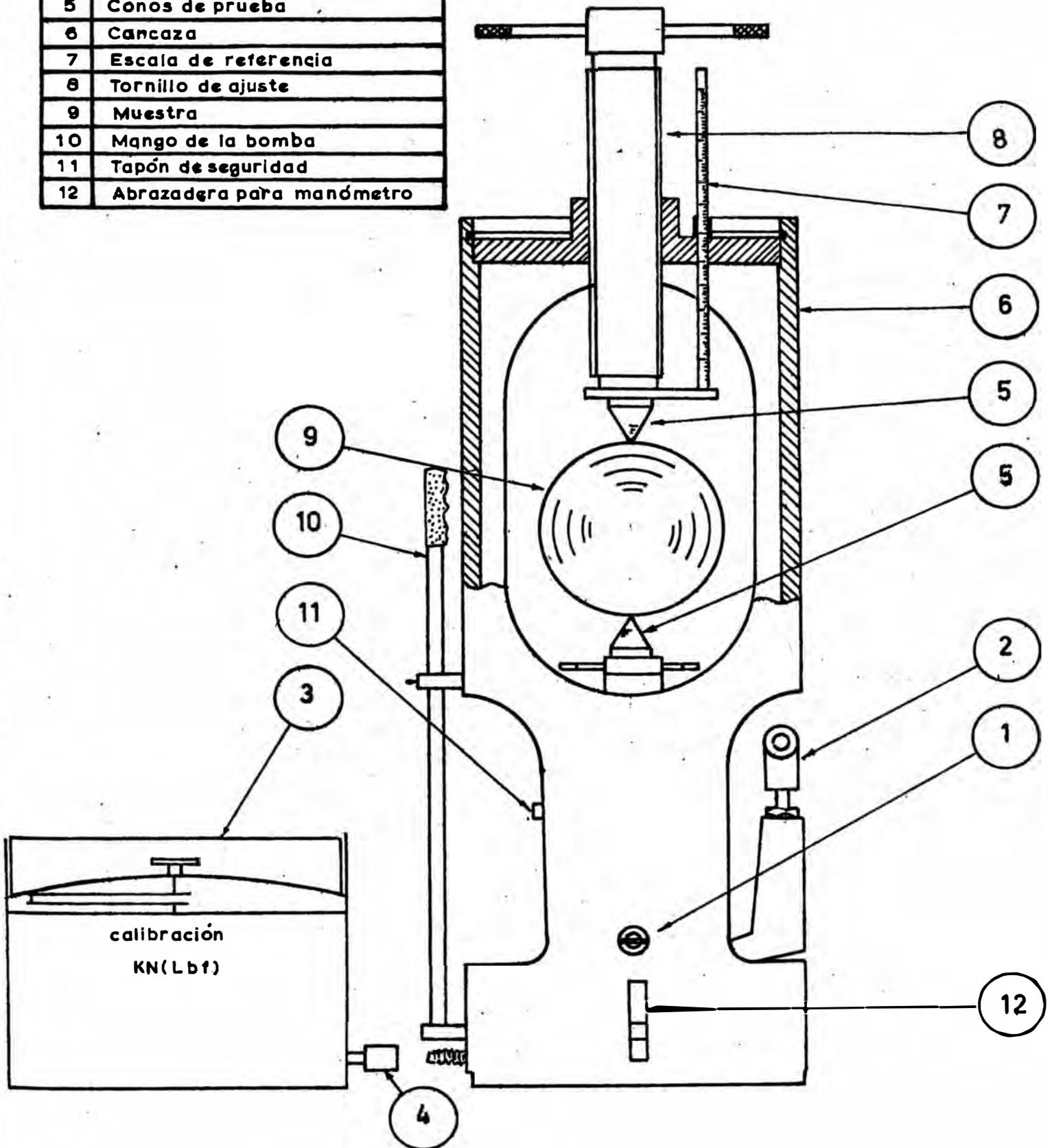


Fig. 2.5 Resistencia a la tracción

$$R_t = 0.0675 P/D^2 \quad (P \text{ en Kg, } D \text{ en cm.})$$

4. Miller ensayó 28 tipos diferentes de roca según este método, encontrando que la resistencia a la tracción media  $R_t$ , estaba relacionada con la resistencia a compresión simple  $R_c$  por:

$$R_c = 21R_t + 280 \quad \text{Kg/cm}^2$$

5. Método Práctico: Para fines prácticos, probablemente es suficientemente exacto en la mayoría de los casos el suponer una resistencia a tracción media  $R_t$  del 5 al 10% de la resistencia a compresión simple.

Una toma más exacta puede no justificar, puesto que las variaciones direccionales son muy grandes en rocas metamórficas y en rocas sedimentarias de estratificación fina.

#### PARTE PRACTICA;

A continuación se presenta el estudio realizado para determinar la estabilidad del relleno hidráulico de la Mina Huarón. Las propiedades índices fueron realizadas en el laboratorio de la Compañía como parte de la práctica realizada en el año 1.975.

Se ha adaptado este procedimiento a una metodología, incluyendo los respectivos cuadros y resultados para que pueda ser guía de laboratorio de los estudiantes de minas.

La parte de propiedades mecánicas son los datos para el capítulo de diseño de pilares realizado para Acerías Paz del Rio con una máquina universal.

El procedimiento paso a paso puede verse en la guía de laboratorio de Mecánica de Rocas elaborado fuera de este trabajo, pero con principios en el mismo. Así mismo se puede consultar el audiovisual preparado para esta guía.

## PRACTICA No 1

## 2.1 GRAVEDAD ESPECIFICA

OBJETO: Determinar la gravedad específica de sólidos tanto cohesivos como granulares, (G).

DEFINICION: Es la relación del peso de un sólido y el peso de un volumen igual de agua.

## EQUIPO

- Matraz aforado de 500 ml
- Balanza de 0.01 g de sensibilidad.
- Horno eléctrico
- Equipo de vacio
- Termómetro en 0.1 °C
- Estufa eléctrica
- Desecador
- Pipeta, cápsulas et.

## PROCEDIMIENTO

1. Calibración de los balones (matraz) y rotulación de los mismos; elaboración de su curva de calibración (peso del balón con agua  $W_bW$  contra temperatura T).

2. Pesar 100 g de la muestra, transferirlo al balón y agregar agua destilada hasta la mitad aproximadamente.

Aplicar vacio al balón durante 10 min. agitando para facilitar el escape del aire. Agregar agua hasta alcanzar el cuello y aplicar nuevamente vacio. Completar de agua hasta la marca de calibración y pesarlo ( $W_bW_s$ ).

3. Vertir todo el contenido en una cápsula y secarlo en el horno. Pesarlo con precisión de 0.01 g.

## CALCULOS

$$G = \frac{W_s G_T}{W_s - W_b W_s + W_b W}$$

$W_s$  : peso del sólido seco  
 $G_T$  : gravedad específica del agua a temperatura de ensayo

# PRACTICA N.1

## GRAVEDAD ESPECIFICA

DESCRIPCION DE LA MUESTRA Rollano Hidráulico. Densidad a la salida de la tubería de conducción (tomada con densímetro) = 1430 g/dm<sup>3</sup>

LOCALIZACION Cia Mi naa Huorón - Vata Sevilla baja

PERFORACION \_\_\_\_\_ MUESTRA Unica PROFUNDIDAD \_\_\_\_\_

FECHA 3 Abril 1975 RESPONSABLE E. TORRES G.

OBSERVACIONES Se tomaron 15 muestras en la mina directamente. Ensayos realizados en los laboratorios de la Compañía.

*\* Dato tomado de un gráfico más ampliado que el mostrado aquí.*

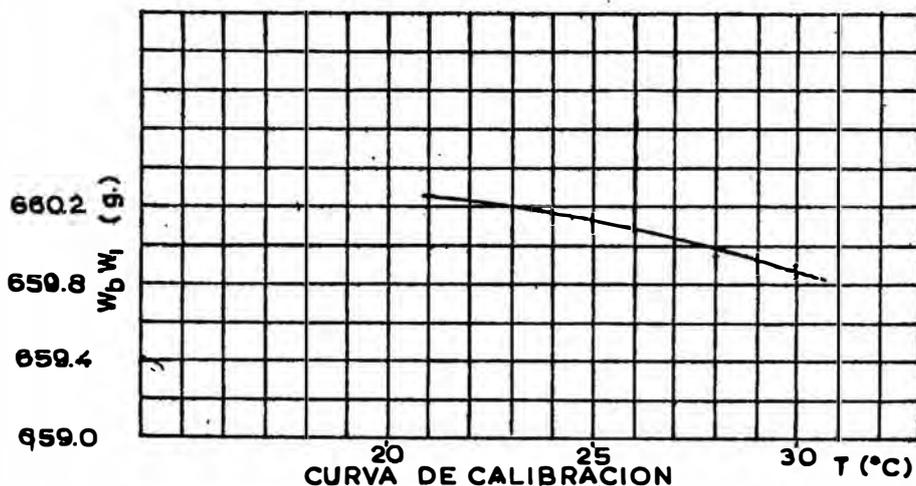
### CALIBRACION DEL MATRAZ

DETERMINACION N°	1	2	3	
TEMPERATURA (°C)	21	28.66	30	
PESO DEL MATRAZ + AGUA W <sub>b</sub> W <sub>1</sub> (g.)	660.24	659.64	659.19	

### DETERMINACION DE LA GRAVEDAD ESPECIFICA

DETERMINACION N°	1			
MATRAZ N°	2			
METODO DE EXTRACION DEL AIRE	Bomba de vacío			
PESO MATRAZ + AGUA + MUESTRA W <sub>b</sub> W <sub>1</sub> W <sub>s</sub> (g)	717.71			
TEMPERATURA (°C)	23.66			
PESO MATRAZ + AGUA W <sub>b</sub> W <sub>1</sub> (g)	660.17 *			
RECIPIENTE N°	32			
PESO MUESTRA SECA + RECIPIENTE (g)	618.97			
PESO RECIPIENTE (g.)	517.37			
PESO MUESTRA SECA W <sub>s</sub> (g.)	101.60			
GRAVEDAD ESPECIFICA DEL AGUA G <sub>T</sub>	0.9974			
GRAVEDAD ESPECIFICA DE LA MUESTRA G <sub>S</sub>	2.30			

$$G_s = \frac{W_s \cdot G_T}{W_s - (W_b W_1 W_s - W_b W_1)}$$



## PRACTICA No 2

## 2.2 PERMEABILIDAD - METODO INDIRECTO

OBJETO: Determinar el radio de percolación de un sólido granular a la vez que se determina su distribución granulada, diámetro efectivo, coeficiente de uniformidad.

## EQUIPO

- |                    |                       |
|--------------------|-----------------------|
| - Serie de tamices | - Agitador de tamices |
| - Horno eléctrico  | - Desecador           |
| - Balanza (0.01 g) | - Cepillo metálico    |
| - bandejas         | - platonos, cápsulas  |

## PROCEDIMIENTO

1. Preparar una muestra luego de un cuarteo previo de unos 500 g.
2. Tomar la serie de tamices y pesarlos; armar la serie.
3. Agitar las mallas por espacio de 3 min, pesar cada malla con el sólido retenido por ella.

## CALCULOS

Calcular el % que pasa en peso en cada malla.

Dibujar la curva de distribución granulométrica y obtener:

Tamaño efectivo  $D_{10}$

Coeficiente de uniformidad  $C_u = D_{60}/D_{10}$

Coeficiente de permeabilidad  $k$

$$k = \frac{D_{10}^2}{10} \quad \text{en cm/s}$$

Nota: Comparar con el método directo o de permeámetro de carga variable. Para valores menores a abertura 0.074 se debe usar hidrómetro.

# PRACTICA N.2

## PERMEABILIDAD (METODO INDIRECTO · GRANULOMETRICO)

DESCRIPCION DE LA MUESTRA Relleno Hidráulico. Gravedad Especifica Húmeda de 2.30 (Mina)  
y seca de 1.96. Densidad de solida a la Nipa 1430 g/dm<sup>3</sup>. 40.6% de sólidos en peso; ba-  
jo en sílice

LOCALIZACION Cía. de Minas Huorón: Veta Sevilla Baja

PERFORACION \_\_\_\_\_ MUESTRA UNICA PROFUNDIDAD \_\_\_\_\_

FECHA 3 Abril 1975 RESPONSABLE E. TORRES G. - R. OLAZA BAL.

RECIPIENTE N° 62 PESO RECIPIENTE + MUESTRA SECA 1717.95 g.

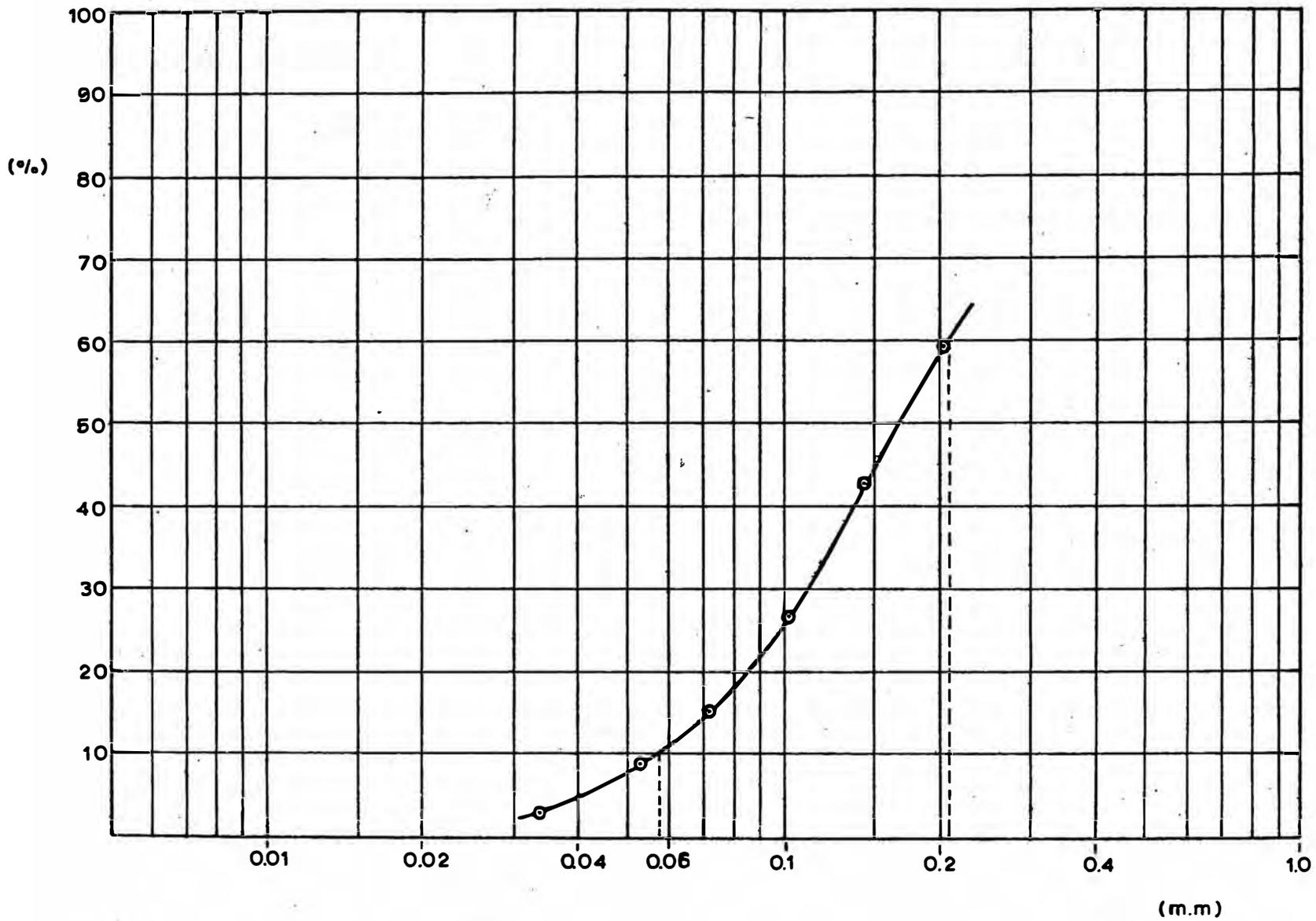
PESO RECIPIENTE 1.238 g. PESO SOLIDO SECO 479.95 g.

MALLA N°	APERTURA mm.	PESO MALLA (g.)	PES. MALL. + MUESTR. (g.)	PES. MUESTR. RETENIDO (g.)	PORCENT. RETENIDO %	RETENIDO ACUMULADO %	PORCENTAJE QUE PASA %
50	0.299	594.04	594.04	00.00	00.00	00.00	100.00
65	0.208	619.46	813.47	194.01	40.42	40.42	59.58
100	0.147	472.09	553.61	81.52	16.98	57.40	42.60
150	0.104	471.42	549.53	78.11	16.27	73.67	26.33
200	0.074	434.62	486.84	52.22	10.89	84.56	15.44
270	0.053	427.77	460.98	33.01	6.88	91.44	8.56
400	0.037	467.56	497.62	30.06	6.26	97.70	2.30
400	0.037	507.56	598.58	11.02	2.30	100.00	-

OBSERVACIONES Se cuantearon 15 muestras tomadas directamente de la mina, y a las  
cuales se les había hallado su gravedad específica con muestras tomadas en bajos que simu-  
lo ban al drenaje.

$D_{10}$  0.057 m.m.  $D_{60}$  0.210 m.m.  $K = D_{10}^2$  cm/s.  $K$   $3.25 \cdot 10^{-3}$  cm/s.

U.C. =  $\frac{D_{60}}{D_{10}}$  U.C. 3.68



DISTRIBUCION GRANULOMETRICA

## PRACTICA No 3

## 2.2 PERMEABILIDAD - METODO DIRECTO

OBJETO: Determinar el valor del coeficiente de permeabilidad de un sólido granular.

## EQUIPO:

- Permeámetro de carga variable
- 2 cronómetros
- Balanza

## PROCEDIMIENTO

1. Colocar la muestra en la parte inferior, colocando un filtro para retenerla. Dejar pasar agua hasta que la muestra esté totalmente saturada
2. Tomar las alturas  $h_0$  y  $h_1$  tomando el tiempo que tarda en descender el nivel de  $h_0$  a  $h_1$
3. Hacer varias lecturas y analizar los cambios de temperatura del agua con  $k$ .
4. Secar la muestra, pesarla, hallar la relación de vacíos, porosidad.

## CALCULOS

$$k = \frac{d^2 \cdot l}{D^2 t} \ln(h_0/h_1)$$

$d$ : diámetro del tubo vertical

$l$ : altura de la muestra

$D$ : diámetro de la muestra

$t$ : tiempo que demora el descenso de  $h_0$  a  $h_1$

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

$V_v$  : volumen de vacíos

$V_s$  : volumen de sólidos



## PRACTICA No 4

### 2.3 RESISTENCIA A COMPRESION SIMPLE

OBJETO: Conocer una de las propiedades más importantes de una roca para poderla clasificar desde el punto de vista de Ingeniería, así como su módulo de deformación.

#### EQUIPO

- Prensa de platos rígidos o semirígidos
- Deformímetro graduado en pul. o mm. según la prensa
- Cronómetro

#### PROCEDIMIENTO

1. Preparar la muestra. Si es cilíndrica darle una relación de 2.5; si no se puede obtener cilíndrica preparar un prisma de área equivalente y darle la relación anterior

2. Refrentar las caras para obtener paralelismo y aceitar según convenga o no.

3. Instalar el deformímetro y comenzar a dar carga, tomando el tiempo, carga, deformación. La rata de carga debe estar predeterminada y conocida de la máquina.

#### CALCULOS

Calcular la resistencia a compresión simple, módulo tangente, módulo de deformación, influencia del tiempo en la resistencia a compresión, clasificar la roca, determinar esfuerzos residuales si el problema lo exige.

## RESULTADO DE LOS ENSAYOS PARA EL DISEÑO DE PILARES

M	Diám. cm.	Long. cm.	Area cm <sup>2</sup>	P. rotura Kg	R. compr. Kg/cm <sup>2</sup>
1	5.4	10.8	22.9	15,503	677
2	"	"	"	15,274	667
3	"	"	"	16,442	718
4	"	"	"	16,648	727
5	"	"	"	15,251	666
6	"	"	"	16,030	700
7	"	"	"	16,259	710
8	"	"	"	17,175	750
9	"	"	"	16,580	724
10	"	"	"	15,686	685
11	"	"	"	15,183	663
12	"	"	"	15,595	681
13	"	"	"	15,343	670
14	"	"	"	16,992	742
15	"	"	"	15,801	690

$R_c$  media 698 Kg/cm<sup>2</sup>

Desv. St. 27.9

## PRACTICA No 5

## 2.4 RESISTENCIA A LA TRACCION

OBJETO: Determinar por métodos indirectos la resistencia a la tracción de una roca. Así mismo determinar el módulo de flexión de la roca.

## EQUIPO

- Prensa, puntas cónicas, puntas de carga concentrada
- Deformímetro
- Cronómetro
- Apoyos

## PROCEDIMIENTO

1. Preparar las muestras así: Discos para ensayo Brasileño, roca en rama de la misma muestra anterior, discos para carga puntual, prismas para ensayos de flexión.

2. Someter las muestras a carga con velocidad predefinida. Para flexión, tomar la distancia entre apoyos y la flecha.

## CALCULOS

Calcular la resistencia a la tracción por los diferentes métodos, hacer análisis estadístico para resistencia con muestras en rama, tratar de comparar costos

Calcular el módulo de flexión. Graficar los resultados incluyendo el criterio de límite admisible.

## 3.1 TERRENOS SIN COHESION

Se ha demostrado que la teoría de Mohr es la que hasta el momento actual es la más adecuada para el estudio de la resistencia de las rocas sometidas a compresión. No explica de forma totalmente satisfactoria todas las variaciones observadas en la resistencia, sin embargo, ninguna otra teoría tiene mayor base experimental

El fundamento de esta teoría sobre la resistencia es que se necesita vencer el rozamiento interno en las superficies de rotura incipientes. Se basa así en la mecánica del rozamiento.

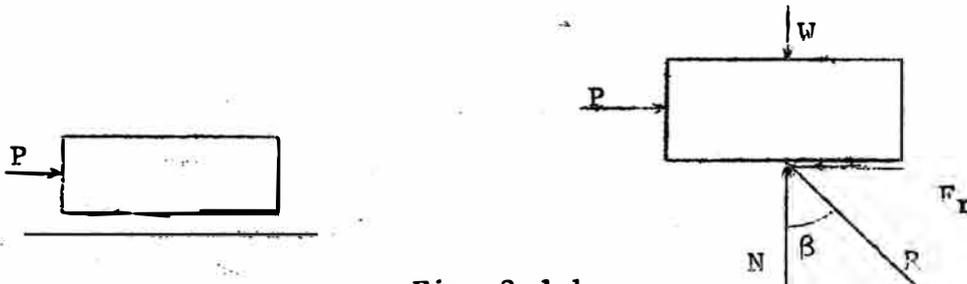


Fig. 3.1.1

$P$  : Fuerza horizontal

$W$  : Peso del cuerpo

$R$  : Reacción del plano

$R$ , se puede sustituir por sus componentes  $N$  perpendicular al plano y  $F_r$  tangencial al mismo.

La ley de Coulomb sobre el rozamiento establece que:

$$F_r \leq N \cdot \mu$$

siendo  $\mu$  el coeficiente de rozamiento, ó

$$\frac{F_r}{N} \leq \mu \quad \text{de donde} \quad \tan \beta \leq \mu$$

siendo  $\beta$  el ángulo de inclinación de la reacción del plano. Cuando  $\tan \beta = \mu$  ;  $\beta$  es el máximo ángulo de oblicuidad con la normal que puede producirse, es decir,  $F_r$  alcanza su valor máximo. De aquí que si se aumenta  $P$  se rompe el equilibrio y se inicia el movimiento.

Es frecuente usar la letra griega  $\phi$  para este valor máximo de  $\beta$  y se denomina ángulo de rozamiento. Del mismo modo que  $\mu$  (coeficiente de rozamiento), varía para los distintos materiales, también varía el máximo ángulo de oblicuidad, o ángulo de rozamiento  $\phi$ .

#### DIAGRAMA DE MOHR

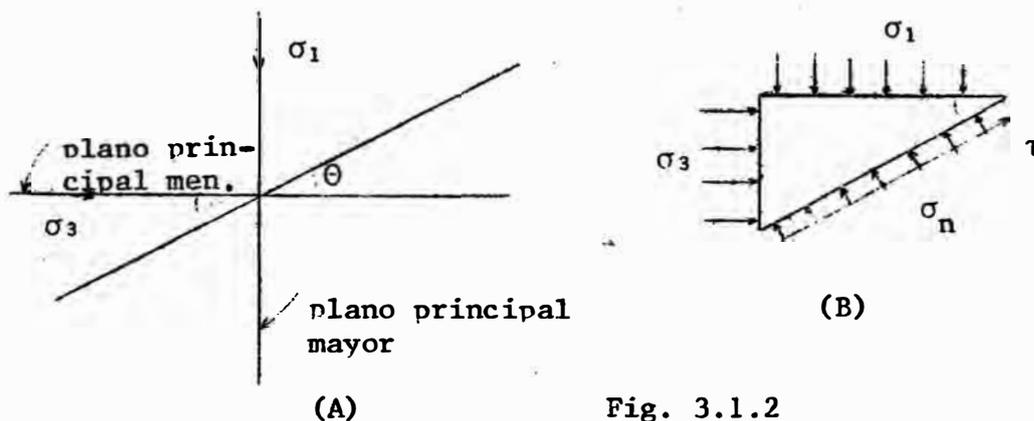


Fig. 3.1.2

La figura A representa un estado de planos principales donde existe un esfuerzo principal mayor  $\sigma_1$ , y un esfuerzo principal menor  $\sigma_3$ .

Por consideraciones de equilibrio de un elemento sometido a esfuerzos; se produce un plano de falla inclinado un ángulo  $\theta$  respecto a la dirección del plano principal mayor, producido por un esfuerzo cortante  $\tau$  paralelo al plano de corte y un esfuerzo normal al mismo  $\sigma_n$ . La magnitud de estos esfuerzos está dada por:

si

$$a = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad \text{y} \quad b = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

entonces:

$$(\sigma_n - a)^2 + \tau^2 = b^2$$

que es la ecuación de una circunferencia de centro  $(a, 0)$  y radio  $b$ , siendo los ejes de coordenadas  $\sigma_n$  el horizontal y  $\tau$  el vertical.

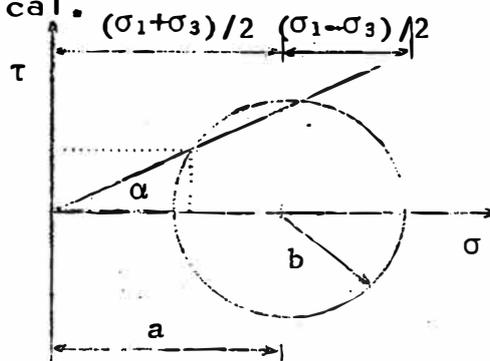


Fig. 3.1.3

Este círculo se conoce con el nombre de círculo de Mohr y representa el lugar geométrico de las tensiones  $\sigma_n$  y  $\tau$  que existen en un punto.

Ya que la recta, que forma el ángulo  $\phi$  con el eje horizontal representa el máximo ángulo de oblicuidad de la tensión total sobre un plano cualquiera en dicho material, representa también la envolvente por encima de la que no pueden existir círculos de tensión.

En este caso representaría las características de resistencia de un material que sólo tiene rozamiento interno (es decir una masa granular) para oponerse a las fuerzas aplicadas. La ecuación de esta envolvente es:

$$\tau = \sigma \tan \phi$$

siendo  $\tau$  la resistencia tangencial o tensión tangencial necesaria para producir la rotura.

De la ecuación anterior, se deduce que, la rotura como resultado de la aplicación de una tensión de compresión en realidad es una rotura por corte.

No existe ningún valor determinado para la tensión principal mayor de rotura; la resistencia a compresión depende, al igual que la tensión tangencial de rotura, de la tensión normal que actúa sobre el plano incipiente.

Al aumentar la presión de confinamiento,  $\sigma_3$ , la tensión normal, aumenta en el plano incipiente de rotura; de aquí que la tensión tangencial necesaria para producir la rotura, también aumente.

Teóricamente, siempre se produce la rotura según planos que forman un ángulo de  $45 + \phi/2$  con el plano principal mayor. Esta ecuación ha sido comprobada por la práctica.

Una teoría clásica para calcular la presión ejercida por una masa granular contra un cuerpo está basada en la ecuación

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \tan^2 \alpha = \tan^2 (45 + \phi/2)$$

La tensión principal mayor  $\sigma_1$ , se supone que es igual a la presión de recubrimiento, es decir,  $\sigma_1 = \gamma h$ . La tensión principal menor,  $\sigma_3$  es en este caso la reacción del cuerpo a la presión  $p_a$ , que actúa sobre él. Como el elemento debe estar en el punto de rotura, el movimiento incipiente se producirá hacia el cuerpo. Este estado es el que se denomina de EMPUJE ACTIVO.

$$p_a = \gamma h \tan^2 (45 - \phi/2)$$

Esta ecuación, cuando se cumplen todas las condiciones necesarias (por ejemplo, superficie del terreno plana, horizontal y sin sobrecarga y muro vertical liso) proporciona una precisión suficiente de la presión media ejercida por roca suelta, arena o rellenos hidráulicos, contra muros cuadros y estructuras de sostenimiento.

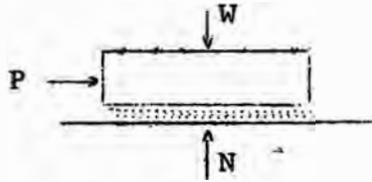
Cuando el movimiento incipiente es desde el cuerpo hacia la masa granular, como sucede por ejemplo, cuando un

revestimiento metálico de poco espesor tiende a deflectar lateralmente desde el centro del tunel, la tensión principal mayor  $\sigma_1$ , es entonces igual a la reacción de la masa granular,  $p_p$ . Si  $p_p$  actúa horizontalmente y  $\sigma_3$  es igual a  $\gamma h$ . Este estado es el que se conoce como EMPUJE PASIVO.

$$p_p = \gamma h \tan^2 (45 + \phi/2)$$

### 3.2 TERRENOS COHESIVOS

La mayor parte de las rocas resisten a rotura tanto por la cohesión entre sus partículas como por el rozamiento interno que pueden movilizar. Un modelo de este tipo de resistencia podría obtenerse encolando al plano el bloque.



En este caso, la fuerza  $P$  necesaria para producir el movimiento a lo largo del plano sería:

$$P = K + \mu N$$

donde  $K$  es la fuerza lateral que se opone al movimiento debido al pegamento.

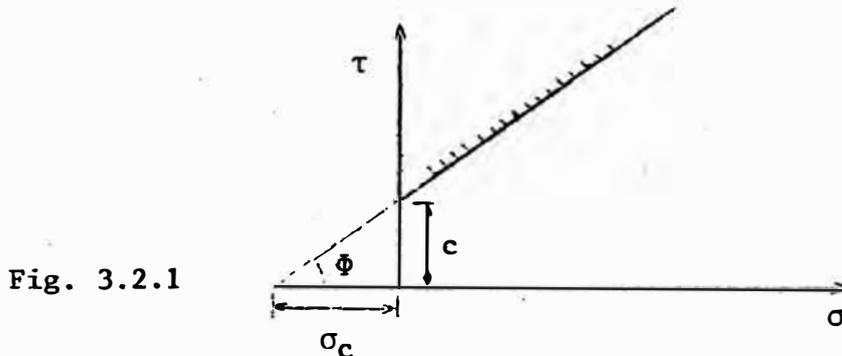
Esta ecuación supone que la resistencia debida al pegamento y la debida al rozamiento se movilizan a la vez o con la misma deformación.

La correspondiente ecuación de Coulomb para la resistencia interna que se origina por la cohesión y el rozamiento interno es:

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

donde  $c$  es la cohesión o resistencia al corte según pla-

nos interiores y que es independiente de la tensión normal. La gráfica correspondiente es de la forma.



donde  $\sigma_c$  es la tensión intrínseca, que resulta de la atracción intermolecular.

La relación entre las tensiones principales en materiales cohesivos está dada por:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2(45 + \phi/2) + \frac{c \{ \tan^2(45 + \phi/2) - 1 \}}{\tan \phi}$$

Al explotar zonas adyacentes a otras anteriormente explotadas y rellenadas, es decir, que el relleno antiguo constituya una de las paredes laterales del nuevo tajeo, la mayor preocupación que se tiene es el posible derrumbamiento del muro antiguo. Su deslizamiento da lugar a problemas que entorpecen la normal operación minera, incluyendo la contaminación del mineral explotado.

La pared del relleno se derrumba o, más propiamente, falla, por acción de su propio peso dejando una superficie libre como se muestra en la Fig. 3.2.5. La estabilidad de un relleno varía con la altura del mismo, existiendo una altura máxima permisible que ofrece seguridad. En este sentido, se ha encontrado una relación que nos permite calcular esta altura.

$$h = \frac{4c}{\gamma} (\tan \theta + \sec \theta) ; \theta = 45 + \phi/2$$

Terzaghi, recomendó cambiar el coeficiente 4 por 2.6

fallas en taludes verticales han demostrado que la corrección es justificada, por consiguiente:

$$h = \frac{2.6 c}{\gamma} (\tan \theta + \text{sen } \theta)$$

donde,  $c$  es la cohesión en  $\text{ton/m}^2$  y  $\phi$  es el ángulo de fricción interna.

Para poder utilizar dicha fórmula es necesario conocer la cohesión y el ángulo de fricción interna, tema de la próxima práctica.

En esta práctica como en casi todas las demás, una falta de equipo especial para rocas puede ser suplido por un equipo para suelos desde el punto de vista académico y en muchos casos, prácticamente.

Los ensayos realizados para este relleno hidráulico, se hicieron con un equipo de resistencia al corte directo para suelos. Cuando es necesario un estudio de taludes, el factor importante a analizar es la resistencia al deslizamiento de discontinuidades, para lo cual se usa la máquina de resistencia al corte portátil como se ve en la figura 3.2.2.

Este ensayo, es reemplazado en muchos casos por un ensayo triaxial, por acercarse más a la realidad in-situ. Pero sigue teniendo toda su importancia en diseño de taludes.

### 3.3 ENSAYOS TRIAXIALES

Las pruebas de compresión triaxial son mucho más refinadas que las de corte directo y en la actualidad, son las más usadas en cualquier laboratorio para determinar las características de esfuerzo-deformación y de resistencia de suelos y rocas.

Teóricamente son pruebas en que se podrían variar a vo-

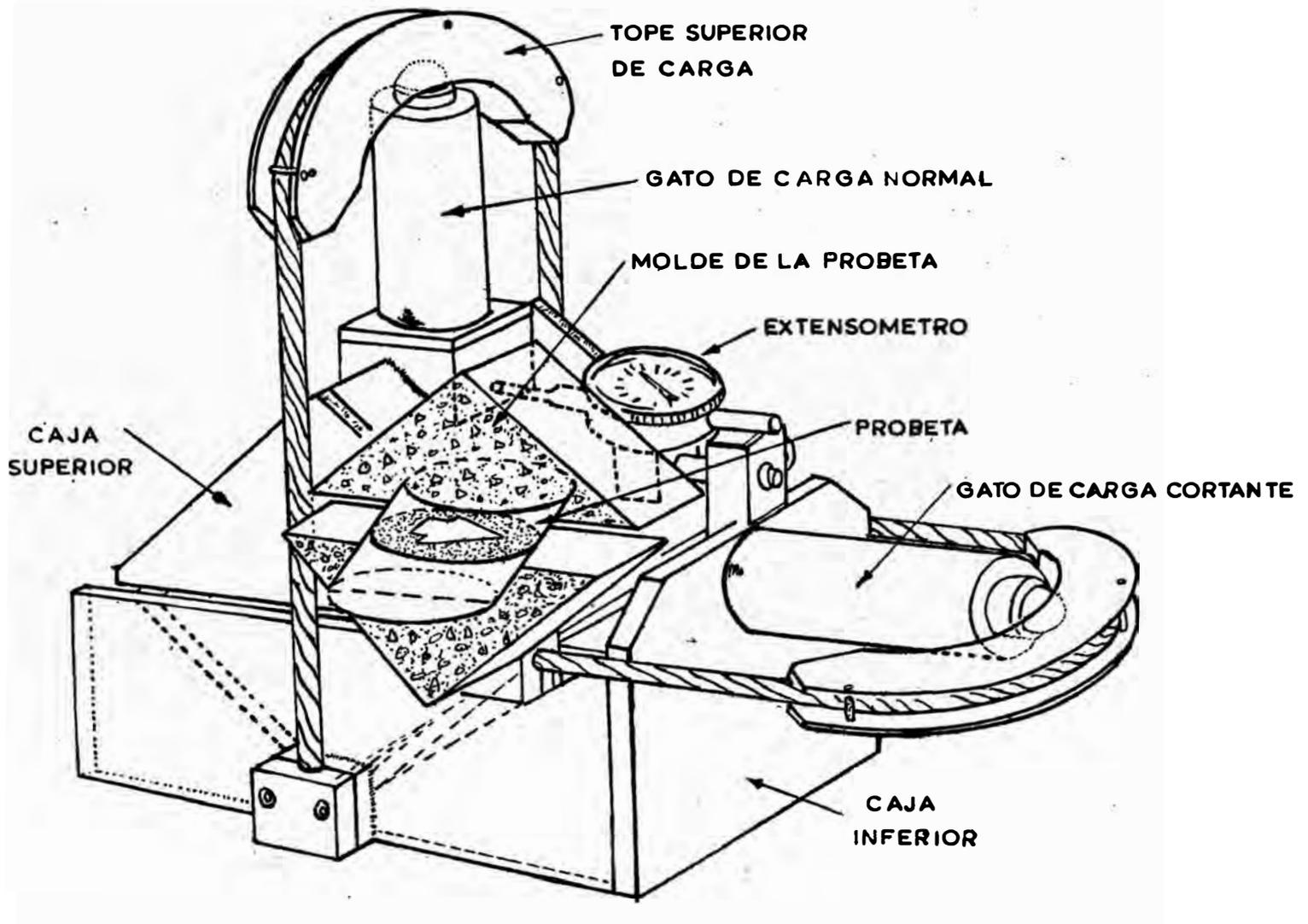


Fig. 3.3.2 MAQUINA DE CORTE DIRECTO PORTATIL

luntad las presiones actuantes en tres direcciones ortogonales. En realidad y buscando sencillez en su realización, en las pruebas que hoy se efectúan, los esfuerzos en dos direcciones son iguales. Los especímenes son igualmente cilíndricos y están sujetos a presiones laterales de un líquido (generalmente, agua para pruebas en suelos; aceite para rocas), del cual se protegen con una membrana impermeable. Para lograr el debido confinamiento, la muestra se coloca en el interior de una cámara cilíndrica y hermética, de lucita, con bases metálicas, fig. 3.3.2.

El agua de la cámara puede adquirir cualquier presión deseada por la acción de un sistema hidráulico de presiones constantes. La carga axial se transmite al espécimen por medio de un pistón que atraviesa la base superior de la cámara.

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

La prueba más usada, es aquella en la que se transmite al espécimen una presión por medio del pistón, el valor de esa presión ( $p$ ), sumada a la del agua ( $\sigma_c$ ), dará el esfuerzo axial actuante sobre la muestra ( $\sigma_a$ ).

$$\sigma_a = \sigma_c + p$$

Las pruebas triaxiales suelen considerarse constituidas por dos etapas. La primera es aquella en que se aplica a la muestra la presión de cámara  $\sigma_c$ ; durante ella puede o no permitirse el drenaje de la muestra abriendo o cerrando la válvula de salida del agua a través de las piedras porosas (para suelos). La segunda etapa es de

Fig. 3.3.1

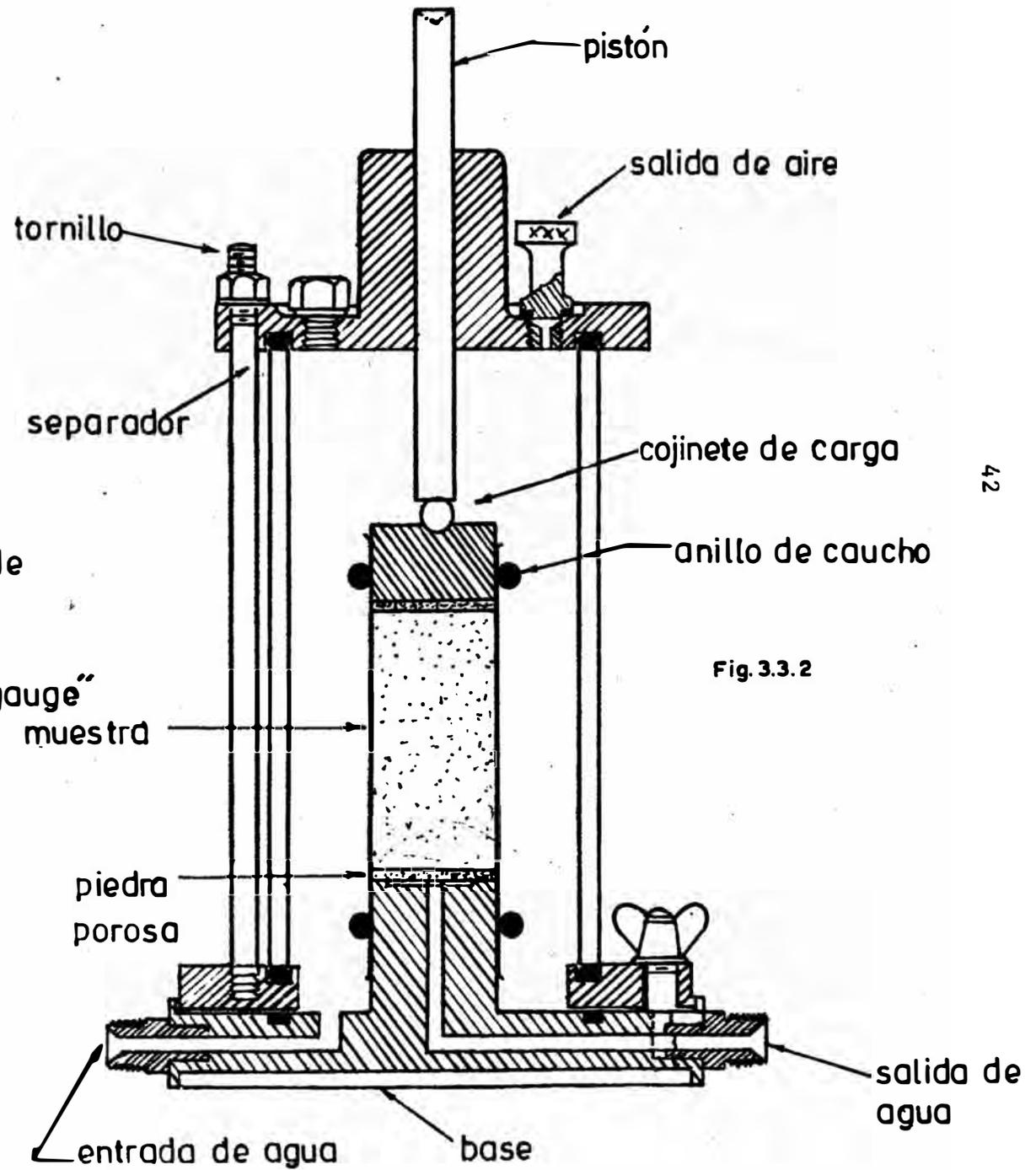
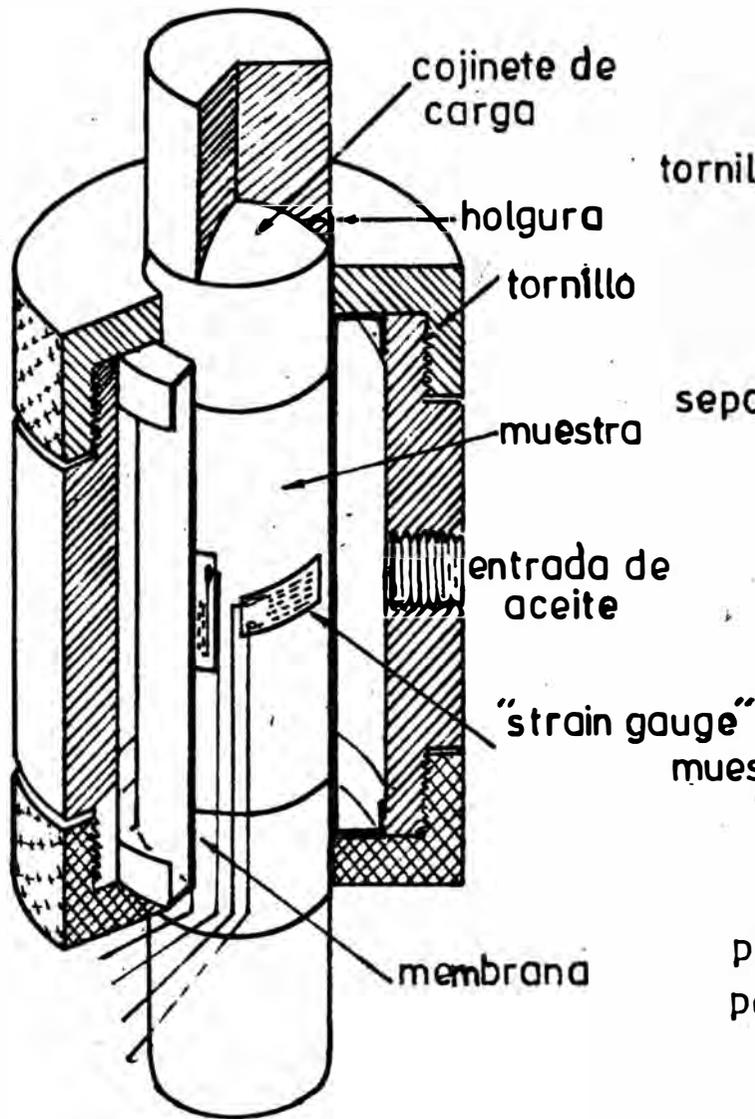


Fig. 3.3.2

carga propiamente dicha y puede ser drenada o no de acuerdo a la primera etapa, puesto que no tiene sentido drenar la segunda etapa, si en la primera no se efectuó el drenaje. La cámara triaxial para rocas se muestra en la fig. 3.3.1.

Existen varias formas de realizar un ensayo triaxial, de acuerdo a los requerimientos del diseño. Se van a presentar en forma de fórmula gráfica para mayor claridad.

Se dá una pequeña explicación a la primera prueba para tener la guía de análisis de las otras pruebas. Ver Fig. 3.3.3 a 3.3.6

#### PRUEBA LENTA (símbolo L)

Prueba con consolidación y con drenaje: La característica fundamental de la prueba es que los esfuerzos aplicados al espécimen son efectivos. Primeramente se somete el suelo a una presión hidrostática ( $\sigma_c$ ), teniendo abierta la válvula de comunicación con la bureta y dejando transcurrir el tiempo necesario para que haya completa consolidación bajo la presión actuante. Cuando el equilibrio estático interno se haya restablecido, todas las fuerzas exteriores estarán actuando sobre la fase sólida del suelo; es decir, producen esfuerzos efectivos en tanto que los esfuerzos neutrales en el agua corresponden a la condición hidrostática. La muestra es llevada a la falla a continuación aplicando la carga axial en pequeños incrementos, cada uno de los cuales, se mantiene el tiempo necesario para que la presión en el agua; en exceso de la hidrostática, se reduzca a cero.

Los resultados son interpretados generalmente a partir del círculo de Mohr, es decir, que la presión del agua en la cámara deberá ser por lo menos, igual a la presión vertical efectiva actuante sobre la muestra in-situ, supuesto que esta presión es la máxima soportada por el suelo en su historia geológica.

1º ETAPA

2º ETAPA

ESFUERZOS EFECTIVOS

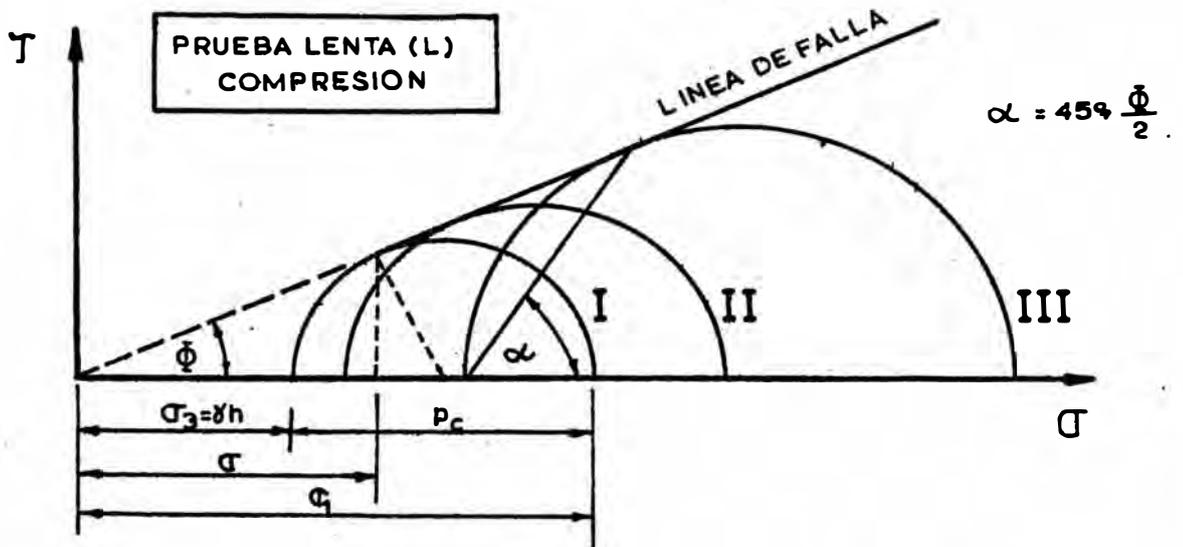
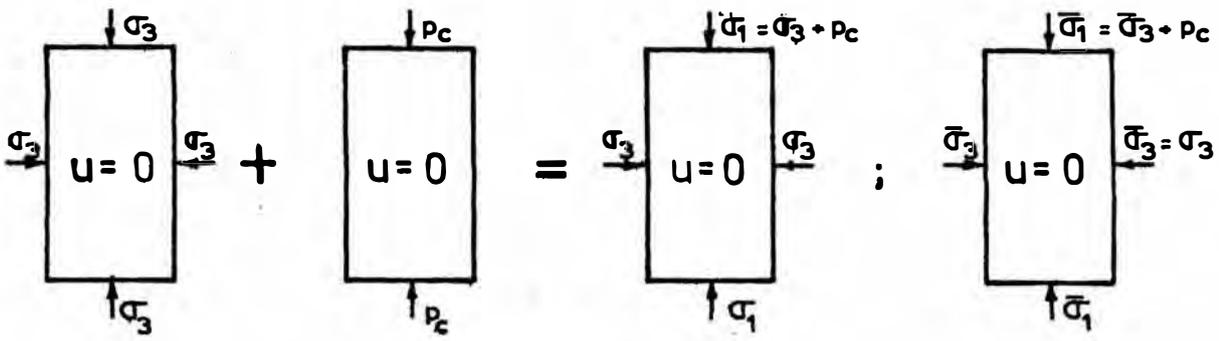
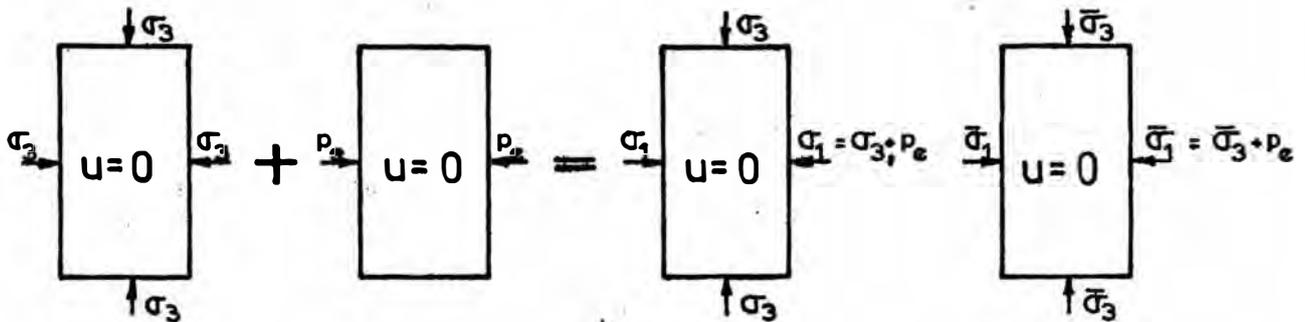


Fig. 3.3.3



1º ETAPA

2º ETAPA

ESFUERZOS EFECTIVOS

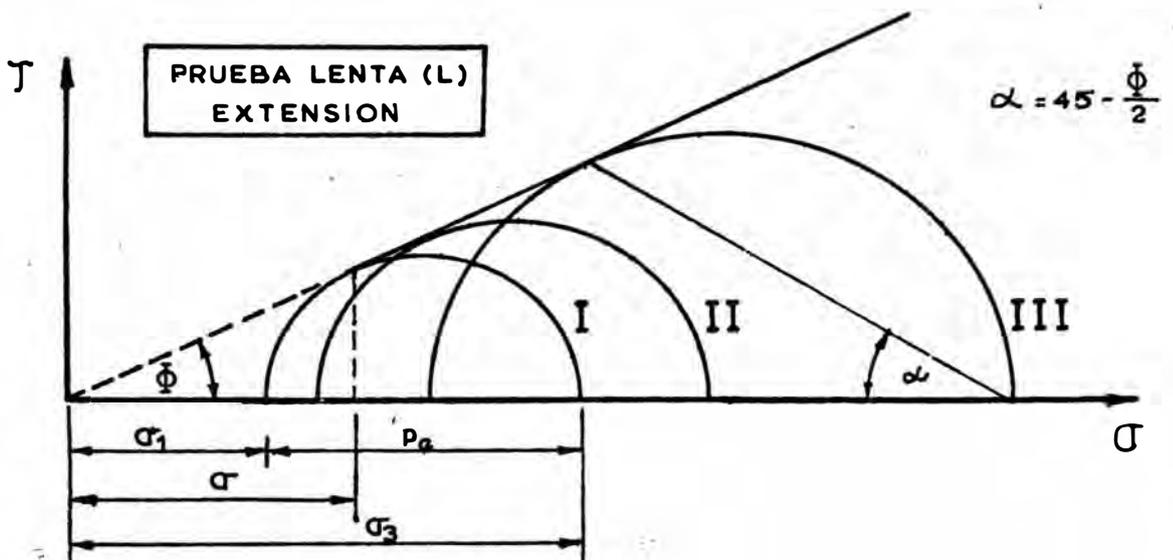


Fig. 3.3.4

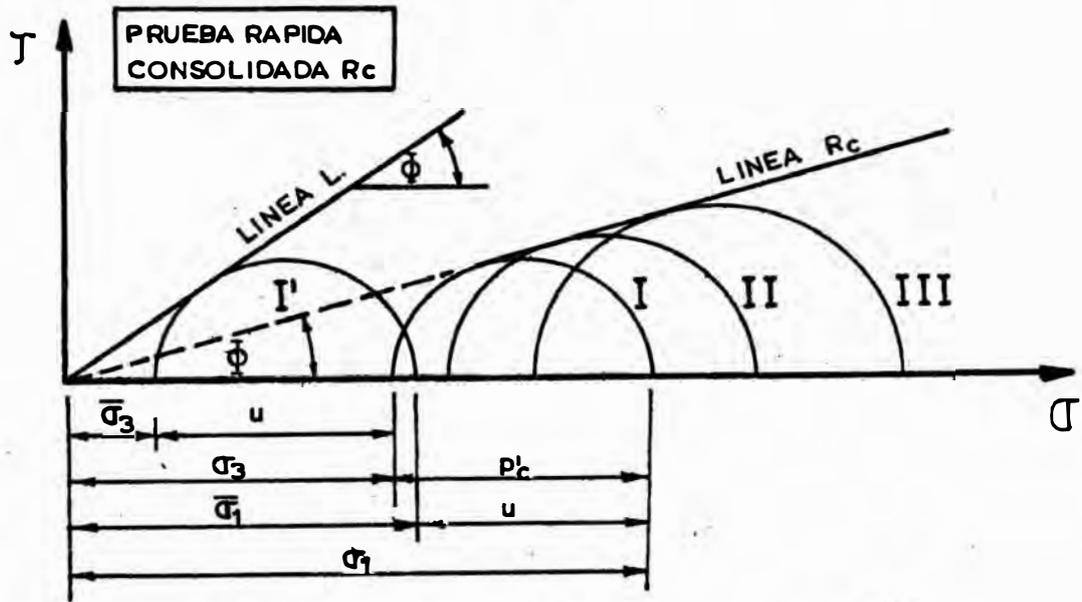
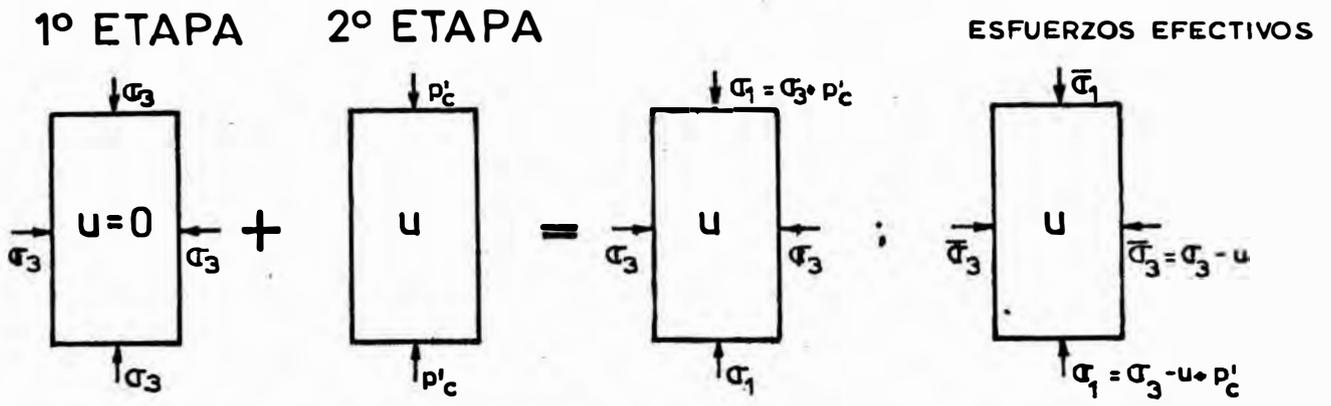


Fig. 3.3.5

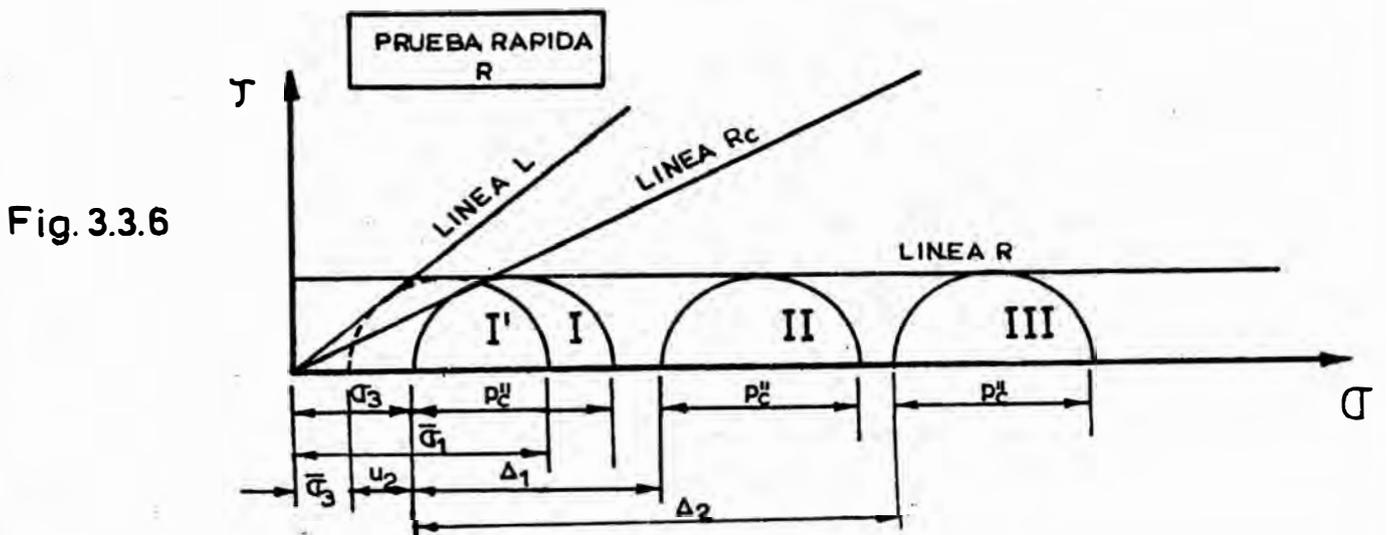
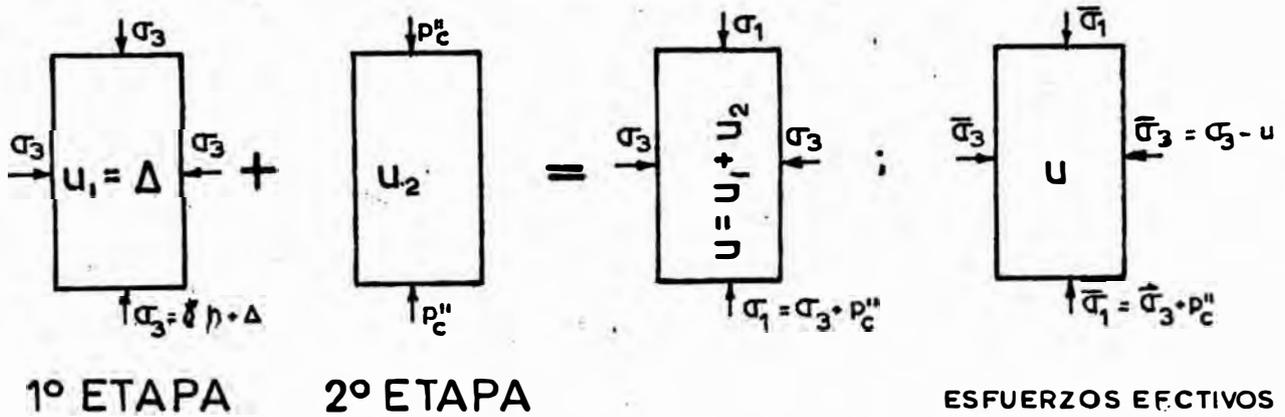


Fig. 3.3.6

## CALCULOS

## A. PRUEBA RAPIDA.

Dibújese la curva esfuerzo-deformación unitaria. El área corregida se calcula con la ecuación

$$A = \frac{100 A_0}{100 - \text{Deformac.}(\%)}$$

donde  $A_0$  es el área de la sección transversal de la muestra al inicio de la prueba.

El volumen inicial de la muestra se supone igual al final, por lo tanto, si lo es, la longitud inicial de la muestra, se tendrá:

$$A_0 l_0 = (l_0 - \text{deformación total}) A$$

entonces 
$$A = \frac{A_0 l_0}{l_0 - \text{def.}}$$

si  $l_0$  se toma como 100% y la deformación es la unitaria, se llega a la expresión anterior.

También se traza el círculo de Mohr correspondiente a los esfuerzos en el instante de la falla;  $\sigma_3$ , es igual a la presión hidrostática y  $\sigma_1$  igual al  $\sigma_3$  mas el esfuerzo desviador aplicado por el vástago. Si se ejecutan varias pruebas rápidas, trácese la envolvente a los diversos círculos de Mohr obtenidos (uno de cada prueba).

## B. PRUEBA RAPIDA CONSOLIDADA

$$A_0 = \frac{V - \Delta V}{H - \Delta H}$$

donde:

- V. volumen original de la muestra
- $\Delta V$ . cambio de volumen registrado en la bureta
- H. altura original de la muestra
- $\Delta H$ . cambio de altura de la muestra, registrado en el extensómetro.

En la segunda etapa deberá calcularse el área de la muestra correspondiente a cada incremento de carga aplicado, mediante la fórmula inicial; con ello podrán trazarse las curvas esfuerzo-deformación. Trácese el círculo de Mohr de falla. Si se hacen varias pruebas, trácese la envolvente a los círculos obtenidos.

El ensayo correspondiente fué realizado en la Facultad de Ingeniería de la Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia, sobre una arcilla inalterada. Se presentarán los datos correspondientes a una cámara de las tres ensayadas, haciéndose notar que son necesarios tres ensayos para poder definir correctamente la envolvente de Mohr.

\* \*

## PRACTICA No 6

## ESFUERZO CORTANTE DIRECTO

OBJETO: Determinar el valor de la cohesión ( $c$ ) y el ángulo de fricción interna ( $\phi$ ) de una muestra y poder obtener la ecuación de Coulomb para ella.

## EQUIPO

- Máquina para esfuerzo cortante directo
- Calibrador, deformímetros
- Cronómetro
- Balanza

## PROCEDIMIENTO

1. Preparar la muestra y montarla si se trata de análisis de discontinuidades. Pesarse, tomar dimensiones de la misma.

2. Controlar el cero (0) de: Anillo de carga, cronómetro, carga axial.

3. Aplicar carga normal y mantenerla constante

4. Aplicar carga tangencial a la muestra y leer: tiempo, carga tangencial, deformación tangencial, deformación vertical.

5. Repetir la prueba variando la carga normal.

## CALCULOS

Obtener la envolvente de Mohr-Coulomb, aplicando:

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

Graficar la deformación tangencial contra la relación de esfuerzos y contra la deformación normal.



$\bar{\tau}$   
(ton/m<sup>2</sup>)

12

10

8

6

4

2

$\Phi = 21^\circ$

$C = 1.4 \text{ ton/m}^2$

2

4

6

8

10

12

$\sigma_n$   
(ton/m<sup>2</sup>)

C

$\Phi$

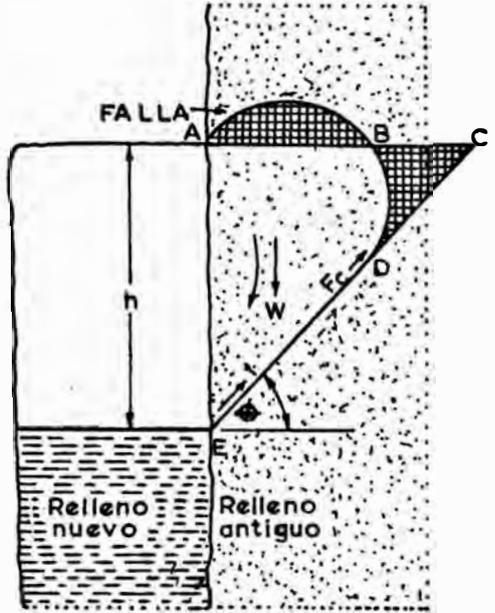


Fig.3-2.5 Falla del relleno antiguo

PROPIEDADES MECANICAS DEL  
RELLENO HIDRAULICO - HUARON

## PRACTICA No 7

### ENSAYO TRIAXIAL

**OBJETO:** Determinar las características esfuerzo-deformación y la resistencia de un sólido sometido a esfuerzos hidrostáticos. Este ensayo simula la situación real de una muestra a profundidad.

#### EQUIPO

- Máquina de ensayo triaxial
- Deformímetros, calibrador, preparador de muestras

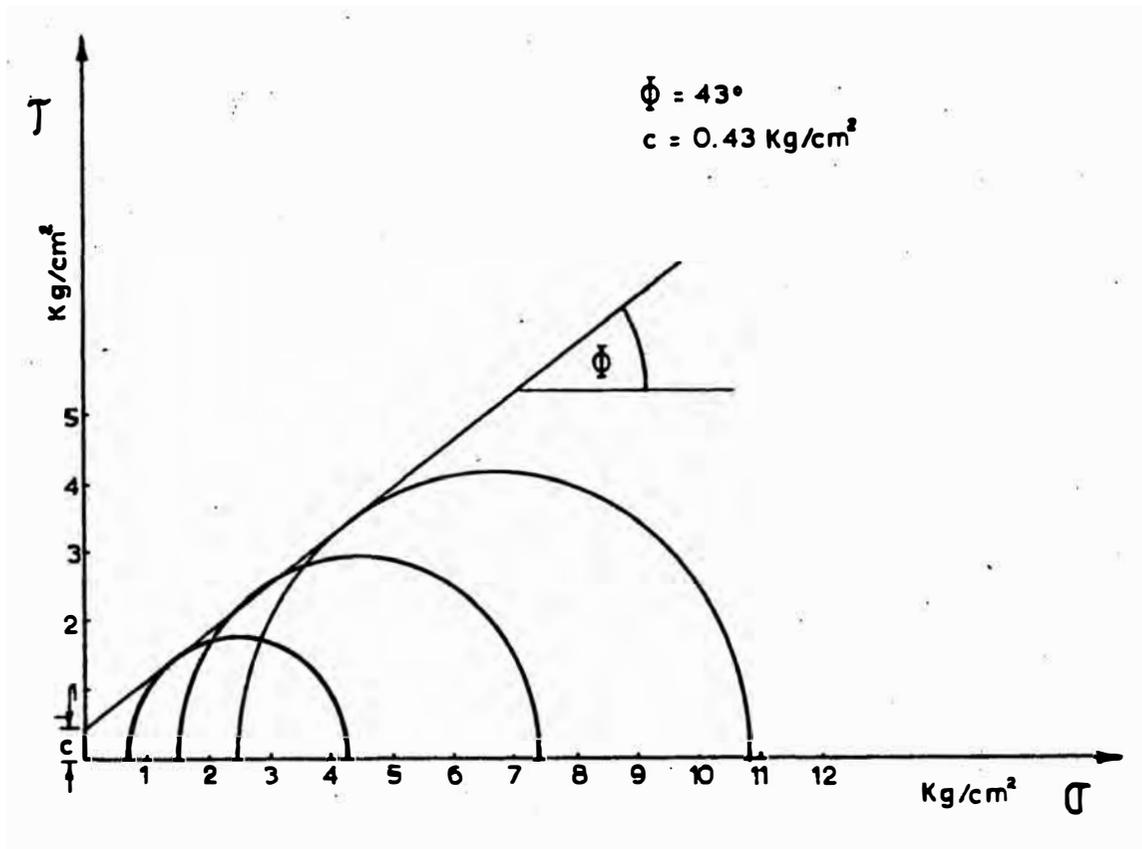
#### PROCEDIMIENTO

1. Determinar el tipo de prueba a realizar.
2. Preparar las muestras (3 ensayos), cortarlas y protegerlas con una banda de caucho.
3. Instalar la primera cámara, colocar la muestra en el pedestal y proceder a medir la presión de poros. Saturar la muestra si así es necesario.
4. Consolidar la muestra y tomar los datos en la bureta.
5. Dar presión de confinamiento a la cámara de agua o aceite, manteniendo esta presión constante.
6. Efectuar y llevar a la rotura de la muestra por medio del aumento de carga axial.
7. Tomar las deformaciones y pesar la muestra seca, medir el ángulo de rotura con un plano horizontal.
8. Repetir la prueba por dos veces más, aumentando la carga de confinamiento.

#### CALCULOS

Determinar la envolvente de Mohr para la muestra y obtener así, la cohesión y el ángulo de fricción interna.





ENVOLVENTE DE MOHR PARA LOS ENSAYOS TRIAXIALES ANTERIORES

CAPITULO IV  
ANALISIS DE PROBLEMAS  
DE MECANICA DE ROCAS.

Dado que un problema de Mecánica de Rocas es diferente a uno similar aún en la misma labor, es necesario antes que saberlo resolver, saberlo analizar. Si este paso es correcto, tendremos una buena base de partida.

#### 4.1 ANALISIS DEL PROBLEMA

Las soluciones analíticas del proceso en el macizo de roca a consecuencia de la actividad minera, presupone una formulación correcta del problema.

El problema debe incluir por tanto:

1. La descripción detallada del problema resuelto y la meta que se desea alcanzar.
2. Formulación del problema; por ello entendemos una definición del sistema de aquellas magnitudes del macizo de roca, que influyen significativamente en la resolución del problema y en la aclaración de las relaciones recíprocas. Es conveniente partir de los perfiles geológicos que serán completados por datos sobre las fuerzas externas, y las propiedades mecánicas del macizo de roca y de sus partes. En la formulación se juzga si es posible resolver el problema con un modelo matemático. Según convenga se completa este punto del problema por medio de dibujos, diagramas, esquemas sustitutivos y criterios para poder dictaminar cual de las posibles soluciones alternativas en un caso dado es la óptima.
3. Relaciones matemáticas, condiciones de analogía física, ecuaciones, inecuaciones, diagramas y tablas.
4. Lista de símbolos y relaciones. Las variables dependientes e independientes se citan separadamente de las constantes y de los parámetros.

5. Condiciones iniciales y marginales
6. Valor numérico de las constantes
7. Parámetros que se variarán y en que margen
8. Estimación de los valores máximos en las variables
9. Variación de los parámetros que a consecuencia de anteriores cálculos o experiencias puedan ser efectuados.
10. Posibilidad de control analítico o numérico de los resultados con control eventual de solución de algunas variantes
11. Clase de exposición de los resultados (diagramas y tablas) y su interpretación. Este punto puede influir re troactivamente en la formulación del problema.
12. Grado de aproximación requerido.

En el planteamiento del problema debe de aclararse lo que debemos de conocer y se debe uno liberar de todo lo innecesario. Por ejemplo, a la pregunta de si la necesidad de determinada profundidad en la mina X amenazará la estabilidad del objeto Y, se puede responder más fácilmente, que confeccionar un algoritmo general sobre la solución de un movimiento de la superficie superior de la mina.

Al algoritmo de la solución de un movimiento de la superficie superior debe corresponder las siguientes exigencias:

1. Determinación.- En ninguna etapa de cálculo debe quedar duda de como seguir avanzando más.
2. Extensividad. Debiera describir la solución de una clase de datos emparentados que se diferencian sólomente por los datos de partida.
3. Resultados.\_ Debiera facilitar una solución con la exactitud exigida.

Alcanzamos las condiciones óptimas para la formulación y la resolución de un problema de la Mecánica de Rocas, cuando combinamos las mediciones en el macizo rocoso y en los trozos partidos de roca con los procedimientos matemáticos y los ensayos en modelos de materiales equivalentes.

Uno de los procedimientos posibles es el siguiente:

1. Construir los perfiles geológicos del macizo de roca en una zona influenciada por la mina.
2. Incluimos en ellos las superficies de separación (estratos, exfoliaciones, fracturas, fallas y dislocaciones), que influyen decisivamente en la solución del problema. Realizamos un control eventual de la significación de las diversas superficies de separación en modelos de material equivalentes.
3. Por muestras mecánicas de las partes de roca homogéneas o casi homogéneas constatamos su diagrama de correlación, como dependencia entre tensión, transformación, velocidad de transformación o tiempo.
4. Por mediciones en el terreno determinamos el diagrama de correspondencia de las superficies de separación y de las masas de conjunto en las fracturas.
5. Construimos un modelo de la misma sustancia física (de material equivalente).
6. Por medio de ensayos con el modelo, se determina el diagrama de correspondencia del macizo de roca, como relación entre magnitudes sin dimensión.
7. Probamos a sustituir el diagrama de correspondencia establecido con ensayos en modelos, por un diagrama que se derive del esquema geológico, del modelo matemático o de procedimientos de la elasticidad matemática.

Si nos sale bien, determinamos sobre el diagrama de correspondencia medido, los valores de entrada para la

solución matemática del problema.

8. Si la solución matemática del problema no nos es conocida o si no es realizable, resolvemos el problema en un modelo de material equivalente o por consideraciones libres.

#### 4.2 FOTOELASTICIDAD

La técnica de la fotoelasticidad está basada en la analogía entre los fenómenos elásticos y ópticos; ofrece un método apropiado y digno de ser tenido en cuenta en excavaciones mineras de estructura compleja. Además, los estudios fotoelásticos pueden ser aplicados en modelos tridimensionales.

El método fotoelástico para el análisis de los esfuerzos se basa en el principio de que cuando ciertos materiales transparentes son sometidos a esfuerzos, sus propiedades ópticas soportan cambios, los cuales pueden ser medidos y relacionados cuantitativamente al estado de los esfuerzos. Más aún, un modelo sometido a esfuerzos presenta una imagen prototipo de los esfuerzos. Si las constantes elásticas son las mismas en todo el material y si el material es una pieza continua (se supone que la carga es continua).

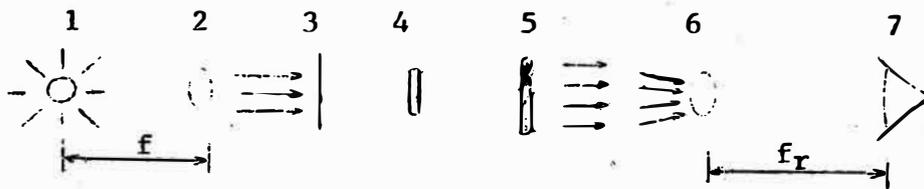
Una solución por el método fotoelástico, en general, requiere: 1. La selección de un material transparente adecuado, y la obtención con este material de un modelo del miembro estructural, que se desea estudiar. 2. Aplicar cargas al modelo en forma similar a las cargas aplicadas al prototipo y medir los resultados de los efectos ópticos con el uso de luz polarizada. 3. Interpretar las medidas ópticas en términos de esfuerzos e interpretar los esfuerzos con el uso de los fundamentos de la teoría de la elasticidad; y 4. Transformar la distribución de esfuerzos en el modelo al sistema de esfuerzos, análogos al prototipo.

Al método de fotoelasticidad, están ligados otros métodos tales como: fotoplasticidad, fotoviscosidad, foto-termoelasticidad, etc..

La selección del material y preparación del modelo se ve aplicado en el capítulo VI, así como el análisis del resultado.

### POLARISCOPIO

Es un aparato que canaliza una fuente de luz, haciendo los rayos paralelos; ello se obtiene con lentes colimadoras. Un observador no podría captar dichos rayos canalizados, por tanto, es necesario hacerlos pasar de nuevo por un lente de condensación. El esquema así obtenido es como el siguiente:



- 1 . Fuente de luz monocromática
- 2 . Lente de colimación
- 3.. Polarizador
- 4 . Muestra ( modelo o prototipo)
- 5 . Analizador
- 6 . Condensador
- 7 . Observador

Hay varios tipos de polariscopios entre los cuales se tiene:

1. Polariscopio plano
2. Polariscopio circular
3. Polariscopio por reflexión
4. Polariscopio elíptico.

#### POLARISCOPIO PLANO (Fig. 4.2.1)

Sea  $\epsilon_1$  y  $\epsilon_2$  las deformaciones unitarias en un punto

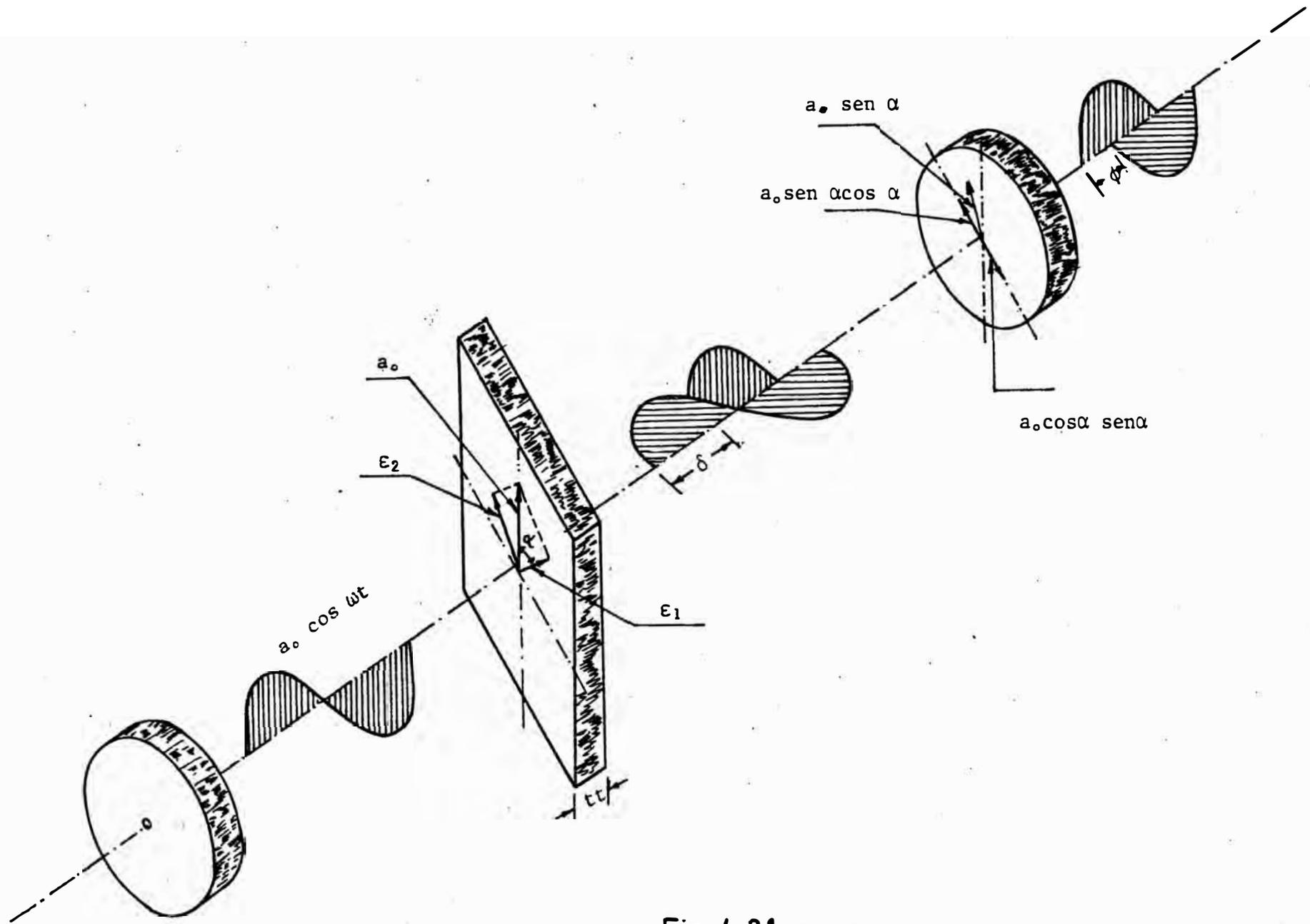


Fig. 4.21 Polariscope plano

del modelo plano, según los ejes 1 y 2.

El índice de refracción está definido por:

$$n = \frac{c}{v}$$

donde  $c$  es la velocidad de la luz en el vacío y  $v$  la velocidad en el medio materia de estudio. Sabiendo así mismo que está afectado por el espesor del material, la retardación relativa entre ejes es de.

$$\delta = c \left( \frac{t}{v_1} - \frac{t}{v_2} \right)$$

luego

$$\delta = t(n_1 - n_2)$$

que viene a ser un cono de luz, efecto de la transmisión de la misma según dos vectores ( $a_0 \cos \alpha$  a velocidad  $v_1$  y,  $a_0 \sin \alpha$  a velocidad  $v_2$ ).

De ello se establece la relación conceptual de la fotoelasticidad, al relacionar los índices de refracción y las deformaciones unitarias, como una proporcionalidad afectada por un coeficiente óptico por deformación ( $K$ ).

Se llega así a:

$$\delta = tK(\epsilon_1 - \epsilon_2)$$

De esta ecuación se puede ver que una manera de tener más franjas está dada por:

1. Tener más carga
2. Material flexible
3. Material de mayor espesor

La retardación  $\delta$  origina un defasaje en las ondas que llegan al analizador.

$$\phi = \frac{2\pi\delta}{\lambda}$$

Las componentes admitidas en el analizador son:

$$a_1 = a_0 \cos \alpha \sin \alpha = (a_0/2) \sin 2\alpha$$

$$a_2 = a_0 \sin \alpha \cos \alpha = (a_0/2) \sin 2\alpha$$

La intensidad de luz observada en el analizador es proporcional al cuadrado de la amplitud resultante.

$$I = (a_1)^2 + (a_2)^2 - 2a_1a_2 \cos \phi$$

luego 
$$I = \frac{(a_0)^2}{2} \sin^2(2\alpha) \cdot (1 - \cos \phi)$$

#### ANÁLISIS

1. Si  $\sin 2\alpha = 0$  entonces  $\alpha = 0, 90^\circ$ . Dirección de esfuerzos principales, coincide con el eje del polarizador y del analizador.

2. Si  $\cos \phi = 1$  entonces  $\phi = 0, 2\pi, 4\pi \dots$  por tanto:

$$\phi = \frac{2\pi\delta}{\lambda} \quad \text{toma los valores } 0, \lambda, 2\lambda$$

De ello se obtienen conceptos muy importantes tales como: Si en un punto A; un elemento es sometido a un esfuerzo que origine esfuerzos principales a un ángulo  $\alpha$ , y a ése mismo ángulo se hace coincidir el eje del polarizador, se obtiene un punto oscuro. Bajo ése mismo ángulo  $\alpha$  existe un gran número de puntos bajo esa misma característica, los que unidos entre sí dan una línea continua denominada ISOCLINA, que es el lugar geométrico de los puntos del modelo o prototipo, donde los esfuerzos tienen direcciones principales que coinciden con las direcciones de los planos de polarización del polarizador y del analizador.

A partir de las isoclinas, una paralela en cada punto de la misma, define las trayectorias o ISOSTÁTICAS, dando la configuración de esfuerzos  $(\sigma_1 - \sigma_2)$ , ver Fig 4.2.2

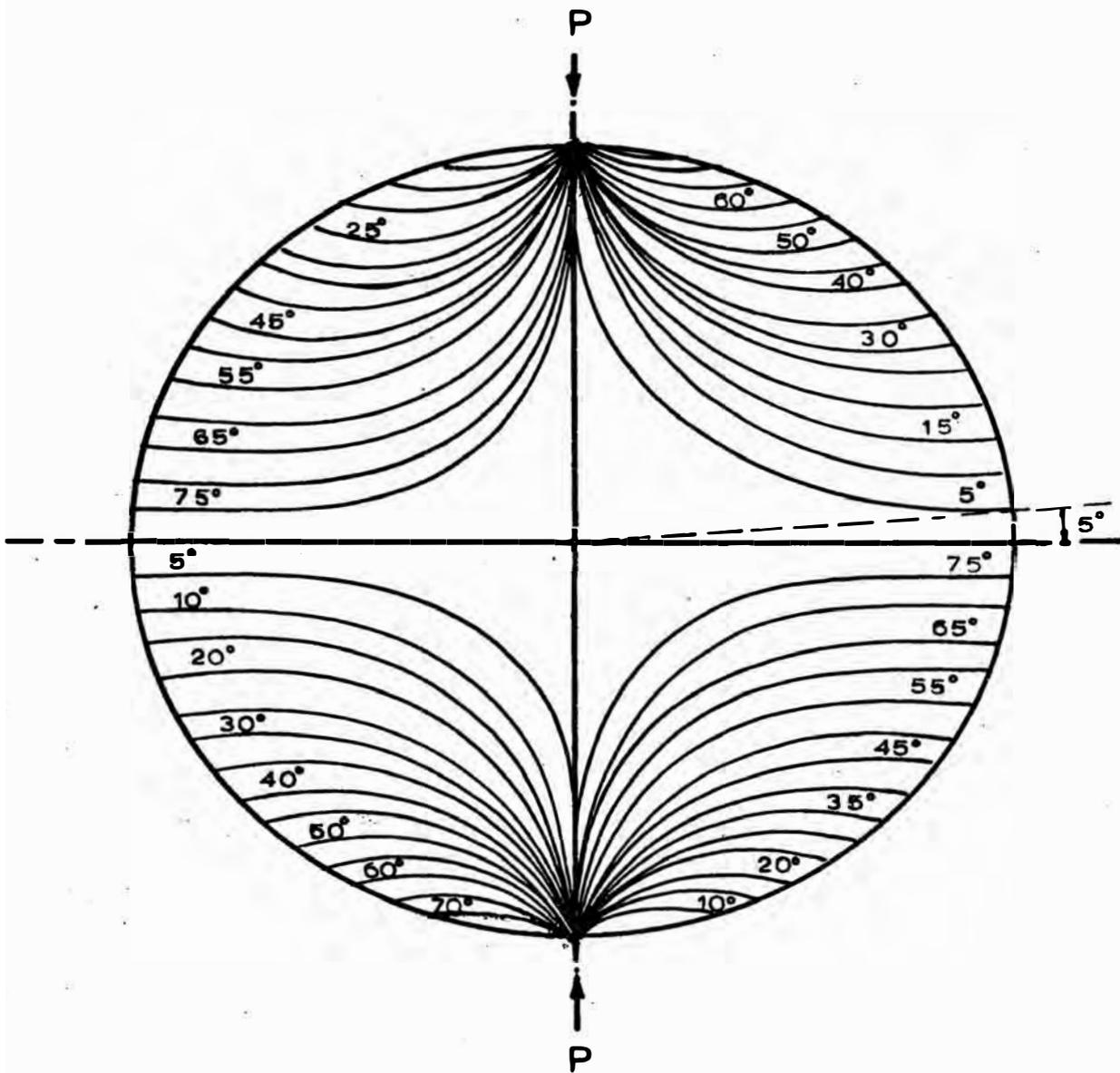


Fig. 4.2.2 ISOCLINAS

## POLARISCOPIO CIRCULAR

El análisis es similar al polariscopio plano, excepto que figuran dos elementos adicionales; las placas retardadoras de  $\lambda/4$ , y tienen como fin, de que los esfuerzos sean independientes del ángulo  $\alpha$  con respecto al ángulo de polarización, obteniéndose el efecto de las franjas.

Se definen las isocromáticas o franjas, como el lugar geométrico de los puntos donde  $\epsilon_1 - \epsilon_2$  (ó  $\sigma_1 - \sigma_2$ ) es una constante.

De 
$$\phi = \frac{2\pi\delta}{\lambda}$$

se tiene que no habrá iluminación cuando  $\phi = 0, 2\pi \dots$  (campo oscuro). De ello se llega a:

$$\epsilon_1 - \epsilon_2 = \frac{n\lambda}{tk}$$

de donde se tiene que el número de franjas depende de la diferencia entre las deformaciones unitarias según ejes principales, del espesor del modelo, de la constante elástica por deformación y de la longitud de onda de la luz usada.

Al relacionar las deformaciones con los esfuerzos se llega a:

$$\sigma_1 - \sigma_2 = \frac{nF}{t} \quad ; \quad F = \frac{\lambda E}{(1 + \nu)k}$$

donde el número de franjas depende de la diferencia de esfuerzos, del espesor de la placa y de la constante fo-elástica por esfuerzos (F); la que a su vez depende del módulo de Young y relación de Poisson para dicho material, como de la constante elástica por deformación.

Una manera de expresar a F es como Kg/cm<sup>2</sup>/franja relacionada con la deformación (ver capítulo VI).

## POSICIONES RELATIVAS DEL POLARISCOPIO CIRCULAR

Es un aspecto de mucha importancia, ya que un error al no interpretar los resultados de una foto corréctamente;

da origen a errores secuenciales.

Las posiciones relativas son:

P = polarizador

$(\lambda/4)_1$  = placa retardadora

A = analizador

$(\lambda/4)_2$  = placa retardadora

POSICION	P	$(\lambda/4)_1$	$(\lambda/4)_2$	A	campo
1 <sup>a</sup>			—	—	oscuro
2 <sup>a</sup>	—		—	—	claro
3 <sup>a</sup>	—			—	oscuro
4 <sup>a</sup>		—	—	—	claro

Cada vez que se tenga campo oscuro hay franjas enteras ( $N$  es entero porque trabaja en  $\pi, 2\pi \dots$ ); cuando hay campo claro, hay las medias franjas ó  $1/2N$  ( $1/2, 1 1/2, \dots$ ).

Varias aplicaciones tiene la fotoelasticidad, entre las que se pueden citar:

1. Determinación de esfuerzos máximos de aberturas de diferentes geometrias.
2. Comprobación de esfuerzos críticos de prototipos o modelos calculados analíticamente.
3. Determinación de esfuerzos de rocas directamente usando fotoelasticidad por reflexión.
4. Determinación de efectos dinámicos (explosiones etc.)
5. Podría citar la principal, como una gran guía académica de análisis de sostenimientos y esfuerzos en general, tanto en minería subterránea como a cielo abierto. Es por ello que no debe dejarse de lado en un curso de Mecánica de Rocas.

## 4.3

## TECNICA DE MODELOS

El macizo rocoso puede considerarse como un sistema de magnitudes físicas, entre las cuales existen determinadas relaciones. Posee dos propiedades características: ESTRUCTURA Y COMPORTAMIENTO. Para la formulación y resolución de problemas de Mecánica de Rocas es de importancia primordial el estudio de la estructura de los macizos de la roca.

Para resolución de casos prácticos son importantes los procesos que están relacionados con la deformación y la rotura de las rocas.

La formulación de los problemas de la Mecánica de Rocas en modelos precede a la propia resolución.

Por formulación de un problema, se entiende la determinación de los objetivos que se deben alcanzar y la explicación de las relaciones recíprocas de las magnitudes que se presentan en el problema. En tanto como sea posible el proceso de realización de modelos se expresa por medio de ecuaciones diferenciales básicas y por las condiciones iniciales y marginales. De ellas se derivan las variantes analógicas. Entonces se determina la escala del modelo, los materiales con que se trabajará en el modelo y los valores de ulteriores magnitudes físicas de la velocidad, de la presión, de la temperatura, etc..

Por medio de ensayos con modelos, se determina la forma integral de las ecuaciones físicas como relación entre magnitudes sin dimensiones. La relación hallada vale, dentro de los límites de las condiciones del ensayo, para todos los procesos análogos, es decir, también para el macizo de roca.

La resolución completa del problema presupone que: determinamos el campo de todas las magnitudes participantes,

es decir, que podemos determinar el estado del modelo en un momento deseado del ensayo.

Las deformaciones de la superficie superior y de la superficie frontal del modelo se registran estereofotográficamente y se valoran en un estereocomparador.

#### MODELOS DE FRACTURA QUEBRADIZA

La limitación de la técnica de modelos fotoelásticos estriba en el hecho de que sus resultados son sólo válidos para continuos homogéneos e isotrópicamente lineales-elásticos. Una vez que las condiciones tensión-deformación en la actual masa rocosa alcanzan valores críticos, el colapso de la roca y las anteriores suposiciones dejan de ser válidas.

Se podría solucionar este problema si fuera posible representar las zonas fracturadas en modelos de acuerdo con las leyes de similitud con el prototipo, el cual es propenso a la fractura quebradiza. El problema para ello es encontrar el material, que simule dichos parámetros. Se dispone actualmente de áridos porosos (caliza, barita, litargirio, etc.) con cal hidratada y cantidades convenientes de agua las cuales, con ayuda de ciertos aditivos, dan valores muy satisfactorios una vez curadas. Igualmente se usan materiales para reducir el grado de rozamiento (barniz alcohólico y grasa, polvo calizo, barniz alcohólico y talco, etc.), simular la carga hidrostática (bolsas llenas de: agua,  $\text{CO}_3\text{K}_2$  en disolución,  $\text{Cl}_2\text{Zn}$  en disolución, etc.) ó simular deslizamientos viscosos (grasa).

La técnica clásica de cargar un modelo de mina es aplicar una compresión externa por medio de una máquina de ensayos o cargando bastidores incorporados al polariscopio. Esta técnica de carga simula el peso de los estratos superiores de la roca, pero ignora las fuerzas gravitatorias que actúan en la región modelada, Esto es tolerable

en muchos casos. Sin embargo, hay casos donde estas fuerzas no pueden ser ignoradas y entonces la carga centrífuga debe ser aplicada, ya que las fuerzas centrífugas son equivalentes a las fuerzas gravitatorias.

### MODELOS REOLOGICOS

Un modo de analizar el comportamiento de materiales de roca bajo esfuerzos, antes de desarrollar cualquier teoría matemática, es usando la analogía establecida entre modelos mecánicos. Los modelos elementales son aquellos que representan un sólido ideal, un líquido perfecto y un esfuerzo de cedencia.

Los modelos pueden ser agrupados en tres tipos:

1. Tipo viscoelásticos. Que para cualquier elemento dado tienen un cierto valor límite para la deformación. El material toma algunas veces este valor, todo es experimentalmente y el tiempo a tomar  $1/e$  ( $e = 2.718$ ) de su valor final es definido como su tiempo de retardación.

2. Tipo elasto-viscoso. Son básicamente líquidos en el que para cualquier esfuerzo dado no hay valor límite de deformación, y un esfuerzo diferencial produce deformación continua, si la deformación es tomada como un valor constante, entonces los esfuerzos internos son gradualmente disipados y el tiempo tomado para estos disminuir en  $1/e$  de su valor original, es el llamado tiempo de relajación

3. Esfuerzo de cedencia. Representado por un bloque de fricción y puede estar comprendido entre las componentes elásticas y viscosas.

Como conclusión final debe resaltarse que, aunque la simulación de macizos rocosos pueda parecer compleja y poco precisa, los ensayos en modelos geomecánicos, aún en su estado de nacimiento, constituye sin embargo una herramienta de investigación poderosa, a veces la única, para aumentar el conocimiento del macizo rocoso.

CAPITULO V  
DETERMINACION DE  
PROPIEDADES "IN-SITU"

### 5.1 MEDIDAS DE PRESION Y CONVERGENCIA

Hoy en día, aún, es difícil medir directamente los esfuerzos; sin embargo, si es posible medir las deformaciones, y aplicando la relación que dice que los esfuerzos son proporcionales a las deformaciones, dentro del estado elástico del material, se pueden calcular los esfuerzos. De allí que toda la instrumentación, en uso, se basa en la medición de las deformaciones, esto es, deformación de la roca debido a las cargas. Probablemente, las únicas excepciones, a lo expuesto son las técnicas sónicas o ultrasónicas para investigar los esfuerzos "in-situ" a diferentes niveles dentro de la masa rocosa.

Los llamados medidores de esfuerzos (stressmeter), como se denomina a muchos de los "gages", miden la deformación o el movimiento de las rocas, que luego es convertido a su equivalente en esfuerzos. Los medidores de esfuerzos más comunes usados, son los de diafragma y los foto-elásticos.

Los medidores de esfuerzos, tipo diafragma se instalan dentro del taladro y se deforman debido a los esfuerzos. Una celda hidráulica que consiste en un tubo achatado de paredes delgadas se cementa y se prefuerza (presfressed) en el taladro, de manera que esté en íntimo contacto con la roca. A medida que el taladro se deforma debido al cambio de presiones, el fluido de la celda se va desplazando dentro del tubo. Otro tubo, tipo gage de presión, adherido a la celda indica las presiones o esfuerzos.

Instrumentos de este tipo son simples y útiles para mostrar los cambios de esfuerzos; pero su utilidad se re

duce sólomente a medir esfuerzos uniaxiales.

El segundo grupo de medidores de esfuerzos se basa en la fotoelasticidad, descrita en otro capítulo.

Probablemente, el método más efectivo, para la determinación indirecta de los esfuerzos en una roca minada, es el de "relajación de esfuerzos", por medio de taladros (bore hole stress relief method). Por este método se consigue la deformación de un taladro, a lo largo de tres de sus diámetros, de diferente orientación, lo cual permite el cómputo de la magnitud y dirección de los esfuerzos principales. La deformación se asume que es proporcional al esfuerzo; de manera que si se puede remover por algún método, los esfuerzos en la roca, ésta debe recobrar sus dimensiones originales. Basándose en este principio, el procedimiento usado por el método de relajación de esfuerzos, por medio de taladros, consiste en medir los diámetros de un hueco, en una roca sometida a esfuerzos, luego se quitan los esfuerzos y se miden de nuevo los diámetros en la roca libre de esfuerzos. Se emplean los métodos básicos de medición de los diámetros.

Leeman, en Sur-África, ha usado lo que él llama la técnica de relajación por trepanación (trepanning stress relieving technique). Por este método, se perfora un taladro usando una broca BX hasta la profundidad en que se desean saber los esfuerzos, tratando de que el hueco sea paralelo, si es posible a la dirección del esfuerzo principal menor. El fondo del taladro debe ser completamente plano y, en él, se pegan los medidores de deformación, formados por resistencias eléctricas. Las deformaciones son dadas por cada medidor (ver fig 5.1.1). Luego se extiende la longitud del taladro usando la misma broca BX, pero esta vez formando una ranura anular alrededor del núcleo, el que debe quedarse "in-situ", y en cuya cara están los medidores de esfuerzos pegados; con este procedimiento se logran relajar los esfuerzos. La deformación entonces se

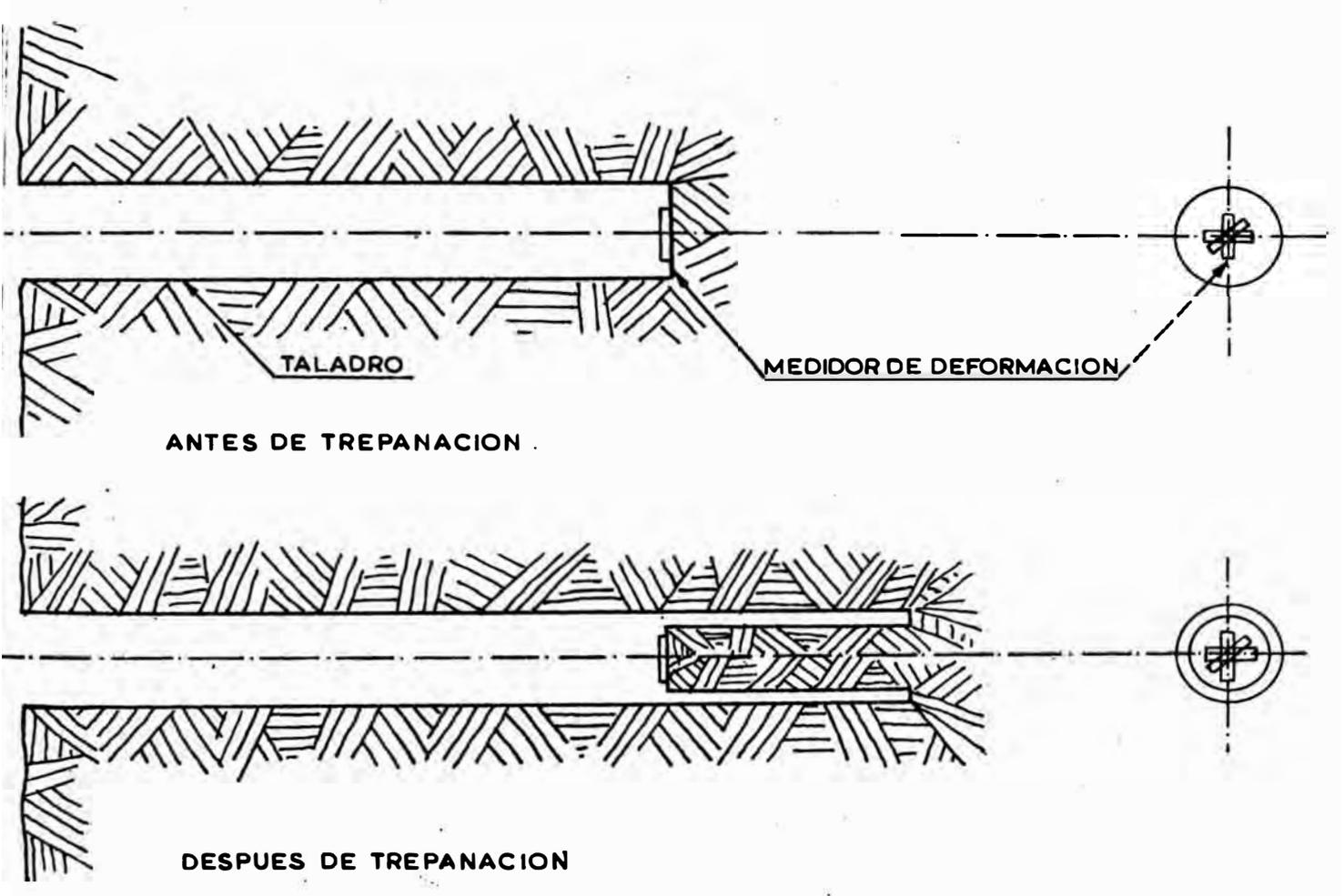


Fig. 5.1.1 Medida de esfuerzos

vuelve a medir gracias a los medidores de esfuerzos, obteniéndose una lectura en cada medidor. La diferencia entre las lecturas, antes y después de la ranura, se relaciona al esfuerzo en la roca en el fondo del taladro.

Un segundo método es el de taladros de "diamond drill" concéntricos, para relajar los esfuerzos (bore hole over corering stress relief method), con el que se consiguen los mismos objetivos logrados en el método Leeman; pero usa diferente equipo.

Es probable que la más simple medida de la deformación que se puede efectuar, es la medida de convergencia. El cierre de una cavidad se puede medir con una precisión de 0.001 de pulgada, usando una barra de extensión con una escala, que permita medir la distancia entre dos puntos empotrados, uno en el techo y el otro en el piso de una cavidad o abertura. Medidas similares se obtienen usando un nivel de precisión y una barra Invar. La medida de convergencia, obtenida de esta manera, puede servir para predecir el fallamiento del terreno, o la convergencia adicional que se tendrá en un período de tiempo.

En rocas estratificadas, se usan instrumentos simples como los "sag-meters" y "stratoscope" que sirven para detectar la separación de los estratos, pudiéndose así determinar la factibilidad de fallamiento del techo y del peligro que puede acarrear.

#### MÉTODOS Y PROCEDIMIENTOS DE TOMA DE DATOS "IN-SITU"

1. Medidas de presión y de características mecánicas de la roca en el macizo al lado de los costados de la galería, hecha con gatos planos. Estas medidas se toman en diferentes secciones de la galería, operando en cada una de las paredes, bien con una descompresión parcial o total de la roca. Como consecuencia se han obtenido los valores de las presiones y con las curvas de esfuerzos-deformaciones, los valores de los módulos de elasticidad y

coeficientes de Poisson según las direcciones horizontal y vertical.

Se define así la anisotropía de la roca y el dominio del comportamiento de la deformación.

2. Medida de convergencia de los hastiales y techo de la galería, efectuados con deformómetros de barras y levantamientos topográficos.

Los métodos topográficos permiten relacionar inmediatamente los desplazamientos con un solo punto de referencia; son bastante exactos; de ejecución muy rápida, permitiendo toma de datos sin estorbar las demás labores.

3. Medidas dinamoelásticas, a lo largo de las paredes efectuadas tanto con medios sísmicos como con ultrasonidos.

Las medidas deben ser muy numerosas, según criterios diferentes, empleando tanto aparatos sísmicos (ondas de baja frecuencia) como aparatos de ultrasonido (ondas de alta frecuencia).

El conjunto de investigaciones permite determinar la forma o sección del túnel o galerías más estables de acuerdo al tipo de roca.

La medida de las deformaciones se pueden obtener o por medición directa, usando sondas de resistencia eléctrica que acusen las deformaciones, situadas en el fondo del sondeo de perforación, o en sus paredes laterales, o por detección de cambios en el diámetro del sondeo por medio de transformadores diferenciales de variable lineal (LVDT). De acuerdo con esto han sido desarrollados tres tipos de instrumentos por la CSIR, conocidos como la CELULA DE TOPE DE PUERTA (doorstopper cell), la CELULA TRIAXIAL y la CELULA LVDT para medir la deformación del sondeo perforado.

Un plan de trabajo de campo puede llevarnos a determi-

1. Las cargas sobre el sostenimiento
2. Las tensiones naturales o campo de tensiones en el contorno de rocas.
3. La correlación eventual entre las tensiones naturales, la carga sobre el sostenimiento y las dimensiones sobre la abertura.

Los instrumentos de medida mas usados son los siguientes:

1. Dinamómetros de aceite, extensómetros eléctricos, extensómetros de cuerda vibrante, y, para completar los datos, calibres de convergencia.
2. Deformómetros de tipo USBM (bore hole deformometer), CSIR (doorstopper strains cells) y células hidráulicas Mahiak, unidas a medidas de las deformaciones sobre las paredes de la abertura ejecutadas con extensómetros eléctricos y medidas de carga obtenidas con gatos planos.

#### MEDIDAS EN LAS GALERIAS DE EXPLOTACION

Quando las galerías están influidas por las explotaciones, la carga aumenta considerablemente, hay que reforzar el sostenimiento y aumenta la expansión del muro. Las galerías tienen, pues, un comportamiento crítico al aumentar su utilización y en reparación y conservación frenan la producción.

El estudio debe centrarse sobre la evolución de las cargas sobre el sostenimiento de las galerías y las tensiones en el macizo que las rodea a fin de conocer:

- a. Distancia a la que se nota la influencia de la explotación.
- b. Valor de las cargas y tensiones máximas observadas

Para ello se miden las cargas sobre el sostenimiento, convergencia entre techo y muro y la tensión en el macizo que rodea la galería.

La gráfica 5.1.2 dá la evolución media de las cargas y de la convergencia tanto del lado del macizo como del lado de la abertura; la medida se refiere a los resultados obtenidos en las galerías de base y cabeza de dos explotaciones.

#### ANÁLISIS AL RESULTADO

1. La influencia de la explotación se nota en esas galerías unos 30 m delante del frente y se manifiesta, en primer lugar, por un aumento de la convergencia y, después de un avance de 10 m., por un aumento de la carga.

2. La convergencia que aumenta más de prisa que la carga, es debida casi totalmente a la expansión del muro, como se ha demostrado por las medidas de movimientos absolutos y las observaciones de mina durante las medidas.

3. Las curvas muestran variaciones periódicas del gradiente que parecen relacionarse con los golpes de carga periódicos, que se repiten cada 25 m. aproximadamente.

4. La influencia de la explotación es más sensible (valores más elevados de las cargas y de la convergencia) del lado opuesto del macizo en arranque, sin embargo en los últimos metros se anula esta diferencia.

5. Las cargas máximas son próximas a los límites de seguridad del sostenimiento.

6. El gradiente muy elevado de la convergencia debido a la expansión del muro, es la causa de las dificultades encontradas para mantener las vías en las zonas explotadas.

En resumen, los resultados que podemos obtener en el curso de las campañas permite programar racionalmente la conducción de las galerías, en particular cuando la influencia de la explotación se nota.

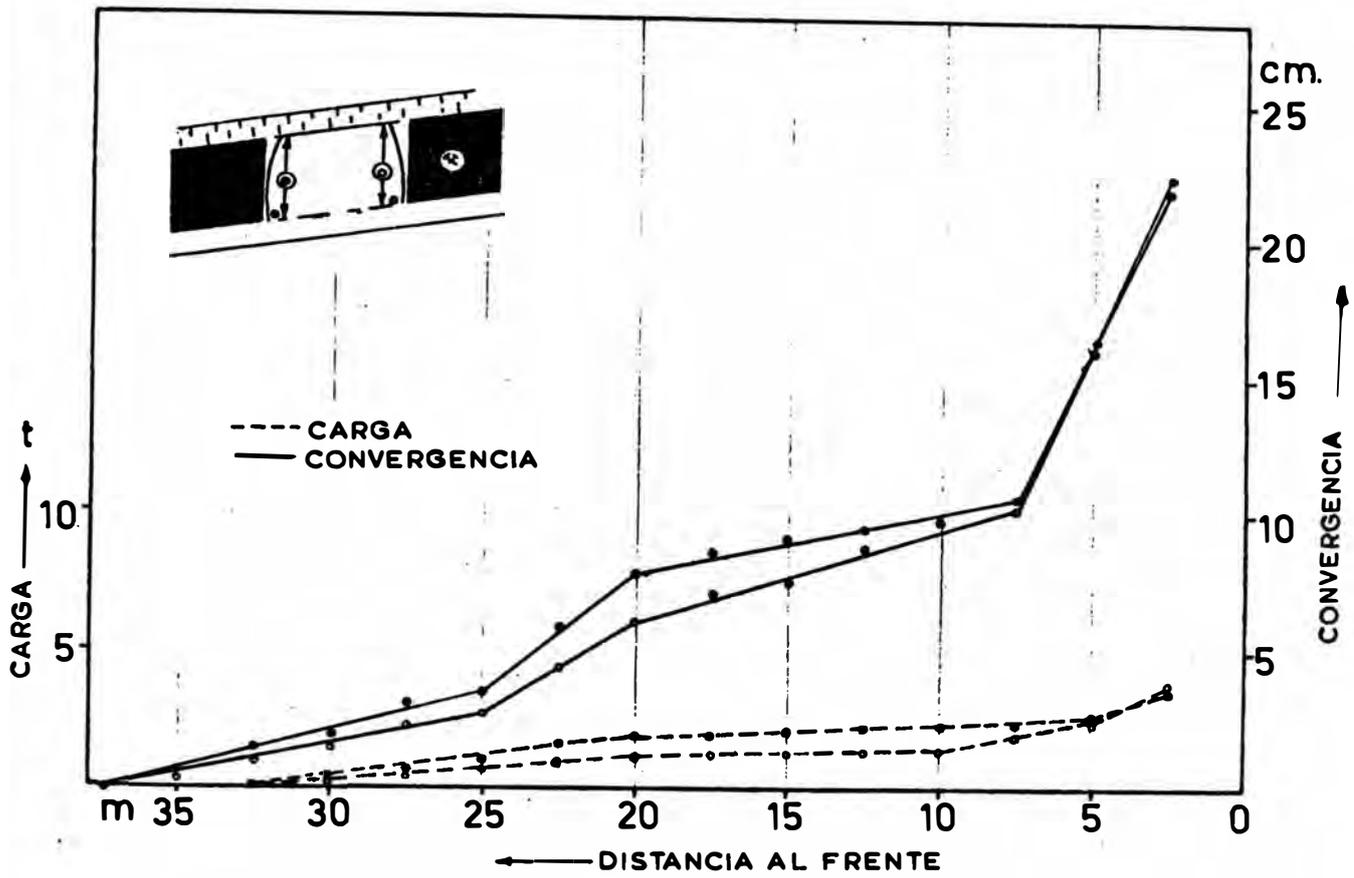


Fig. 5.1.2 Evolución de cargas

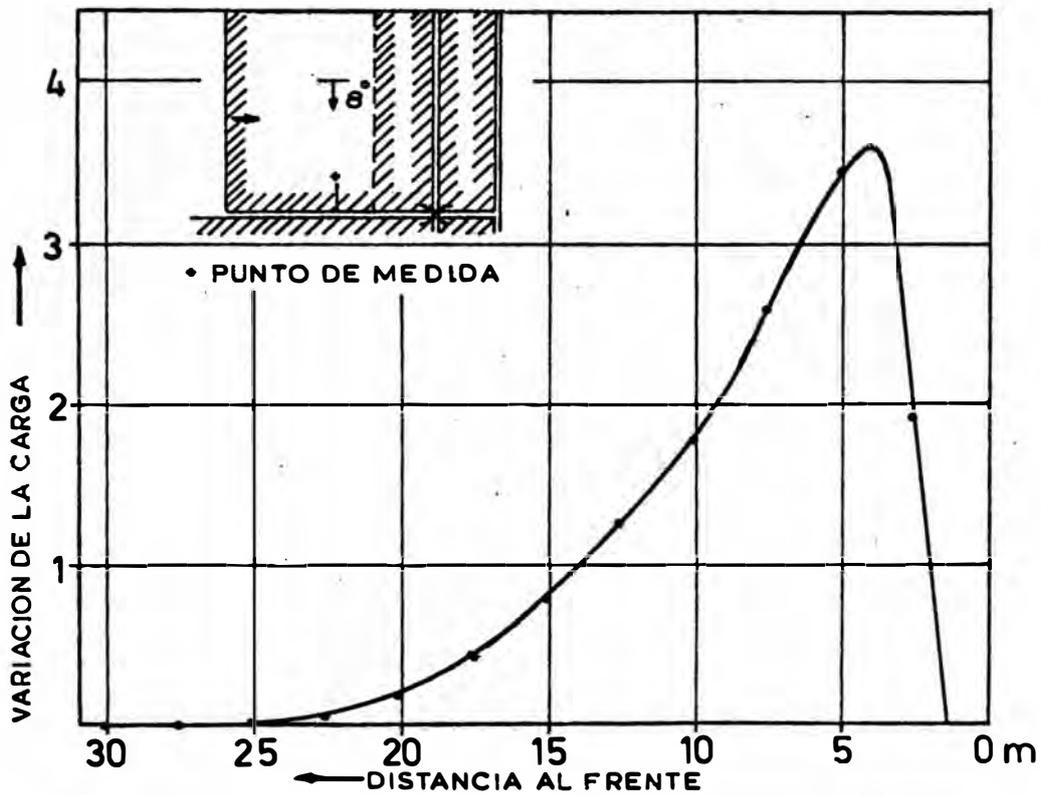


Fig. 5.1.3 Aumento de presión en el macizo

## MEDIDAS EN UN MACIZO

Las medidas de tensión en el interior del macizo más allá del frente se ejecutan para orientar el plan racional de macizos de protección de las galerías principales, que permanecerán abiertas largo tiempo.

El gráfico de la figura 5.1.3 dá la variación de carga, determinada por la explotación, en función de su distancia al aparato.

En el macizo, la explotación se nota a 25 m. del frente, casi la misma distancia señalada en las galerías. La carga crece rápidamente y llega al valor máximo (cuatro veces la carga inicial) a 4 m. del frente. Por debajo de 4 m. la carga disminuye rápidamente y a 1.50 m. recupera su valor de instalación para bajar aún mas.

## 5.2

### MÉTODOS SENCILLOS DE TRABAJO DE CAMPO

La medida de la convergencia, es una de las mayores herramientas de la Mecánica de Rocas. Existen instrumentos con los que podemos contar a diario para hacer una medida exacta y de bajo costo.

Es por ello que no he dejado de lado este tema, que puede y de hecho lo es, el inicio o introducción al desarrollo de la Mecánica de Rocas, aún sin contar con equipos especializados en el tema. Podrá así el lector concluir y poner en práctica todos los demás temas; a la vez que equipa su propio gabinete de trabajo.

El Grupo de Geomecánica, propuesto en el capítulo VII debe igualmente, entrar a diseñar e implementarse con equipos sencillos y prácticos de trabajo, tanto para toma de datos como para desarrollos académicos.

Uno de los primeros aparatos a usar es un tubo extensómetro, que se usará para medir la distancia entre dos

puntos; y se hacen de tubos de hierro con tratamiento térmico para disminuir los efectos de la temperatura (el principio es el tubo telescópico de un teodolito); se usa un calibrador para hacer lecturas referenciales.

Inicialmente se fijan los puntos con concreto y se hace la lectura o medida inicial, luego se quita el extensómetro y se vuelve a colocar periódicamente, registrando todas las lecturas. De estos datos se pueden tener curvas como las adjuntas donde:

- a. representa una situación estable
- b. el inicio de una estabilización
- c. el incremento constante de movimiento
- d. incremento rápido del movimiento. Se presume un fallamiento, por tanto, deben hacerse medidas a menor intervalo de tiempo; y finalmente.
- e. representa la convergencia de una zona de pilares y el efecto de las voladuras en los mismos.

Una vez determinado que algo se mueve, el paso siguiente es analizar si es el piso, el techo o los pilares. Una forma fácil es obteniendo un testigo con sondaje diamantino, y ver si está o no fracturado, diaclasado o fallado.

Las columnas se pueden controlar, colocando puntos cerca de ellas, en el centro de la galería que están sosteniendo y midiendo sus desplazamientos relativos, llevándolos a un plano de la mina, para poder en base a ello determinar el área de inestabilidad y la rapidez de movimiento. Para ello se puede usar una cinta extensómetro invar o en todo caso una cinta de topografía (haciendo las correcciones respectivas).

La convergencia es un gran punto de apoyo en la seguridad de los trabajos mineros y como tal se usa en primer plano. Algunas minas de carbón, tienen instalaciones especiales, las cuales consisten en una perforación lar

ga, en la cual se instala un tubo fijado a la roca inalterada; en la parte inferior se coloca un cojinete por donde pasa el tubo, y se instalan tres cintas reflexivas que quedan fuera del cojinete. Cualquier movimiento del techo, hace que el cojinete resbale y tape las bandas; es decir, si en la inspección no se vé sino una o dos bandas, es señal inequívoca de que el techo ha caído.

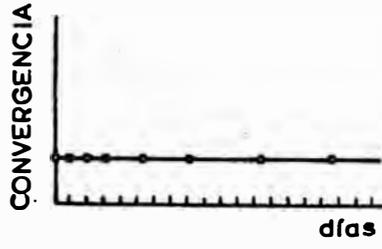
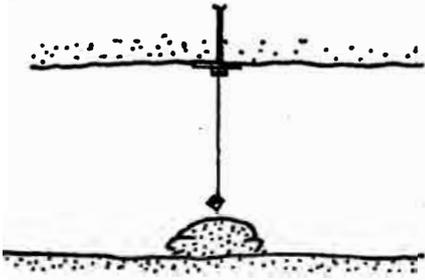
Junto con la instalación del extensómetro, se puede colocar un mecanismo especial, de tal manera que, una variación en la calibración del extensómetro, provoque instantáneamente, la encendida de un bombillo (una linterna), indicador del movimiento del techo.

Además de estos extensómetros, existe el llamado "extensómetro casero", que consiste de un calibrador dial simple, montado sobre dos piezas de tubos telescópicos. Estos extensómetros los coloca generalmente el minero, cerca de donde está trabajando, para su chequeo continuo y así determinar si el techo se está moviendo. Es también una gran ayuda para el estudio de sostenimientos.

Evidentemente, uno de los aparatos a usar en medidas de convergencia, es el teodolito y el nivel de precisión, combinados con una cinta de Invar. Movimientos de taludes en minas a cielo abierto han sido detectados con su uso, al tiempo que han permitido tomar medidas correctivas.

La mina "Marcona" (de Hierro-Perú), usa un sencillo aparato, denominado por ellos, "extensómetro de poleas" y que mide la convergencia de los taludes por acción de un peso en suspensión y una aguja que se mueve dentro de una escala instalada.

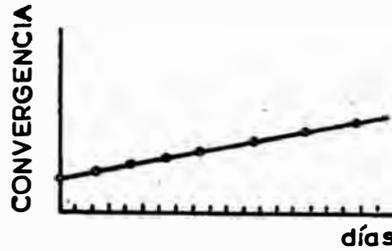
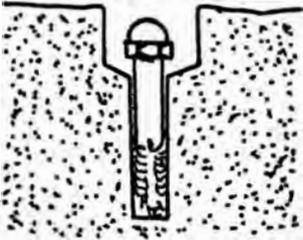
La combinación de gatos hidráulicos, manómetros y bombas hidráulicas, puede llevarnos a determinar propiedades importantes de los pernos de anclaje como: pruebas de extracción etc., así como control a elementos de so-



(a) Situación estable



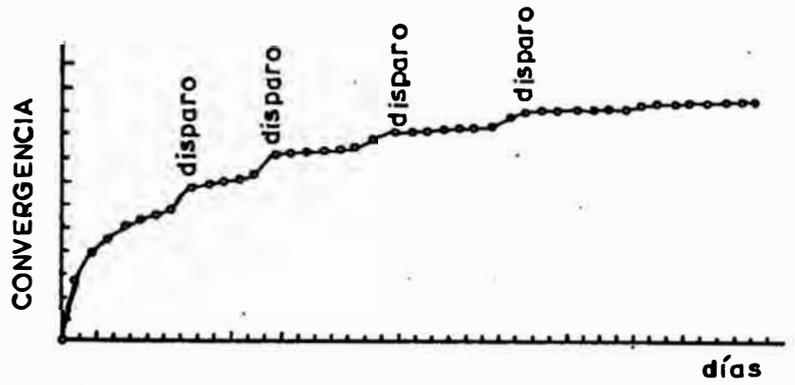
(b) Inicio de estabilidad



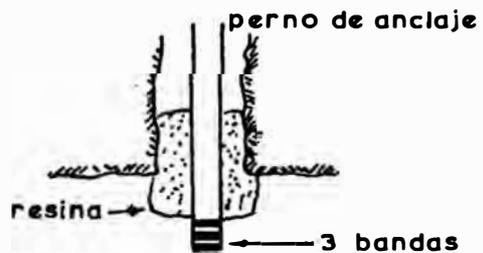
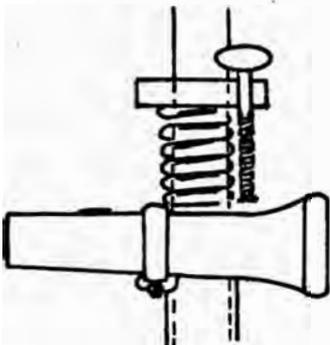
(c) No decrece la rata



(d) incremento de rata



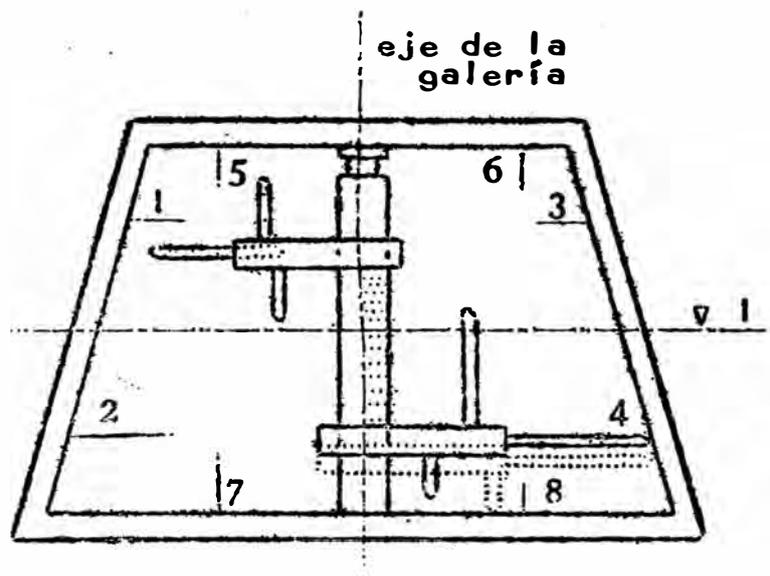
(e) Efecto de disparos



INSTRUMENTOS CASEROS PARA MEDIR LA CONVERGENCIA

porte y medidas de carga en el techo.

Es muy frecuente necesitar las variaciones de sección de una abertura en el tiempo; para ello se construye un "pantógrafo" como el mostrado en la figura, para hacer las mediciones correspondientes y obtener las secciones bajo presiones. Este hecho es de gran importancia en minas de carbón, donde los ensanches de labores es cosa rutinaria, pero debe llevar un control del terreno a trabajar y material a remover.



PROBLEMAS TÍPICOS DE LA MECANICA DE ROCAS

6.1

DISEÑO DE PILARES

Según los puntos de vista de laboreo de minas clásico, sólo era aplicable un método de explotación por cámaras y pilares con el que, gracias al soporte de los macizos, el techo se conservaba en su posición primitiva.

Faltaban conocimientos científicos fundados relativos a:

1. La magnitud de la carga de los pilares
2. La capacidad de aguante de los pilares
3. El comportamiento a la deformación de los pilares
4. El dimensionamiento de los pilares

Por influencia de la teoría de la bóveda, se producen hipótesis poco claras sobre la cuantía de las cargas soportadas realmente por los pilares. Más procedimientos matemáticos combinados con la teoría de la elasticidad y fotoelasticidad a partir de datos de campo, han permitido un gran logro en este campo.

Un pilar puede definirse como la roca "in-situ" dejada entre dos o más excavaciones subterráneas. Estos pilares junto con los hastiales del área explotada, sostienen los espacios dejados por la explotación, por tanto la estabilidad de estos soportes es esencial para la estabilidad general de la mina. El objetivo principal que se busca con el estudio de los diseños de pilares, es el de buscar unas dimensiones apropiadas que permitan obtener un ancho máximo de cámaras y un ancho mínimo de pilares de tal forma que la explotación conserve un rendimiento elevado y a la vez posea un factor de seguridad óptimo.

PROCEDIMIENTO

Como es obvio, este objetivo no se logrará si no se conocen previamente las características mecánicas y físicas

de las rocas que conforman la explotación. Es necesario entonces realizar un estudio lo más completo posible.

Se divide entonces el estudio en tres partes:

1. Estudio de características físicas y mecánicas de los minerales que conforman las perforaciones:

Y	X	Cota	Muestra
1.156.970	1.146.499	2.389	N. 1
1.156.949	1.146.488	2.389	N. 2 GRUPO A
1.156.991	1.146.962	2.391	N. 3
1.157.087	1.147.255	2.350	N. 1
1.157.079	1.147.262	2.350	N. 2 GRUPO B
1.157.096	1.146.539	2.353	N. 1 Piso
1.157.096	1.146.339	2.356	N. 2 Techo
1.157.124	1.146.578	2.354	N.33 Piso G. C
1.157.124	1.146.578	2.356	N. 4 Techo

2. A partir de los datos obtenidos en la primera parte se diseñará, de acuerdo con las teorías actuales de la Mecánica de Rocas una forma racional de explotación, y se presentarán algunas consideraciones.

3. Se intentará comprobar experimentalmente, por fotoelasticidad, el diseño recomendado en la parte N. 2.

4. Se presentará un análisis general.

#### EXPERIENCIAS DE LABORATORIO

Resistencia a la compresión (5.4  $\phi$ , 10.8 h)

Tensión última de rotura

Módulo elástico

Gravedad específica

Resistencia a la tracción (Ensayo brasileño; 5.4  $\phi$ , 2.0)

Módulo de flexión (5.4  $\phi$ , 12.68 long.)

Ensayo fotoelástico

## PARTE 2.

## DISEÑO ANALITICO

De los resultados obtenidos en el ensayo de gravedad específica, se deduce que ésta presenta poca diferencia para los diferentes estratos. Es posible en consecuencia asumir que la carga que soportará cada pilar por unidad de longitud, se deberá exclusivamente a la profundidad  $h$ , y a un peso específico promedio  $\gamma$ ; o sea a una tensión vertical  $S_v$

$$S_v = \gamma h$$

Para una razón de explotación  $R_a$ , la tensión promedio de compresión en el pilar  $S_p$  será entonces

$$\bar{S}_p = \gamma h \frac{l}{l - R_a} = \gamma h \frac{W_0 + W_p}{W_p}$$

donde:  $W_0$ ; ancho de la cámara.  $W_p$ ; ancho del pilar

Obert- Duvall recomiendan, además, que la tensión útil  $S_p$  en el pilar, sea deducida de la tensión de rotura del material, dividida por un factor de seguridad F.S. y que esta tensión  $S_p$ , se dedusca a partir de las tensiones de rotura  $C_1$ , de núcleos cuya relación de altura a diámetro sea 1 (uno).

La fórmula es:

$$S_p = \frac{C_p}{F.S} = \frac{C_1}{F.S} \left\{ 0.778 + 0.222 \left( \frac{W_p}{H_p} \right) \right\}$$

$H_p$ : altura de pilares.

Como no es recomendable realizar ensayos para un  $h/D$  igual a 1; es necesario calcular a partir de la relación tomada; sabiendo que:

$$h/D \geq 2$$

Entonces:

$$C_1 = \frac{C_2}{0.778 + 0.222(D/h)} \quad \begin{array}{l} C_1 : R. \text{ para } h/D = 1 \\ C_2 : R. \text{ para } h/D \neq 1 \end{array}$$

en nuestro caso:  $d/h = 1/2$  de lo cual se obtiene:

$$C_1 = 1.125C_2$$

De donde:

$$S_p = \frac{1.125C_2}{F.S.} \{0.778 + 0.222(W_p/H_p)\}$$

La condición de diseño estará dada entonces por la inecuación

$$\bar{S}_p \leq S_p$$

de donde se deduce:

$$W_p \geq 4 \frac{F.S.}{C_2} H_p \left\{ \gamma h \frac{1}{1-R_a} - 0.875 \frac{C_2}{F.S.} \right\} \quad (6.1.1)$$

que se calculará para diferentes valores de F.S. y  $R_a$  obteniendo los gráficos (6.1.2 a 6.1.4)

El ancho de los pilares está correlacionado con el ancho de la cámara por medio de la razón de explotación  $R_a$

$$W_o = W_p \frac{R_a}{1-R_a} \quad (6.1.2)$$

En la fig 6.1.1, se presentan las variaciones relativas de estos dos parámetros con  $R_a$ .

Así quedaría completo el diseño; sin embargo, es preciso que las luces  $W_o$  de las cámaras no sometan a los estratos del techo a tensiones de flexión superiores al módulo  $R_o$  de rotura por flexión.

El problema de encontrar las tensiones de flexión en estos estratos múltiples, de espesores diferentes, es algo complicado. Pueden presentarse dos casos: a) El estrato inferior carga a los estratos superiores; b) El estrato inferior trata de desprenderse de los estratos superiores.

El primer caso se presenta cuando el estrato inferior del techo es muy resistente y es de gran espesor. En es-

tos casos es preciso calcular la carga que gravita en el estrato inferior de espesor  $t$ ; esto se hace buscando una gravedad específica equivalente a  $\gamma_a$ .

$$\gamma_a = \frac{Et^2 (\gamma t + \gamma_1 t_1 + \dots + \gamma_n t_n)}{Et^3 + E_1 t_1^3 + \dots + E_n t_n^3}$$

donde:

- $E$  : módulo de elasticidad del estrato inferior de espesor  $t$ .
- $E_1$  : módulo elástico del estrato de espesor  $t_1$
- $E_n$  : módulo elástico del estrato de espesor  $t_n$

Entonces, el ancho  $W_0$  de la cámara estará dado por la expresión:

$$W_0 = \sqrt{\frac{2R_0 t}{\gamma_a F.S.}} \quad (6.1.3)$$

En el segundo caso, cuando el estrato inferior es de espesor menor que los estratos superiores, la fórmula 6.1.3 se aplica exclusivamente al estrato inferior.

$$W_0 = \sqrt{\frac{2R_0 t}{\gamma F.S.}} \quad (6.1.4)$$

En el caso particular, y de acuerdo con la estratigrafía de los sondeos efectuados, los estratos son de espesores muy variables. Entonces como el primer caso es muy favorable, y en general permite grandes luces, se hace la hipótesis siguiente:

$$t = 1 \text{ m.}$$

$$F.S. = 4$$

$$\gamma = 2.7 \text{ ton/m}^3$$

La fórmula 6.1.4 nos da la anchura máxima de cámara que es posible alcanzar, teniendo como base un módulo  $R_0$  promedio de las experiencias realizadas, de

$$R_0 = 78 \text{ Kg/cm}^2$$

El valor  $W_0$  obtenido es de

$$W_0 = 12 \text{ m.}$$

Así pues, las fórmulas 6.1.1 y 6.1.2, pueden utilizarse siempre que  $W_0$  sea menor que 12 m.. El F.S. en las fórmulas 6.1.3 y 6.1.4 no debe bajarse de 4 para cámaras que se pretendan mantener abiertas un tiempo apreciable. El mismo valor debería usarse en los pilares (fórmula 6.1.1). Se recomienda no usar F.S. menores de 2.

Si escogemos pues, un ancho máximo de pilares  $W_p = 2.5$  y un ancho de cámaras de  $W_0 = 10$  m. de la gráfica 6.1.1 obtenemos una razón de explotación de 80% que es muy buena.

Con un factor de seguridad de 2., se puede llegar a una profundidad de 260 m. (vease fig. 6.1.4 ). Conservando las dimensiones anteriores, se puede llegar hasta una profundidad  $h = 430$  m. ( vease gráfica 6.1.3); pero esto se hace a expensas del F.S. que se rebaja de 2.0 a 1.2 lo cual debe evitarse a toda costa. Si hay necesidad de llegar hasta los 400 m. de profundidad, es mejor rebajar el  $R_a$  y conservar el F.S.; con  $W_p = 2.50$  m. y  $R_a = 68\%$ , se llega hasta 400 m., con un F.S. de 2.0 (vease 6.1.4). El ancho de cámara sería entonces de  $W_0 = 5.5$  m.

Como diseño para someter a comprobación fotoelástica, hemos escogido el siguientes:

$$\begin{array}{ll} W_p = 2.50 \text{ m} & \text{F.S.} = 2.0 \\ W_0 = 10.0 \text{ m} & \gamma = 2.70 \text{ ton/m}^3 \\ R_a = 80\% \text{ (de fig 6.1.1)} & h = 260 \text{ m ( de fig 6.1.4)} \\ h_p = 5.0 \text{ m} & \end{array}$$

Esto implica:

$$\begin{aligned} S_v &= 2.70 * 260 = 700 \text{ ton/m}^2 = \\ &= 70 \text{ Kg/cm}^2 \\ \therefore \bar{S}_p &= S_v (1 / (1 - R_a)) = 350 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

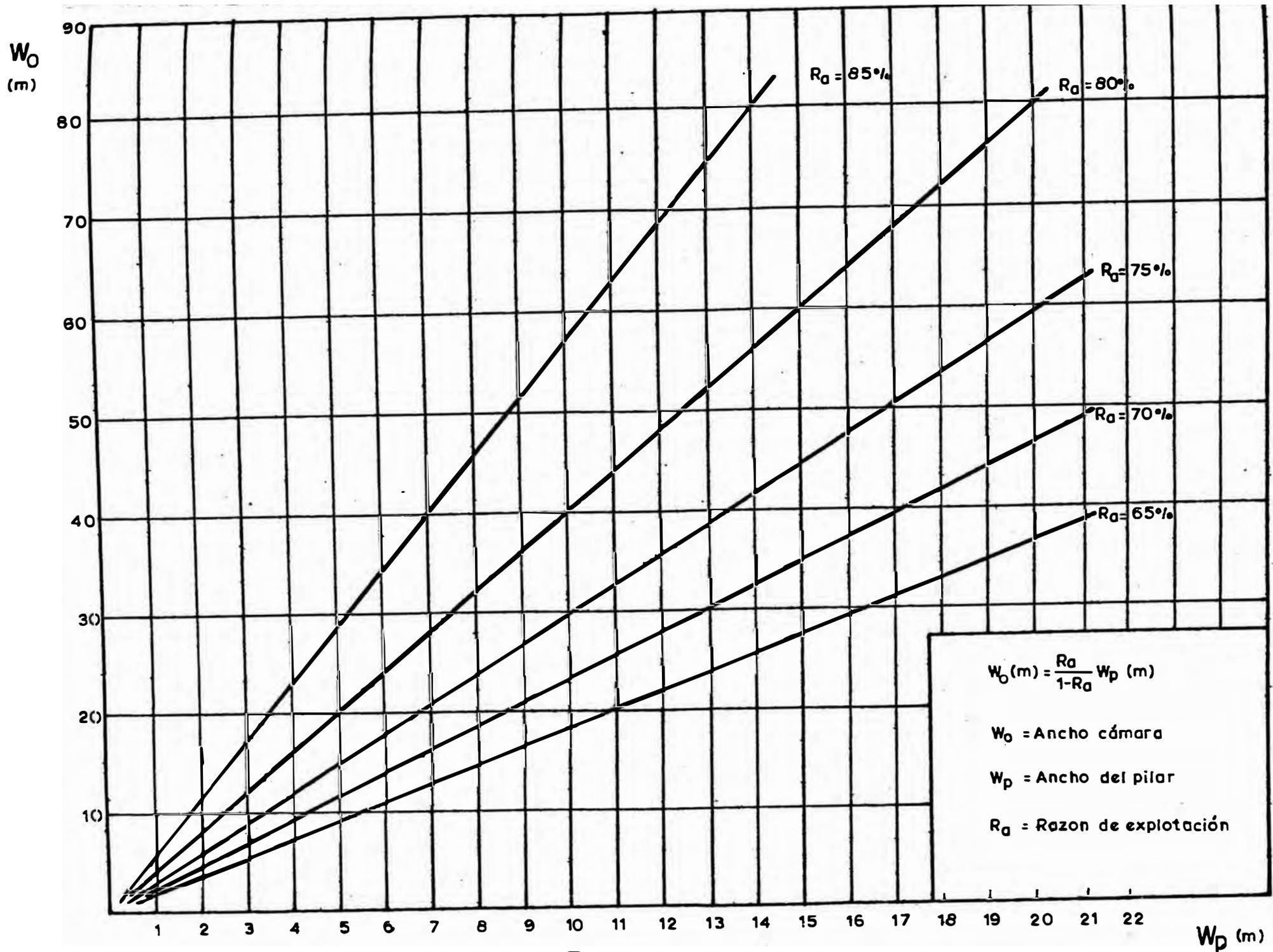


Fig.6.11

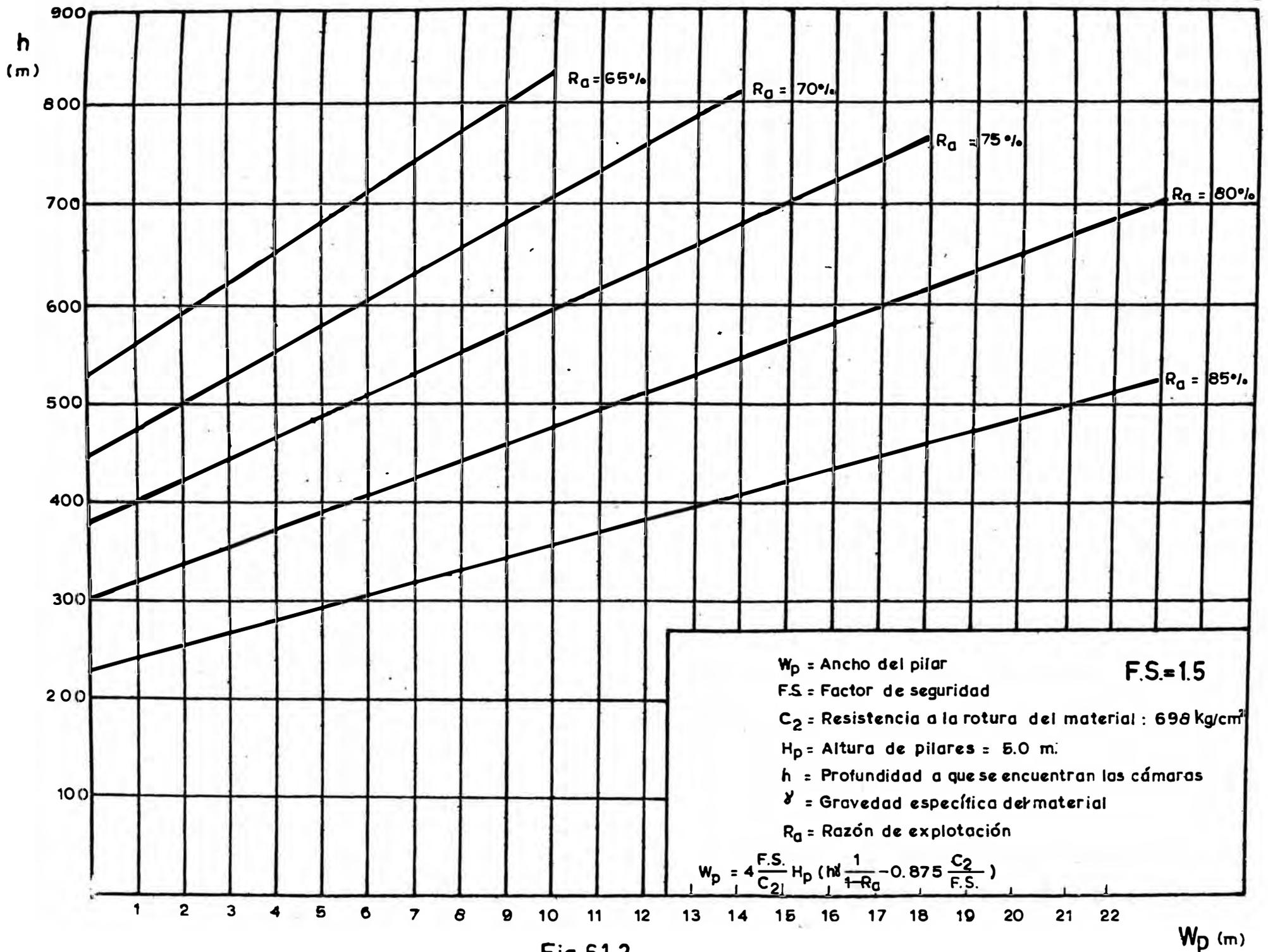
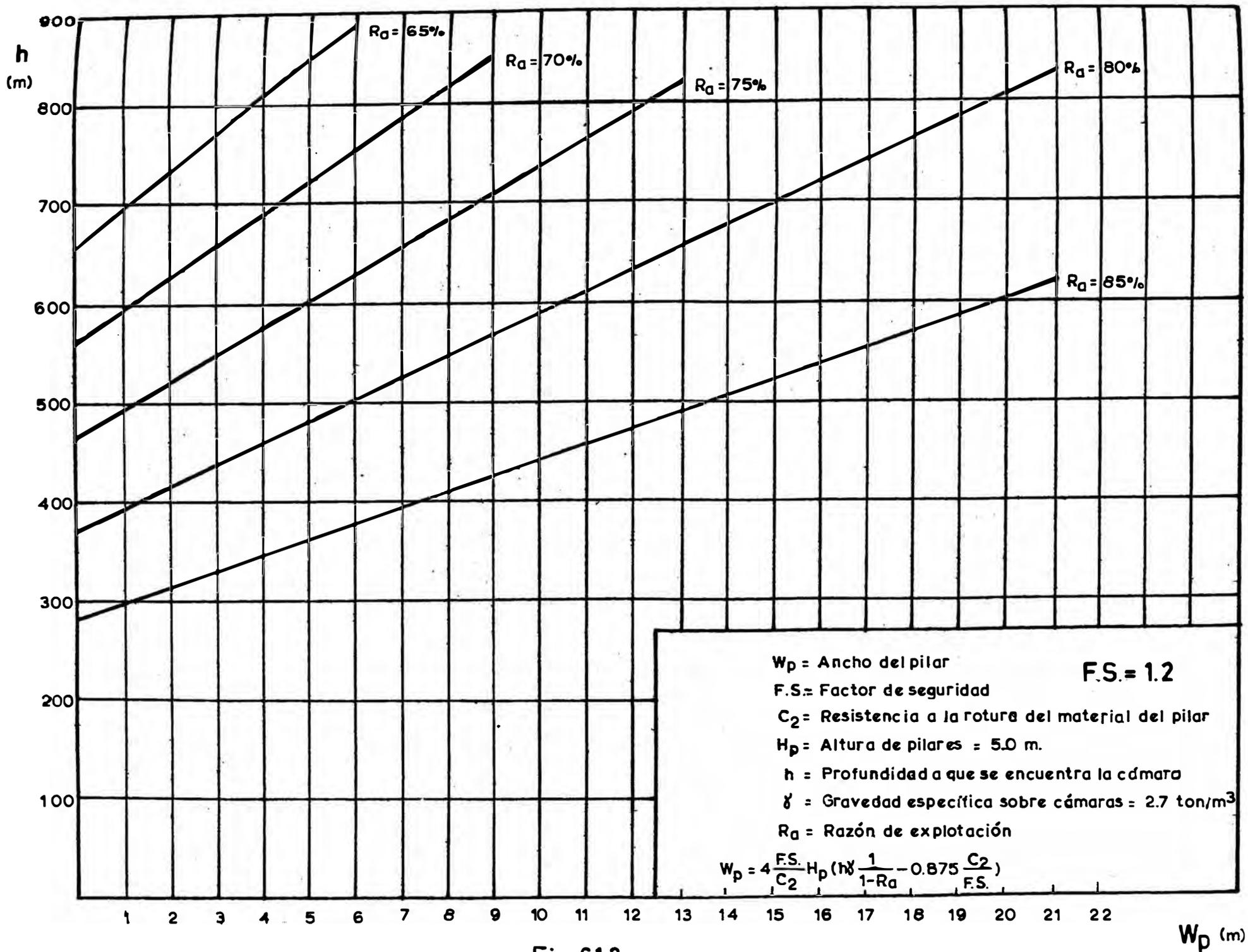


Fig.6.1.2



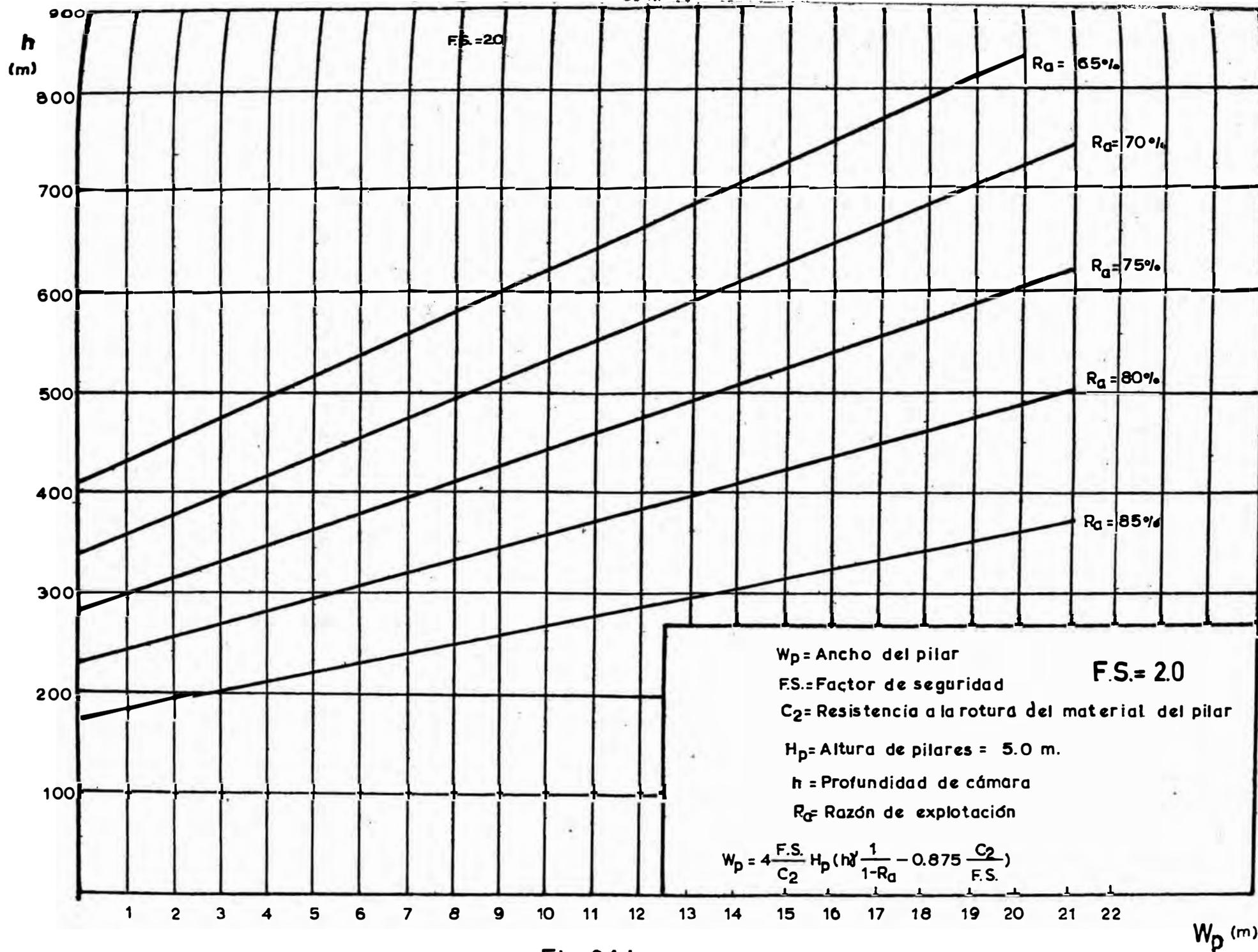


Fig. 6.14

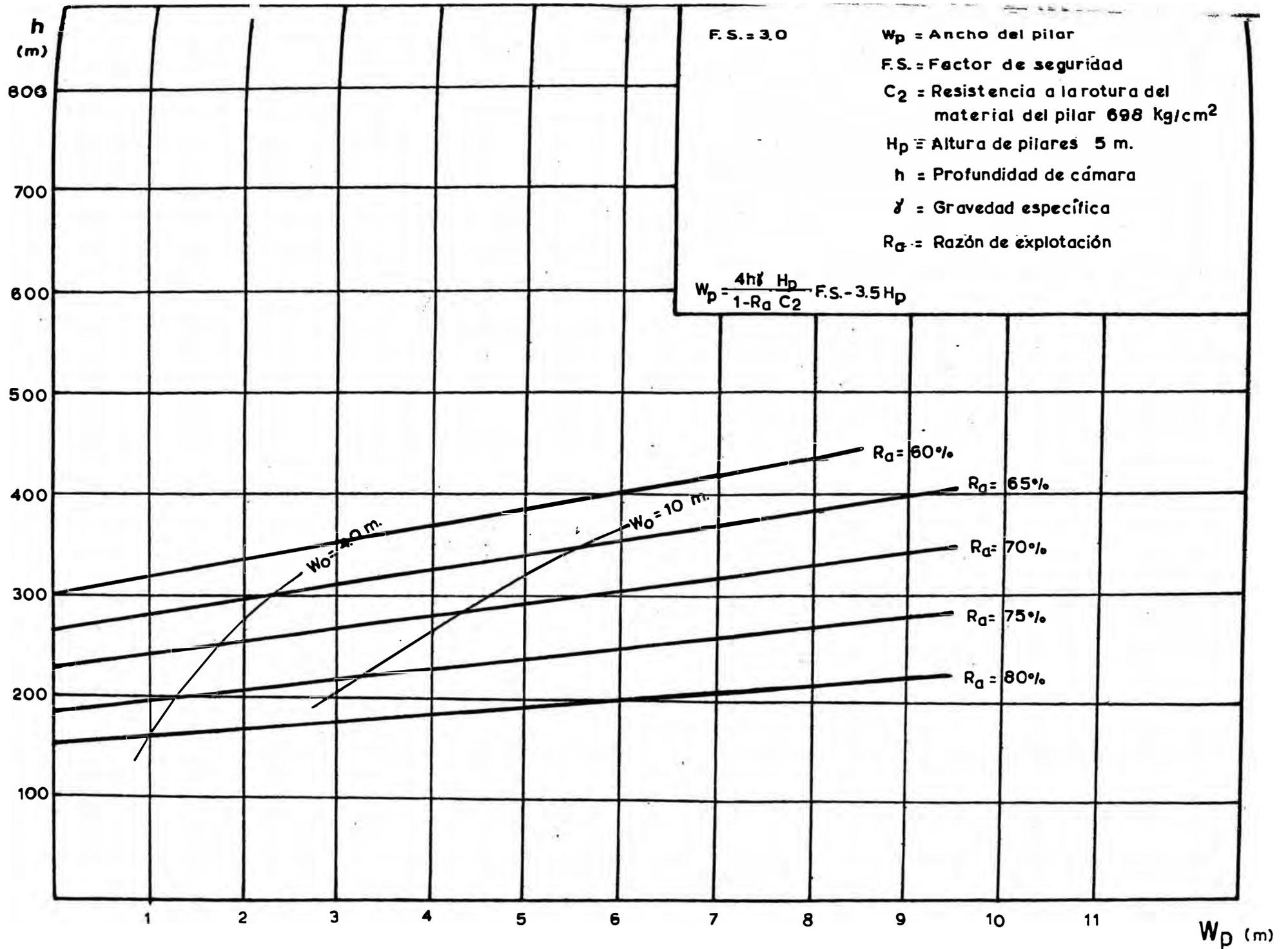


Fig. 6.1.5

Tomando un promedio de 15 valores de  $C_2$ , se ha obtenido una resistencia promedio de rotura en núcleos de:

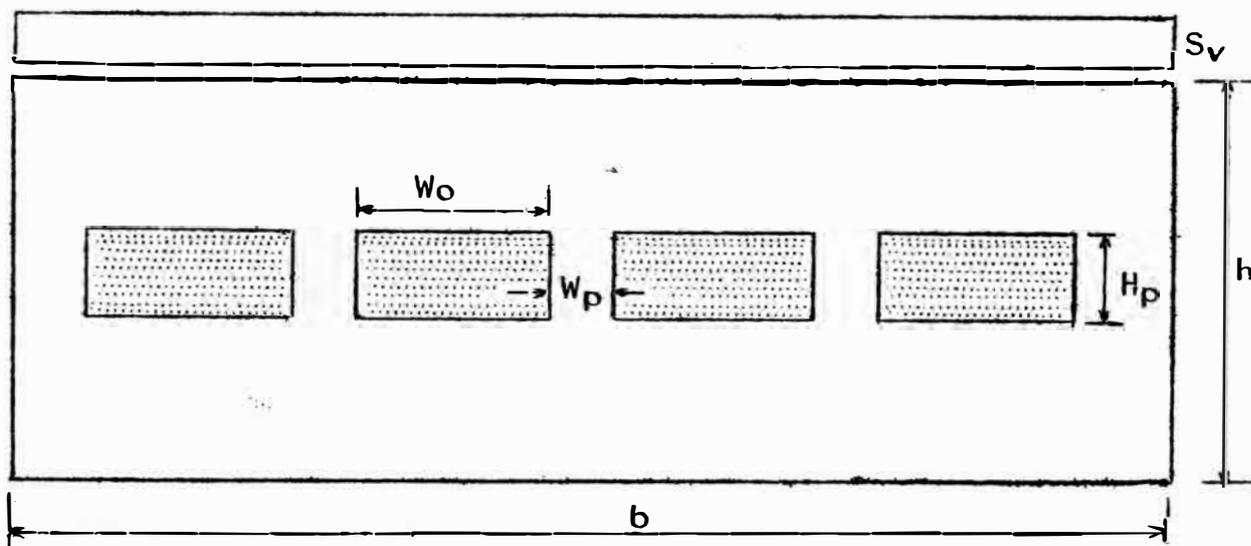
$$C_2 = 698 \text{ Kg/cm}^2$$

$$S_p = \frac{1.125C_2}{F.S.} (0.778 \div 0.111) = 349 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\overline{S_p} \approx S_p$$

### COMPROBACION FOTOELASTICA

El prototipo se halla constituido por una placa de espesor constante, ya que se trata de un estado plano de deformación. Se tomarón cuatro cámaras consecutivas, como se muestra en la figura.



Se estudiarán las tensiones  $S_p$  en el pilar central, que es el punto crítico de diseño. En realidad las tensiones en los pilares adyacentes, en el modelo, no son representativas del prototipo, ya que en éste, hay más cámaras de lado y lado. En cambio en el pilar central, las condiciones de borde laterales del modelo influyen poco en el estado tensional. Las tensiones en el techo de las cámaras en el modelo tampoco son representativas del prototipo.

Como material del modelo se ha escogido Araldita de 1/4 CT200, cortada con taladro de alta velocidad.

La constante del material se determinó comprimiendo diametralmente un disco circular de 75 mm. de diámetro y 6.5 mm. de espesor con una carga de 160 Kgs. Se obtuvo así la franja  $n = 3$  a una distancia  $X = 14$  mm. del centro. sobre el diámetro horizontal. De la fórmula dada por la elasticidad.

$$F = \frac{8P (D^4 - 4D^2 X^2)}{\pi tDN (D^2 \pm 4X^2)^2} \quad (6.1.5)$$

$D$  = Diámetro

$P$  = Carga

$t$  = Espesor

$N$  = Franjas

$X$  = Distancia de  $n$  al centro ( $n = 3$ )

se obtiene:  $F = 18.47 \text{ Kg/cm}^2$ - franja

Escala del modelo

$$1/L = 1/400$$

Se sigue que las dimensiones de éste serán:

$$h' = 45/400 = 22.5 \text{ cm}$$

$$b' = 27.7 \text{ cm}$$

$$W'_0 = 2.5 \text{ cm}$$

$$H'_p = 1.25 \text{ cm}$$

$$W'_p = 0.625 \text{ cm}$$

El prototipo corresponde a una placa de espesor e equivalente a:

$$e = 400 * 0.65 = 2.60 \text{ m.}$$

y en consecuencia la carga total  $F_p$  en el prototipo será:

$$F_p = S_{veb} = \frac{70 * 260 * 5750}{1000} = 104,650 \text{ ton}$$

La tensión  $S_p$  en el pilar del prototipo es, tal como ya se había visto.

$$\bar{S}_p = 350 \text{ Kg/cm}^2 = \delta P$$

De la ley de similitud.

$$\frac{\delta m.}{\delta P} = \frac{F_m}{F_P (l/L^2)} \quad (6.1.6)$$

Obtenemos a  $F_m$ , la carga que hay que aplicar al modelo, para obtener en éste una tensión  $\delta m$ , que hemos fijado bajo la hipótesis de obtener 4 franjas.

$$\delta m = 4 * 18.47 \text{ Kg/cm}^2\text{-franja} = 73.88 \text{ Kg/cm}^2 \quad (6.1.7)$$

Se obtiene así de la 6.1.6 a  $F_m$

$$F_m = 0.138 \text{ ton} = 138 \text{ Kg}$$

Esta carga se distribuye uniformemente sobre la parte superior del modelo.

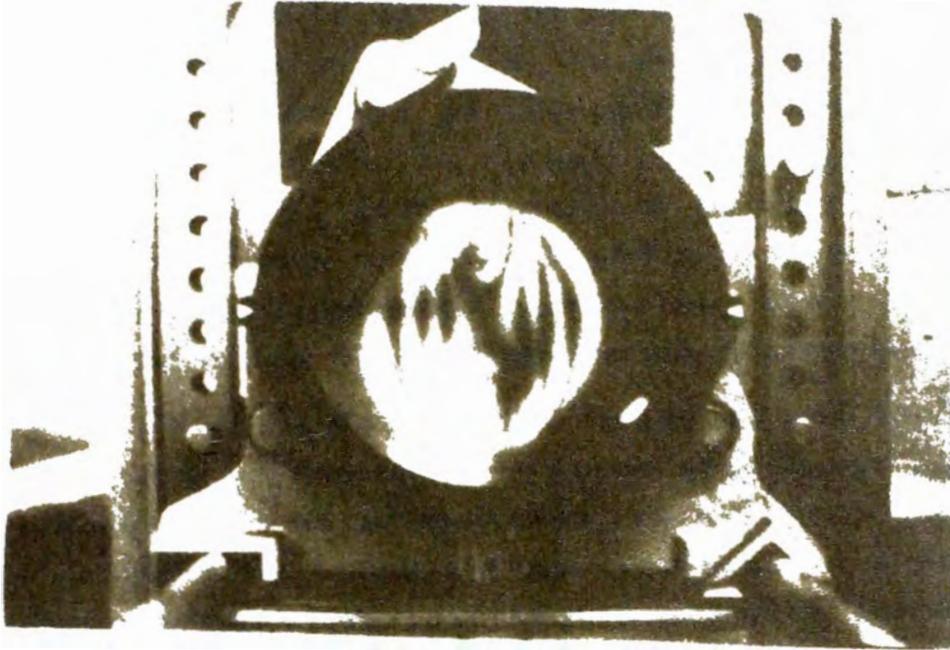
El resultado del ensayo tal como se ilustra en la fotografía adjunta (tomada en los laboratorios de la U.N.I., Fac. Minas), dió como número de franjas en la sección horizontal media del pilar.

$$n \approx 4$$

Tal como se supuso en la 6.1.7. El ensayo fotoelástico confirma el procedimiento anterior.

#### ANALISIS GENERAL

El análisis contenido en la parte analítica y comprobación fotoelástica ha sido efectuado bajo la hipótesis de que los pilares se hallan conformados por roca competente. Es decir, roca que se aproxima bastante al comportamiento de un material homogéneo, elástico e isotrópico. La roca del mineral de hierro (que es nuestro caso) la podemos considerar como competente.



DETERMINACION DE LA CONSTANTE FOTOELASTICA DEL MATERIAL



COMPROBACION FOTOELASTICA DEL DISEÑO DE PILARES

En el cálculo del techo se emplea igual método, aunque la teoría empleada, la de la viga continua, se ha utilizado bajo hipótesis en cierta forma restrictiva. Por ejemplo, se ha hecho la suposición de que la estratificación era horizontal. Esto en general no es cierto; pero puede demostrarse que para buzamientos de los estratos menores de  $20^{\circ}$  o para estratos verticales, las condiciones de diseño empleadas no cambian fundamentalmente.

El problema de las diaclasas, es muy variable y complicado y en general, no puede resolverse por métodos análíticos sino experimentales, pero éstos, deben aplicarse al estudio de casos muy particulares y a problemas muy costosos para que justifiquen estudios largos y valiosos.

\* \*

## 6.2

## DISEÑO DE PIQUES

El diseño es de un pique que se va a profundizar a una cota de 3.200 pies (975 m) por debajo de superficie, y va a servir como nuevo pique principal a una mina que está creciendo. El pique va a estar situado en un área suficientemente distante de la zona de explotación, para estar libre de los esfuerzos causados por los trabajos de la misma y es posible orientarlo en la dirección más conveniente de acuerdo a las condiciones de esfuerzos existentes.

Las condiciones geológicas son asumidas en base al mapeo general de la mina, el conocimiento de las zonas explotadas y de una perforación a lo largo del eje del pique.

## DATOS NECESARIOS

1. Gravedad específica
2. Resistencia última a la compresión de la roca
3. Módulo de ruptura
4. Resistencia a la tracción

## MUESTRAS

Las pruebas se harán con testigos AX obtenidos de una perforación a lo largo del eje del pique. Las pruebas incluyen varias longitudes de testigos y siguiendo el perfil geológico.

El diseño del pique se hará en orientación, forma y refuerzo si es necesario; partiendo de que la sección no puede ser menor de 4.5 m (15') de diámetro ó 10\*20 m en caso de ser elíptico.

## DESARROLLO

La determinación del máximo esfuerzo es complicado por numerosos factores, incluyendo los efectos de la heterogeneidad de la roca, irregularidades en los límites y por una carencia de conocimientos del estado de esfuerzos en la roca antes del minado.

Para determinar los esfuerzos máximos, algunas inferencias deben ser hechas junto con las respectivas limitaciones:

- a. Respecto al campo de esfuerzos; Todas las rocas en el subsuelo están sujetas a una componente vertical de esfuerzos debido al peso de la roca suprayacente. Si no hay oposición, este esfuerzo vertical expanderá la roca lateralmente; si hay oposiciones, desarrollarán esfuerzos compresionales. En adición; esufuertos tectónicos u orogénicos pueden estar presentes; y los componentes de los esfuerzos son aditivos.
- b. Respecto al criterio de falla: Se basa en el criterio de esfuerzos máximos; esto es, la roca fallará en tracción cuando el esfuerzo de tracción exceda a la resistencia a tracción. Si el esfuerzo de tracción en la roca es pequeño, la roca fallará en corte, para un esfuerzo compresivo igual a la resistencia de compresión de la roca. Otro criterio está bauen la resistencia al corte, que se puede llevar a cabo por la máquina portatil existente para tal fin.
- c. Respecto al tiempo: Aunque es determinante en la duración de una obra subterránea; por la incidencia de gases, agua, etc., se tomará como no influyente en el presente trabajo.
- d. Factor de seguridad: Debido a la incertidumbre en la determinación de las propiedades de la roca, a partir de pequeñas muestras, es necesario introducir un factor de seguridad; y se define como la rauzón del esfuerzo de rotura al esfuerzo de trabajo.

De acuerdo al criterio de fallamiento; el esfuerzo de rotura en tracción, es el módulo de ruptura y en compresión, la resistencia compresiva. El esfuerzo de trabajo es el calculado en la roca para un conjunto dado de condiciones estructurales.

En la práctica se ha encontrado que factores de seguridad de dos a cuatro (2-4), son adecuados para miembros estructurales tales como pilares y muros laterales en compresión; mientras que un factor de seguridad de cuatro a ocho (4-8) es requerido para miembros tales como techos estratificados en tracción.

Los diversos ensayos fuerón realizados de acuerdo a las normas existentes para tal fin. Dentro del análisis, petrográfico macroscópico y microscópico se tiene:

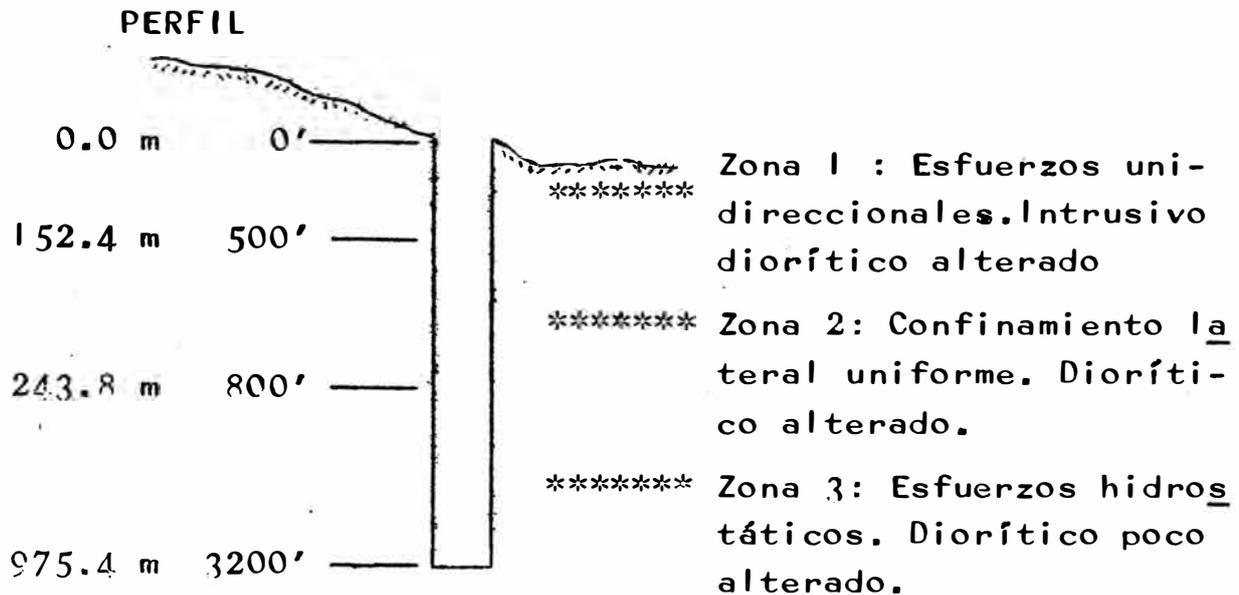
Roca tipo A (Macroscópico). Color gris blanquesino, textura equigranular, fuerte alteración hidrotermal que convirtió gran parte de esta roca en calcita (comprobada con HCl), presenta finas diseminaciones de piritita en la masa rocosa.

Microscópico: Los minerales que forman la roca son: a) Cristales de plagioclasa con feldespatos alterados. b) Presenta muy poco cuarzo. c) Está fuertemente caolinizada con una sericitación parcial, algo de carbonitización. d) Los ferromagnesianos están constituidos por biotita y muscovita completamente alterados y algunos hornobléndicos.

Petrológicamente esta roca es un intrusivo perteneciente a la familia de las dioritas. La fuerte alteración que presenta la roca, se debe posiblemente a que ésta se encuentra cerca de una zona de contacto con calizas. Nombre: INTRUSIVO DIORITICO (alterado).

Roca tipo B. Presenta una clasificación similar y se le denominará; INTRUSIVO DIORITICO (poco alterado).

Para hacer el análisis de concentración de esfuerzos se usarán los ábacos determinados por la teoría de la elasticidad y presentados por Obert-Duvall, que aparecen al final del presente trabajo.



#### RESULTADO DE LAS PRUEBAS

L	D	L/D	P(Kg)	R <sub>c</sub>	R <sub>t</sub>	ROCA
2.86	2.86	1:1	5.000	780	33	
4.13	2.86	1.5:	3.800	593	38	TIPO A
5.72	2.86	2.0	3.280	512	43	
2.86	2.86	1.0	12.500	1.949	126	
4.13	2.86	1.5	10.100	1.575	159	TIPO B
5.72	2.86	2.0	8.800	1.372	189	

R<sub>c</sub>: Resistencia a la compresión simple en Kg/cm<sup>2</sup>

R<sub>t</sub>: Resistencia a la tracción en Kg/cm<sup>2</sup>.

Los resultados anteriores corresponden a 12 muestras.

El resumen de estos resultados se muestra en las gráficas 6.2.1 a 6.2.4. De ellas se puede concluir que un mayor número de muestras con relación 2,0 deben ser analizadas, y fué ello lo que se realizó para tener un criterio más amplio.

Módulo de ruptura: Separación entre apoyos de 2,3,4 pulgadas (5.08,7.62,10.16 cm.).

ROCA A

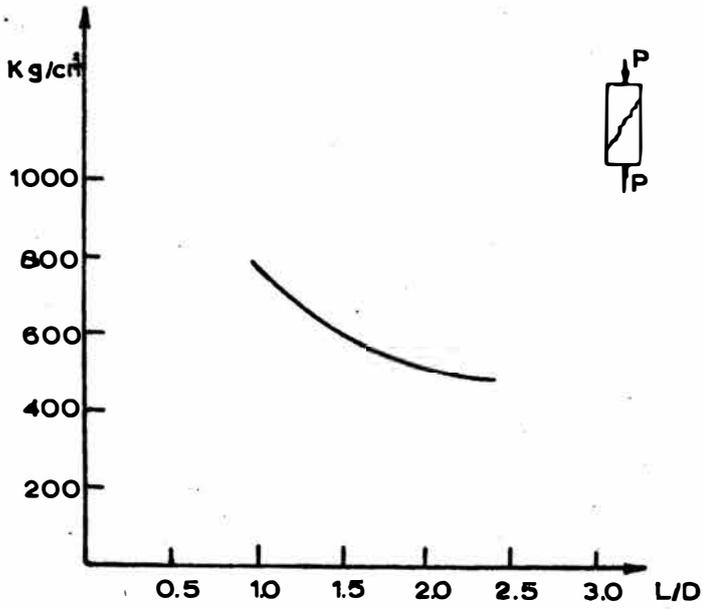


Fig 6.2.1

ROCA B

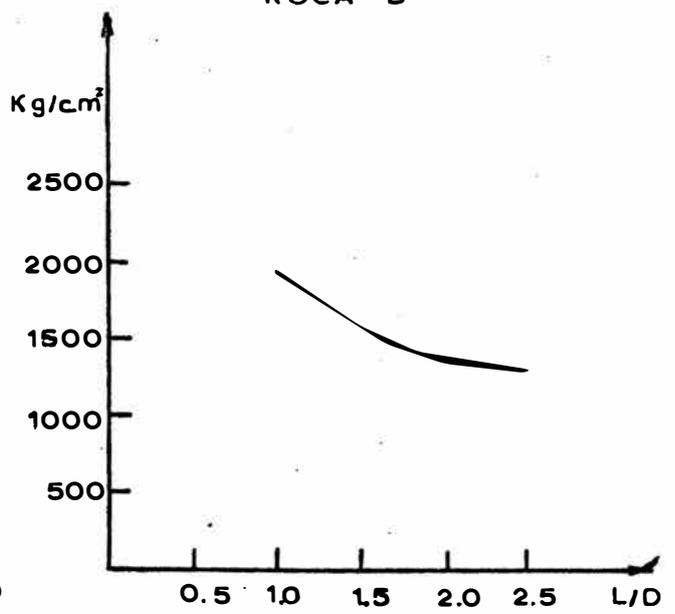


Fig. 6.2.2

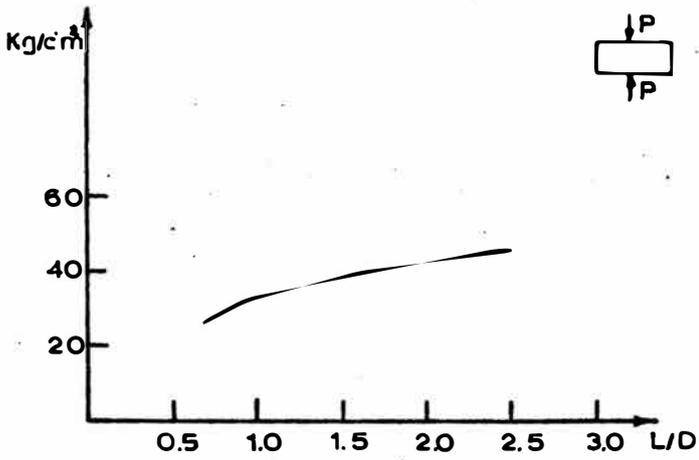


Fig 6.2.3

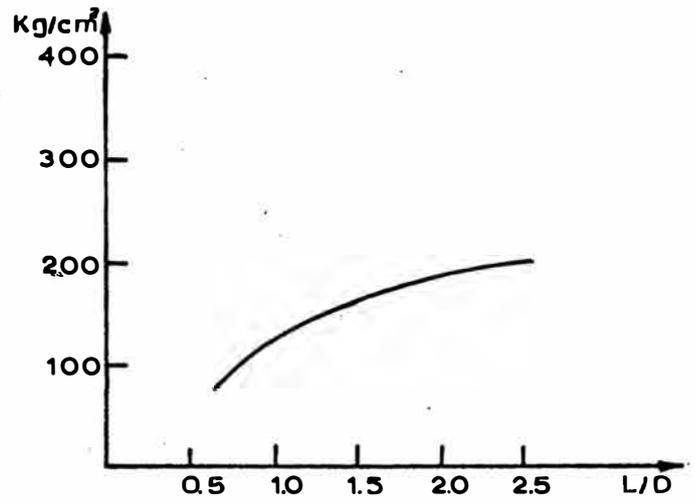


Fig. 6.2.4

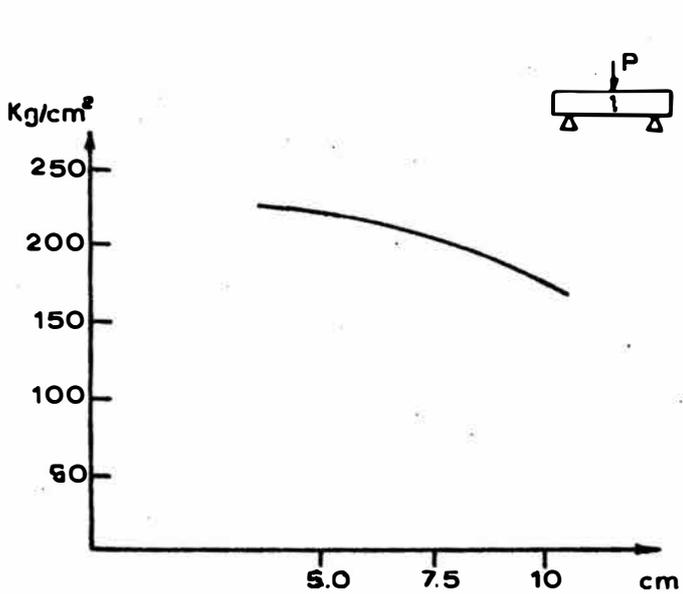


Fig. 6.2.5

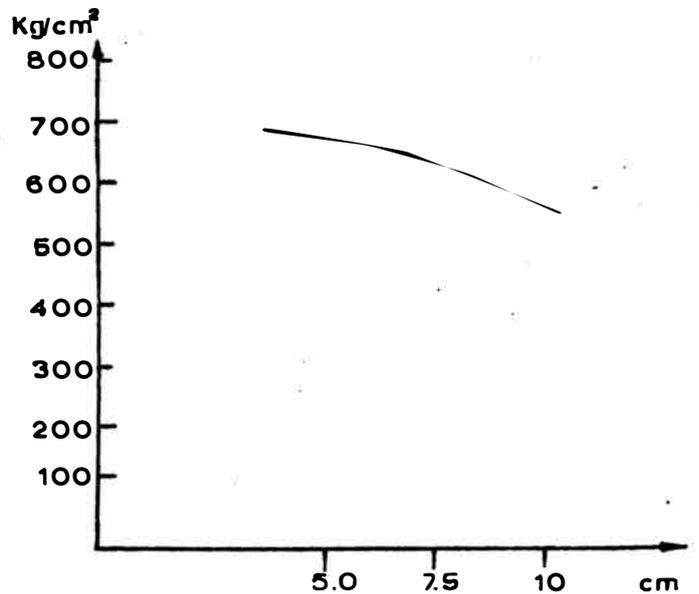


Fig. 6.2.6

L	D	P(Kg)	Módul. Rup(Kg/cm <sup>2</sup> )	
5.08	2.86	405	224	
7.62	2.86	250	207	ROCA TIPO A
10.16	2.86	165	182	
5.08	2.86	1.520	840	
7.62	2.86	950	788	ROCA TIPO B
10.16	2.86	650	719	

Los gráficos 6.2.5 y 6.2.6 resumen la información, de seis muestras analizadas.

La gravedad específica determinada en el laboratorio fué de 2.63

#### CALCULO

a.- Presión vertical:  $S_v = \gamma h$

h(m)	CAMPO	$S_v$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	
0.0	unidirec.	0	Zona 1
152.4	unidirec.	40	Zona 1
152.4	bidirec.	40	Zona 2
243.8	bidirec.	64	Zona 2
243.8	hidrost.	64	Zona 3
304.8	hidrost.	80	Zona 3
457.2	hidrost.	120	Zona 3
609.6	hidrost.	160	Zona 3
762.0	hidrost.	200	Zona 3
914.4	hidrost.	240	Zona 3
975.4	hidrost.	257	Zona 3

b. Presión lateral:

$$S_h = mS_v$$

donde m es una constante dependiente del tipo de campo donde se desarrollan los respectivos esfuerzos.

$$m = \frac{\mu}{1 - \mu}$$

donde  $\mu$  es la relación de Poisson, típica para cada campo de esfuerzos.

CAMPO	RELACION DE POISSON	m
Unidireccional	0	0
Confinam. lateral (uniforme)	1/4	1/3
Confinam. lateral (bidireccional)	1/3	1/2
Confinam. hidrostático	1/2	1

De los datos obtenidos y de lo visto anteriormente se tiene:

Profund.	$S_v$	m	$S_h$	$\sigma_t^*$	Tens. rotura**	Tens. útil <sup>o</sup>	$\sigma_t^{***}$
0.0	0	0	0	0			0
152.4	40	0	0	0	576	288	0
152.4	400	1/3	13	26	576	288	52
243.8	64	1/3	21	42			84
243.8	64	1	64	128			256
304.8	80	1	80	160			320
457.2	120	1	120	240	1,543	771	480
609.6	160	1	160	320			640
762.0	200	1	200	400			800
914.4	240	1	240	480			960
975.4	257	1	257	514			1028

(o): Para un factor de seguridad de 2

(\*): Para aberturas circulares en  $Kg/cm^2$

(\*\*): en  $Kg/cm^2$ ; aplicando el criterio de Obert-Duvall

(\*\*\*) Para abertura elíptica en  $Kg/cm^2$ .

El resumen del segundo punto de cálculos se dá en 6.2.7

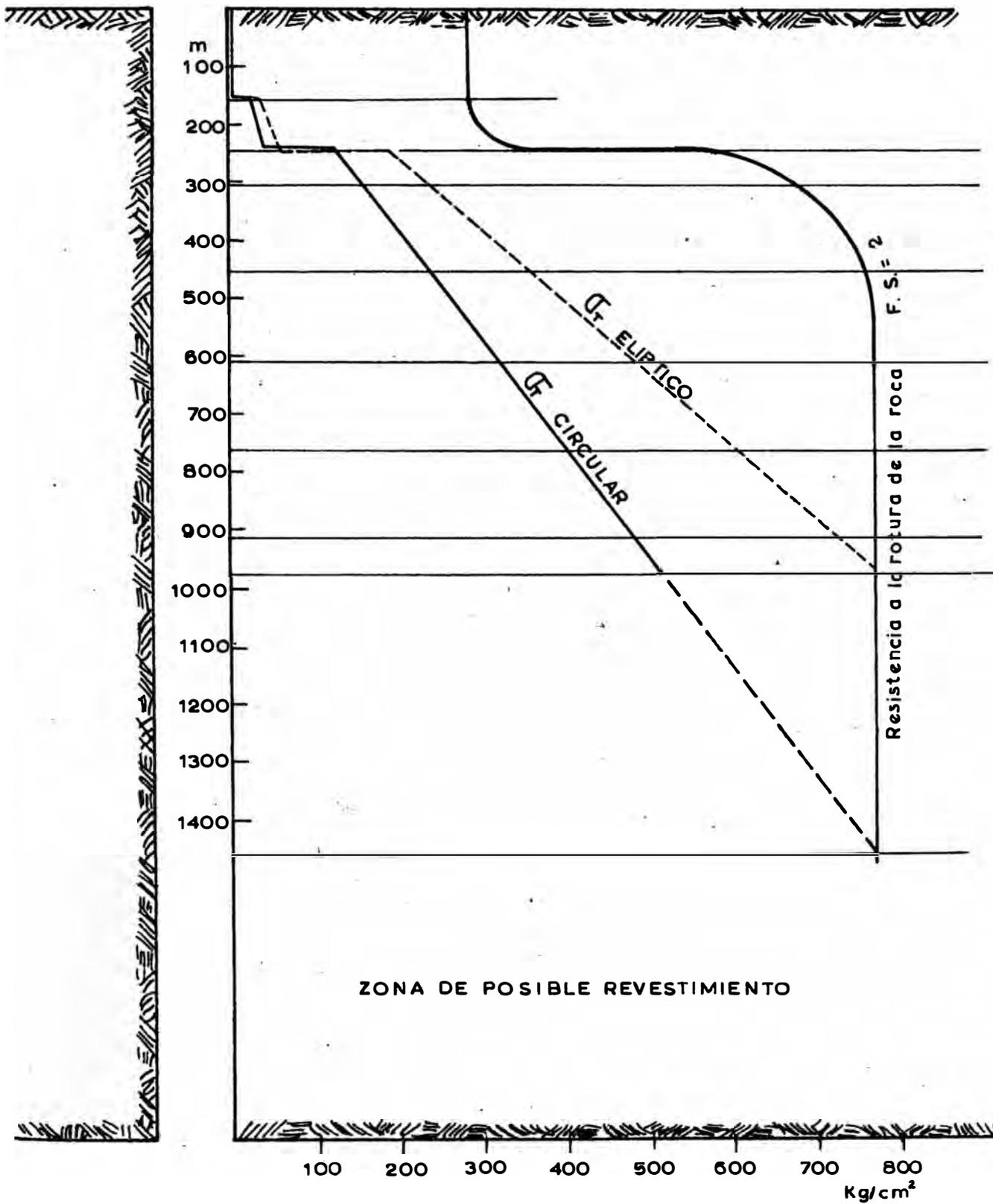


Fig. 6.2.7 Distribución de esfuerzos

La anterior metodología, no siempre se podrá aplicar; puesto que terrenos no elásticos y con cargas residuales darán nuevo análisis. Pero en general se basa del estudio de la máxima concentración de esfuerzos en aberturas circulares, donde el campo (m) para piques será de 1 (uno), por cuanto ( y si por toma de datos in-situ no se comprueba lo contrario),  $S_x = S_y$ . Obteniéndose que la máxima concentración de esfuerzos es 2, respecto a las cargas axiales y es una tensión tangencial; que va disminuyendo al aumentar la distancia desde el centro ( ver ábacos de concentración de esfuerzos).

Lo que efectivamente se consigue con un revestimiento es bajar esta relación para estabilizar la abertura que lo necesite.

El mismo análisis fué hecho para la forma elíptica; analizada en base a la relación de medidas solicitada de  $w_0/H_0 = 2$ .

\* \*

## 6.3

## ESTABILIDAD DE TALUDES

El más decisivo factor participante en el análisis de una mina a cielo abierto, es el resultado final sobre las investigaciones de estabilidad en los taludes de la mina. Dicha estabilidad depende, de la resistencia de la masa rocosa y de las tensiones a que esta se encuentra sometida. Por lo tanto un esfuerzo investigador debe apuntar, hacia el estudio de la resistencia de la masa rocosa y el análisis de las tensiones.

Se saca como punto claro, los factores a estudiar divididos en dos categorías, aquellos que influyen sobre la tensión y los que tienen influencia sobre la aptitud de la roca encajonante para resistir la tensión. Por brevedad, todos los fenómenos se consideran instantáneos, elásticos e independientes del tiempo; sin embargo, los cambios que dependen del tiempo (efecto scree) en la tensión o resistencia, deben también ser incluidos en el análisis total del problema.

Un estudio de taludes debe quedar polarizado en las direcciones siguientes:

1. Estudios teóricos. Técnicas de análisis de estabilidad, aplicación de técnicas numéricas, elementos finitos y diferencias finitas al cálculo de distribuciones de tensiones y al estudio del inicio y propagación de fracturas.

2. Estudio de las propiedades mecánicas. Propiedades mecánicas de la masa rocosa y desarrollo de técnicas fiables para determinación in-situ.

3. Estudios geológico-estructurales. Papel mecánico de las discontinuidades y cuantificación del mismo; determinaciones fotogramétricas.

4. Estudios de movimientos de agua. Determinaciones precisas en el campo para una situación correcta de las galerías de drenaje.

5. Estudios de desplazamientos. Vigilancia de la estabilidad: instrumentación adecuada.

6. Estudio de los fenómenos dinámicos. Respuestas de una mina a las aceleraciones de las voladuras, sismos. Estudios básicos, sobre todo si hay tendencia al aumento de las cargas explosivas.

7. Estudio de modelos. Comportamiento mecánico de los taludes y respuestas bajo cargas dinámicas.

Podemos resumir estos puntos como:

Verificación y toma de datos de campo y

Evaluación de los ángulos de equilibrio para la mina.

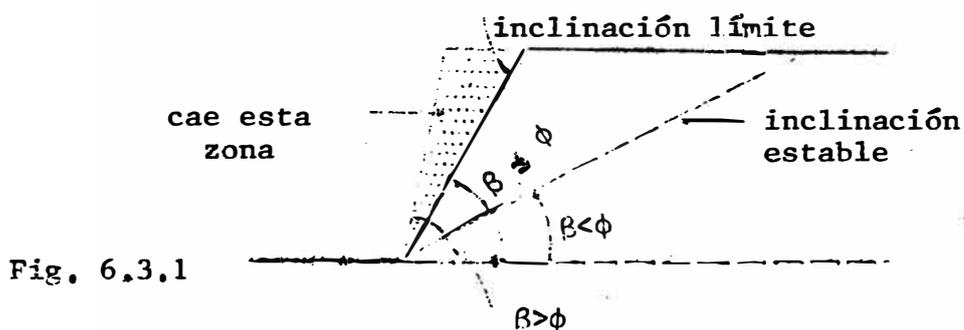
Es necesario en este punto dar algunas nociones sobre métodos de cálculo de taludes para poder de esta forma interpretar los puntos siguientes. Este tema debe ser profundizado al máximo si esperamos contar con buenos diseñadores de minas a cielo abierto y canteras en general.

#### MÉTODOS DE CÁLCULO DE ESTABILIDAD DE TALUDES

Antes de proseguir ha de insistirse que, como se verá, todos los modelos matemáticos que sirven de base a métodos de cálculo presuponen una homogeneidad en materiales, estratificación, disposición, circunstancias y modos de actuar de los agentes naturales, que muy pocas veces encontrará en sus trabajos el ingeniero.

##### A. TALUDES EN ARENAS Y RELAVERAS

Un talud formado por arena seca o relaves de mina, es estable, independiente de su altura, con tal de que el ángulo de inclinación  $\beta$ , sea menor que el ángulo de fricción interna del material correspondiente a su compacidad y demás condiciones.



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

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

Mótese que aun si el talud de arena o relave estuviese en su condición extrema  $\beta = \phi$ , cualquier plano de deslizamiento interior estaría menos inclinado y sería, por ello, estable. De manera que incluso en este caso extremo estará garantizada la estabilidad de la masa del talud. Por esta razón, los taludes en arenas limpias podrían diseñarse, en principio, con un  $F_s = 1$ , pero el viento y el agua erosionan el talud por eso se recomienda un  $F_s$  mayor.

#### FALLAS ROTACIONALES.

Los métodos de análisis límite disponible para calcular la posibilidad de que se desarrolle un deslizamiento de tipo rotacional en el cuerpo de un talud, al igual que prácticamente todos los métodos de cálculo de estabilidad de taludes, siguen tres pasos fundamentales.

1. Se establece una hipótesis sobre el mecanismo de falla que se producirá. Ello incluye tanto la forma de la superficie de falla como una descripción cinemática completa de los movimientos que se producirán sobre ella y un análisis de las fuerzas motoras.

2. Se adopta una ley de resistencia para el suelo. Con base en tal ley se podrán analizar las fuerzas resistentes disponibles.

3. Se establece algún procedimiento matemático de confrontación, para definir si el mecanismo de falla propuesto podrá ocurrir o no bajo la acción de las fuerzas motoras, venciendo el efecto de las fuerzas resistentes.

Con base en trabajos suyos, Fellenius propuso la superficie circular como forma apropiada de la superficie de falla para muchos casos de deslizamiento en el cuerpo del talud.

Se estudiará primeramente el caso de un talud de altura  $h$  donde existe homogeneidad completa del material y en terreno de cimentación hasta profundidad ilimitada, y que sigue la ley

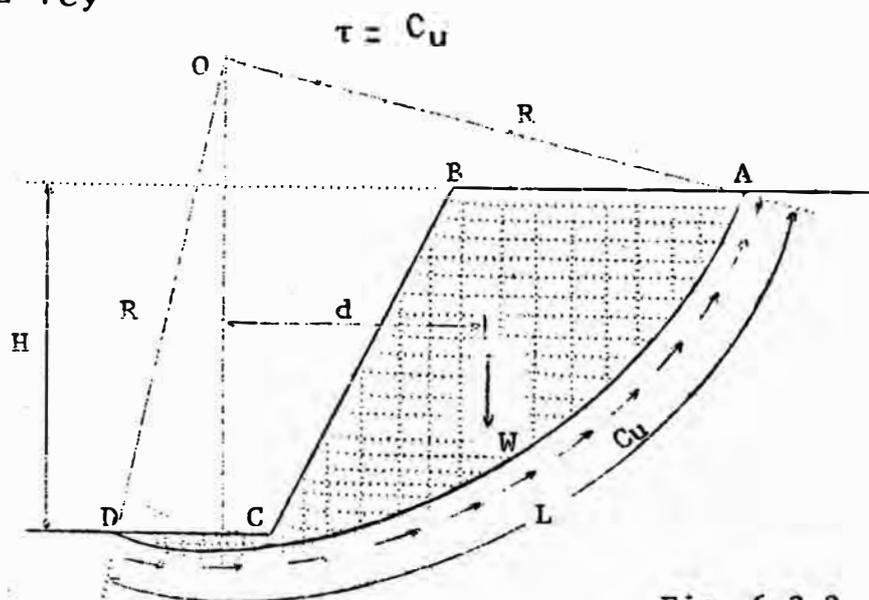


Fig. 6,3,2

Sea el arco de radio  $R$  y de centro en  $O$  como la traza de una superficie hipotética de falla en la que se moverá la zona rayada de la figura. Las fuerzas actuantes, es decir, las que tienden a producir el deslizamiento, serán el peso ( $W$ ) del área  $ABCD$ , más cualquier sobrecarga que pudiera actuar en la corona del talud. El peso  $W$  se calcula considerando un espesor de la sección unitaria en la dirección normal al plano del papel.

El momento de las fuerzas motoras podrá expresarse como:

$$M_m = \Sigma Wd$$

que incluye el peso del material más las sobrecargas que pudieran existir.

Las fuerzas resistentes las generará la resistencia al esfuerzo cortante a lo largo de toda la superficie de falla supuesta y su momento en relación al mismo polo 0 será:

$$M_r = C_u L R$$

en el momento de la falla incipiente

$$M_m = M_r$$

y, por lo tanto, se podrá escribir en ese momento

$$\Sigma Wd = C_u LR$$

y se define un factor de seguridad como

$$F_s = \frac{M_r}{M_m} = \frac{C_u LR}{\Sigma Wd}$$

Taylor relacionó la estabilidad de un talud cohesivo homogéneo con el terreno de cimentación, a un número denominado precisamente NUMERO DE ESTABILIDAD y definido por la expresión.

$$N_e = \frac{C_u}{\gamma_m h}$$

Demostó que en una gráfica que tenga en el eje de las ordenadas valores de  $N_e$  y en el de las abscisas valores del ángulo de inclinación del talud,  $\beta$ ;  $\beta = 53^\circ$  tiene una importancia especial.

Todas las inclinaciones de taludes menores de  $53^\circ$  tienen las mismas condiciones de estabilidad (mismo  $N_e = 0.181$ ); en tales condiciones el círculo más crítico posible corresponde siempre a falla de base. Si la inclinación del talud es mayor de  $53^\circ$ , el número de estabilidad es variable.

La gráfica citada (consultar en cualquier libro de mecánica de suelos), proporciona así un  $N_e$  ligado a cada inclinación, de donde se despejará el valor de  $C_u$  necesario para el equilibrio en condición crítica y compararla con la cohesión del material. Ahora el factor de seguridad se podrá definir como:

$$F_s = \frac{C_u(\text{disponible})}{C_u(\text{necesaria})}$$

Taylor también estudio el importante caso práctico en que a cierta profundidad dentro del terreno de cimentación puramente cohesivo, exista un estrato resistente horizontal que limite el problema.

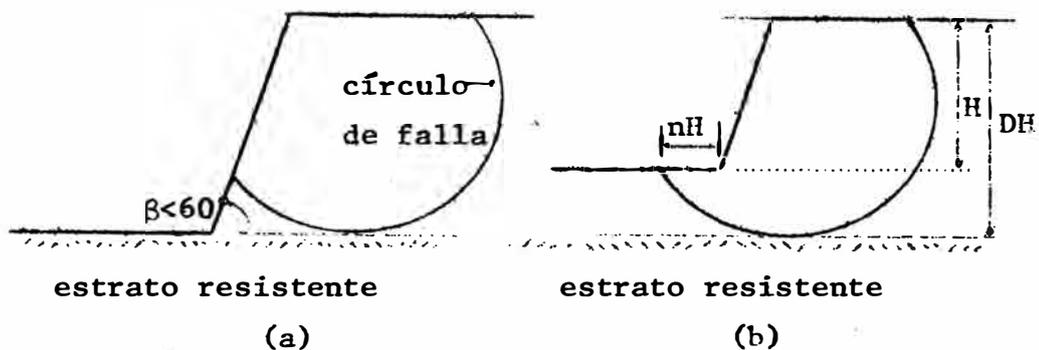


Fig. 6.3.3

Ahora el círculo más crítico será tangente al estrato resistente (a condición de que éste esté a una profundidad máxima de cuatro veces la altura del talud, pues a una profundidad mayor prácticamente no ejerce efecto y el caso se confunde con terreno de cimentación homogéneo).

La figura (b), ilustra el concepto de FACTOR DE PROFUNDIDAD ( $D$ ) y FACTOR DE ALEJAMIENTO ( $m$ ) para resolver los problemas usando los ábacos.

Los métodos simplificados anteriores no se pueden usar cuando el talud tiene una forma geométrica irregular o

cuando se trabaje con material estratificado. Estos casos han de ser resueltos por tanteo. No entro en este punto por ser demasiado extenso para este trabajo y queda para ser incluido en el plan siguiente de trabajo (ampliación de subtemas y publicación de los mismos).

Existen otros métodos de cálculo bajo otras hipótesis como: Falla plana, falla en cuña, falla translacional etc. y las cuales tampoco se describen en este trabajo; pero que deben ser incluidas en un curso normal de Mecánica de Rocas.

En resumen, las principales hipótesis que se utilizan en el método sueco (falla rotacional) son los siguientes:

1. Superficie de falla circular
2. Se hace un análisis bidimensional, correspondiente a un estado de deformación plana.
3. Se considera válida la ley de resistencia Mohr-Coulomb.
4. Se acepta que la resistencia al esfuerzo cortante se moviliza por completo y al mismo tiempo en todos los puntos de la superficie de deslizamiento.
5. En los análisis con flujo de agua, se acepta que el suelo se encuentra consolidado bajo la condición de régimen establecido, siendo la presión de poro de la red de flujo la única actuante.

## B. TALUDES EN ROCA

La influencia que ejerce el ángulo del talud en el diseño y economía de una mina a cielo abierto debe ser compatible con dos requerimientos conflictivos: costo mínimo de extracción de mineral y seguridad razonable en la operación de la mina. En efecto, grandes sumas de dinero pueden ahorrarse parando el ángulo de un talud al disminuir el volumen del material estéril, pero si el ángulo es demasiado parado puede producirse un derrumbe, con pérdidas

considerables de vidas y equipos, comprometiendo la operación futura de una mina.

Un diseño de talud óptimo será entonces un compromiso entre un talud suficientemente parado como para ser aceptable en lo económico y uno, cuyo ángulo satisfaga las condiciones de seguridad.

## METODOLOGIA

1. TRABAJOS DE CAMPO: Un estudio de estabilidad de taludes requiere de mediciones exactas en la ubicación de discontinuidades y varios métodos pueden ser usados. Pero en general se siguen los pasos que a continuación se presentan:

a. Levantamiento topográfico: Realizar un reconocimiento de los puntos de control (de triangulación y auxiliares) para establecer la secuencia de poligonales con teodolito y/o plancheta en las zonas accesibles de la mina. Posteriormente, se colocan clavos de 12 cm. con su respectivo cartón numerado en la parte inferior de las paredes de los bancos. Tener en cuenta lo siguiente: Que estén casi en la misma cota, que el espaciamiento no exceda de unos 40 m para evitar catenaria, que estén lo más alineados posible.

Finalizada la operación anterior se procede al levantamiento topográfico de los clavos para su graficación en los planos respectivos.

b. Mediciones de las estructuras : En este mapeo geológico se puede emplear una brújula Brunton para la medición de la inclinación de las estructuras, una cinta metálica de 50 m., una escuadra de quijada para la medición del ángulo agudo conformado entre el rumbo de la estructura y la cinta.

Para la toma de información se estira la cinta de un clavo a otro, teniendola bien recta y tensa.

En la identificación de estructuras se tendrán en cuenta las siguientes características:

- La traza superficial
- La persistencia
- Efectos transitorios (pequeños derrumbes, etc.)
- Grado de fracturamiento y alteración de la roca

Los ángulos formados entre la estructura y la cinta son medidos y orientados con la abertura hacia el clayo que formaba parte del ángulo (fig. 6.3.4). Un ejemplo de la recopilación de datos se presenta del estudio realizado por el INCITEMI (PERU) a través del Ing. Norman Castillo para la mina de HIERRO PERU. (informe preliminar).

c. Muestreo de rocas para la determinación de algunas propiedades físicas: Luego de finalizado el mapeo geológico de la mina, se extraen muestras de campo para ser enviadas al laboratorio y determinar sus características fisico-mecánicas.

## 2. TRABAJOS DE OFICINA

a. Graficación de estructuras: Los datos obtenidos en el paso anterior se grafican en los planos respectivos.

Se calcula el rumbo de cada estructura y se corrige la orientación de la inclinación, calculándose el azimut.

La implementación de un programa de computadora puede llevarnos a conocer:

- Representación polar equiareal de todas las estructuras.
- Representación polar equiareal según el tipo de estructuras (fallas, estratificaciones, etc.).
- Representación polar equiareal del modelo estructural según el tipo de roca.
- Representación polar equiareal según la potencia de gouge para el análisis del ángulo de fricción.

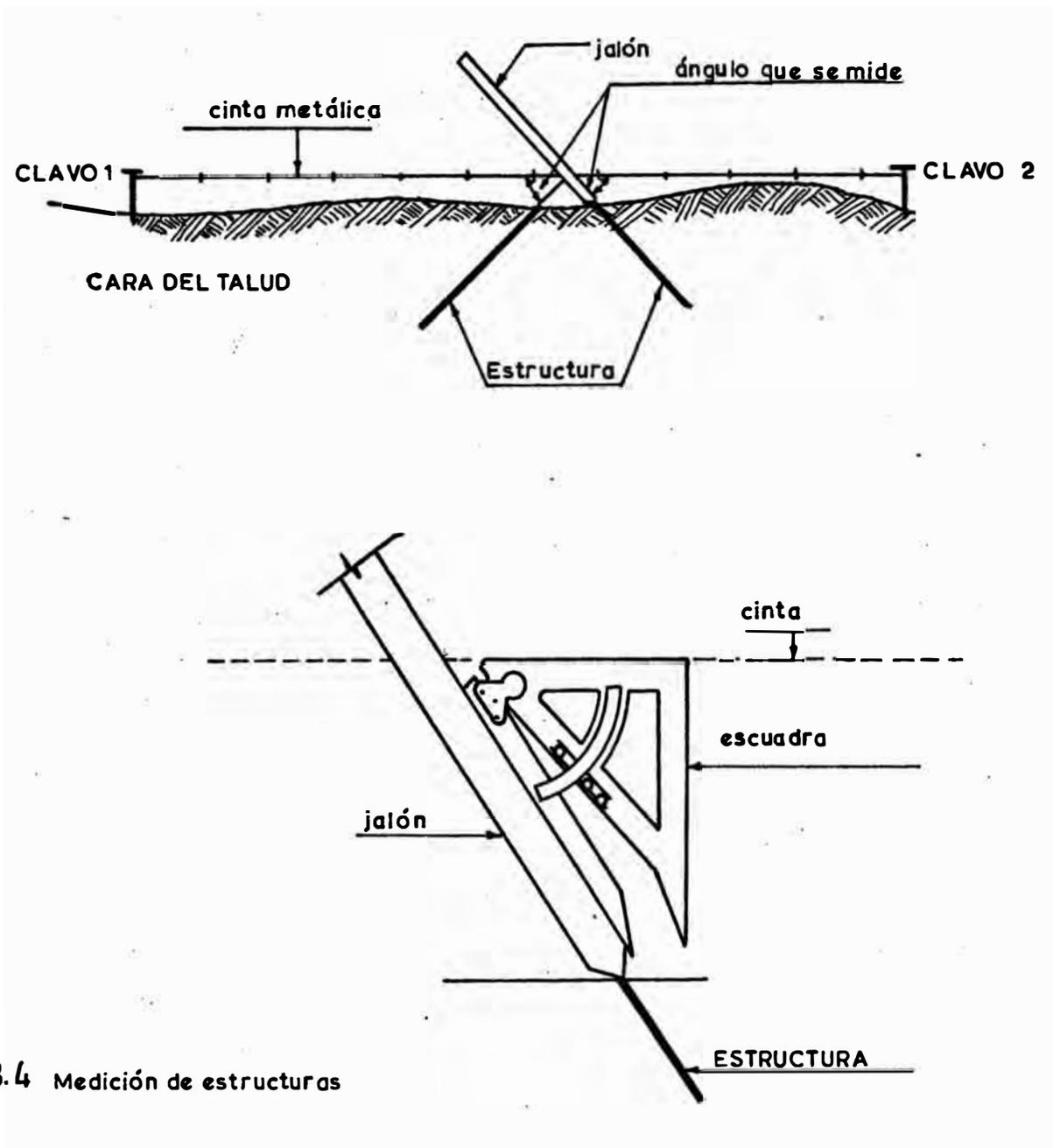


Fig.6.3.4 Medición de estructuras

UBICACION	TIPO DE ROCA	TIPO DE ESTRUCT.	ORIENTACION		NATURALEZA DE LAS FRACTURAS	IRREGULARIDAD	CARACT. DE LAS CARAS	ESPACIAMIENTO DE ESTRUCTURAS	ORIGEN DE LAS ESTRUCTURAS	TIPO DE RELLENO EN LAS FRACTURAS	AGUA	OBSERVACIONES
			INCLINACION	RUMBO DE LA INCLINACION								
	3	10	15	20	25	30	35	40	45		50	51
1-2	2   80	Hf	4	73° NW	N 56° E	2	1	1-2		MM   20 cm		31° 30' → 2    2    1
	5   80	"	2	34° NE	N 55° W	1	1	2	1			79° 30' → 1    2    1/2    1    c/3 a 4 cm.
	14   10	"	4	46° SW	N 38° W	2	1	1-2		MM   10 cm		63° → 1    2    1/2    1    otra falla = a los 8mts.
2-3	2   14	"	4	35° SW	N 22° W	2	1	1-2		MM   10 cm		51° 30' → 2    3    1/2    2    mismo sbt
	5   80	"	4	70° NW	N 64° E	1	1	2	1	MM   5 cm		35° → 3    3    1/2    2
	③	"	3	53° SW	N 13° W	1	1	2	2			41° → 2    3    1/2    2    c/4 cm.
	③	"	2-3	40° SE	N 30° E	1	1	2	2			Rbo / a la wincha    1/17 cm bien persistente
3-4	12   10	"	2-3	24° NE	N 12° W	2	1	1-2				40° → 3    4    1/2    3    c/5 cm.
	13   00 15   10	"	4	52° NW	N 20° E	2	1	1-2		MM   5 cm		110° ↗ 2.20
	19   40	1/2	4	77° NE	N 35° W	2	1	1-2		MM   70 cm		74° 30' → 2    4    1/2    3    falla grande
	28   70	"	4	55° NW	N 88° E	2	1	1-2		MM   5 cm		50° → 4    4    1/2    3    otra igual a las 22.20
	30   60	"	1	68° SW	N 69° W	1	1	2	3			71° → 4    4    1/2    3    c/90 cm. bien persistente
4-5	3   80	"	4	58° SW	N 84° W	2	1	1-2		MM   15 cm		62° → 5    5    1/2    4    caja bien expuesta
	8   50	"	1	66° SW	N 14° W	1	1	2	2			38° 30' → 4    5    1/2    4    falla grande
	16   60	"	4	85° NE	N 12° W	2	1	1-2		MM   50 cm		32° → 5    6    1/2    5
5-6	3   00	1/2	4	52° NW	N 5° E	2	1	1-2		MM   80 cm		65° 30' → 6    6    1/2    5    c/5 cm.
	6   60	"	2	30° NE	N 78° W	1	1	2-3				69° → 6    6    1/2    5
	6   70	"	3	55° SW	N 73° W	1	1	2-2				61° → 5    6    1/2    5    c.
	14   90	"	4	72° SW	N 24° W	2	1	1-2		MM   20 cm		61° → 5    6    1/2    5
	15   50	"	4	65° NW	N 76° E	2	1	1-2	4	MM   4 cm		39° → 6    6    1/2    5    Sist c/1 mt.
	21   70	"	3	85° SE	N 14° E	1	1	2	2			34° 30' → 5    6    1/2    5    Sist c/10 cm persistente
	23   00	"	4	77° SW	N 172° W	2	1	1-2		MM   5 cm		72° → 6    6    1/2    5
	26   60	"	2	27° NW	N 89° E	1	1	2	2			53° 30' → 6    6    1/2    5    c/5 cm.
6-7	0   50	1/2	3	72° SW	N 43° W	1	1	2				87° 30' → 6    4    6    No bien definida
	2   50	"	4	41° NW	N 78° E	2	1	1-2		MM   10 cm		45° → 7    7    1/2    6



LEYENDA

- 5 TIPO DE ROCA
- 10 TIPO DE ESTRUCTURA
  - 1. Diaclasa
  - 2. Plano de estratificación
  - 3. Shear
  - 4. Fallas
  - 5. Superficie de foliación
- 25 NATURALEZA DE LAS FRACTURAS
  - 1. Fracturas cerradas
  - 2. Fracturas abiertas
- 30 IRREGULARIDAD
  - 1. Fractura rectas (en rumbo y buzamiento)
  - 2. Fracturas curvadas
  - 3. Fracturas irregulares
- 35 CARACTERISTICAS DE LAS CARAS DE LAS ESTRUCTURAS
  - 1. Caras con espejo de fallas
  - 2. Caras rectos
  - 3. Caras rugosas
- 40 ESPACIAMIENTO DE ESTRUCTURAS
  - 1. Muy cerca (< 5 cms)
  - 2. Cerca (5 cms a < 30 cms.)
  - 3. Moderadamente cerca (30 cms. a < 1m)
  - 4. Amplio (1m. o < 3 m.)
  - 5. Muy amplio (> 3 m.)
- 45 ORIGEN DE ESTRUCTURAS
  - 1. Tensión
  - 2. Cizalla
  - 3. Compresión
  - 4. No conocida
- 50 TIPO DE RELLENO EN LAS FRACTURAS
  - 1. Arcillas
  - 2. Carbonatos
  - 3. Sílice
  - 4. Manchas de Fe
  - 5. Limonita
  - 6. Mineralización
  - 7. Otros
- 51 AGUA
  - 1. Seco
  - 2. Húmedo

PROYECTO MINA 7  
 UBICACION Rampa Ppal - Pared W  
 HOJA 0 DE 1

TRABAJO N° \_\_\_\_\_  
 GEOLOGO N. C.C.  
 FECHA 26-11-75

INCITEMI - DID - PROYECTO 01  
 MAPEO DE SUPERFICIE  
 26 de Agosto de 1975 Hoja N° 102

- Determinación de familias estructurales que forman cuñas.
- Frecuencia y densidad de fracturamiento de cada familia de discontinuidad.

b. Proyecciones estereográficas: Con la finalidad de cuantificar los rasgos estructurales y facilitar un análisis tectónico de las discontinuidades que se han empleado en representaciones estereográficas.

La orientación de las fracturas se lleva a un diagrama estereográfico mediante la representación Lambert-Schmidt de las redes equiareales, esto permite una representación bidimensional clara de las estructuras espaciales al proyectarse el hemisferio inferior de la esfera al plano ecuatorial. Sobre este diagrama se trazan las líneas de isoconcentración de puntos, las zonas de mayor densidad de fracturas determinan la posición de los distintos "sets".

#### ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

Luego de graficada la información de campo en planos, se efectuarán las correlaciones por bancos y se confeccionarán secciones longitudinales y transversales para ubicar con mayor grado de precisión, los deslizamientos potenciales y evaluarlos. En base a ello se realizan pruebas de resistencia al corte de los planos o familias de discontinuidades a través de los cuales pueden ocurrir deslizamientos.

Un análisis de estabilidad debe satisfacer básicamente dos criterios:

- Que, debe modelar adecuadamente las condiciones reales de la masa rocosa, de modo que pueda ser evaluada la probabilidad de falla, y
- Que la experiencia práctica confirme las predicciones teóricas.

Las técnicas analíticas estudian la iteración de los parámetros citados en la metodología, de tal manera, que pueda ser determinado el grado de estabilidad a partir de un patrón conocido como factor de seguridad.

Los métodos usados en el análisis de estabilidad de taludes están comprendidos dentro de dos modelos principales: Modelos físicos a escala y modelos matemáticos.

#### MODELOS FISICOS A ESCALA

Los ensayos sobre este tipo de modelos dan un buen método para investigar las propiedades cinemáticas del talud, la influencia sobre este comportamiento de los cambios en el ángulo del talud y la deducción de posibles modos de falla, además ayudará a juzgar los resultados del análisis matemático.

El método consiste en construir, a base de bloques, un modelo físico a escala; de tal manera que se asemeje al talud rocoso en verdadera magnitud, (propiedades mecánicas, configuración estructural, fuerzas que actúan en el macizo rocoso, etc.). Sobre este modelo se simula una excavación hasta llegar a la falla del talud, registrándose fotográficamente todo el proceso del ensayo.

#### MODELOS MATEMATICOS

Actualmente son los procedimientos analíticos más prácticos puesto que, dan una representación adecuada del material rocoso que forma el talud, un alto grado de flexibilidad y un costo de realización relativamente bajo. Son de dos tipos: Modelos de análisis de equilibrio límite y Análisis esfuerzo/deformación, (entre este último se encuentra el llamado método de elementos finitos).

### 3. CONTROL DE CAMPO

El ángulo de estabilidad de los taludes en el diseño final, variará de acuerdo al grado de estabilidad que se

ha calculado. Para una máxima economía, el diseño preliminar puede ser efectuado con las dos observaciones de campo de la estructura rocosa; los factores operacionales, y lo más importante, la evidencia de cualquier movimiento detectado.

Todos los deslizamientos, con la excepción de aquellos provocados por acción sísmica, dan ciertas características de aviso antes de producirse.

Los aparatos para este control son los extensómetros colocados en forma perpendicular a la inclinación de la estratificación en diferentes cotas, con los cuales se medirá el grado de deformación de la masa rocosa.

Otro procedimiento de seguimiento de la estabilidad de taludes es el "back analysis", que es el estudio estadístico de las apreciaciones visuales del ángulo de fallamiento efectivo, para determinar los parámetros de la resistencia al corte que maximizará la estabilidad.

Se ha presentado así la metodología y análisis de taludes en cuanto a su estabilidad y diseño. Espero que este tema sea profundizado e implementado conjuntamente con los estudiantes sobre un tema real nacional.

El Grupo de Geomecánica tomará a su cargo la dirección del proyecto, para ser presentado en un Congreso Nacional de Minería.

## 6.4

## SOSTENIMIENTO CON PERNOS

No se presenta un diseño de sostenimiento con pernos de anclaje, porque a la larga no existe. Pero si se darán algunas pautas necesarias para entrar a investigar en este campo, con proyectos específicos; tarea planteada en el capítulo VII de este trabajo.

El anclaje, aunque, relativamente simple por su constitución y su utilización, puede ser caracterizado como uno de los más complicados elementos de sostenimiento por su principio de funcionamiento.

Las investigaciones preliminares indican que este complicado problema puede ser simplificado estudiando por separado.

- a. La capacidad de carga del anclaje y, más exactamente, la influencia del dispositivo de la cabeza de anclaje sobre su capacidad de carga.
- b. Influencia de las características del anclaje sobre el funcionamiento del sostenimiento.
- c. Disminución de la tensión inicial después de algún tiempo y
- d. El comportamiento del anclaje y roca en conjunto en función del tiempo.

## DETERMINACION DEL TIPO DE CABEZA DE ANCLAJE

Según el tipo de unión entre los elementos del dispositivo de cabeza que están en contacto con las paredes del taladro y el tirante del anclaje; podemos distinguir la siguiente clasificación de pernos:

- a. Dispositivos con elementos de contacto rígidamente unidos al tirante.
- b. Dispositivos con elementos de contacto móviles.
- c. Dispositivos con elementos de contacto combinados.

Al primer grupo pertenece el clásico de "Cuña". Al segundo los anclajes con cabeza de varios elementos en los cuales la unión entre los elementos que están en contacto con la roca y el tirante se efectúa únicamente por efecto del rozamiento entre los primeros y el extremo del frente, ejecutado en forma de cuña. Anclajes de este grupo son los tipo VMGI-48 y ANCRALL. Al tercer grupo pertenecen los dispositivos de cabeza de anclaje de los cuales por lo menos un elemento está unido rígidamente al tirante, siendo móviles los restantes, un anclaje representativo es el de doble cuña.

La relación entre la fuerza de tensión del anclaje y las fuerzas normales que se originan en el lugar de contacto de la cabeza de anclaje, así como las que actúan en sentido paralelo al eje del taladro puede ser determinada, basándose en la conocida teoría de funcionamiento de una cuña.

Otro factor que se ha investigado es la superficie de contacto del dispositivo de cabeza con la roca. Con este fin se realizan investigaciones analíticas basándose en la teoría del PUNZON RÍGIDO y comprobaciones experimtales en probetas de distintas rocas de unos 30 cm. de altura y diámetro. La probeta se hormigona en una caja metálica especial. En un taladro ejecutado se coloca el anclaje con el correspondiente dispositivo de cabeza y se tensa con una fuerza previamente establecida. Una vez cortada la probeta se determina la superficie de los elementos de contacto empotrados en la roca. En rocas más duras no sirve el método del punzón rígido para determinar la superficie de contacto.

Los resultados indican que la mayor superficie de contacto en rocas de poca resistencia se logra con anclajes tipo "b"; en base a ello aparecieron los anclajes tipo VMGI, VMGI-36 y VMGI-48 para rocas de resistencia elevada, media y baja respectivamente.

## CARACTERÍSTICA DE LOS ANCLAJES

Bajo el término de característica de los anclajes se entiende la relación entre la carga del anclaje y su deformación, es decir, su capacidad de ceder.

Normalmente esta relación puede ser representada gráficamente por una línea recta o curva. Como es sabido, la forma y particularidades de este gráfico pueden caracterizar el funcionamiento del elemento de sostenimiento. La característica del anclaje depende de muchos factores de los cuales los más importantes son los siguientes:

- a. Características físico-mecánicas de la roca en la zona de acuífamiento y de apoyo.
- b. Tipo de dispositivo de anclaje y valor de sus distintos parámetros.
- c. Clase de medidas del elemento de apoyo (placa).
- d. Características elásticas y resistentes del anclaje en cuestión.

Teniendo en cuenta que cada uno de los factores indicados a su vez dependen de otros factores; resulta claro que para determinar las características del anclaje, los métodos analíticos no son apropiados.

El caso más apropiado resultó ser el método experimental, que permite la investigación de varios factores tales como tipo del dispositivo de cabeza y sus parámetros, elementos de apoyo e igualmente la calidad del acero. Se adopta como único parámetro variable las características resistentes de la roca.

Finalmente se ha elegido la parábola de segundo grado como característica de los anclajes.

$$P = au^2 + bu + c$$

donde: P. carga sobre el anclaje

u. convergencia del anclaje (mm.)

a, b, c. son los coeficientes de la ecuación

Es necesario indicar, que la curva teórica adoptada no parte del origen de coordenadas como sucede en la realidad, pero esto no influye en los análisis, ya que estos se realizan para la fase posterior al tensado inicial del anclaje, es decir, en el tiempo que tiene validez.

Analizando se puede decir que, cuanto más elevado sea el índice de resistencia de la roca, mayor es la aproximación de la característica a la línea recta (es decir, a tiende a cero) y su ángulo de inclinación aumenta.

#### PERDIDA DE TENSION FINAL DEL ANCLAJE CON EL TIEMPO

Otro factor que ejerce influencia sobre el funcionamiento del anclaje, es la disminución de la reacción del anclaje en función del tiempo. En el caso de rocas de elevado índice de resistencia este factor puede ser despreciado, pero en rocas de mediano y bajo índice de resistencia su influencia es considerable. Se debe admitir, que la causa principal de este fenómeno se relaciona con las características geológicas de la roca. Las investigaciones en condiciones reales han indicado, que la causa principal de disminución de la reacción del anclaje se relaciona con el hundimiento de los elementos de contacto del dispositivo de cabeza del anclaje en la roca con el transcurso del tiempo.

La disminución de la reacción del anclaje con el tiempo puede ser limitada;

1. Reduciendo la sección del anclaje y el diámetro del taladro.
2. Ejecutando el tirante en material de módulo de elasticidad muy bajo.
3. Aumentando la longitud del anclaje y la superficie de contacto "S" del dispositivo de cabeza.

## PROYECTOS DE ENSAYO PARA PERNOS DE ANCLAJE

Los siguientes ensayos para conseguir las especificaciones apropiadas son dirigidos para proporcionar un criterio al ingeniero en el momento de proyectar.

Va así mismo dirigida a empernado temporal del techo.

Una de las frases claves en el proyecto de especificaciones es que el empernado va a usarse "donde sea necesario". Sin embargo, es cuestión de criterio el decidir donde es necesario soportar un área determinada, por con siguiente en algunos casos se fortifica donde no es necesario y entonces las teorías fallan por ser desde ya, seguras.

### OBJETO DEL TRABAJO

1. Esta especificación describe los procedimientos que deben seguirse en la selección de pernos para la sujeción de techos, proyecto de patrones y control de varios aspectos de la reacción del terreno. El objeto del empernado es proporcionar, donde sea necesario, el soporte de techo, para el período de tiempo limitado que es corriente en la construcción antes de que sean colocados los forros permanentes en las labores de extracción y galerías; consecuentemente, para pernos permanentes es necesario efectuar otro tipo de análisis.

### SELECCION DE PERNOS

#### GENERAL

2. El ensamblaje del perno será seleccionado explícitamente según la roca, los métodos de instalación y otros factores circundantes. Deben ser especificadas las condiciones de fabricación y entrega de los materiales. La roca debe ser clasificada.

## CLASIFICACION DE LA ROCA

3. La sustancia será clasificada con un sencillo nombre geológico, para que sea fácilmente determinada. Será clasificada bien como "fuerte" si la fuerza de compresión es mayor de  $700 \text{ Kg/cm}^2$ , o como debil. Será clasificada como elástica si una muestra de la misma tiene menos de 25% de alargamiento permanente del alargamiento total y la relación de deslizamiento es menor de dos microestiramientos por hora, y de otra forma será clasificada como rígida. La primera parte de la clasificación es entonces.

sustancia: Nombre geológico (si es posible)  
Dura o blanda  
elástica o rígida

4. Masa de la roca. La continuidad de la formación se describirá como "masiva", cuando la discontinuidad entre las capas y las diaclasas es mayor de 2 m.; "estratificada" cuando el espacio entre las capas es menor de 2 m.; "compacta", cuando el espaciamiento de las diaclasas es menor de 2 m. y mayor de 30 cm.; y "fragmentada" cuando el espaciamiento de las diaclasas es menor de 30 cm.. La segunda parte de la clasificación es entonces:

Masa de la roca: masiva(massive), estratificada (layered), compacta(blocky), fragmentada (broken)

Además de ésta información, pueden ser necesarios otros datos como: relleno de las diaclasas, etc..

## PERNOS

5. El acero usado en los pernos, sus condiciones de fabricación y entrega, incluyendo las tolerancias permitibles de los requerimientos especificados, serán determinados a través de una o más de las especificaciones estandar internacionales sobre "barras de redondos para hormigón armado"

6. Capacidad: La capacidad de carga del acero del perno,  $Q_s$ , será igual a la tensión mínima especificada en el punto de sostenimiento del acero, multiplicada por el área mínima de la sección transversal del mismo.

#### ANCLAJE

7. General: Excepto donde pueda usarse la experiencia previa para seleccionar los tipos apropiados de anclaje, se harán los ensayos de tracción para determinar la capacidad de anclaje del sistema perno-roca.

8. Capacidad: Se hará un mínimo de 10 ensayos, para establecer la capacidad de la cuña en cualquier tipo de roca. El criterio para describir el valor representativo para el sistema perno-roca, es que los puntos de sostenimiento del 90% de los ensayos serán mayores que la carga de sostenimiento representativa del sistema  $Q_y$ , y que las cargas últimas del 90% de los ensayos serán mayores que la carga última representativa del sistema  $Q_m$ . La capacidad de la carga representativa del anclaje,  $Q_r$ , será  $Q_y$ ,  $Q_m$  ó  $0.7Q_m$  (cualquiera de la menor de ellas).

#### PLACAS DE SUJECION

9. Las placas de sujeción se ajustarán a los requerimientos de los ensayos. Las placas de sujeción que cumplen los requerimientos del ensayo serán para pernos que estén en rocas donde el 90% de los diámetros de los bordes de los barrenos  $D$ , sean iguales o menores de 10 cm.

10. Donde el diámetro representativo del borde es mayor de 10 cm. (el 90% de los cuellos son iguales o menores que su diámetro), el lado de una placa de sujeción cuadrada será  $D + 5$  cm., ó  $D + 2$  pulg.; otros modelos de placas de sujeción tendrán una capacidad de curvamiento equivalente. El espesor de la placa de sujeción,  $T$ , se relacionará con el espesor de un pulidor aceptable para cuellos de barrenos de 10 cm. de diámetro,  $T_4$ , por la inequación siguiente:

$$(t/t_4) \geq (D/D_4)^{4/3}$$

donde D es el ancho de la placa y  $D_4$  es 10 cm.

## PROYECTO

### GENERALIDADES

11. Si se necesita soporte para el techo o hastial, y va a usarse el empernado, entonces deberán cumplirse los siguientes requerimientos del proyecto, a menos que los ensayos o análisis detallados muestren que no son necesarios los requerimientos en situaciones específicas.

12. La capacidad de carga del perno de techo  $Q_a$ , será igual a cualquiera de la cantidad menor entre la capacidad de carga del acero  $Q_s$ , o la capacidad de carga del anclaje.

### LONGITUD DEL PERNO

13. La longitud mínima del perno L será la mayor cantidad entre 1 m. (para evitar el terreno fracturado adyacente a la superficie libre), o más que la profundidad de la roca que contiene el barrenado (para anclar más allá del bloque). La longitud máxima del perno, si no está impuesta por la altura del barrenado, se determina por la siguiente inequación:

$$L < Q_a / (s^2 \gamma)$$

donde  $Q_a$  es la capacidad del perno de techo, s es el espaciamiento medio de los pernos y  $\gamma$  es la densidad media de la roca. Donde no es posible instalar el perno con una carga de tensión igual o mayor a  $0.5 Q_a$  como se especifica en (15), la carga máxima del perno será:

$$L \leq Q_a / (2s^2 \gamma)$$

### ESPACIAMIENTO

14. El espaciamiento máximo entre los pernos será tres veces el espaciamiento representativo entre las

tas, capas o fracturas (por lo tanto el 90% del espaciamiento actual es mayor que este número) a menos que se suministre una membrana protectora de alambre, engunitado etc., entre los pernos, en cuyo caso el espaciamiento máximo dependería del tipo de membrana. El espaciamiento máximo se limitará también, ó  $0.9L$ , donde  $L$ , la longitud del perno es mayor de  $1/4$  del paño o tramo de la abertura, ó  $0.5L$ , donde  $L$  es menor de  $1/4$  del tramo de la abertura. El tramo de la abertura en una intersección con otro barrenos será la distancia diagonal entre los lindes que la rodean:

#### TENSION

15. Los pernos serán tensados en la instalación a una carga entre los  $0.5Q_a$  y  $0.8Q_a$  (para evitar algunas de las cargas dinámicas que podrían ocurrir en la separación de bloques de la formación), lo que produciría la menor y más variable carga inicial e impediría la ductibilidad en el acero o roca, como resultado de la combinación de apriete y tensión (lo que causaría la carga inicial más alta). Si el perno no puede instalarse con una tensión igual o mayor de  $0.5Q_a$ , el proyecto puede modificarse como se especifica en (13).

#### APRIETE

16. Donde la tensión instalada se crea por la acción del apriete, el apriete máximo  $T$ , se calculará con la siguiente ecuación:

$$T \leq 0.8 r^3 \sigma_y$$

donde  $r$  es el radio del perno en la sección mínima y  $\sigma_y$  es la fuerza mínima especificada del punto crítico de alargamiento del acero en tensión (con un diámetro nominal de 19 mm., la máxima tensión de un perno de acero con sección neta de  $2.40 \text{ cm}^2$  es  $4.600 \text{ Kg/cm}^2$  y la última fuerza es de  $7.000 \text{ Kg/cm}^2$ , esta ecuación dá un máximo de  $31 \text{ m-Kg}$  ).

## CONTROL

## GENERALIDADES

17. Cuando la roca se puede clasificar como "extensible", o bien hay una buena razón para sospechar que las bases del proyecto pueden cambiar con el tiempo (en pocas semanas o meses), o bien puede esperarse que la excavación de barrenos adyacentes afecte el techo de la roca, se orientará el control para determinar, o bien que se mantengan las condiciones del proyecto, o que el mismo debería cambiarse para ser apropiado a las nuevas condiciones .

## APRIETE

18. Se usará un apriete con torsión para determinar sobre un perno muestra, si el apriete mínimo que se necesita para girar la tuerca es menor que el usado en la instalación del perno. Si se encuentra que el apriete en un perno es menor, esta condición puede considerarse como indicación de una reducción en la tensión del perno (por lo tanto debe considerarse el párrafo 19), y una posible reducción en la capacidad de anclaje (por lo tanto, debe considerarse el párrafo 21).

## TENSION

19. Donde hay una posibilidad definida de que disminuya sustancialmente la tensión del perno con el tiempo, las cargas del perno se controlarán o con dinamómetros o usando un gato hidráulico para determinar la carga, o llevando a cabo ensayos de tracción completos. Si el 10% de los pernos ensayados muestran tener una tensión menor de  $0.5Q_a$ , debe incrementarse la tensión en todos los pernos deficientes o incrementarse el número de pernos para cumplir los párrafos 13 y 14.

## ESPACIAMIENTO

20. Si se encuentra que el espaciamiento de las juntas ha decrecido o que el tramo efectivo es mayor que el supuesto en el párrafo 14, deberá incrementarse el número de pernos para cumplir con las condiciones de dicho párrafo.

## CAPACIDAD

21. Si la roca se clasifica como "extensible", o el apriete requerido para la rotación cuando es probado después de instalado es menor que el especificado en el párrafo 16, o la tensión es menor que la especificada en el párrafo 15, o el espaciamiento entre las juntas es menor que el supuesto inicialmente de acuerdo con lo dicho en el párrafo 14, o parece que ha ocurrido una corrosión seria, o la tensión media en el techo es mayor que la tensión elástica esperada o el tramo efectivo muestra ser mayor que el tramo supuesto en el párrafo 14, la capacidad del perno,  $Q_a$ , se revisará con ensayos de tracción usando una frecuencia de muestra al menos del 10%.

## DEFORMACION

22. Cuando es necesario determinar la tensión media en el techo para compararla con la tensión elástica esperada, o determinar el tramo efectivo de abertura para compararlo con el tramo nominal, es necesario instalar extensómetros de barra en el techo en la línea central de la apertura y en los límites con los puntos de anclaje en el techo, aproximadamente 0.3 veces el tramo de la apertura, de tal modo que pueda detectarse alguna deformación inelástica peligrosa. Tales estaciones serán espaciadas a lo largo de la apertura a distancias aproximadamente de unas dos o tres veces el tramo de la apertura por toda la zona que se va a examinar. Además, tales estaciones sirven para conocer las medidas del tabique entre el techo y muro adyacente a los lindes del tramo.

## 6.5

### DISEÑO DE ABERTURAS

Este tema, a diferencia de los anteriores, será tratado bajo un punto de vista diferente; la observación y el análisis.

Hay mucho campo para mejorar en la corriente práctica del diseño de minas. El diseño a veces está basado en acomodar el equipo o maquinaria que esté a la mano, o también el ingeniero puede mirar por precedentes en la teoría y en las minas que estén en funcionamiento. Pero todo Ing. de Minas debe buscar mejores formas para diseñar labores mineras. Es posible que túneles o galerías más angostas pueden ser usadas, ahorrando dinero en el control de los techos o los mismos podrían ser más anchos para obtener mayor salida de mineral y aumentar la producción.

La literatura describe una gran variedad de técnicas y fórmulas para el diseño de techos, comprendiendo desde la simple analogía de vigas, hasta el análisis de elementos finitos. Toda información puede ser utilizada en la mejor forma posible, visitando las minas y observando las aberturas, para hacer un análisis con ayuda de la literatura.

Como aquí, no es posible cubrir todas las situaciones de estabilidad de aberturas, se enfocará el tema en un ejemplo simple y del cual se posee gran variedad; aberturas rectangulares en rocas sedimentarias; y puede ser adaptado este análisis a otras situaciones prácticas, que es lo que a la larga se persigue.

Considerese un techo de pizarra con pequeñas capas intercaladas de carbón; pernos de 1.50 m. aproximadamente son instalados a distancias de 1.20 m. El encuentro de ranuras abiertas hacia abajo, puede indicarnos que ningun

na teoría de diseño puede ser empleada aquí, en la cual dependa de la intensidad de tensión de la roca (la cual es obviamente cero); pero en muchos casos el diseñador sigue adelante, usando los resultados de laboratorio y finalmente dando un factor de seguridad, para llegar a los resultados que ya se están usando en la mina.

El tratar de hacer trabajar un diseño para estas situaciones, mirando a través de la literatura de este tema, nos revelará algo que parece como un techo con ranuras abiertas- El arco de Voussoir.

En el arco de Voussoir, las capas están pandeándose y las ranuras se abren en la parte de adentro, pero las esquinas superiores del techo están a compresión, y el techo se mantiene arriba como una fila de "dominó", cuando ellos están apretados a los extremos y se levantan luego. Si los bloques son relativamente delgados o si la presión en los extremos no es demasiado grande, la viga puede saltar; pero si los bloques son lo suficientemente gruesos y la presión en los extremos es mayor, la abertura se puede agrandar. También es aparente que el techo, es más estable, si la tapa de la viga es de roca dura, ya que una roca blanda cede bajo el esfuerzo de compresión y va a dejar que salte y se parta.

Haciendo pruebas con el dominó, el arco indica que es muy sensible y no toma mucha presión hacia abajo para que se destruya, por tanto, un poco de soporte en el centro, hace de la estructura mucho más estable; por ello es que pequeños puntales de madera, generalmente, ayudan mucho en el control de los techos. El modelo de dominó, también indica que la sensibilidad del arco aumenta rápidamente entre más distantes estén sus extremos.

Aplicando este conocimiento en una mina que esté en funcionamiento, se debe tratar de construir vigas de mayor espesor (actualmente un arco más alto), empernando

varias capas de roca para prevenir la separación entre estratos delgados, los cuales lo harán uno sobre otro. Los pernos por tanto, deben ser instalados tan pronto sea posible.

Un factor muy importante en la estabilidad de los arcos es la presión lateral de las capas del techo. Si la presión es moderada, va a ayudar a sostener los bloques en su lugar, pero si es muy fuerte o las capas muy delgadas va a tener un efecto muy diferente, causada no por la gravedad ( $g$ ), sino por la presión lateral.

Un hecho ocurrido puede darnos alguna idea de este punto. Una fila de puntos de referencia se instaló a través del techo de la mina y un nivel de precisión se usó para medir la cota y ver el hundimiento del techo. Las medidas eran fáciles de tomar, pero difíciles de creer. Luego de varios días, las lecturas indicaban que el techo subía a cambio de bajar. La conclusión puede tomarse como, que el aparato de medición anda mal. De todas maneras otra toma de datos en otros puntos de la mina, también eran difíciles de creer, ya que el resultado indicaba que la presión lateral, era mayor que la vertical. La combinación de resultados, dá una buena conclusión: Los esfuerzos laterales en las esquinas del techo, presionan al mismo hacia arriba; por años y aún ahora este hecho es ignorado.

Los mineros observan diferentes clases de desastres pero, generalmente, la mitad son ignorados. Por ejemplo, observan taladros de pernos en el techo que están vacíos, y los han visto destruidos. Pero muchas de estas observaciones se pueden aclarar. El techo en tales circunstancias ha fallado a compresión o por esfuerzos cortantes donde la presión lateral ha sido muy grande.

Capas delgadas bajo una presión lateral se "arrugarán" y luego se romperán. Algunas veces capas moderadamente

gruesas se doblan hacia abajo, pero no lo suficiente para producir el colapso, pero sí para producir la rotura de pernos, porque generalmente, el descuadre es mayor que el diámetro del taladro.

Conociendo estos hechos, se puede ver que los fracasos en las aberturas de las minas, están cambiando para asumir nuevas formas de las mismas, dando una indicación de como las aberturas de las minas deben ser diseñadas.

Simple y similares observaciones, muestran que, la mayoría de los diseñadores están trabajando bajo una impresión equivocada, y es, que muchos diseñan arcos para soportar una carga vertical cuando se debería estar diseñando para cargas laterales.

Ahora se ha hecho claridad de que la presión lateral se debe esperar, y si se mira la propia operación se va a encontrar tal evidencia.

Cómo se pueden combatir las presiones laterales?, o mejor aún, Cómo se pueden poner a trabajar?.

Ya que dos minas no son iguales, es necesario hacer un mapeo, mostrando todas las condiciones estructurales del techo, para analizar las cargas en todas las direcciones, el resultado es un mapa como el que se adjunta. Un repaso de los problemas del control del techo, indican que prácticamente todos los fracasos del tipo de fallas de compresión, son aberturas dirigidas perpendicularmente a los esfuerzos principales. Esta información sugiere el pago inmediato del plano.

Para ver el comportamiento de las expansiones, veamos varios tipos de problemas.

Aberturas de diferentes dimensiones resultarán con colapsos diferentes; los cuales caen en:

1. Donde aberturas de gran tamaño, corren paralelas al esfuerzo principal (lo cual indica que ellas también

están paralelas), entonces lo más probable es que ellas fracasen a tensión como la viga de Voussoir, partiéndose.

2. Donde las aberturas corren perpendiculares al esfuerzo principal, ellas generalmente fracasan a compresión. Si estas aberturas son más angostas, las condiciones del techo pueden empeorar, pero si se diseñan más anchas ellas pueden mejorar.

3. En áreas donde hay más de un conjunto de nudos de tensión (sugiriendo una compresión cero en todas las direcciones), el techo simplemente se deshace y cae.

4. En áreas donde las cargas sobre los pilares o hastiales es excesiva, las columnas atraviesan el techo y un arco alto es preparado a caer. No solo es atribuido al esfuerzo lateral.

Estas observaciones generan algunas ideas para prevenir desastres en el techo.

En el caso de deslizamientos, se pueden hacer las aberturas más angostas, por tanto, hay menos material para soportar. Para fallas por tensión con dobladura, se puede incrementar el espesor de la viga del techo.

A pesar de que la minería debe seguir con los esfuerzos en lugar de ir contra ellos; fallas por exceso de compresión pueden ser contrarrestadas con un pre-esfuerzo a través de ella.

Teniendo en cuenta esta información, se puede entender porqué hay aberturas que entre más anchas se sostien mejor (naturalmente dentro de un límite). Esas aberturas que están influidas por una compresión lateral moderada, se pueden ensanchar para mejorar las condiciones del techo y la productividad, y éstas que están supuestas a desmenuarse por una compresión elevada, deberían hacerse lo más angostas posibles.

Teniendo estas observaciones, podemos analizar que la anchura crítica debe ser la abertura requerida para ali-

gerar toda la compresión lateral. Usando esta información se puede esperar una abertura con ancho crítico, pero llevaría a problemas que es bueno evitar, por tanto, debe darse un margen de seguridad.

Como se nota, en este tema no existen fórmulas ni procedimientos complicados, sólo se hace ver que el punto de partida para un buen diseño, es la observación y el análisis, que son y seguirán siendo las mejores herramientas de diseño en minería, si recordamos que se trabaja con un material que está muy lejos de ser homogéneo.

\* \*

## 6.6

## VOLADURA DE ROCAS

Dentro de los planes de estudio de la Ing. de Minas, existe la cátedra denominada en muchas universidades, "Voladura de Rocas". Su base indudablemente es la Mecánica de Rocas y específicamente en su tema "Dinámica de macizos rocosos".

Se plantean algunos principios del tema, a modo meramente informativo, con el ánimo de que no sea dejado de lado en el curso normal de Mecánica de Rocas.

## DINAMICA DE LAS ROCAS

Los puntos de apoyo de este importante campo de la Mecánica de Rocas parte del movimiento armónico simple, las vibraciones forzadas y la transmisión de ondas.

## TRANSMISION DE ONDAS

Las teorías que se utilizan para determinar los efectos de las fuerzas sobre los cuerpos pueden clasificarse como:

- Dinámica de cuerpos rígidos
- Teoría de la elasticidad
- Campo de propagación de ondas de tensión

Esta última, es para donde las fuerzas que actúan sobre cuerpos deformables ó varían rápidamente o actúan en un corto período de tiempo.

Veamos la transmisión de ondas sobre una varilla por una presión de corta duración .

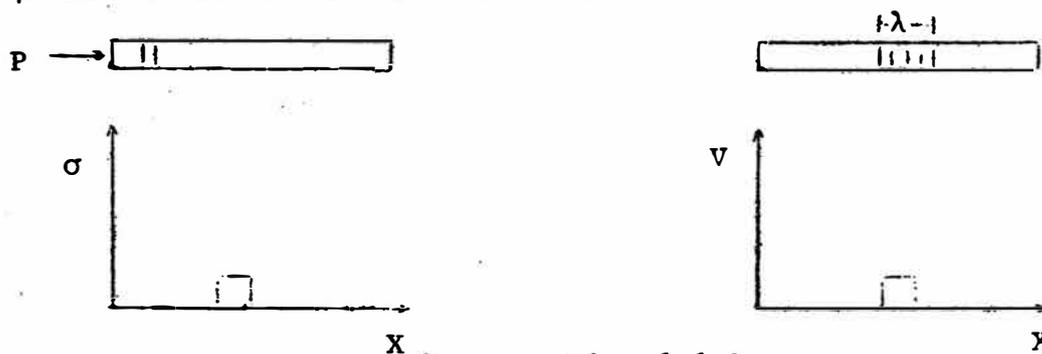


Fig. 6.6.1

El efecto inicial de esta presión aplicada durante un corto período de tiempo  $t$ , es crear una tensión  $\sigma$  al comprimir el extremo de la varilla. Toda la varilla no está comprimida, como ocurriría en el caso de tensión estática, ya que el tiempo necesario para una compresión completa es grande en comparación con el tiempo  $t$ , de aplicación de la tensión.

Además de someter a compresión una zona de la varilla como consecuencia de aplicar una presión, a las partículas de esta zona, se les comunicará una velocidad. Entonces esta zona incide sobre la zona próxima y esto a lo largo de la varilla produciendo a su vez compresión y velocidad. Una varilla de material frágil, supongamos una roca, puede someterse en un extremo al impacto de un explosivo. Se propagará a lo largo de la varilla una onda de compresión con un nivel de tensión inferior a la resistencia de compresión. En el otro extremo esta onda se reflejará como de tracción y, si la magnitud de la vibración es mayor que aproximadamente el 10% de la resistencia de compresión, se producirán una serie de fracturas de tracción. Así, cuando se produce una explosión junto a una cara libre de una roca, se puede producir un descostramiento de la cara libre.

De esta forma se produce la transmisión de una onda de presión o bien de una onda de velocidad a lo largo de la varilla. La longitud de esta zona o longitud de onda,  $\lambda$ , será igual al producto de la velocidad del frente de onda y de la duración de la presión sobre el extremo de la varilla, es decir,  $\lambda = C_p t$ .

Por la ley de la conservación de la energía se llega a que:

$$\frac{\lambda}{t} = C_p = \left( \frac{E}{\rho} \right)^{1/2}$$

Es decir, la velocidad propia de la onda,  $C_p$ , es fun-

ción del módulo de elasticidad de la varilla y de su densidad, y es independiente de la tensión aplicada y de la duración de la aplicación. Esta velocidad es la que en Geofísica se denomina velocidad sísmica y con mayor exactitud, VELOCIDAD DE LA ONDA DE COMPRESION (onda P) o velocidad de la onda longitudinal.

Para los estudios de transmisión y reflexión de una onda de la masa (1) a la de masa (2), lo más común es usar la masa por unidad de longitud, en vez de ser la densidad es,  $m$ , y en vez del módulo de deformación, que es la tensión necesaria para producir una deformación unitaria unidad, utilizaremos el módulo de rigidez  $k$ , que es la fuerza necesaria para producir una deformación unitaria unidad, y es igual al área de la sección transversal multiplicada por el módulo de deformación. Con estas modificaciones se puede llegar a que:

Si llamamos

$$n = \left( \frac{m_1 k_1}{m_2 k_2} \right)^{1/2}$$

se tiene que las tensiones transmitidas y reflejadas son:

$$\sigma_t = \frac{2 \sigma_i}{1 + n}$$

$$\sigma_r = \frac{1 - n}{1 + n} \sigma_i$$

donde  $\sigma_i$  es la tensión radial de pico. Por otro lado se tiene que para una onda plana en un medio tridimensional  $C_p$  vale

$$C_p = \left\{ \frac{E (1 - \mu)}{\rho (1 - \mu - 2\mu^2)} \right\}^{1/2}$$

siendo  $E$  el módulo de deformación,  $\mu$  el coeficiente de Poisson, y  $\rho$  la densidad.

En los medios elásticos además de las ondas P, pueden propagarse las ondas transversales, ONDAS S. La velocidad de estas ondas en un sólido tridimensional es:

$$C_s = \left( \frac{G}{\rho} \right)^{1/2}$$

siendo G el módulo de rigidez. Estas ondas a menudo se denominan ondas transversales debido a que el movimiento de las partículas forma ángulo recto respecto a la dirección de propagación de la onda. La velocidad de la onda S es siempre menor que la de la onda P y a menudo (dependiendo de  $\mu$ ) es inferior en un tercio aproximadamente.

#### CRITERIOS DE PELIGROSIDAD

El ingeniero debe determinar la intensidad del movimiento del terreno que pueden tolerar las distintas estructuras antes de estimar las cargas explosivas a emplear. Evidentemente, el grado de movimiento del terreno necesario para producir daños no es el mismo para diferentes tipos de estructuras. Además, el nivel de daño "aceptable" puede depender más del servicio de la estructura que de la integridad real de la misma.

Queda así planteado el tópico que debe entrar a estudiar la parte de la Geofísica (en el plan de trabajo) y el objetivo de este punto es por tanto, dar a conocer los parámetros más importantes que se aboca en sus realizaciones. En base a este tipo de estudios, se entrará a los cálculos de voladura, diseño de disparos y análisis de records sismográficos de una mina.

## CAPITULO VII

### FORMACION DE UN GRUPO DE MECANICA DE ROCAS

En el ámbito internacional, el advenimiento de grandes proyectos de ingeniería civil y minera, han forzado el nacimiento de una nueva y pujante actividad profesional orientada al conocimiento de los materiales rocosos y cohesivos y su eventual comportamiento ante las modificaciones de sollicitaciones y esfuerzos originados por el diseño de estructuras en estos materiales.

Con el correr de los años, esta inquietud primero ha tomado forma como líneas de docencia en las principales universidades y luego se ha divulgado a ~~centros~~ e institutos de investigaciones tecnológicas, y a la industria civil y minera.

En la actualidad, las principales industrias extractivas de obras civiles y energía en el mundo cuentan en su planta con especialistas y/o profesionales dedicados a resolver problemas geomecánicos asociados a estas industrias. Esta pujante actividad, ha requerido un permanente intercambio de ideas entre estos profesionales, tal que dicho intercambio ha fructificado en la celebración de encuentros y/o simposios en Mecánica de Rocas y Geomecánica.

La formación así de un grupo dedicado a esta rama de las ciencias, debe llevar como fin; el logro de realizaciones Geomecánicas, aunque el mismo título diga de "Mecánica de Rocas". El punto de inicio será entonces, la docencia en la universidad; entendiéndose que la Geomecánica la dividimos en tres grupos; así:

1. Mecánica de Rocas (medios cohesivos)
2. Mecánica de suelos (medios pulvulentos)
3. Geofísica (dinámica de rocas y suelos)

El logro de este objetivo, conlleva por tanto, un equipo humano, laboratorios, equipos de campo e infraestructura adecuada.

### 7.1 ELEMENTO HUMANO

La división del grupo de Geomecánica en las tres áreas anteriores nos dá ya la idea del grupo de personas que deben integrarse, para una marcha normal y productiva.

- Profesionales en Ing. de Minas (2)
- Profesionales en Ing. Civil (1)
- Profesionales en Geología (1)
- Profesionales en Física (1)
- Profesionales en Matemáticas (1)

Como funciones, el personal especializado tendrá:

ING. DE MINAS: Uno de ellos será el jefe del grupo de Geomecánica, con autonomía administrativa, técnica y científica; que por tanto será el Director del Programa de Minas de la Universidad.

Tendrá a su cargo, la consecución de los proyectos, la vinculación con la empresa privada o estatal, el presupuesto del grupo, el planeamiento y ejecución de los programas académicos y los reajustes necesarios fruto del grupo de Geomecánica y los demás que existan.

ING. DE MINAS: Tendrá a su cargo los proyectos relacionados con el área de Mecánica de Rocas, el laboratorio respectivo, la investigación en el área, la(s) cátedra(s) respectiva(s), junto con su(s) laboratorio(s); que deben tener un valor no menor de 60% del curso, elaboración y publicación de un estudio con caracter interno hasta su autorización por la Universidad.

Su línea de coordinación es directa con el grupo.

Tendrá como personal de apoyo, un laboratorista, con sólida formación técnica del equipo bajo su responsabilidad, así como una buena formación matemática.

ING. CIVIL: Tiene a su cargo los proyectos relacionados con la mecánica de los suelos, el laboratorio respectivo, así como las demás funciones que son comunes a todos los integrantes del grupo (planteadas anteriormente). Como personal de apoyo tendrá un laboratorista en mecánica de suelos, con preparación matemática y técnica de su área (exploraciones, ensayos estandar, ensayos especiales).

GEOLOGO: Tiene a su cargo la geología de los proyectos en ejecución, coordinación e interpretación de resultados de proyectos de mecánica de rocas, mecánica de suelos y geofísica, la cátedra respectiva, la elaboración de un estudio y su publicación.

FISICO: Trabaja coordinadamente con el Ing. de Minas y Geólogo en estudios de dinámica de rocas y control de voladuras. En la coordinación del Ing. Civil y Geólogo, en estudios de dinámica de suelos. La cátedra respectiva y llevará como meta su especialización en Geofísica.

MATEMATICO: Será la persona que traduce, junto con todos los miembros del grupo, la información estadística y de laboratorio en ecuaciones matemáticas, modelos matemáticos y da las pautas para implementar programas de computadora. Así mismo, coordinará la prueba de estos modelos para su implementación futura.

Este proceso necesariamente obedece a un plan predeterminado y que se puede resumir así:

1. Formación de Ing. de Minas (dentro o fuera del País).
2. Regreso a la Universidad para ser profesores ins-

tructores del área escogida por cada uno.

3. Un año o dos de trabajo en esta área (consolidación de conocimientos, profundización en el área escogida).
4. Trabajo en la empresa (sea privada o estatal), para adquirir una experiencia práctica, administrativa y vincular la empresa con la Universidad
5. Profundizar en su área: Viajes fuera y dentro del País en Institutos, Universidades y empresas vinculadas al área.
6. Regreso al centro docente: Trazado de pautas de programa de implementación, dictado de curso, publicación de experiencias.

#### ESPECIFICAS

7. Formación del grupo de Geomecánica, con profesionales pertenecientes al centro docente y trabajo de equipo.
8. Especialización del profesional de física en Geofísica (debe cursar las geologías respectivas).
9. Especialización de un Ing. de Minas del área de Geomecánica en Mecánica de Rocas.
10. Proyección del Grupo a proyectos nacionales y posible descentralización de la Universidad, para la autofinanciación, sea parcial o total.  
Se estima que en este momento ha quedado formado y consolidado el Grupo de servicios de Geomecánica. El tiempo aproximado de este proyecto es de 10 años antes de que se ejecuten proyectos de gran escala.

Este programa sirve, así mismo, para la incorporación de nuevos profesionales al Grupo, cuando esté ya formado.

Como es de suponer, el programa conlleva el montaje, puesta en marcha, calibración y patronado del equipo de Mecánica de suelos, Mecánica de Rocas y Geofísica.



- Módulo dinámico, velocidad de transmisión de onda:
  - Equipo sónico
  - Osciloscopio de múltiples canales
  - Palpadores para generar ondas P (de compresión) y S (de cizalle).

#### 6. Ensayos fotoelásticos: Polariscopio circular.

##### EQUIPOS DE TERRENO

- Extensómetro de cable con anclaje múltiple (MPBX) para registrar deformaciones en el interior del macizo rocoso. Anclajes especiales para control de taludes y deformaciones del techo.
- Extensómetro de cuerda vibrante
- Equipo tensor de pernos de anclaje
- Acelerógrafos
- Geomonitor
- Bombas hidráulicas y celdas de carga
- Penetrómetro.

#### 7.3 INFRAESTRUCTURA

Puede mencionarse en este punto que;

1. Los laboratorios de Mecánica de Rocas, deben estar comunicados con los de Mecánica de Suelos o por lo menos en el mismo bloque.
2. La distribución es la dada en la clasificación de equipos de Mecánica de Rocas (incluido un cuarto oscuro). Para Mecánica de Suelos en: Exploraciones, Ensayos especiales, ensayos estandar (incluido un cuarto húmedo).
3. El bloque de Geofísica debe ser así mismo, anexo a los bloques anteriores.

Por lo demás, todo el equipo estará sujeto a un estudio detallado de necesidades, prioridades y financiación.

Este estudio debe incluir un recorrido por centros similares y Universidades, para ver su eficacia y adaptabilidad. En todo caso se debe procurar que todo el equipo pertenesca a la misma marca, para evitar problemas futuros, tanto de repuestos como de adaptación de uno a otro.

Un estudio económico sobre su compra y montaje se escapa del tema, por tanto no va incluido; aunque se reconoce es de primera magnitud en el éxito de la realización del Grupo.

Es bueno hacer notar que, junto con la compra de los equipos, se debe poner un pedido de repuestos previamente estudiado para asegurar el trabajo normal por no menos de 5 años de los equipos.

\* \*

## CONCLUSIONES

Una vez finalizado el presente trabajo, me permito dar las siguientes conclusiones, fruto del mismo y el campo en el cual laboro.

1. El fomento de un grupo de trabajo, puede llevar a través del tiempo y la experiencia, dar nacimiento a un grupo de investigación en la universidad.
2. La madurez de este grupo, llevará a la prestación de servicios a proyectos nacionales o en todo caso a proyectos regionales.
3. Se recomienda (en la medida de las circunstancias), el dictado de un curso de Mecánica de Suelos y otro de Mecánica de Rocas al estudiante de Minas.
4. El Ing. de Minas debe estar buscando mejores diseños en todo momento; por ello es necesario darle las herramientas para que pueda hacer más Ciencia y menos arte.
5. El área de Mecánica de Rocas, junto con Economía, constituyen la base del Ing. de Minas.
6. La implementación de laboratorios y equipos de terreno a la larga serán la autofinanciación del área y un desarrollo acelerado del mismo.
7. Siempre quedará mucho por aprender y se hará menos difícil esta labor, con el trabajo coordinado a nivel de instituciones como de países como las mismas inquietudes.

\*\*

## BIBLIOGRAFIA

- Lambe T. William  
Mecánica de Suelos
- Lambe T. William  
Soil Mechanics
- Lambe T. William  
Soil testing for Engineers
- Badillo Juárez, Rodríguez Rico  
Mecánica de Suelos
- Obert- Duvall  
Rock Mechanics
- Smith G.N.  
Elements of soil Mechanics for Civil & Mining Engineers.
- Ninth Symposiun on Rock Mechanics  
Status of practical rock mechanics
- Hook, E. Bray  
Rock slopes engineering
- Stagg- Zienkiewicz.  
Mecánica de Rocas en la Ingeniería práctica
- Coates D.F.  
Fundamentos de Mecánica de Rocas
- E/MJ Junio, Julio, Agosto, Octubre, Diciembre 1.973  
Enero, Febrero 1.974  
Mecánica de Rocas práctica para el minero
- Phillips, F.C.  
La aplicación de la proyección estereográfica en Geología estructural.
- Castillo Norman INCITEMI  
Estudio de estabilidad de taludes en las minas Mar-  
cona

**Beltrán W. INCITEMI**

Estudio experimental de relleno hidráulico en la mina Atacocha- Perú

**Rodríguez J., Christiansen C.**

Mecánica de Rocas en el diseño y operación de minas

**Del Rio Carlos**

Curso de fotoelasticidad y teoría del medio continuo- INCITEMI

**Congresos**

VI Congreso Internacional de Minería- España

Congreso Internacional de Mecánica de Rocas- Madrid-España

**Tesis**

**Tejada Zavala (3)**

Diseño de un pique aplicando Mecánica de Rocas

**Bazan Yampi (G)**

Estudio del sistema de empernado de roca en la mina Quiruvilca- Perú.

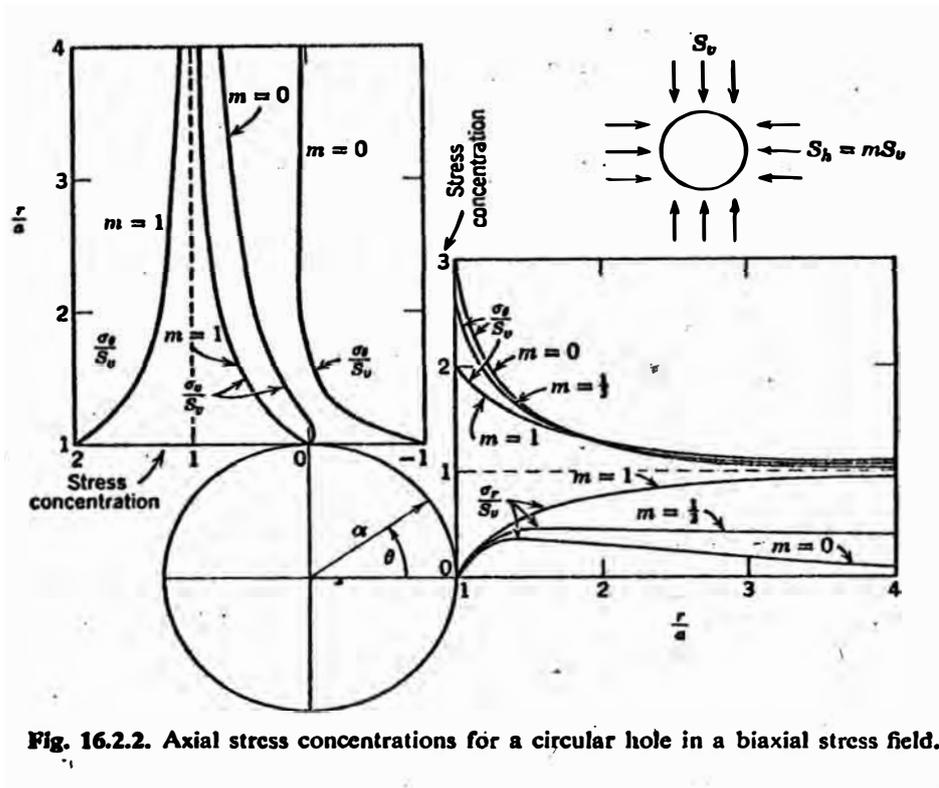
**Centro de Investigación Minera y Metalúrgica (Chile)**

Mecánica de Rocas- Informe

**Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia .**

Primera etapa para El Programa de Minas de la UPTC  
Informe interno.

**Catálogos de equipos de Mecánica de Rocas, Soil Test**



**Fig. 16.2.2.** Axial stress concentrations for a circular hole in a biaxial stress field.

Table 16.2.1. Critical Stresses for Ellipses

$m$	$\theta$	$W_o/H_o$				
		4	2	.1	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{4}$
0	0°	9.0	5.0	3.0	2.0	1.5
	90°	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0
$\frac{1}{3}$	0°	8.33	4.33	2.66	1.66	—
	90°	-0.5	0.33	—	—	2.0
1	0°	8.0	4.0	2.0	—	—
	90°	—	—	2.0	4	8

Table 16.2.1 lists the position and magnitude of the critical stresses on the boundary. As noted in Section 5.3 if  $S_h/S_v = W_o/H_o$ , the boundary stress is constant and the critical stress is a minimum.

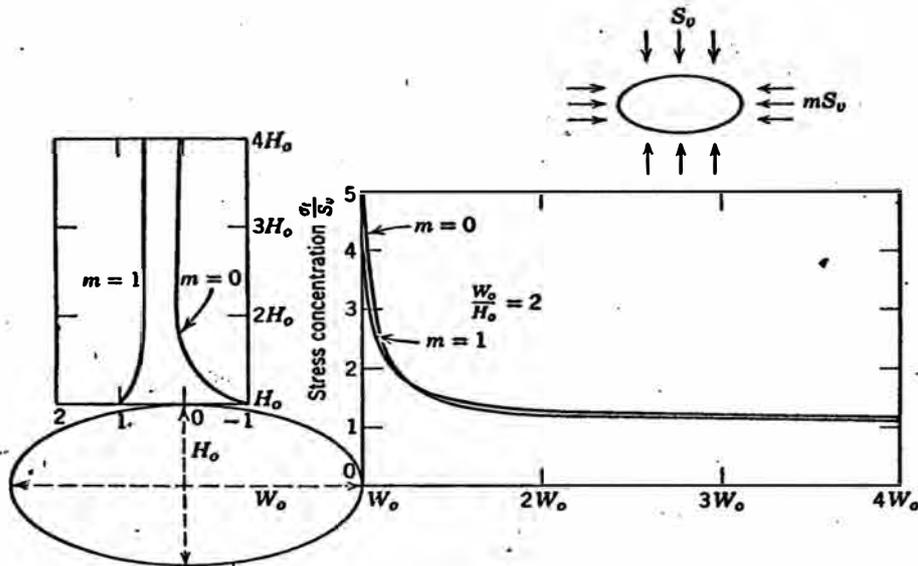


Fig. 16.2.5. Axial-stress concentrations for an elliptical hole in a biaxial stress field.

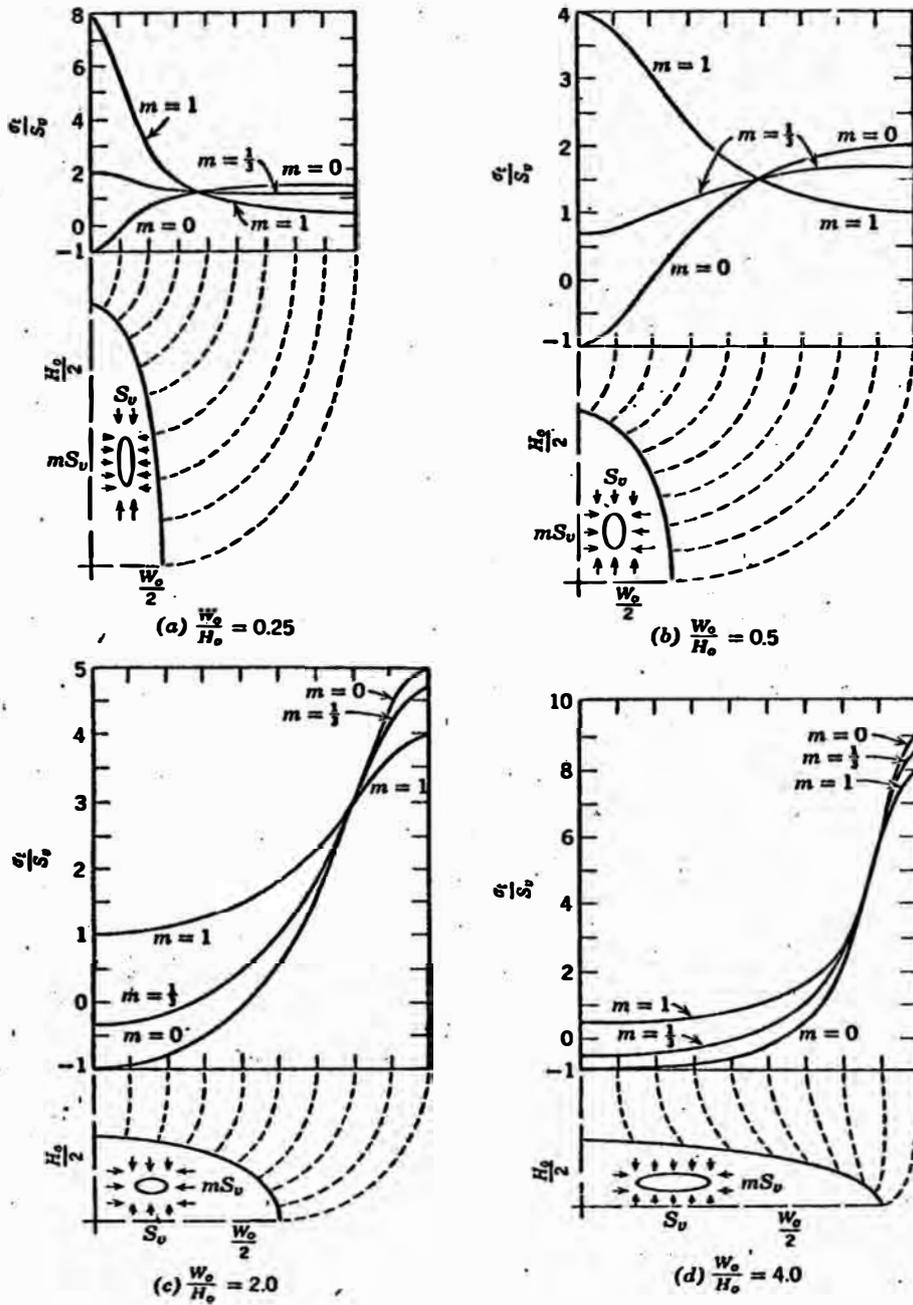


Fig. 16.2.6. Boundary-stress concentration for elliptical holes in a biaxial stress field.

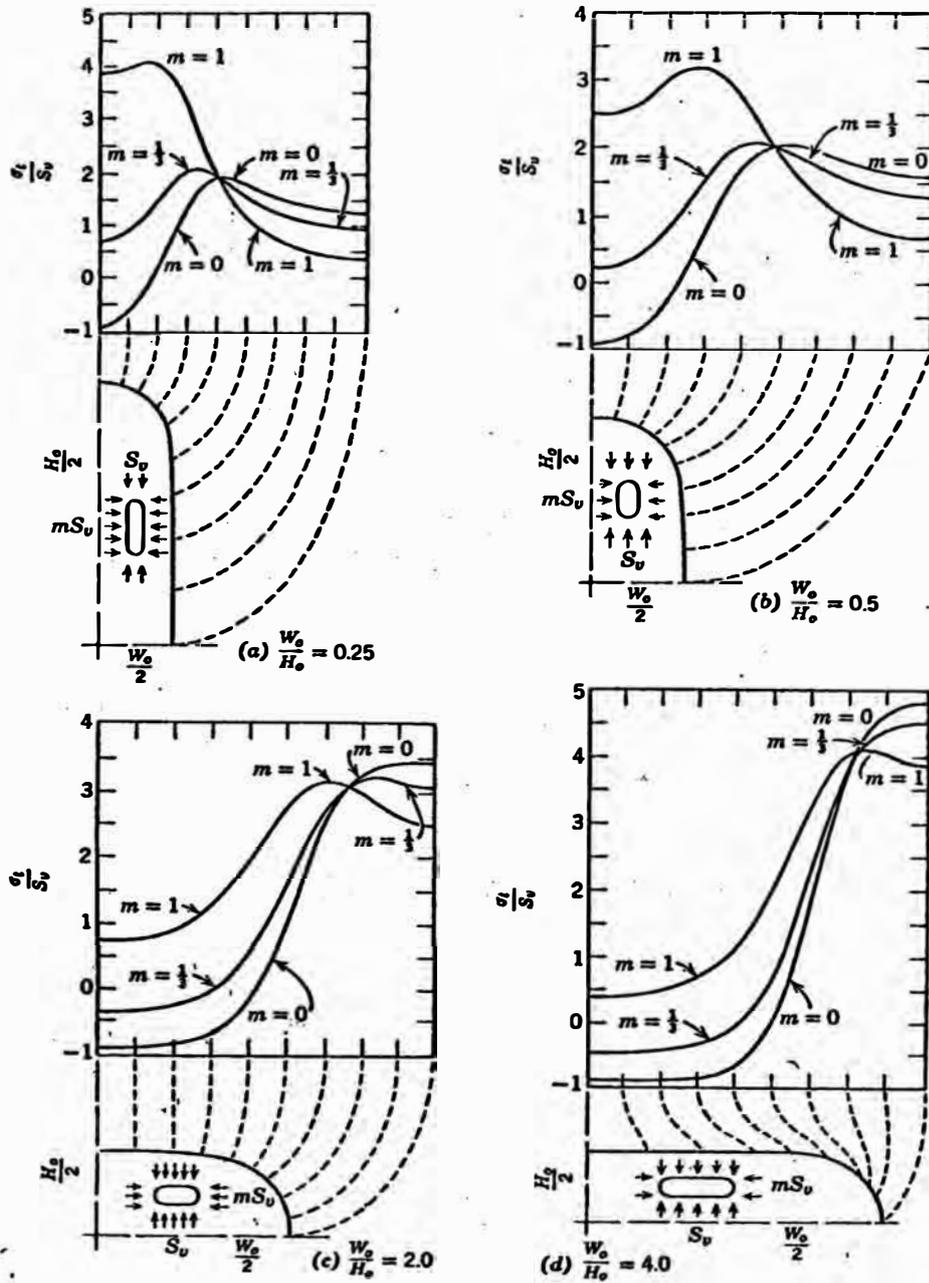


Fig. 16.2.7. Boundary-stress concentration for ovaloidal holes in a biaxial stress field.

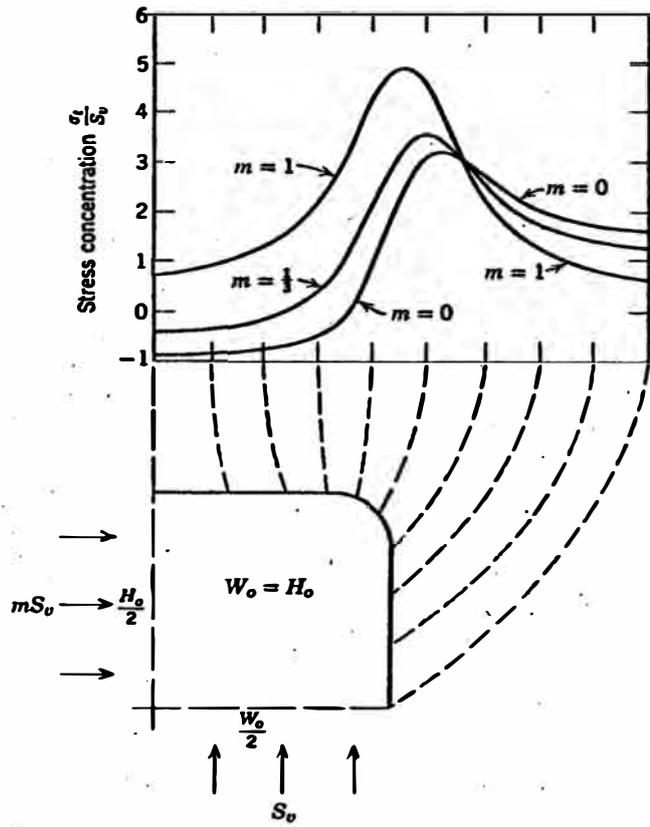


Fig. 16.2.8. Boundary-stress concentrations for a square hole in a biaxial stress field.

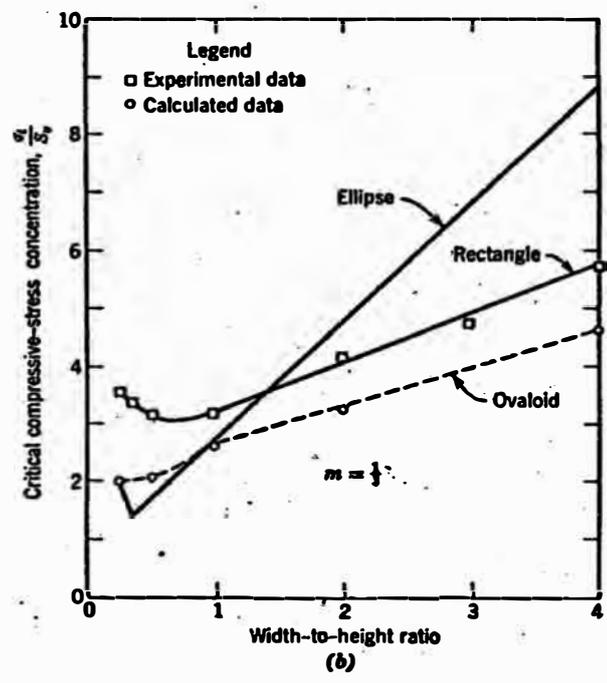
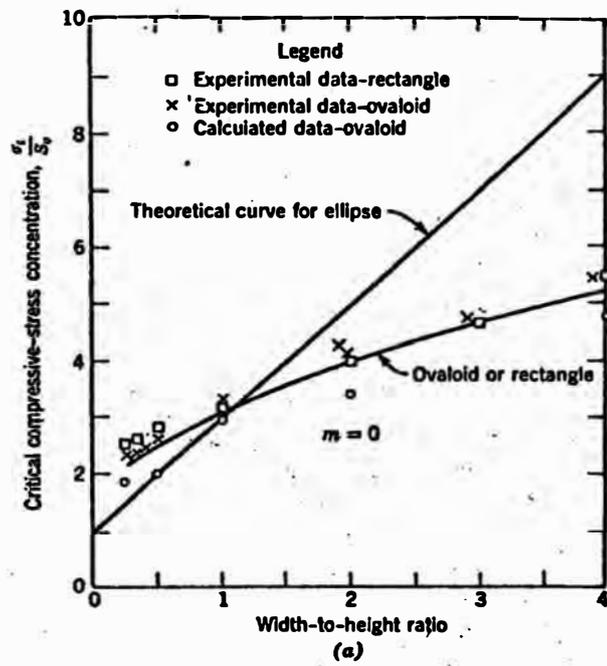


Fig. 16.2.10. Critical compressive stress concentrations for openings of various cross sections.

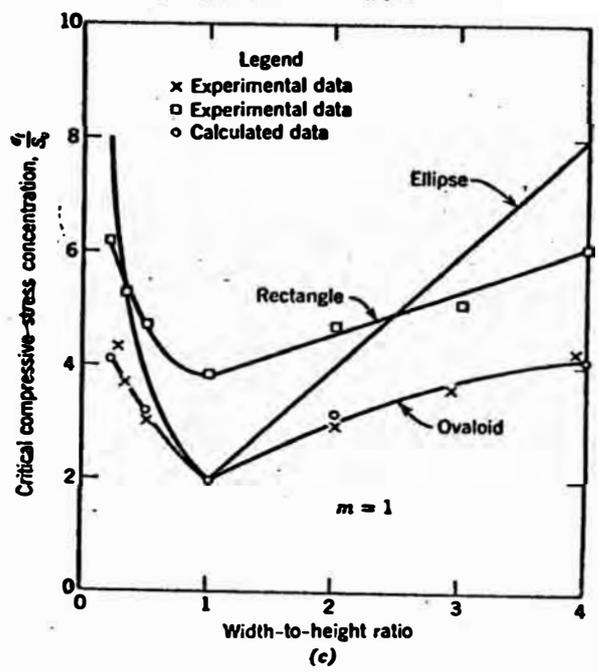


Fig. 16.2.10. (contd.)

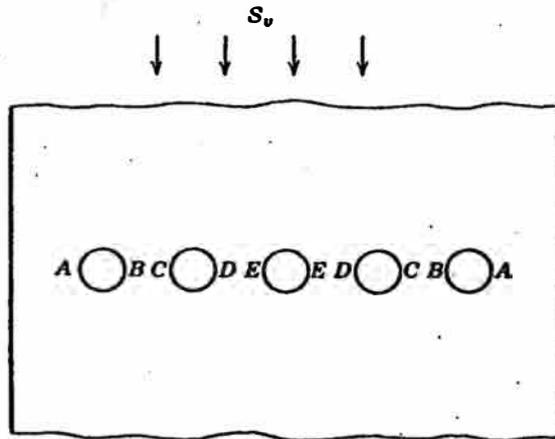


Fig. 17.2.2

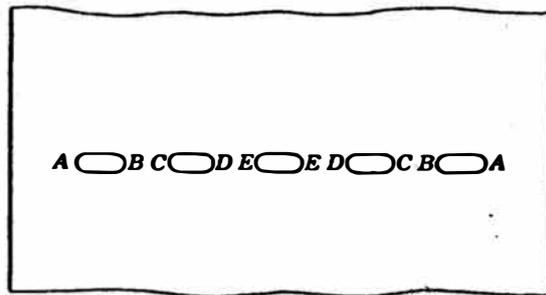


Fig. 17.2.3

Table 17.2.1. Maximum Stress Concentrations for a Row of Five Circular Openings

Stress concentrations at

$\frac{W_o}{W_s}$	A	B	C	D	E
1.07	3.29	3.29	3.29	3.29	3.29
2.21	3.63	3.72	3.89	4.03	4.03
2.96	3.53	4.08	4.22	4.39	4.39
4.35	3.96	5.12	5.22	5.28	5.28

Table 17.2.2. Maximum Stress Concentration for a Row of Five Ovaloidal Openings,  $H_o/W_o = 2.0$

$\frac{W_o}{W_p}$	Stress concentrations at				
	A	B	C	D	E
1.03	3.90	3.90	3.90	4.05	4.17
2.09	4.09	4.50	4.61	4.70	4.79
3.40	4.41	5.02	5.40	5.47	5.56
4.28	4.66	5.67	5.93	6.10	6.10

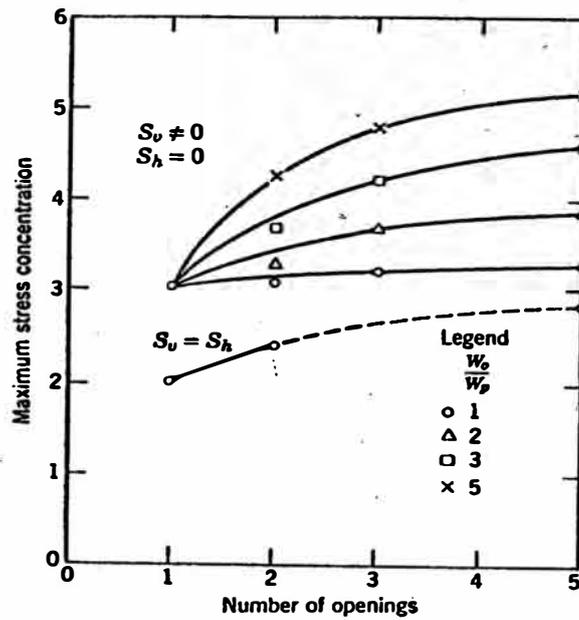


Fig. 17.2.4. Maximum stress concentration for various opening-to-pillar width ratios, and number of openings.