

MECÂNICA DE ROCAS

ROBERTO BLANCO

BIBLIOTECA	
MINERO METALUR	
Nº: 86-0040	Vol: 9
Fecha: 14-11-86	
Consigna: Plan	

8

EDITORIAL ORIENTE, Santiago de Cuba, 1981

PRÓLOGO

Este libro tiene como misión fundamental servir a los estudiantes de Ingeniería de Minas al cursar éstos la asignatura Mecánica de rocas.

En el primer capítulo se trata de alguna de las propiedades de las rocas y se entran a estudiar algunos de los métodos para su determinación.

En el segundo capítulo se hace un análisis del estado tensional del macizo rocoso antes y después de realizarse en él los trabajos mineros, y se ofrecen algunos métodos para su estudio.

Por último, en los capítulos del tercero al sexto se analiza el fenómeno de aparición y acción de la presión minera, así como de las diferentes vías de estudio que existen para resolver esta tarea.

• El autor expresa su más sincero agradecimiento al doctor Vitali Smirniakov y al candidato Yuri Ogorodnikov por las valiosas recomendaciones y consejos dados durante la confección del manuscrito. También expresa su agradecimiento al ingeniero Luis Soto y demás miembros de la Facultad de Minería del Instituto Superior Minero-Metalúrgico por la ayuda que de una u otra forma nos han brindado en la confección de este libro.

Por último, quisiéramos señalar que por ser este libro los primeros pasos que damos en este sentido, rogamos que cualquier observación crítica que surja sobre él nos sea señalada, ya que esto redundará en el mejoramiento de futuros trabajos.

Gracias

EL AUTOR

CAPÍTULO I. PROPIEDADES FÍSICO-MECÁNICAS DE LAS ROCAS

Nociones generales

Se llama mecánica de las rocas a la rama de la ciencia que se ocupa de estudiar las propiedades físico-mecánicas de las rocas y los fenómenos que tienen lugar en el macizo rocoso al realizarse en él los trabajos mineros, la estabilidad de los denu- damientos, las deformaciones en las rocas y la presión minera.

Se entiende por presión minera a las fuerzas actuantes en las rocas que rodean a una excavación minera y que surgen y se desarrollan a causa de los trabajos mineros.

El carácter de aparición de la presión minera (desplazamientos, deformaciones y destrucción de las rocas) depende de factores naturales (propiedades físico-mecánicas de las rocas, condiciones de yacencia, la presencia en las rocas de agua y gases, etcétera) de la disposición de la excavación y sus dimensiones, del tipo de fortificación empleada y también del método utilizado para el laboreo de la excavación.

En nuestros días, para su estudio, la mecánica de rocas se fundamenta en los logros alcanzados por la mecánica de los medios compactos, esto es, por la teoría de la elasticidad, teoría de la plasticidad y por la teoría de los estados límites.

El empleo de los aparatos matemáticos basados en la mecánica de los medios compactos exige una determinada idealización del macizo rocoso, o sea, se considera el mismo como compacto, isotrópico y elástico, lo que como todos conocen no

es real, ya que generalmente las rocas presentan un comportamiento que no obedece a la ley de Hooke.

La idealización del macizo rocoso como un medio compacto isotrópico puede introducir tales errores en las consideraciones realizadas, que priva a la resolución del carácter de exactitud que de ella se espera. Es por esta razón que en la práctica, conjuntamente con el método de cálculo matemático basado en la mecánica de los medios compactos, en la mecánica de rocas se utilizan frecuentemente métodos ingenieriles simplificados, los cuales se fundamentan en la resistencia de materiales, en la mecánica de construcción, en dependencias empíricas y en datos experimentales.

Las propiedades de las rocas son muy variadas y están condicionadas a su origen, la materia componente, su estructura y otros muchos factores.

Las rocas, como es de todos conocido, están formadas por granos de minerales, los cuales están ligados entre sí. El tipo de material y el carácter del enlace entre los granos minerales, en gran medida determinan las propiedades de las rocas.

Según su origen, las rocas se dividen en: ígneas, metamórficas y sedimentarias. Las rocas, según el carácter de su enlace, se pueden dividir en: rocas firmes, semifirmes, ligadas y desligadas.

Las rocas ligadas y desligadas, fundamentalmente estas últimas, y en particular, cuando se encuentran formadas por granos de pequeñas dimensiones, al saturarse de agua pueden adquirir la capacidad de moverse; se denominan entonces rocas movedizas.

Debido a la gran complejidad y heterogeneidad que presenta el macizo rocoso, su estudio, como el medio en el cual se realizan y sostienen las excavaciones mineras, es bastante complejo y laborioso debido a la gran cantidad de factores que inciden sobre él. Es por esto, que en muchos casos, cuando el carácter del trabajo que se debe realizar así lo requiera para el estudio de las propiedades de las rocas, se utilizan la teoría de probabilidades y el cálculo estadístico.

Las rocas, según su composición, se subdividen en: simples, formadas por un solo mineral (mármol), y complejas, formadas por varios minerales. La mayoría de las rocas son complejas. Las propiedades de las rocas en una gran medida dependen de las propiedades de los minerales que la componen y, además, de la estructura y textura que ellas poseen.

La estructura de las rocas caracteriza su construcción, o sea, la forma y dimensiones de los granos componentes, la composición de la sustancia cementante y el tipo de enlace entre los granos.

La textura de las rocas caracteriza las leyes de distribución y disposición de los elementos estructurales, por ejemplo, estructura estratificada, monolítica y otras.

Tanto la composición de las rocas, como su textura y estructura influyen determinantemente en las características de resistencia que ellas posean.

Propiedades físicas. Métodos de determinación

Es conocida la importancia que tiene el conocimiento de las propiedades físico-mecánicas de las rocas, ya que nos permite valorar una serie de índices necesarios para la correcta realización de los trabajos mineros, entre los cuales podemos citar: el grado de estabilidad de una excavación, la carga sobre una fortificación, la efectividad en el empleo de uno u otro método de laboreo y otros.

Entre las principales propiedades físicas de las rocas que vamos a estudiar, tenemos: peso específico, peso volumétrico, porosidad, humedad, permeabilidad, esponjamiento y agrietamiento.

Peso específico

Se denomina peso específico de una roca a la relación que existe entre su peso y el volumen que ocupan sus partes sólidas o esqueleto.

Generalmente, la magnitud del peso específico se determina utilizando la siguiente fórmula:

$$\gamma_e = \frac{G}{V_s} \quad (1)$$

donde:

γ_e — peso específico, kg/m^3 (g/cm^3),

G — peso de la muestra o roca ensayada, kg , (g),

V_s — volumen que ocupan las partes sólidas de la muestra.

El peso específico de las rocas generalmente se determina en los trabajos de laboratorio por el método del picnómetro.

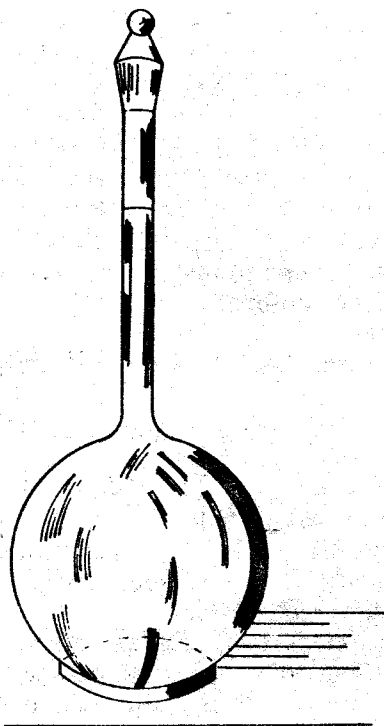


Fig. 1. Picrómetro

Este método consiste en lo siguiente:

1. Al picnómetro se le echa agua destilada hasta la marca que él posee. La temperatura del agua debe ser de 18 a 22 °C. Se pesa el picnómetro en balanzas de precisión con una exactitud de hasta 0,01 g. Se obtiene el peso del picnómetro con agua (g_1).

2. La muestra de roca, que se encuentra en un estado seco, se tritura con una mano y mortero de porcelana y se cierné a través de una zaranda de agujeros con diámetros de 0,2 mm. Las partículas de diámetro superior a 0,2 mm quedan sobre el tamiz y se vuelven a triturar.

3. De la roca cernida y cuidadosamente mezclada se toman unos 15 g, y se colocan en una probeta de vidrio. Después, esta roca se coloca en un termostato a la temperatura de 100-110 °C hasta peso constante, se enfría y se traslada al picnómetro pesado de antemano. El picnómetro con la roca se

pesa en las balanzas de precisión con la exactitud de 0,01 g. Del peso del picnómetro con la roca se resta el peso del picnómetro (g_1) y se obtiene el peso de la muestra seca (g).

4. Para eliminar el aire de la muestra, al picnómetro se le echa agua destilada en un 30-50 % de su volumen y se pone a hervir durante 30 min, si en la muestra se han observado granos gruesos y durante una hora si los granos son finos.

5. Después de la ebullición, se enfría el picnómetro en un baño con agua, se echa hasta la marca que posee agua destilada, se mide la temperatura del agua, la cual debe ser igual que en el primer paso de 18-22 °C. El nivel del agua en el picnómetro se establece de un modo rígido por el límite superior del menisco, para lo cual se utiliza una micropipeta con la que se añaden o sustraen gotas de agua según se necesite. Después de esto, el picnómetro se pesa cuidadosamente en las balanzas de precisión con exactitud de hasta 0,01 g y se obtiene el peso del picnómetro con agua y la muestra, o sea, el peso (g_2).

6. Fundamentándonos en los datos anteriores, determinamos el peso específico por la fórmula siguiente:

$$\gamma_e = \frac{g}{g_1 + g - g_2} \text{ g/cm}^3$$

Para cada roca es necesario realizar dos determinaciones paralelas y después calcular un valor medio con una exactitud de hasta 0,01. La diferencia entre los resultados de las dos determinaciones se permite hasta de 0,02 g/cm³.

* *Peso volumétrico*

Se llama peso volumétrico de una roca a la relación que existe entre su peso y el volumen que ella ocupa. El peso volumétrico γ_v habitualmente se calcula por la fórmula:

$$\gamma_v = \frac{G}{V} \quad (2)$$

donde:

γ_v — peso volumétrico, g/cm³, kg/m³,
V — volumen de la muestra ensayada, cm³.

De las fórmulas (1) y (2) se puede observar claramente que siempre $\gamma_v > \gamma_v$, ya que siempre V será mayor que V_v .

En los trabajos de laboratorio, el peso volumétrico puede ser determinado por varios métodos, en dependencia del tipo de roca que se debe ensayar y de los equipos de que disponga el laboratorio.

Entre los métodos más conocidos podemos mencionar:

1. Método de medición directa
2. Método de la pesada hidrostática
3. Método del densímetro
4. Método con la ayuda del volúmetro.

1. *Método de medición directa.* Este método se emplea en aquellos casos en que es posible construir muestras de formas geométricas regulares. La metodología en este caso es muy simple ya que en dependencia de la forma que se dé a la muestra, por las fórmulas de geometría, se calcula su volumen midiendo las correspondientes magnitudes. Después, se pesa la muestra en las balanzas técnicas con precisión de 0,01 g y se obtiene el peso (g) de la muestra. Con estos datos se puede obtener directamente el peso volumétrico del material por la fórmula ya vista:

$$\gamma_v = \frac{G}{V}$$

Para cada prueba es necesario realizar dos determinaciones paralelas y después obtener el valor medio con una aproximación de 0,01 g. La diferencia entre los resultados obtenidos por las dos determinaciones paralelas se permite hasta de 0,02 g.

2. *Método de la pesada hidrostática.* Este método de determinación del peso volumétrico es más exacto y puede emplearse incluso en aquellos casos en que no se pueden obtener muestras de formas geométricas regulares.

Consiste en lo siguiente:

1. Se prepara una muestra que tenga forma oval, con no menos de 30 cm³. Se pesa en la balanza técnica con precisión de 0,01 g y se obtiene el peso (g).
2. La muestra sostenida por un hilo se introduce en parafina con una temperatura de 70 °C para que ésta la recubra.

3. La muestra parafinada se pesa en las balanzas técnicas y se obtiene el peso (g).

4. Se determina el volumen que ocupa la muestra parafinada V_1 por la pérdida de peso cuando se introduce en agua, para lo cual la muestra parafinada se pesa en agua utilizando las balanzas técnicas habituales o pesas hidrostáticas.

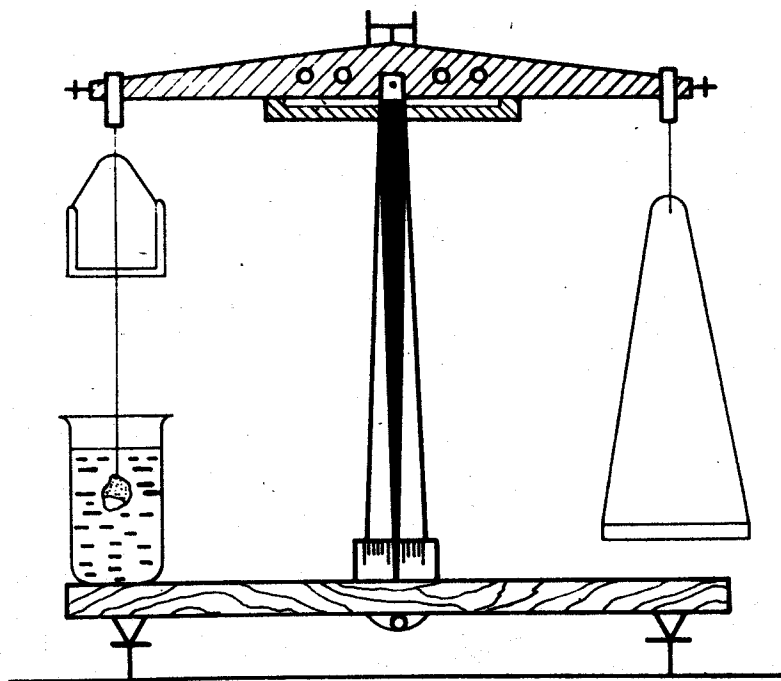


Fig. 2. Balanza hidrostática

5. Después, se determina el volumen de la muestra con parafina, ésta se saca del agua, se seca con un papel secante y se pesa con el objeto de verificar si entró o no agua en los poros de la muestra. En el caso de aumento de peso en relación con la pesada inicial, la diferencia en peso se comprende como el peso de agua que la muestra tomó.

6. Se determina el peso de la parafina añadida a la muestra (g_2) para lo cual usamos la expresión: $g_2 = g_1 - g$; después, calculamos su volumen, V_2 , esto lo hacemos a partir del peso

específico de la parafina, que como se sabe, es de $0,9 \text{ g/cm}^3$ utilizando la siguiente expresión:

$$V_2 = \frac{g_2}{\gamma_p}$$

Se determina el volumen de la muestra sin parafina:

$$V = V_1 - V_2$$

y después calculamos su peso volumétrico por la fórmula ya conocida:

$$\gamma_v = \frac{g}{v}$$

Como en los casos anteriores, para cada muestra es necesario realizar dos determinaciones paralelas. Se permite una diferencia entre ellas de hasta $0,02 \text{ g/cm}^3$.

3. *Método del densímetro.* Este método se usa para rocas firmes y semifirmes que tienen muy poca porosidad (1-2 %), en este caso, el peso volumétrico se puede determinar sin parafinar las muestras empleando el densímetro.

4. *Método con la ayuda del volúmetro.* El método volumétrico consiste en introducir la muestra, preparada como vimos anteriormente, en un recipiente especial, el volúmetro, que se encuentra lleno de agua. Después, basado en la cantidad de agua desalojada del recipiente por la muestra, se calcula su peso volumétrico.

$$\gamma_v = \frac{G}{G_a - \frac{1}{\gamma_v^p} (G_p - G)}$$

donde:

G — peso de la muestra, en g,

G_a — peso del agua que ha sido desalojada, en g,

G_p — peso de la muestra parafinada, en g.

γ_0 — peso volumétrico de la parafina, g/cm^3 .

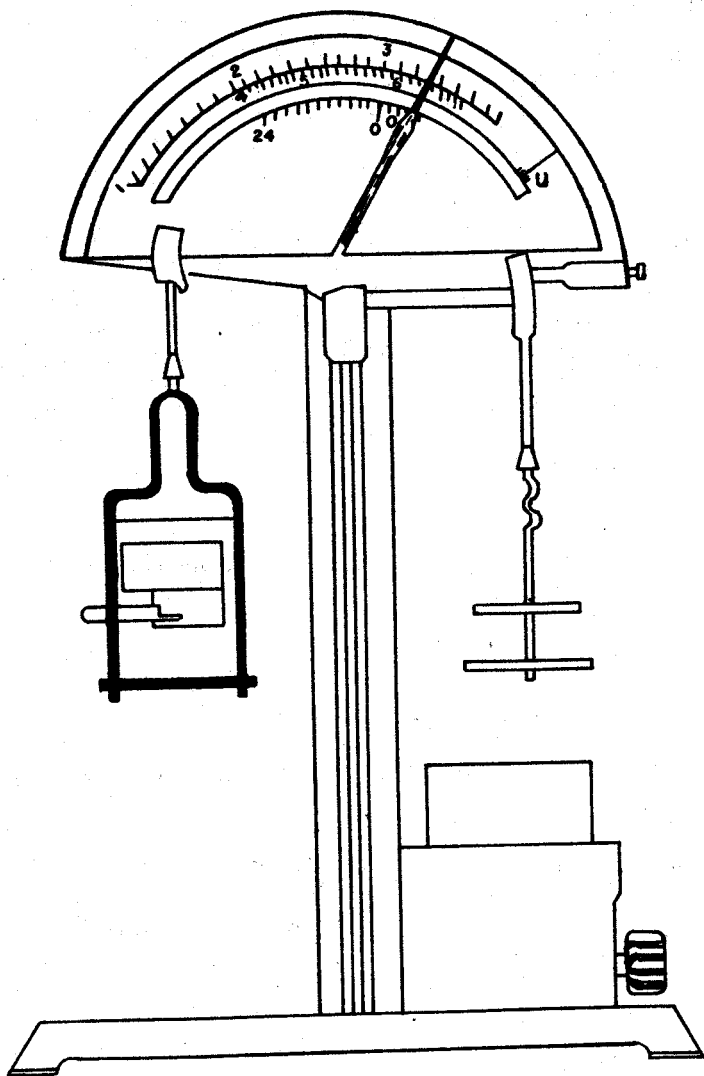


Fig. 3. Densímetro

Por último, vamos a referirnos a la determinación del peso volumétrico directamente en el macizo. Como es sabido, las rocas en el macizo contienen grietas y vacío, los cuales generalmente no se presentan en los modelos, y sobre todo, en los de pequeña dimensión. Es por esta causa que en muchos casos las pruebas de laboratorio no caracterizan de forma suficiente el peso volumétrico de las rocas.

Para el estudio del peso volumétrico de las rocas en estado natural (en el macizo), pueden ser empleados distintos métodos, entre los cuales vamos a mencionar el método radiométrico, que consiste en lo siguiente:

Se hacen pasar rayos γ a través del medio que se debe ensayar, los cuales son absorbidos por dicho medio; el grado de absorción de los rayos está en una determinada dependencia con la densidad del medio a través del cual éstos pasan.

El debilitamiento de los rayos se produce según la siguiente expresión exponencial.

$$I = I_0 e^{-\tau x}$$

donde:

I — intensidad de los rayos γ después de pasar a través del medio,

x — espesor de la capa de absorción,

τ — coeficiente lineal de absorción,

I_0 — la intensidad de los rayos γ en caso de no existir absorción.

En calidad de fuente de rayos γ se puede tomar cobalto radioactivo c_{60} . El coeficiente lineal de absorción τ se relaciona con el coeficiente de masa τ_0 por la siguiente dependencia:

$$\tau = \tau_0 \gamma$$

Se sustituye el valor de τ en la expresión inicial y obtenemos:

$$\gamma = \frac{1}{\tau_0 x} (\log I_0 - \log I)$$

El principal esquema para la determinación de γ según el método radiométrico consta de lo siguiente:

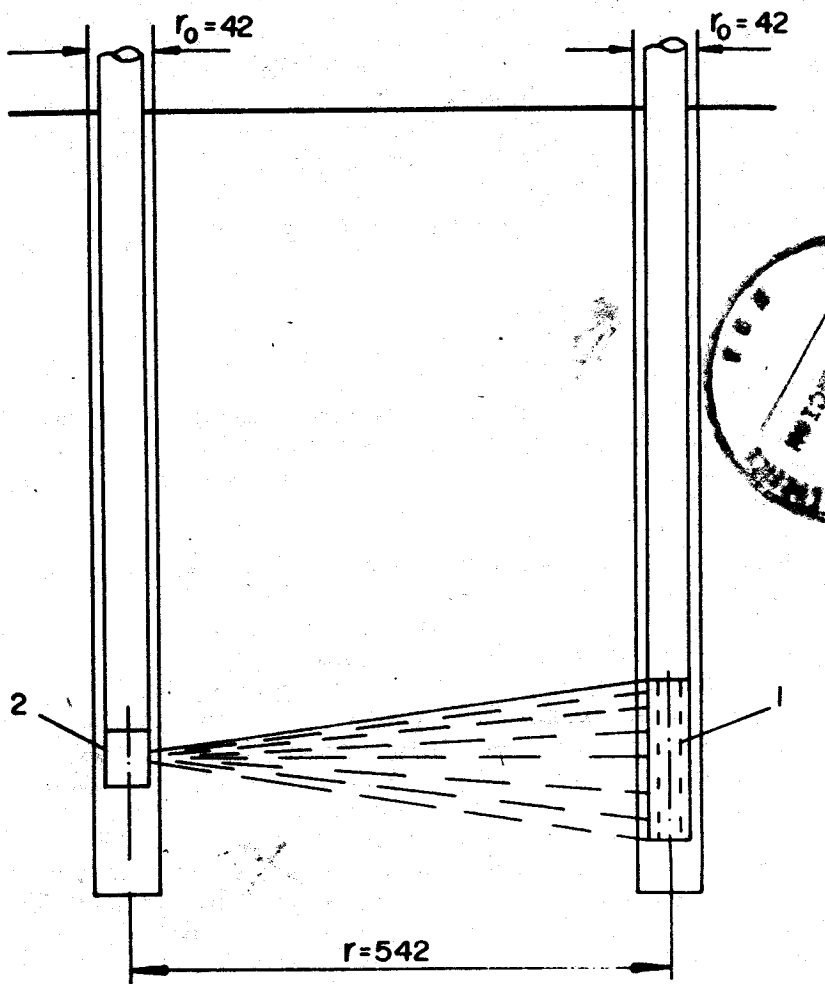


Fig. 4. Método radiométrico

- 1) contador de impulso
- 2) cobalto radiactivo

En el piso de la excavación se perforan dos barrenos estrictamente paralelos, lo cual se controla por conductores de dirección. En uno de los dos barrenos se coloca el cobalto radiactivo depositado en un recipiente metálico; en el otro barreno se coloca el contador de impulso. El centro del contador se coloca al mismo nivel que el centro del recipiente metálico, después de lo cual, se empiezan a realizar los cortes.

Los cálculos se realizan a distintos niveles, cada 10-15 cm y en cada nivel 2 o 3 veces. Entonces, según la fórmula anterior, puede ser determinada la densidad de la roca en cada nivel y después se calcula el valor medio.

La distancia entre los barrenos se recomienda sea de 50-55 cm.

Humedad

La humedad de una roca u otro cuerpo cualquiera se define como la cantidad de agua que esta roca o cuerpo contiene en sus poros, grietas y otros vacíos. La humedad se da en por ciento.

En los trabajos de laboratorio, la metodología que se sigue habitualmente para la determinación de la humedad es la siguiente:

1. Se toma un recipiente graduado con tapa, se pesa en las balanzas técnicas y se obtiene el peso (g_1).

2. Se toma una muestra de la roca que se debe ensayar, cuyo peso no sea menor de 15 g, se coloca en el recipiente graduado, y se cierra después con su tapa. Se pesa en las balanzas con una aproximación de 0,01 g y se obtiene el peso (g_2).

3. Se introduce el recipiente tapado con la muestra en una estufa, que debe tener una temperatura de 100-105 °C. El secado de las muestras debe realizarse hasta un peso constante, lo cual se establece a través de pesadas periódicas. La primera pesada se debe realizar después de 4-5 horas de colocada la muestra en la estufa y después las siguientes cada 1-2 horas hasta alcanzar el peso constante. Antes de cada pesada, el recipiente que contiene la muestra se saca de la estufa y se enfría, después se pesa, y se obtiene el peso (g_3). La diferencia de peso de las muestras antes y después de ser secadas relacionadas con el peso de la muestra después de secada, en tanto por ciento, nos da la humedad buscada.

El cálculo de la humedad se realiza con exactitud de 0,1 % por la fórmula:

$$W = \frac{g_2 - g_3}{g_3 - g_1} \times 100$$

Para cada muestra es necesario realizar dos determinaciones paralelas. La diferencia entre dichas determinaciones se permite hasta de un 2 %.

Las propiedades físicas hasta ahora estudiadas, o sea, peso específico, peso volumétrico y humedad se encuentran relacionadas por el nomograma de V. A. Priclonski, el cual nos permite, conociendo dos de ellas, determinar la otra.

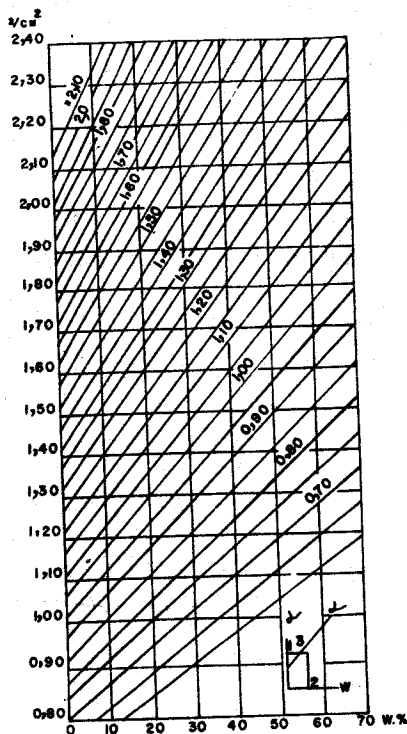


Fig. 5. Nomograma de V. A. Priclonski para el cálculo del peso específico basado en el peso volumétrico y la humedad

Porosidad

Se llama porosidad de las rocas a la relación que existe entre el volumen que ocupan sus poros y el volumen total de ellas, o sea:

$$\eta = \frac{V - V_s}{V} = \frac{V_p}{V}$$

donde:

η — porosidad,

V_p — volumen ocupado por los poros,

V — volumen de la roca,

V_s — volumen de las partes sólidas o esqueleto.

La anterior expresión también puede ser escrita de la forma siguiente:

$$\eta = \frac{\gamma_e - \gamma_v}{\gamma_e}$$

o sea, expresando la porosidad en función de los pesos específicos y volumétricos, es en esta última forma que tiene una mayor utilización para el cálculo de la porosidad de las rocas.

El valor de la porosidad puede ser dado en por ciento; en este caso, la fórmula anterior adquiere la forma siguiente:

$$\eta = \frac{\gamma_e - \gamma_v}{\gamma_e} \cdot 100 = \left(1 - \frac{\gamma_v}{\gamma_e} \right) 100$$

Basado en la porosidad, se puede obtener el coeficiente de porosidad mediante la expresión siguiente:

$$e = \frac{\eta}{1-\eta} = \frac{\gamma_e - \gamma_v}{\gamma_v} = \left(\frac{\gamma_e}{\gamma_v} - 1 \right)$$

En los trabajos de laboratorio, se determina la porosidad abierta de las rocas, para lo cual habitualmente se emplea el método de saturación que consiste en lo siguiente.

Se toma una muestra de la roca que se debe ensayar que tenga un volumen no menor de 30 cm^3 , esta muestra se coloca en una estufa a la temperatura de $100-105^\circ\text{C}$ hasta que alcance peso constante, se pesa entonces en las balanzas técnicas con una exactitud de 0,01 y se obtiene el peso (g).

Después, la muestra se suspende con un hilo y se introduce en keroseno durante 30 min o 1 hora, hasta lograr su total saturación. Luego, la muestra se pesa utilizando balanzas hidrostáticas en keroseno y se obtiene el peso (g_1).

Después de esto, la muestra se saca del keroseno, se limpia con un papel de filtro, y se pesa en las balanzas técnicas y se obtiene el peso (g_2).

En esta situación, ya podemos calcular la magnitud de la porosidad abierta con el empleo de la expresión siguiente:

$$\eta_a = \frac{g_2 - g}{g_2 - g_1}$$

donde:

η_a — porosidad abierta.

Teniendo el valor de la porosidad abierta y el de la porosidad total, es posible calcular de un modo fácil el valor de la porosidad cerrada:

$$\eta_c = \eta - \eta_a$$

η_c — porosidad cerrada.

Esponjamiento

Se llama esponjamiento de la roca, al aumento de volumen que ella sufre al ser arrancada del macizo. El esponjamiento se expresa por la relación entre el volumen que ocupa la roca después de arrancada, con respecto al volumen que ella ocupaba en el macizo, es decir, por el llamado coeficiente de esponjamiento:

$$K = \frac{V_o}{V_m}$$

donde:

K — coeficiente de esponjamiento,

V_o — volumen de la roca arrancada,

V_m — volumen de la roca en el macizo.

El esponjamiento de las rocas depende de la fortaleza de las rocas, su estructura, métodos de extracción que se utilizan, etcétera. Como claramente se deduce, el coeficiente de esponjamiento (K) siempre será mayor que 1. El coeficiente de esponjamiento nosotros podemos expresarlo en función del peso volumétrico de la roca y también en función de la porosidad.

$$K = \frac{\gamma_v^M}{\gamma_v^O}$$

y

$$K = \frac{1 - \eta_M}{1 - \eta_o}$$

donde:

- γ_v^M — peso volumétrico de la roca en el macizo,
- γ_v^O — peso volumétrico de la roca después de arrancada,
- η_M — porosidad de la roca en el macizo,
- η_o — porosidad de la roca después de arrancada.

Permeabilidad

Es la capacidad que tienen algunos cuerpos de, en un mayor o menor grado, dejar pasar el agua a través de ellos. Está establecido que en el caso de rocas con porosidad no capilar, el movimiento de agua se realiza debido a la acción de las fuerzas gravitacionales, mientras que en el caso de rocas con porosidad capilar, además de este factor, influye la fuerza de tensión superficial.

La permeabilidad de la roca está en dependencia de los llamados indicadores de permeabilidad, los cuales son: coeficiente de filtración, coeficiente de permeabilidad y absorción específica.

Para la determinación del coeficiente de filtración y el de permeabilidad, pueden ser utilizados tanto métodos directos de campo como métodos de laboratorio, en tanto que para la determinación de la absorción específica sólo pueden utilizarse métodos de campo.

* Como regla general, se puede decir que los métodos naturales de determinación del coeficiente de filtración son más precisos que los métodos de laboratorio, ya que estos últimos se fundamentan en la investigación sobre determinadas muestras tomadas del macizo, lo cual nos da una menor representabilidad que cuando usamos los métodos naturales.

Por esta razón, cuando se quiere realizar un trabajo de precisión en el laboratorio, es necesario tomar un gran número de muestras.

A continuación, vamos a enumerar algunas de las instalaciones (métodos) que se utilizan en la determinación del coeficiente de filtración y de permeabilidad:

1. Método con el equipo de J. N. Kamenski
2. Método con el equipo de J. Time
3. Método con el equipo de Y. M. Abelev
4. Método con el equipo de D. Kapetski.

Angulo de reposo natural

Se le llama ángulo de reposo natural (α) al ángulo formado por los lados de un cono de material suelto con respecto a un plano horizontal.

El valor de α es fácil de determinar, para lo cual sólo es necesario disponer de un cilindro metálico de altura 1 m y hueco en su interior; la base del cilindro debe tener 1 m². El cilindro se coloca en un plano horizontal y se echa en él material suelto hasta llenarlo, después, lentamente, el cilindro se eleva y se mide la altura del cono formado por el material al verse liberado.

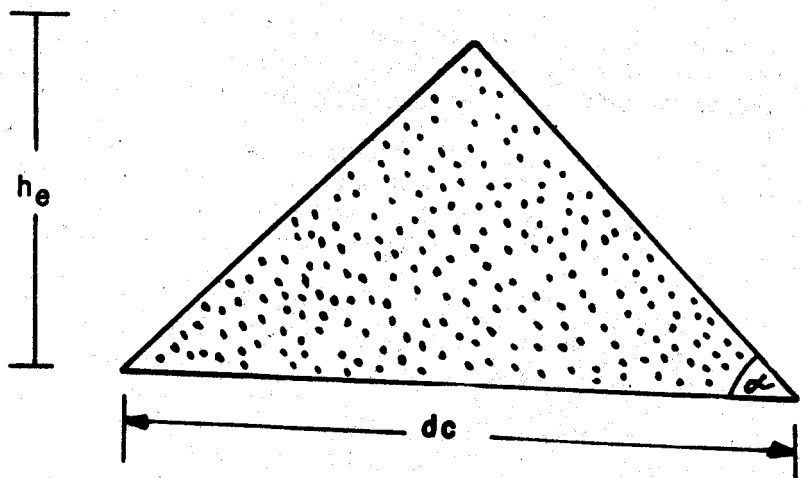


Fig. 6. Esquema para la determinación del ángulo de inclinación natural para las rocas sueltas

El volumen del cono formado puede fácilmente calcularse utilizando la fórmula:

$$V_c = \frac{1}{3} \frac{\pi d_c^2}{4} h_c$$

donde:

V_c — volumen del cono,

d_c — diámetro del cono,

h_c — altura del cono.

No es difícil ver que:

$$d_c = \frac{2h_c}{\text{Tga}}$$

donde:

α — ángulo de reposo natural.

Por lo que:

$$\text{Tga} = \frac{2h_c}{d_c}$$

y de modo aproximado podemos decir que:

$$\text{Tga} = h_c^3$$

Un valor medio del ángulo de reposo natural para algunas rocas lo ofrecemos en la Tabla No. 1

TABLA No. 1

Roca	Roca seca	Ángulo de reposo natural, grados	
		Roca húmeda	Roca mojada
Suelo vegetal	40	—	25
Suelo arcilloso	40	30	20
Arena	30	35	25
Grava	35-40	35	30
Roca firme			
destruida en pedazos			
de distintas			
dimensiones	32-45	35-48	30-40

Agrietamiento

En nuestros días, se considera demostrado que el agrietamiento percibido durante la apertura de los macizos rocosos, es el resultado de la deformación que sufrieron las rocas durante el transcurso de procesos endógenos y exógenos, los cuales se caracterizaron por ser de distinta intensidad y presentarse de una forma continua en distintas regiones del globo terráqueo.

En dependencia de la intensidad de estos procesos, de los máximos esfuerzos desarrollados, de la localización de ellos

en determinadas regiones, del tiempo de acción sin compensación de estos esfuerzos y otras causas, la ruptura de la estructura geológica en distintas regiones se manifiesta en mayor o menor grado.

Las preguntas relacionadas con la formación de las grietas, las leyes de desarrollo del agrietamiento en la corteza terrestre y la clasificación de las grietas, se estudian en geología estructural.

En los últimos años, se realiza una intensa investigación del agrietamiento de las rocas, la cual se encamina a la resolución de las más variadas tareas tanto geológicas, hidrogeológicas y mineras. Estas investigaciones se realizan en las direcciones siguientes:

1. El establecimiento de una metodología racional y general para valorar el agrietamiento en los macizos rocosos.

2. El estudio de la relación existente entre el agrietamiento y la estructura tectónica de las rocas.

3. El estudio de la relación existente entre el agrietamiento y las propiedades de resistencia de las rocas, así como con la estabilidad de las excavaciones y las construcciones mineras.

4. Creación de una única clasificación del agrietamiento.

5. Investigación de las causas del agrietamiento.

6. Desarrollo de métodos parciales de valoración del agrietamiento, los cuales permitan resolver tareas concretas.

Nosotros, el agrietamiento de las rocas lo vamos a ver desde el punto de vista del papel que éste tiene en el debilitamiento del macizo rocoso y, por ende, en la influencia que ejerce sobre la estabilidad de las excavaciones. Desde este punto de vista, vamos a analizar los métodos de evaluación del agrietamiento de las rocas.

Como ya hemos señalado, el agrietamiento, como una propiedad independiente y natural de las rocas, se estudia teniendo en cuenta distintos aspectos, es por esta causa que existe una gran gama de métodos para su evaluación. Todos éstos se pueden unir en los siguientes grupos:

1. Métodos geológicos
2. Métodos físicos
3. Métodos de resistencia
4. Métodos naturales
5. Métodos de modelación.

1. *Métodos geológicos.* Los objetivos principales de este grupo de métodos consisten en establecer una característica general del grado de destrucción del macizo rocoso y sistematizar el agrietamiento de las rocas según su génesis.

El estudio del agrietamiento por los métodos geológicos se realiza en los frentes de trabajo de las excavaciones mineras y en los espacios denudados. La observación se inicia con un reconocimiento general de la excavación y en forma particular de las grietas que posea, como resultado de lo cual se determina la génesis de las grietas. Después de esto, se realiza la división del macizo en zonas de distintos grados de agrietamiento. En dichas zonas se toman áreas estándares y se realiza la valoración cuantitativa.

Para cada tipo de grieta según su génesis se establecen las características siguientes:

1. Elementos de yacencia
2. Extensión
3. Abertura
4. Relieve de su superficie.

2. *Métodos físicos.* Entre los métodos físicos conocidos, los que han recibido una mayor difusión son los métodos geofísicos, los cuales permiten determinar la existencia de las grietas que no eran accesibles por la simple observación y establecer en ellas la relación existente entre el grado de destrucción de la roca y la velocidad de paso de las ondas elásticas a través de la roca, además de explicar las características de la estructura de los pedazos de macizos y caracterizarlos cualitativamente.

Los métodos geofísicos son muy efectivos en el caso de ser empleados en combinación con los métodos geológicos, pero además tienen valor individual, especialmente en aquellos casos en que los métodos geológicos y otros, para determinar las características en el macizo, no son posibles de aplicar.

3. *Método de resistencia.* Este método se basa en la valoración del agrietamiento de las rocas según los valores de los índices de resistencia. Uno de los primeros trabajos realizados en esta dirección lo fue el de Protodiaconov, en el cual fue propuesto el método que posteriormente fue llamado de trituration. Posterior a Protodiaconov, Posin propuso evaluar el

agrietamiento de las rocas y el carbón por el método del lanzamiento, repetidas veces, de pedazos del material ensayado en una losa metálica. Supuso que la pérdida de peso del pedazo lanzado repetidamente tenía lugar debido a la presencia de grietas en él. Evaluó el agrietamiento de las rocas según el término R .

$$R = \frac{H}{n \left(1 - \sqrt{\frac{G_f}{G_i}} \right)}$$

donde:

G_f y G_i — peso final e inicial del pedazo de material,

n — número de veces que se lanza la muestra,

H — altura del lanzamiento.

Otra forma de evaluación del agrietamiento es la propuesta por B. Posilny, quien propone utilizar para el análisis del agrietamiento del carbón y rocas blandas, el método de un solo golpe. Se coloca la muestra en una especie de torreta y se somete al golpe provocado por una carga al caer, aquí debe ser determinada la nueva superficie formada debido al trabajo de destrucción. Los parámetros del ensayo son los siguientes: peso de la carga, kg ; diámetro del fundamento, 70 mm ; altura del lanzamiento, $0,3 \div 1,0\text{ m}$; por el golpe se dispersa el material triturado, en fracciones, en un tamiz con agujeros cuadrados de $3,0$; $2,5$; $1,6$; $1,0$; $0,85$; $0,63$; $0,50$ y $0,25\text{ mm}$.

El trabajo específico de destrucción se determina por la siguiente expresión:

$$A_e = \frac{A}{S - S_0}$$

donde:

A — trabajo de golpe,

S — superficie del material desmenuzado,

S₀ — superficie del material antes de ensayar.

El agrietamiento también se puede caracterizar por el coeficiente de agrietamiento, el cual relaciona la diferencia entre el gasto de energía que se consume en la destrucción de un material no agrietado y un material agrietado con respecto al gasto para un material no agrietado. Este método se considera parcial con respecto a otros métodos más generales.

4. *Métodos naturales.* Generalmente, estos métodos se utilizan directamente en lugares donde tiene lugar un proceso tecnológico dado, con la utilización de estos métodos es posible obtener datos sobre la valoración del agrietamiento del macizo, que pueden ser utilizados en otros procesos con condiciones iguales. Existen distintas vías de determinación en este método, algunas de las cuales vamos a mencionar a continuación:

a) Determinación del agrietamiento en el macizo rocoso según la velocidad de disminución de la presión de aire comprimido.

Este método da posibilidad de establecer la dimensión y la zona de agrietamiento de la roca alrededor de la excavación. La investigación se realiza con ayuda de un instrumento que consta de un acumulador de aire comprimido, el cual se construye herméticamente, conductores de aire, mangueras, manómetros y otros.

En las paredes de la excavación, se perforan barrenos de diámetro de 42 mm. y longitud de $1,5 \div 4$ m. En el barreno se introduce la instalación hermética, la cual se une a los tubos de conducción mediante un tubo de empalme. Colocando la construcción hermética a distintas distancias del frente del barreno e inyectando aire comprimido en el barreno, se determina la velocidad promedio de caída en la presión del aire para el tramo dado del barreno, y relacionando la velocidad promedio de caída de la presión con la longitud del espacio analizado, obtenemos la velocidad promedio lineal de caída de la presión.

El agrietamiento en el tramo ensayado de la excavación se caracteriza por las isolíneas. El método da las características totales del agrietamiento, condicionando en forma esencial la

variación del estado de equilibrio y la redistribución de la presión como resultado de la afectación artificial del macizo.

b) Inyección de agua bajo presión en el macizo agrietado.

Este método se puede emplear según distintas variantes, la más difundida de las cuales es la que exponemos a continuación: A una cierta distancia del tramo desnudado, se perfora un barreno en el cual se inyecta agua a presión; el agrietamiento de la roca se valora basado en el tiempo de aparición del agua en las paredes desnudadas.

Existen otros criterios de evaluación, los cuales generalmente son cualitativos y no dan una severa caracterización cuantitativa del agrietamiento.

5. *Método de modelación.* En nuestros días, la modelación ha adquirido una gran importancia y desempeña un gran papel en el campo de los trabajos de investigación. La modelación nos permite conocer los aspectos cuantitativos y cualitativos de fenómenos idénticos por su naturaleza, los cuales por otras vías de investigación resultaría extremadamente complejo realizar su análisis.

Los trabajos de investigación basados en la modelación descansan en la teoría de la similitud.

En la minería han adquirido una gran difusión fundamentalmente los métodos físicos de modelación, los cuales, como es de todos conocido, se caracterizan por reflejar de una forma u otra y en un mayor o menor grado en el modelo, la naturaleza física del fenómeno estudiado, para lo que es necesario tener en cuenta los criterios de semejanza.

En calidad de material para los modelos, se utilizan mezclas de arena-parafina y arena-yeso y otros que en la práctica de modelación reciben el nombre de materiales equivalentes. (Conjuntamente con esto frecuentemente se emplea la modelación estructural.)

Para poder realizar una evaluación cualitativa del agrietamiento para cada modelo es necesario calcular los siguientes parámetros:

1. Módulo de agrietamiento — M_a
2. Agrietamiento específico — P_a
3. Coeficiente de agrietamiento — K_a

Resumiendo todo lo anteriormente expresado, podemos señalar que un estudio y evaluación del agrietamiento del macizo sólo es posible realizarlo mediante una investigación compleja de las rocas del mismo.

I. Coeficiente y ángulo de fricción interna

El coeficiente de fricción, como es de todos conocido, se encuentra relacionado con el ángulo de fricción por la siguiente relación.

$$f_0 = \operatorname{tg} \varphi$$

donde:

f_0 — coeficiente de fricción interna,

φ — ángulo de fricción interna.

El coeficiente de fricción interna, f_0 , va a depender del valor de la tensión normal σ_n .

Se distingue el coeficiente de fricción interna en reposo y el coeficiente de fricción interna en movimiento.

La magnitud del coeficiente de fricción en reposo generalmente se determina con ayuda del tribómetro, esta instalación se caracteriza por su simplicidad, ya que consta de un plano deslizante, que puede encontrarse desde una posición horizontal a una posición vertical, o lo que es igual, el ángulo de inclinación variará de $0 \div 90^\circ$. La superficie de deslizamiento del tribómetro se prepara, de ser posible, del material con el que se desea saber el coeficiente de fricción interna de las rocas al interactuar con él.

Las muestras de rocas se colocan sobre el plano de deslizamiento que inicialmente está situado horizontalmente; después y de forma gradual, el plano se va elevando hasta que llegue el momento en que comienza el deslizamiento de la muestra. El ángulo del plano inclinado con respecto al horizontal producido en ese momento, será el ángulo de fricción interna y se lee directamente en la escala del tribómetro.

Para la determinación del coeficiente de fricción en movimiento existen varios métodos, entre los cuales podemos mencionar el de L. I. Baron.

En la práctica, el ángulo de fricción interna ρ , para el caso de rocas no ligadas, puede ser determinado por la siguiente expresión:

$$\tan \rho = \frac{\tau_2 - \tau_1}{\sigma_2 - \sigma_1}$$

Los valores de σ y τ se determinan de forma experimental.

Como es sabido, el ángulo de fricción interna es un parámetro muy importante ya que de él depende, en las rocas no ligadas o sueltas, el límite de resistencia al cortante.

$$\tau_c = \tau_1 + f_0 \sigma_n$$

donde:

τ_1 — resistencia al cortante, dependiente de la fuerza de fricción.

Para el caso de materiales (rocas) de cohesión muy baja se tiene que

$$\tau_c = f_0 \sigma_n$$

y

$$f_0 = \frac{\sigma_n}{\tau_c}$$

Por último, señalaremos que el ángulo de fricción interna (ρ) depende de la humedad y la granulometría de la roca.

Clases de rocas según el carácter de su enlace

- Rocas firmes y semifirmes

Como rocas firmes podemos mencionar a las rocas ígneas, las metamórficas y las sedimentarias más resistentes, las cuales poseen un enlace estructural elástico (de cristalización o amorfo) entre sus partículas componentes, en tanto que las

rocas semifirmes son aquellas que además del enlace elástico, poseen un enlace plástico, como es el caso de los esquistos arcillosos, las margas y otros.

La deformación en estos tipos de rocas es acompañada por la destrucción y por la pérdida del enlace entre las partículas componentes, el cual posteriormente no se vuelve a restablecer.

Las rocas de este grupo prácticamente son incomprensibles y sólo permeables cuando en ellas existen poros y grietas.

Desde el punto de vista que nos interesa, o sea, para la ejecución y fortificación de las excavaciones mineras, las propiedades más importantes que se deben examinar son la resistencia y la tesura de las rocas.

Por tesura de las rocas habitualmente se entiende la disminución de su resistencia en el transcurso del tiempo a causa de las propiedades reológicas, la erosión, la disolubilidad de algunos minerales y otros.

La consistencia específica de las rocas puede ser caracterizadas por el denominado coeficiente de tesura k_T , el cual nos muestra la disminución de la resistencia temporal a la compresión en un determinado intervalo de tiempo después del denudamiento de la excavación.

O sea:

$$k_T = \frac{\sigma_0 - \sigma_0'}{\sigma_0'}$$

donde:

σ_0 — límite de resistencia a la compresión de la roca inmediatamente después de su denudamiento, kg/cm^2 ,

σ_0' — límite de resistencia a la compresión de la roca al cabo de un intervalo de tiempo dado, kg/cm^2 .

En los trabajos mineros subterráneos, la característica de tesura de las rocas es particularmente fundamental en los casos de ejecución de excavaciones que no se fortifiquen o en los casos en que se fortifiquen pero sin aislar las rocas laterales del ambiente de la mina y de la filtración del agua.

Por resistencia de las rocas se entiende la propiedad que poseen de poder asimilar sin destruirse, dentro de determinados límites y para determinadas condiciones, la acción de fuerzas externas.

La resistencia de las rocas firmes y semifirmes se caracteriza por los límites de resistencia a la compresión, tracción, corte y flexión, que se expresan en kg/cm^2 o t/m^2 .

La mayor resistencia la poseen las rocas cristalinas, formadas por granos finos y uniformes con poca porosidad (basaltos, cuarzo, etcétera) en estado poco erosionado.

En las rocas multiminerales eruptivas y en algunas metamórficas, los diferentes minerales que constituyen las rocas están directamente ligados entre sí por la fuerza de cohesión, siendo la fuerza de estos enlaces habitualmente mayor que la resistencia de los propios minerales.

El macizo de rocas firmes y semifirmes posee superficies interiores de debilitamiento (estratificación, esquistocidad, etcétera), además de grietas, por esta razón la resistencia de la roca en el macizo es menor que la de las muestras.

Si las superficies de debilitamiento se orientan en una determinada dirección, entonces las rocas en el macizo van a poseer propiedades mecánicas anisotrópicas, en tanto que si la superficie de debilitamiento no se orienta, o sea, se dispone en cualquier orden, las rocas van a poseer iguales características mecánicas en todas las direcciones y se acercarán a las características de los cuerpos isotrópicos.

Una característica de las rocas de ese tipo es el no poseer un valor constante del módulo de elasticidad, que va a variar según la magnitud de la presión a la cual se realiza la investigación.

Estas rocas pueden encontrarse en estado elástico, en estado plástico y en estado elástico-plástico; se considera en la actualidad este último como el más representativo.

En dependencia del carácter de aplicación de las cargas, las rocas pueden romperse como un cuerpo frágil o como uno plástico.

La resolución de una serie de tareas ligadas con la aparición de la presión minera, exige el conocimiento de las propiedades reológicas de las rocas, o sea, las propiedades que caracterizan su capacidad de deformación con el transcurso del tiempo.

En el campo de la deformación elástica para las rocas firmes y semifirmes, es característica la acción de la influencia elás-

tica, la cual consiste en la variación con el tiempo de la deformación. Esto se explica por lo siguiente: después de eliminada la carga, la tensión en los granos elásticos deformados desaparece instantáneamente, mientras que en los granos en los cuales el límite de elasticidad fue sobrepasado, esto se produce gradualmente.

Esta influencia, en dependencia de las condiciones, puede ser también plástica o elástico-plástica.

Rocas ligadas

Las rocas ligadas son multiminerales y, en lo fundamental, se componen de partículas arcillosas (diámetro menor de 0,001 mm) y de limo (diámetro 0,01-0,001 mm) en las cuales los poros están llenos de agua y gases.

La ligazón en las rocas arcillosas se determina por las propiedades del agua, y las propiedades coloidales del medio finamente disperso, lo que condiciona la interacción de las fuerzas eléctricas y moleculares entre las fases sólidas y líquidas. Debido a la tensión superficial, las moléculas de agua que rodean las partículas minerales de las rocas arcillosas húmedas se encuentran firmemente ligadas a dicha superficie. Estas moléculas forman el agua absorbida, cuyas distintas capas a su vez unen las moléculas de agua que forman el agua absorbida por afinidad.

Tanto el agua fuertemente ligada, como el agua débilmente ligada, forman el agua de constitución. Generalmente, durante el estudio de las propiedades de las rocas arcillosas, por agua de constitución se entiende esencialmente el agua débilmente ligada.

El agua de constitución privada de movilidad recubre los poros pequeños y reduce los poros más amplios.

Esta última circunstancia conduce a la disminución de la permeabilidad de estas rocas. La disminución de la permeabilidad en las rocas arcillosas se produce también debido a la presencia en los poros de burbujas de gases.

En caso de poseer las rocas ligadas solamente el agua de constitución fuertemente ligada, ella adquiere las propiedades de las rocas semifirmes. Para las rocas ligadas es correcta la expresión:

$$\tau = c + \sigma_n \operatorname{tg} \varphi = c + \sigma_n f_0$$

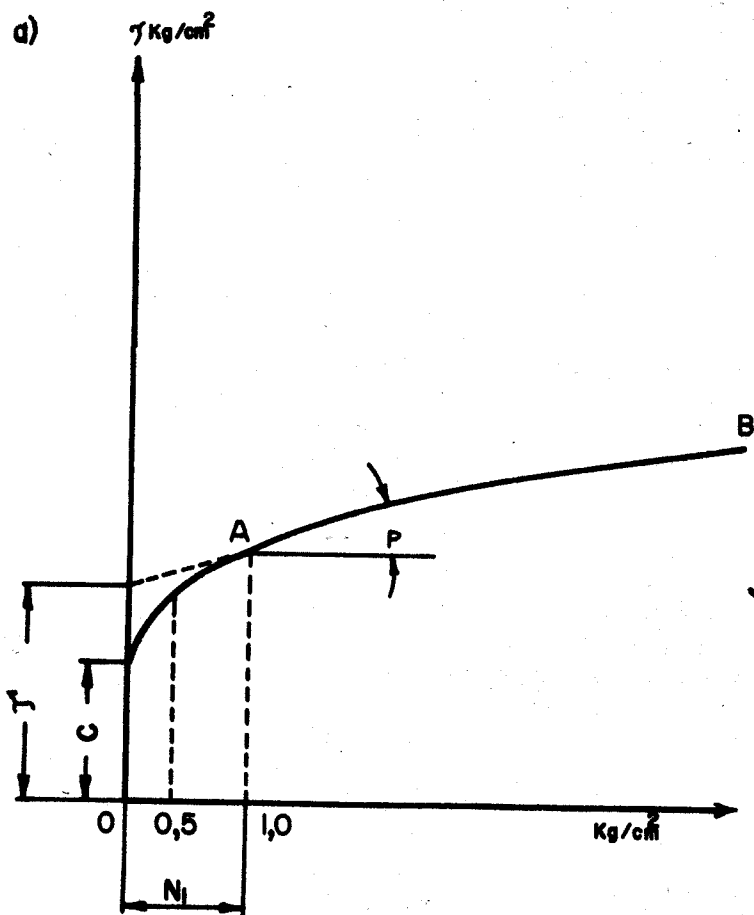
donde:

c — fuerza de cohesión entre las partículas de roca,

φ — ángulo de fricción interna,

f_0 — coeficiente de fricción interna.

Los ensayos realizados demuestran que la dependencia entre τ y σ_n para las rocas ligadas puede ser expresada por la siguiente curva.



b)

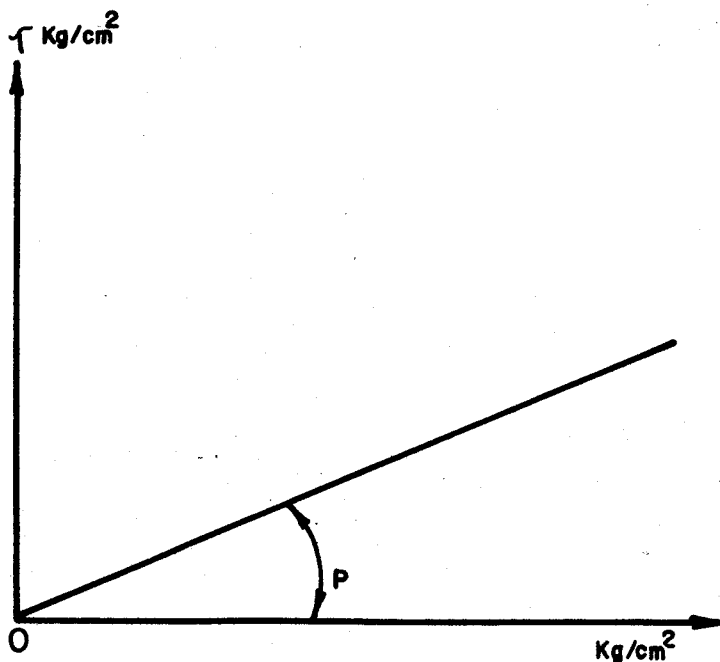


Fig. 7. Diagrama de dependencia entre la fuerza tangencial y la presión normal

- a) rocas ligadas
- b) rocas sueltas

Propiedades particulares poseen las rocas arcillosas que contienen en sus poros agua libre. Según los ensayos, se ha establecido que la plasticidad de la arcilla depende principalmente del grado de dispersión, de la forma y de la elasticidad de las partículas constituyentes.

En construcción, a la hora de elegir subcimientos naturales en terrenos arcillosos, es necesario entrar a determinar el llamado coeficiente de consistencia (B).

$$B = \frac{W_n - W_p}{\theta}$$

donde:

W_n — humedad natural de la arcilla,

W_p — humedad correspondiente al límite de plasticidad,

θ — número de plasticidad.

Por número de plasticidad se entiende la humedad que corresponde a la diferencia entre los límites de fluidez W_f y límite de plasticidad W_p , o sea:

$$\theta = W_f - W_p$$

La arcilla, en dependencia de su contenido de agua, puede ser fluida, plástica o sólida.

Si B es menor que cero, entonces la arcilla va a encontrarse en estado sólido y si B es mayor que 1, va a estar en estado fluido. El valor medio, o sea, $0 < B < 1$, caracteriza al estado plástico de la arcilla.

Rocas desligadas

A diferencia de las rocas ligadas, en las cuales existía una gran cohesión entre las partículas, en las rocas desligadas esto no se observa, sino que este tipo de roca se caracteriza por la acumulación de partículas minerales entre las cuales la fuerza de cohesión es muy pequeña. Este tipo de roca conserva su forma debido al peso de las partículas componentes y a la fuerza de fricción entre dichas partículas.

En el estado de reposo natural, el material no ligado, por ejemplo, la arena, toma forma de cono. Este cono forma con el plano horizontal un ángulo α , el cual no excede del valor de α al que, como ya vimos, se le llama ángulo de reposo natural.

La magnitud del ángulo de reposo natural α determina el equilibrio límite de las partículas del material no ligado en su superficie. En el estado límite de equilibrio, la componente tangencial del peso del material no ligado será:

$$\tau = G \operatorname{sen} \alpha$$

la cual se iguala a la fuerza de fricción:

$$N = f_1 G \cos \alpha$$

Por lo que podemos escribir que:

$$G \sin \alpha = f_1 G \cos \alpha$$

y

$$f_1 = \tan \alpha$$

donde:

F_1 — coeficiente de fricción al deslizamiento.

Para el momento de equilibrio límite, el coeficiente de fricción al deslizamiento f_1 se identifica con el coeficiente de fricción interna f_0 , y el ángulo de reposo natural α se equipara con el ángulo de fricción interna φ . Es necesario señalar que lo anteriormente expuesto no es exacto, ya que el ángulo α para un estado dado del material no ligado es constante, en tanto que el ángulo φ va a depender de la magnitud de la presión normal.

Para el equilibrio debe observarse la siguiente condición $\tau < f_0 \sigma_n$ para todas las proporciones posibles del plano de corte. La magnitud de la tensión crítica al corte se determina por la siguiente fórmula:

$$\tau = \tau_1 + f_0 \sigma_n$$

donde:

τ_1 — resistencia al corte debida a la cohesión,

$f_0 \sigma_n$ — resistencia al corte debido a la fricción.

Como ya dijimos anteriormente, en este tipo de roca la cohesión es muy pequeña y en muchos casos se puede considerar nula, entonces tendremos:

$$\tau = f_0 \sigma_n$$

$$f_0 = \frac{\sigma_n}{\tau}$$

La magnitud del ángulo, como ya mencionamos, depende principalmente del contenido de agua del material no ligado y de la composición granulométrica de dicha roca. Así tenemos que el ángulo de fricción interna para las rocas secas es mayor que para las húmedas, y que con el aumento de las dimensiones de las partículas constituyentes, el valor de φ crece.

Bajo la acción, sobre las rocas no ligadas, de una fuerza vertical P_v , ella tiende a desplazarse hacia los lados. Esto aparece como forma de una presión lateral, la cual habitualmente se llama empuje lateral.

La teoría de la presión de los suelos sobre la pared de apoyo da la siguiente condición entre la presión vertical y el empuje lateral.

$$P_L = P_v Tq^2 \left(\frac{90^\circ - \varphi}{2} \right)$$

donde:

P_v — presión vertical,

P_L — presión horizontal,

y $tq^2 \left(\frac{90^\circ - \varphi}{2} \right) = \tau$ coeficiente de presión lateral para

las rocas no ligadas.

Sobre esto, más adelante haremos una análisis más profundo cuando estudiemos el estado tensional de los suelos no ligados.

Rocas movedizas

Las rocas movedizas son aquellas que están formadas por una fase sólida y otra líquida y poseen la propiedad de movimiento. La fase sólida de las rocas movedizas la forman pedazos muy finos de arena (partículas de 0,2-01 mm) y partículas arcillosas (dimensiones 0,01-0,001), mientras que la fase líquida

la forma el agua, la cual contiene partículas pequenísimas, menores de 0,005 mm, las cuales no pueden precipitar debido a su poco peso. Las partículas en suspensión que rodean las partículas de agua de combinación aumentan la densidad y el peso de la fase líquida.

La movilidad de las rocas movedizas produce el empuje del agua, lo cual hace posible el movimiento de la fase líquida. Con la correspondiente magnitud del empuje del agua, producida por las causas ya vistas y las presiones dinámicas, que surgen como resultado de la acción de la fase líquida sobre la sólida, la estabilidad general del sistema se rompe.

Los terrenos movedizos se pueden dividir en 2 grupos: no desecables (terrenos movedizos típicos) y desecables.

Los primeros contienen partículas arcillosas y coloidales además de agua combinada, en tanto que los segundos se forman por la mezcla de arenas homogéneas sin partículas arcillosas y es por esto que fácilmente se pueden secar.

Según los experimentos realizados, se ha establecido que los terrenos movedizos típicos, o sea, los no secables, poseen las llamadas propiedades tixotrópicas, o sea, tienen la capacidad de diluirse bajo la acción de acciones mecánicas y pasan de un estado gelatinoso a sales y suspensiones. Es por esto que los terrenos movedizos bajo la acción súbita de las acciones dinámicas que aparecen con la transformación tixotrópica se transforman rápidamente en estados fluidos.

Durante la ejecución de los trabajos mineros, y la extracción de minerales, la presencia de este tipo de roca produce grandes dificultades y generalmente, por no decir siempre, es necesario emplear métodos especiales de laboreo.

Dependencia de las propiedades físico-mecánicas de las rocas de sus condiciones de yacencia

Las propiedades físico-mecánicas para una misma roca no son constantes, sino que van a depender de las condiciones de yacencia y su historia geológica.

Los principales factores que determinan las propiedades físico-mecánicas de las rocas son: profundidad de yacencia, la tectónica de la región, edad geológica de la roca, erosión, la presencia de agua y su régimen.

La profundidad de yacencia es la que determina la magnitud de la presión sobre la roca en cuestión en el macizo rocoso

y en una gran medida condiciona su estado: paso al estado plástico de las arcillas y de otras rocas parecidas, una aparición más brusca de la presión minera por los lados y el piso de la excavación en casos de rocas firmes y semifirmes, el aumento de la densidad de las rocas no ligadas, lo que trae como consecuencia el aumento del valor del ángulo de fricción interna, aumento del empuje del agua.

En condiciones normales, las rocas, que se encuentran bajo la acción de las capas que yacen sobre ella, experimentan como regla solamente tensiones a compresión. Como resultado de procesos tectónicos pueden surgir tensiones a tracción, las cuales sobrepasen el límite de resistencia de las rocas produciendo su deformación y la formación de grietas, lo cual trae consigo la disminución de su resistencia.

La disposición y dimensiones de las grietas no solamente pueden producir el aumento de la presión vertical y lateral, sino también provocar desprendimientos, sobre todo cuando las grietas se encuentren llenas de arcilla o rocas arcillosas.

Las grietas provocadas por efectos tectónicos son muy buenas conductoras del agua. El agua que llega a los planos de estratificación condiciona el deslizamiento de las rocas produciéndose a causa de esto un aumento de la presión.

La erosión como resultado de la acción de la atmósfera minera y de las aguas subterráneas se manifiesta más intensamente cercana a la superficie, esto se debe a que el agua subterránea varía su nivel de acuerdo con la época del año. Es por esta razón que las rocas cercanas a la superficie tienen siempre una menor resistencia y son menos estables que las rocas situadas a una mayor profundidad.

Resistencia de las rocas. Métodos para su determinación

Se entiende por resistencia de las rocas a la propiedad que poseen de asimilar dentro de determinados límites la acción de fuerzas exteriores sin destruirse. Generalmente, para el caso estudiado, o sea, para las rocas, es muy empleado el término fortaleza de las rocas, que es la capacidad que ellas poseen de resistir la acción de esfuerzos exteriores, como son: la perforación, la explosión, el arranque y otros.

No se debe confundir el término resistencia de las rocas con el término dureza de las rocas, ya que este último representa la oposición que presentan las rocas a ser penetradas por un instrumento u objeto cualquiera.

La naturaleza de la resistencia de las rocas se caracteriza por ser de una gran complejidad, sus características y magnitudes pueden variar en grandes límites, en dependencia de una serie de factores, entre los que podemos mencionar: 1. tamaño de los granos componentes; 2. tipo y composición del cemento mineral; 3. porosidad; 4. humedad; 5. agrietamiento; 6 carácter de yacencia y 7. tamaño y forma de las muestras ensayadas.

La resistencia de las rocas vamos a expresarla y a evaluarla utilizando los llamados índices de resistencia de las rocas, entre los cuales los principales son: 1. resistencia de las rocas a la compresión (R_c); 2. resistencia de las rocas a la tracción (R_t); 3. resistencia de las rocas a la flexión (R_f) y 4. resistencia de las rocas al corte o cizallamiento (τ_c).

Es conocido que la resistencia de las rocas a compresión es relativamente alta, mientras que la resistencia a tracción, flexión y cizallamiento es comparativamente pequeña.

Según datos experimentales se pueden establecer las siguientes expresiones:

$$R_c \approx (10 \div 30) R_t$$

y también se puede escribir la siguiente expresión que tiene un carácter aproximado:

$$\tau_c \approx \sqrt{\frac{R_c R_t}{3}}$$

Por último, creemos necesario añadir que la resistencia de las rocas en un estado triaxial es mayor que la resistencia de la roca en un estado biaxial y ésta a su vez mayor que la de un estado axial.

Por ejemplo, podemos decir que para rocas ensayadas a compresión tenemos la siguiente relación:

$$R_c'' \approx (1.5 \div 2.5) R_c'$$

donde:

R_c'' — resistencia a la compresión en estado biaxial,

R_c' — resistencia a la compresión en un estado axial.

y que

$$R_{c'''} \approx 8R_{c'}$$

donde:

$R_{c'''}$, $R_{c''}$ y $R_{c'}$ — resistencia a la compresión en estados triaxiales, biaxiales y axiales respectivamente.

Las rocas en la mayoría de los casos de los trabajos de laboratorio para la determinación de los índices de resistencia, se ensayan con cargas estáticas en estados axiales, y se determinan sus distintos límites de resistencia instantáneas, o sea, para un tiempo corto de aplicación de las cargas. Como es conocido, generalmente los límites de resistencia instantáneos son mayores que los límites de resistencia de la misma roca pero para cargas aplicadas durante un largo tiempo, o sea:

$$R_c > R_{\infty}$$

donde:

R_c — límite de resistencia para una carga instantánea, kg/cm^2 ,

R_{∞} — límite de resistencia para una carga aplicada un largo tiempo, kg/cm^2 .

Como ya mencionamos, la resistencia de las rocas viene expresada por los llamados índices de resistencia, los cuales pueden ser determinados tanto en trabajos de laboratorio como en mediciones naturales, o sea, *in situ*. A continuación, pasamos a analizar uno y otro método.

Determinación de los índices de resistencia en trabajos de laboratorio

Resistencia a la compresión

Generalmente, el límite de resistencia a compresión de las rocas (R_c) se determina para un estado uniaxial, o sea, some-

tiendo las muestras de rocas a cargas uniaxiales, aunque en caso de que el carácter de la investigación lo requiera, la determinación debe hacerse en un estado triaxial. Esto se debe a que, como es sabido, la determinación de la resistencia a compresión en un estado uniaxial es mucho más simple que la determinación de la resistencia a compresión en un estado triaxial, pero es mucho menos precisa, lo cual es debido a que generalmente las rocas que rodean la excavación se encuentran en un estado triaxial, por lo que un análisis de las muestras en este estado nos da resultados mucho más precisos.

En primer término vamos a analizar los distintos métodos empleados en el laboratorio para la determinación del límite de resistencia a compresión en estado uniaxial, o sea, R_c .

De acuerdo con las normas internacionales establecidas al respecto, las muestras que van a ser sometidas a este ensayo deben tener forma cilíndrica con una relación entre altura y diámetro igual a la unidad. Según las normas, se recomiendan muestras de h y d igual a 42 mm, que permiten variaciones entre los límites de 40-45 mm y diferencias entre altura y diámetro de hasta un 5 %. También se permite utilizar formas cúbicas de $5 \times 5 \times 5 \text{ cm}^3$.

Durante la preparación de las muestras, es necesario prestar una particular atención al pulido de las superficies de trabajo, así como a su paralelismo, ya que esto influye en la distribución correcta y uniforme de las cargas.

La cantidad de ensayos que se recomienda hacer de cada muestra (según las normas) para la determinación de R_c , debe ser siempre mayor o igual que 3, y se da después como resultado el valor medio. Después de colocada la muestra, ya preparada en los platos de la prensa, a ésta se le empieza a dar carga y se debe aumentar la presión con una velocidad de $5\text{-}10 \text{ kg/m}^2$ por segundo. El cálculo de R_c se realiza con una exactitud de hasta 10 kg/m^2 .

El límite de resistencia a la compresión en este caso se determina por la fórmula:

$$R_c = \frac{P_{\max}}{F_0}$$

donde:

$P_{\max}$ — carga máxima sobre la muestra en el momento de su destrucción,

F₀ — área transversal inicial de la muestra.

En el caso del ensayo haberse realizado con una muestra cuya relación $h/d \neq 1$, se recomienda para el cálculo de R'_c la siguiente fórmula:

$$R'_c = \frac{9 R_c}{7 + 2 \frac{d}{h}} = \frac{9 P_{\max}}{\left(7 + 2 \frac{d}{h}\right) F_0}$$

donde:

R_c — resistencia de la roca cuando la muestra tiene una relación h/d igual a 1,

h — altura de la muestra,

d — diámetro de la muestra,

R'_c — resistencia de la roca cuando la muestra tiene una relación h/d distinta de 1.

Otro método de determinación de la resistencia de las rocas a la compresión, en un estado uniaxial, utilizado muy frecuentemente, es el propuesto por Kusnetsov en el año 1960, nos referimos al método conocido como el de los punzones axiales.

En este caso, la muestra de roca que se vaya a ensayar debe ser preparada en forma de discos de diámetro entre 30-100 mm, en tanto que el espesor de estos discos oscila entre 8-12 mm. Las muestras deben ser colocadas para su ensayo entre dos punzones cuyos diámetros deben ser iguales al espesor de la muestra.

Se recomienda utilizar para el ensayo con rocas débiles, punzones con un área de 1 cm^2 , en tanto que para el ensayo con rocas de una mayor fortaleza, punzones con una sección de $0,5 \text{ cm}^2$.

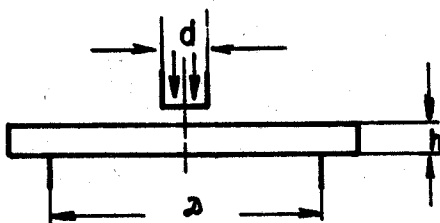
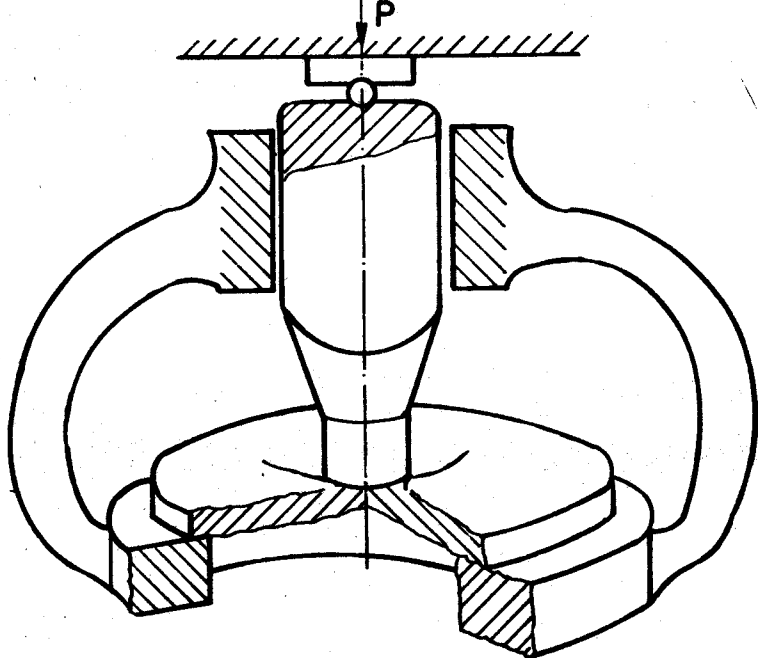


Fig. 8. Ensayo de la roca a compresión por el método de los punzones axiales

Según este método, la resistencia a la compresión se determina por la fórmula siguiente:

$$R_c = \frac{P}{F_{\text{cálculo}}}$$

donde:

P — carga aplicada en el momento en que la muestra se destruye, *kg*,

F_{calc.} — área de cálculo de la sección de la muestra, que depende de la relación D/d , o sea, de la relación entre el diámetro de la muestra y el de los punzones.

Generalmente **F_{calc.}** se calcula a partir de gráficos que existen al respecto.

Los métodos hasta ahora examinados para la determinación de la resistencia a la compresión en un estado uniaxial se realizan con muestras de formas regulares, los cuales presentan sus ventajas en cuanto a la exactitud en el trabajo, pero como es fácil comprender, su aplicación requiere dedicar un gran tiempo a la preparación de las muestras. Además de esto, hay muchos casos en que las rocas por sus características propias son muy difíciles de preparar, o sea, de darles una forma geométrica definida. Es por estas razones, que en los últimos años han estado recibiendo una gran difusión los métodos de determinación de los índices de resistencia, utilizando muestras semirregulares e irregulares.

En primer término, vamos a ver brevemente el método de ensayo a la compresión utilizando muestras semirregulares. Este método, como ya mencionamos, es menos exacto que los vistos anteriormente y se utiliza generalmente cuando la roca presenta grietas, planos de exfoliación u otros debilitamientos estructurales, o cuando la cantidad de rocas que se debe ensayar es muy pequeña y se hace muy difícil la preparación de muestras regulares.

El método consiste en la destrucción de las muestras en la prensa, las cuales se preparan puliendo solamente dos caras paralelas sobre las cuales van a actuar los platos de la prensa, mientras permanecen las otras caras de la muestra tal como se obtuvieron del testigo o del monolito de roca. Para el ensayo, se deben tomar muestras con una relación entre la dimensión mayor con respecto a la dimensión menor, nunca mayor que 3. La dimensión mínima de la muestra no debe ser menor que 20 mm, mientras que la mayor no debe exceder de 200 mm.

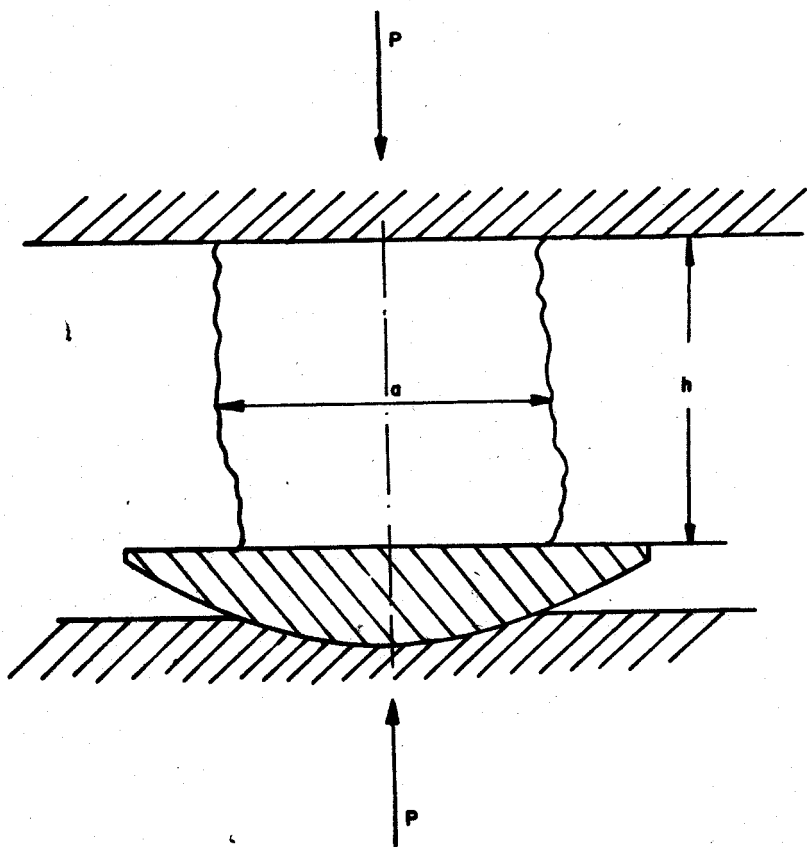


Fig. 9. Ensayo de la roca a compresión con muestras semirregulares

Para garantizar la aplicación plana de la prensa a la muestra, el plato superior de la prensa debe poseer un apoyo esférico; se debe buscar a simple vista que el centro de este apoyo coincida con el centro de la muestra.

En este caso, el límite de resistencia a la compresión se calcula por la siguiente fórmula:

$$R_c = \frac{8P}{\left(7 + \frac{2b}{h}\right) ab}$$

donde:

P — carga de destrucción, kg ,

h — altura de la muestra, cm ,

a — ancho medio de la muestra, cm ,

b — largo medio de la muestra, cm .

En tanto el método de determinación de la resistencia a la compresión, partiendo de muestras irregulares, es el método más simple y es útil en el caso de ensayo de rocas fuertes. Para el ensayo se utilizan pedazos de roca en los cuales sus tres dimensiones perpendiculares no deben diferenciarse entre sí en más de 1,5 veces.

El ensayo se realiza colocando la muestra entre las caras planas de una prensa, con una relación de aplicación de la carga de $5 \div 15 \text{ mm/min}$. La muestra se coloca de tal forma, que el lado mayor se coloca a lo largo de la línea de aplicación de los esfuerzos. En el cálculo de R_c se toma el valor de destrucción de la carga. Se recomienda ensayar de 15 a 25 muestras.

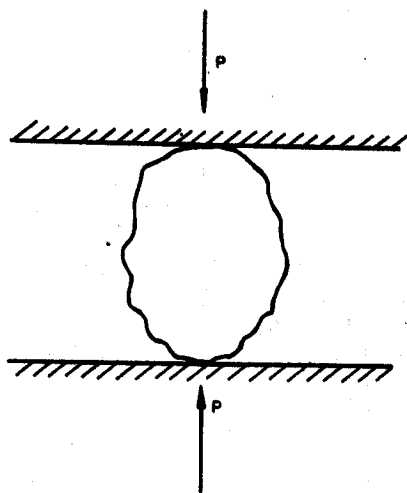


Fig. 10. Ensayo de la roca a compresión con muestras irregulares

La resistencia a la compresión se determina por la siguiente expresión:

$$R_c = \frac{P}{V^{2/3}} = P \left(\frac{\gamma_r}{g} \right)^{2/3}$$

donde:

P — esfuerzo de destrucción, kg ,

V — volumen de la muestra, cm^3 ,

γ_r — peso volumétrico de la roca, g/cm^3 ,

g — peso medio de la muestra, g .

Sobre este método de determinación de la resistencia a la compresión es necesario aclarar que los resultados obtenidos de los ensayos por este método son mucho más cercanos por su naturaleza a los valores de la resistencia a la tracción, que a la resistencia a la compresión.

Es por esta razón que este método se considera actualmente una forma indirecta del cálculo de la resistencia a la tracción.

Para cargas triaxiales, o sea, en estado volumetrico. Como es de todos conocido, las rocas que rodean a las excavaciones, generalmente se encuentran en estado triaxial, es por esta razón que el ensayo de las rocas en este estado nos da resultados mucho más cercanos a la realidad que los obtenidos por los métodos anteriores. A la vez, el ensayo de las rocas en estado triaxial adquiere mayor complejidad que los vistos anteriormente, y es por esta razón que a pesar de su exactitud, estos métodos no pueden utilizarse con grandes masas de roca, o lo que es igual, en condiciones de producción.

Para los ensayos de las rocas en estados triaxiales, se utilizan los equipos llamados estabilómetros.

Generalmente, las muestras para este tipo de ensayo se preparan de forma cilíndrica, se recubren con una capa fina de resina y se colocan después en la cámara del equipo entre los troqueles superior e inferior. La presión sobre la muestra se logra mediante la acción del agua, glicerina u otro líquido

que se inyecta en la cámara. Existen dos tipos fundamentales de estabilómetros según su función, los cuales pasamos a ver a continuación.

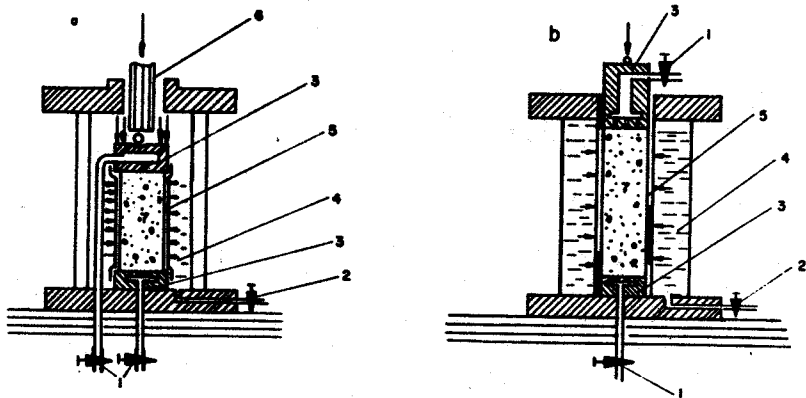


Fig. 11. Esquemas de los estabilizadores

a) tipo a

b) tipo b

1-2) llaves

3) émbolo superior e inferior

4) cámara

5) capa resinosa

6) varilla

7) muestra

En el primer tipo de estabilómetros, además de la presión hidrostática (por todas las direcciones) que se ejerce sobre la muestra, producto de la inyección del líquido va a actuar una presión axial (P) producida por la acción de una prensa. Por consiguiente, en tales estabilómetros la presión axial nunca puede ser menor que la lateral, ya que:

$$P_L = G$$

$$P_A = G + P$$

Mientras que en los estabilómetros del segundo tipo, a diferencia de los del primer tipo, la presión lateral no es simultánea

ni hidrostática. Además, la presión axial sobre la muestra (P) en este caso se aplica directamente a través de un émbolo, el cual la ejerce independientemente de la lateral, y se puede producir el caso que sea menor que ella, o sea:

$$P < G$$

Si en los estabilómetros la presión hidrostática o la lateral se mantienen constantes y la axial gradualmente se aumenta, se puede lograr la destrucción de la muestra de roca, esto también se puede alcanzar manteniendo la presión axial constante y disminuyendo la hidrostática.

Los ensayos en los aparatos antes analizados en estados triaxiales, para la determinación de la resistencia a la compresión, pueden realizarse con rocas firmes, semifirmes, arenosas y otras rocas desligadas y arcillosas. En particular, es útil emplear tal método de investigación en rocas no estables o de débil consistencia, ya que al ensayar este tipo de roca en estados uniaxiales, las muestras, producto de su baja consistencia y fortaleza, no dan una gran representabilidad.

En dependencia de la resistencia de las rocas, se pueden utilizar distintos estabilómetros, los cuales nos permiten ensayar las muestras de rocas con distintas presiones laterales. Según la magnitud de la presión lateral, Sidorov recomienda clasificar los estabilómetros en los siguientes grupos:

Primer grupo: Estabilómetros para el ensayo de rocas en el caso de presiones laterales (hasta 6 kg/m), o sea, para una presión lateral media.

Segundo grupo: Estabilómetros para el ensayo de rocas en el caso de presiones laterales altas (hasta 60 kg/m²).

Tercer grupo: Estabilómetros para el ensayo de rocas en el caso de presiones laterales muy altas (más de 60 kg/m²).

Por último, pasamos a señalar las distintas instalaciones y equipos que son necesarios para poder realizar la determinación de las propiedades de resistencia en un estado triaxial.

1. Estabilómetro de una potencia tal que corresponde a la de la roca que se va a ensayar.
2. Instalaciones para la determinación de la densidad y humedad de la roca.

3. Cronómetro.
4. Cuaderno de anotación.

Resistencia a la tracción

Este es uno de los índices principales usado en la evaluación de la resistencia de las rocas. El límite de la resistencia a la tracción puede ser determinado utilizando distintos métodos, así como también se pueden usar muestras de formas regulares, semirregulares e irregulares.

En primer lugar, vamos a analizar el método de determinación del límite de la resistencia a la tracción por el método conocido como el de tracción directa. En un comienzo todos los experimentos encaminados a determinar el límite de resistencia a la tracción R_T se realizaban por este método, para el cual se utilizan muestras de configuración geométrica regular, las cuales se colocan en la máquina de tracción.

Las formas de las muestras para la realización de este ensayo, pueden ser muy variadas.

La resistencia a la tracción (R_T) cuando se utiliza este método se determina por la siguiente expresión:

$$R_T = \frac{P}{F}$$

donde:

P — fuerza máxima de ruptura, kg ,

F — sección transversal inicial de la muestra, cm^2 .

En este método, lo más difícil consiste en la preparación de las muestras, que como se puede apreciar en el gráfico anterior, tienen formas bastante complejas y que exigen gran trabajo en su preparación.

A continuación, vamos a analizar la determinación del límite de resistencia a la tracción usando el método de flexión. Según este método, la muestra debe tener forma alargada con su sección transversal, circular o rectangular. Este método consiste en lo siguiente: La muestra, de la forma anteriormente expresada, se coloca sobre dos apoyos y sobre ella se ejerce una

carga concentrada en su punto medio. Las dimensiones que se recomiendan para la muestra son las siguientes:

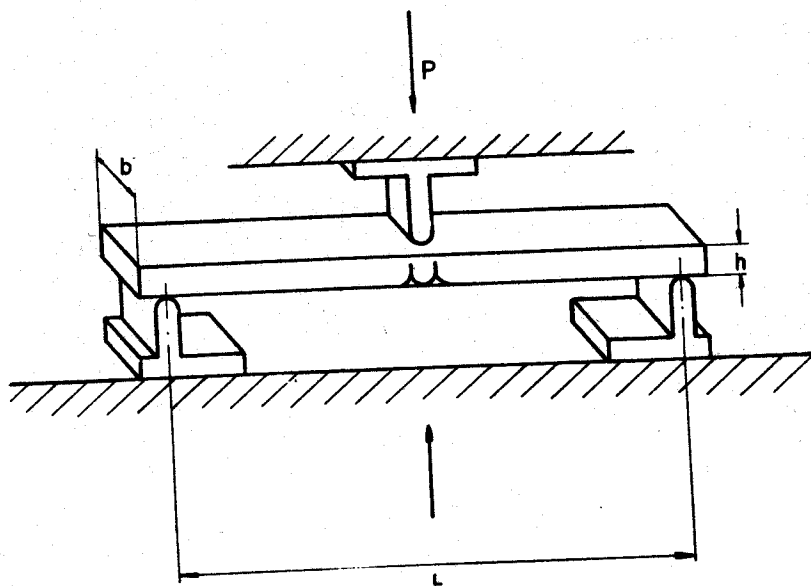


Fig. 12. Ensayo de la roca a la tracción por el método de flexión

altura h — siempre mayor que 30 mm, *mayor*
 ancho b — (0,5/1,0) h , pero nunca ~~menor~~ *menor* que 30 mm,
 longitud l — siempre mayor o igual a $9h$.

El límite de resistencia a la tracción se determina por la conocida fórmula:

$$R_T = \frac{6 M_f}{ab h^2}$$

donde:

A — coeficiente de flexión,

M_f — momento flector de destrucción, kg/cm^2 .

Las dificultades principales de este método consisten en la preparación de las muestras, así como en la cantidad de testigos necesarios para su elaboración.

Determinación del límite de resistencia a la tracción usando el método de los punzones axiales. Se recomienda utilizar este método para rocas resistentes. Para el ensayo, se utilizan muestras en forma de discos con las mismas características que señalamos cuando hablamos del método de compresión, pero a estos discos se les hace un agujero central de 11,35 mm de diámetro, el cual se llena de una masa plástica. Durante el ensayo, los punzones ejercen presión sobre la masa plástica y esta presión de forma hidrostática se transmite a la paredes del agujero, donde produce tensiones a tracción en las secciones radiales de la muestra.

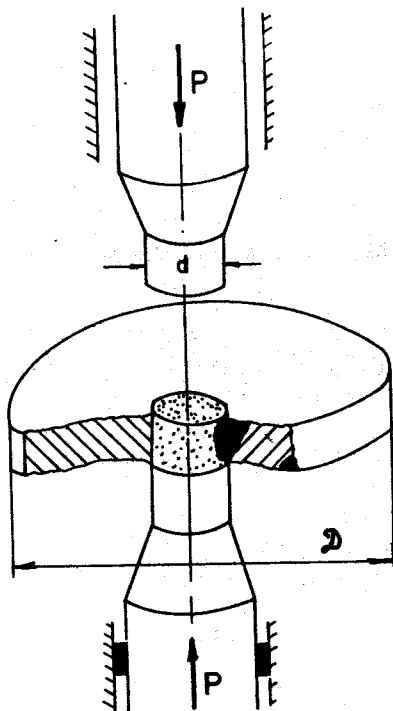


Fig. 13. Ensayo de la roca a la tracción por el método de los punzones axiales

El límite de resistencia a la tracción se determina de forma aproximada teniendo en cuenta nomogramas auxiliares, que contemplan el diámetro de la muestra, el diámetro del punzón y la carga de destrucción del punzón.

A continuación pasamos a hablar del método de determinación del límite de resistencia a la tracción, llamado del Brasil. Este método para determinar la resistencia a la tracción fue utilizado por vez primera en Brasil en el año 1949, de donde proviene su nombre. Este método consiste en ensayar una muestra de forma cilíndrica que ha sido acostada entre los platos de una prensa para someterla a carga.

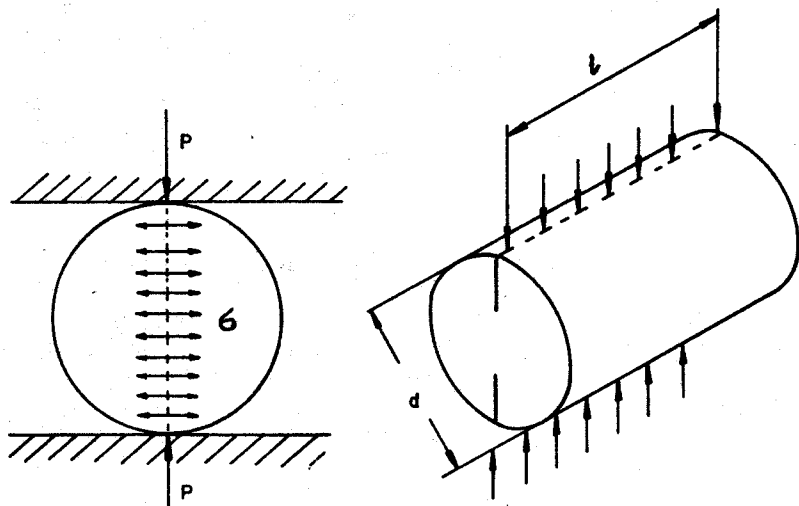


Fig. 14. Ensayo de la roca a la tracción por el método Braziliense

El límite de resistencia a la tracción se recomienda calcular según la siguiente expresión:

$$R_T = \frac{2P}{\pi dl} \approx 0,637 \frac{P}{dl} \text{ kg/cm}^2$$

donde:

P — esfuerzo de destrucción,

d — diámetro de la muestra,

l — longitud de la muestra.

Ahora vamos a estudiar brevemente la determinación del límite de resistencia a tracción utilizando muestras semirregulares.

Generalmente, en este caso se usan muestras de cualquier configuración pero de sección delgada de 2-4 cm, las cuales siempre deben tener dos caras paralelas y pulidas que serán sometidas al efecto de cuñas axiales.

En este caso, es muy empleada para determinar el límite de resistencia a la tracción (R_t) la ya vista fórmula de Hertz, pero ha sido demostrado que con el empleo de esta fórmula se reducen generalmente los valores de R_t aproximadamente en un 30 %, por lo que se recomienda utilizar para este caso la siguiente expresión:

$$R_T = \frac{P}{F}$$

donde:

P — fuerza de ruptura, kg ,

F — área de la sección transversal de la muestra, cm^2 .

En tanto que para muestras irregulares se sigue la metodología vista anteriormente y la resistencia a la tracción se determina por la ya conocida expresión:

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

Es necesario aclarar que en el cálculo se toma el volumen medio de la muestra, así como su área media.

Resistencia al corte (cizallamiento)

Por resistencia al corte o al cizallamiento se entiende la resistencia que ofrece una parte de un cuerpo sólido a desplazarse en relación con su otra parte.

La resistencia al cizallamiento habitualmente se determina como la relación existente entre la fuerza tangencial de ruptura (P) con respecto a la superficie inicial de corte, o sea:

$$\tau_c = \frac{P}{F} \text{ kg/cm}^2$$

Son conocidos gran cantidad de métodos, que han sido recomendados por gran cantidad de autores, para la determinación de la resistencia temporal al corte, los cuales, atendiendo a la forma de aplicación de las fuerzas externas, los agrupamos en tres grandes grupos:

- a) Método con el corte directo de las muestras.
- b) Método basado en la torsión de las muestras.
- c) Método de corte con compresión de las muestras.

El primer método consiste en colocar las muestras en instalaciones de corte y someterlas directamente al esfuerzo cortante. Este ensayo ha recibido una buena difusión y de acuerdo con la cantidad y forma de las superficies de corte, se subdivide en:

- 1) Con una superficie de corte.
- 2) Con dos superficies de corte.
- 3) Corte cilíndrico.

El segundo método mencionado fue el de corte con torsión. Este método se encuentra poco difundido. Los experimentos (ensayos) se pueden realizar con muestras de formas prismáticas de sección cuadrada, barras cilíndricas y muestras prismáticas con cuellos.

El límite de resistencia al corte empleando este método se puede determinar.

Para el caso de muestras cilíndricas:

$$\tau_c = \frac{M_{T \max}}{W}$$

$$W = \frac{\pi r^3}{2}$$

donde:

$M_{T \max}$ — momento de torsión máxima,

W — módulo de resistencia a la torsión,

r — radio de la sección peligrosa de la muestra,

mientras que para el caso de sección rectangular:

$$\tau_0 = \frac{M_T}{K_2 (2a)^3 2b}$$

donde:

M_T — momento de torsión,

a — magnitud del lado menor de la sección transversal,

b — magnitud del lado mayor de la sección transversal,

K_2 — coeficiente que depende de la relación b/a .

Por último vamos a examinar el método de corte con compresión. Con esta variante se recomienda utilizar muestras de forma cilíndrica de 43 mm de diámetro y 70 mm de altura, aquí, en este caso, las muestras son sometidas al corte en una dirección con ayuda de esfuerzos exteriores que actúan a compresión. Para este ensayo se utiliza una instalación que posee 2 matrices con las cuales podemos realizar distintas mediciones variando su ángulo (α) de inclinación.

Se recomienda utilizar los valores de α que oscilan entre 30 y 60 grados variando dichos valores de 5 en 5 grados. Se consideran como valores más importantes y por ende principales, los de 30, 45 y 60 grados. Se recomienda para cada valor de α realizar tres determinaciones.

Para el cálculo se utiliza la siguiente expresión:

$$\sigma_p = \frac{Q}{S}$$

donde:

Q — carga actuante en el momento de destrucción de la muestra, kg,

S — área de corte de la muestra, cm^2 ,

y las tensiones normales y tangenciales serán:

$$\sigma_n = \frac{Q \cos \alpha}{S} \quad \tau_n = \frac{Q \sin \alpha}{S}$$

Este cálculo se debe realizar para cada muestra y más tarde se toma el valor promedio de σ_n y τ_n de cada valor de α .

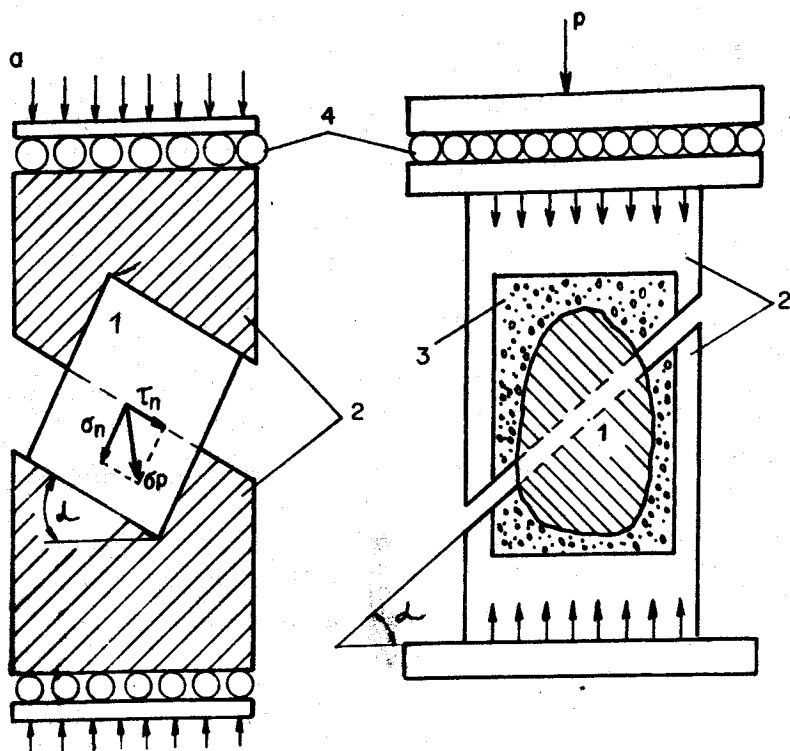


Fig. 15. Esquema del método de corte con compresión para el ensayo al cortante

- a) para muestras regulares
- b) para muestras irregulares:

- 1) muestra, 2) matrices, 3) cemento, 4) rodillos,
- 5) ángulo de corte

Como resultado de este ensayo, se puede construir el pasaporte de resistencia de las rocas. La esencia de esta construcción la veremos más adelante.

Resistencia a la flexión

Por el contrario de los métodos anteriores, la determinación del límite de resistencia a la flexión en el caso de rocas, es poco usada, lo cual consideramos no es del todo justificable, ya que la destrucción de las rocas en las minas, en no pocos casos, se produce por las deformaciones a flexión sufridas por las rocas; como por ejemplo, el caso de destrucción de las rocas del techo en las excavaciones de arranque durante el derrumbe del espacio laboreado. Por todo lo anterior, entendemos que el estudio de la resistencia de las rocas a los esfuerzos a flexión es muy útil a la hora de hacer los cálculos preliminares sobre los parámetros de un sistema de excavación dado. Junto a esto, podemos decir que las determinaciones del límite de resistencia a la flexión R_f en el laboratorio no reviste gran complejidad y los equipos que se utilizan no necesitan de un gasto especial.

Generalmente el límite de la resistencia a la flexión se determina por uno de los siguientes esquemas:

- 1) Una barra sobre dos apoyos con una carga concentrada en el centro
- 2) Una barra sobre dos apoyos con dos cargas concentradas, aplicadas simétricamente con respecto a los apoyos.
- 3) Una barra en consola con una carga concentrada aplicada en su extremo.

El ensayo por cualquiera de los esquemas vistos anteriormente se puede realizar en las prensas mecánicas o hidráulicas corrientes, las cuales posean entre sus partes componentes los dispositivos necesarios para el ensayo a flexión, o sea, una barra con 2 apoyos móviles y las cuñas para producir la flexión sobre la muestra.

La magnitud del límite de la resistencia a la flexión se puede determinar por la siguiente expresión:

$$R_f = \frac{M_f}{W_f}$$

donde:

M_t — momento flector que corresponde a la fuerza de ruptura,

W_t — módulo de sección del área flectada, el cual se puede determinar de la siguiente expresión:

$$W_t = I \frac{h}{2}$$

donde:

I — momento de inercia,

h — altura de la muestra.

Según K. V. Ruponeit, la fórmula anterior sólo se debe aplicar en aquellos casos en que la relación l/h sea mayor que $8 \div 10$ donde l es la longitud de la muestra.

Para el vaso de valores más pequeños de la relación l/h él recomienda introducir una corrección en la fórmula anterior, por lo que la fórmula de cálculo según su proposición queda de la siguiente forma:

$$R_t = \frac{M_t}{W_t} - 0,266 \frac{P_{\max}}{F}$$

donde:

$P_{\max}$ — carga de ruptura, kg ,

F — sección transversal de la muestra, cm^2 .

Determinación de los índices de resistencia en condiciones naturales, o sea, *in situ*

Los métodos anteriormente estudiados para la determinación de los distintos índices de resistencia se realizan en los

donde:

M_t — momento flector que corresponde a la fuerza de ruptura,

W_t — módulo de sección del área flectada, el cual se puede determinar de la siguiente expresión:

$$W_t = I \frac{h}{2}$$

donde:

I — momento de inercia,

h — altura de la muestra.

Según K. V. Ruponeit, la fórmula anterior sólo se debe aplicar en aquellos casos en que la relación l/h sea mayor que $8 \div 10$ donde l es la longitud de la muestra.

Para el vaso de valores más pequeños de la relación l/h él recomienda introducir una corrección en la fórmula anterior, por lo que la fórmula de cálculo según su proposición queda de la siguiente forma:

$$R_t = \frac{M_t}{W_t} - 0,266 \frac{P_{\max}}{F}$$

donde:

$P_{\max}$ — carga de ruptura, kg ,

F — sección transversal de la muestra, cm^2 .

Determinación de los índices de resistencia en condiciones naturales, o sea, *in situ*

Los métodos anteriormente estudiados para la determinación de los distintos índices de resistencia se realizan en los

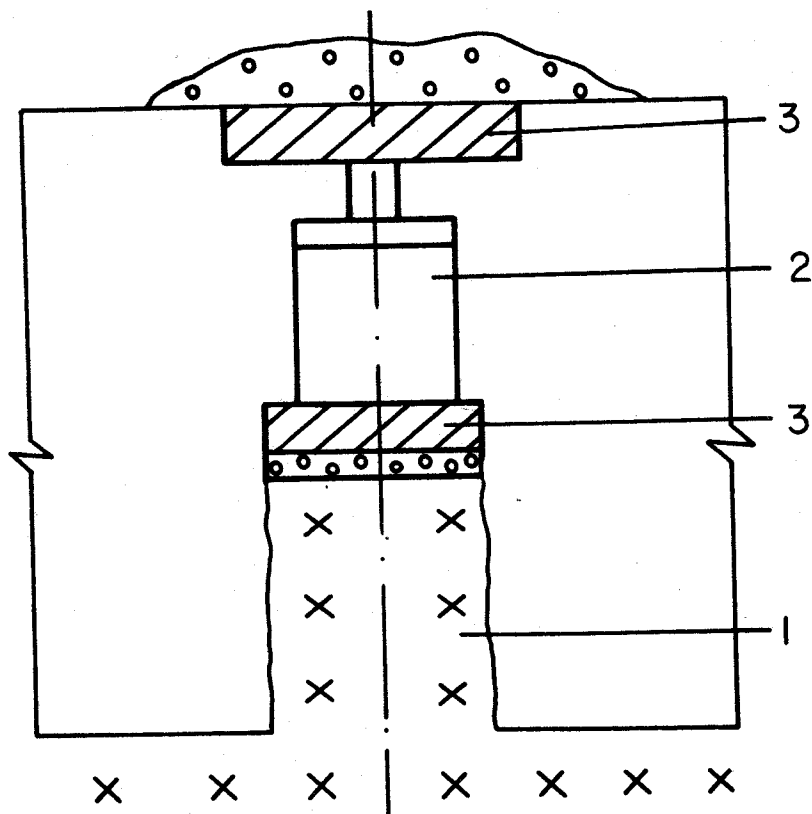


Fig. 16. Esquema de ensayo a compresión en el macizo rocoso

- 1) columna de roca, 2) gato hidráulico,
3) almohada de hormigón

Para el estudio de la resistencia de las rocas al cortante, puede ser utilizado el esquema que representamos en la figura 17.

En este esquema, para la obtención de los distintos parámetros necesarios, los ensayos se realizan según distintos valores del ángulo α .

Una dirección que muestra gran perspectiva en el estudio de las propiedades de resistencia y deformabilidad de las rocas, lo es la que se basa en la utilización de distintas propiedades de las rocas, como son las magnéticas, eléctricas, acústicas y

otras, las cuales actualmente es posible emplear con vistas a los adelantos de la Física.

No obstante las investigaciones en este sentido, por ahora no han dado resultados sustanciales, con la exclusión de los métodos ultrasonoros empleados para la determinación del módulo de elasticidad.

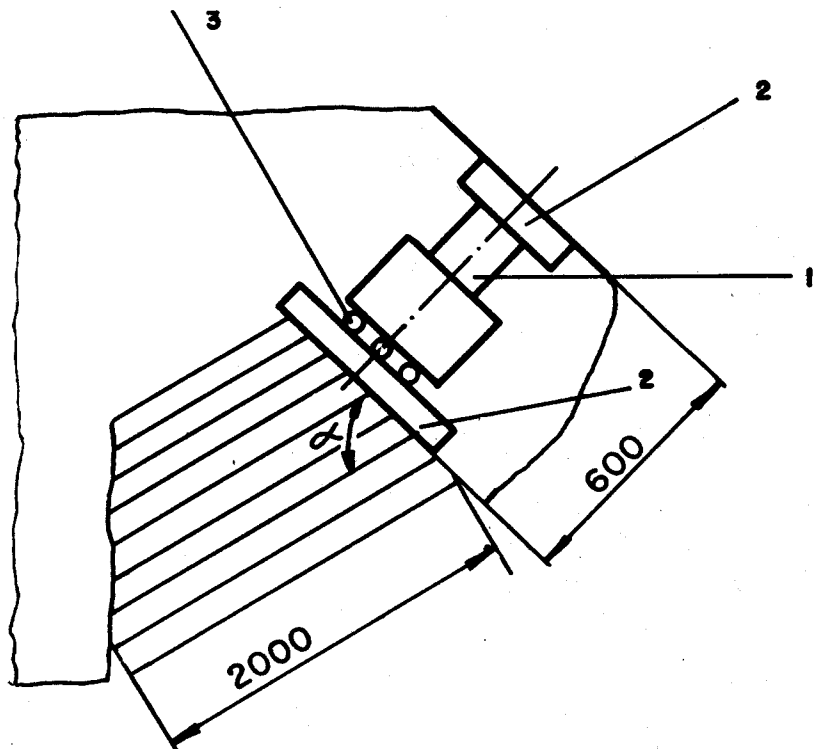


Fig. 17. Esquema de ensayo al cortante en el macizo rocoso

- 1) gato hidráulico
- 2) lámina metálica
- 3) rodillo metálico

Pasaporte de resistencia

La resistencia de las rocas a la tracción, flexión, corte y compresión son características mecánicas que reflejan su resisten-

cia en estados tensionales simples; pero como ya hemos mencionado, las rocas se encuentran en el macizo en un estado tensional complejo, lo cual se refleja en sus características de resistencia y de deformabilidad, por lo que se hace necesario estudiar su comportamiento en estas condiciones.

Para la comparación de las distintas características de resistencia de las rocas, se desarrolla la llamada teoría de resistencia, la cual tiene como tarea establecer los criterios de resistencia que permitan hacer comparaciones entre distintos estados tensionales.

Para el establecimiento de los criterios de resistencia, es necesario conocer las causas que producen la destrucción del material. En casos de destrucción mecánica, tales causas pueden ser: las tensiones surgidas y las deformaciones producidas, entre otras.

Hasta nuestros días no se ha logrado crear una teoría de resistencia universal para todos los materiales, esto tiene su explicación en la gran diversidad de propiedades que poseen los distintos materiales. Se consideran más satisfactorias aquellas teorías que basándose en muchos ensayos realizados con gran cantidad de materiales de distintas propiedades obtengan mayor convergencia en los resultados.

Actualmente existen alrededor de 20 hipótesis sobre la resistencia de los materiales, algunas de ellas han obtenido amplia difusión y se aplican en distintos casos y otras aún se encuentran en estado experimental de comprobación.

En relación con el estudio de las propiedades de resistencia de las rocas, la teoría más difundida y utilizada por la mayoría de los investigadores es la de resistencia de Mohr, sobre la que a continuación pasamos a hablar brevemente.

Teoría de resistencia de Mohr. Según esta teoría, la destrucción de las rocas se produce por la acción de la tensión tangencial en el plano donde tiene lugar el estado tensional límite, siendo la magnitud de la tensión tangencial función de la tensión normal que actúa sobre el plano dado. Para la caracterización del estado tensional en el punto, Mohr propone construir un diagrama circular, donde σ_1 , σ_2 y σ_3 son las tensiones principales en el punto estudiado y τ_1 las magnitudes de las tensiones tangenciales en los planos analizados.

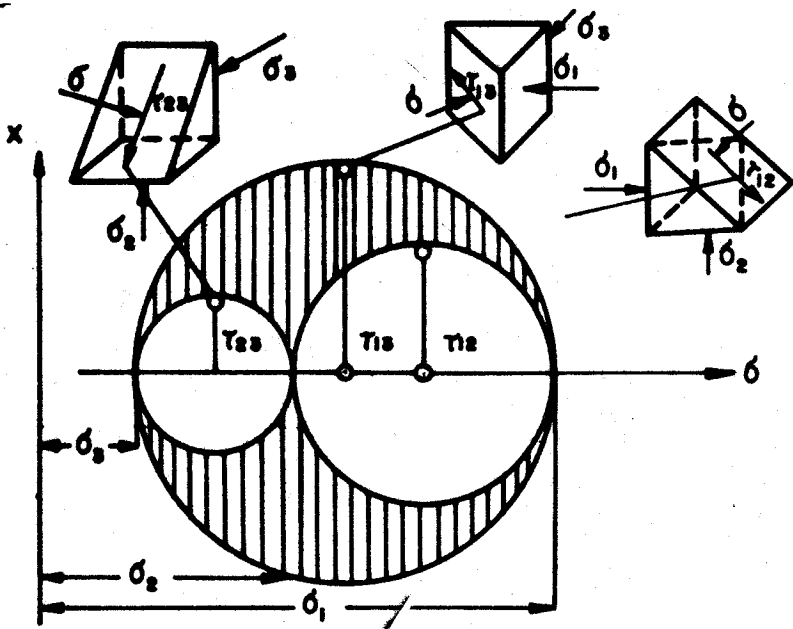


Fig. 18. *Círculo de Mohr*

Examinando el diagrama, podemos ver que el máximo valor de τ , o sea, $\tau_{\max}$, para cualquier valor de las tensiones normales, se encuentra en el círculo mayor.

Es por esta razón que este círculo, según Mohr, es el que determina la resistencia del material dado, o sea, todos los puntos situados dentro de dicho círculo representan estados en que el material se encuentra sin destruirse, mientras que los puntos situados fuera de los límites de dicho círculo representan estados en los que el material está destruido, o lo que es igual, que el círculo mayor para el estado tensional estudiado representa los valores límites.

De lo anterior se deduce que dos estados tensionales pueden tener un mismo círculo límite independientemente de no tener los círculos interiores iguales, o sea, que la resistencia del material va a determinarse teniendo sólo en cuenta las tensiones principales máximas σ_1 y mínimas σ_3 sin que influyan sobre dicha resistencia los valores intermedios de las tensiones principales.

Según Mohr, la interpretación de los resultados de los ensayos puede realizarse por un método gráfico, el cual explicamos a continuación. Para cada estado tensional estudiado, experimentalmente se determinan las magnitudes de estado límite y se representan en forma de círculos de tensiones en un diagrama común; este conjunto de círculos tiene una envolvente.

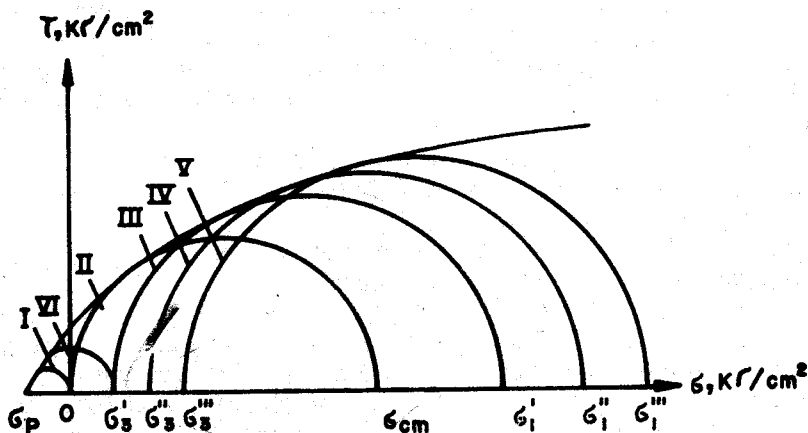


Fig. 19. Envolvente en los círculos de Mohr

La peligrosidad de uno u otro estado tensional va a estar determinada en dependencia de que si los círculos que lo representan en el gráfico cortan a la envolvente o quedan por debajo de ella. En el primer caso, se producirá la destrucción de la roca o material ensayado mientras que en el segundo caso, el estado de destrucción aún no se ha alcanzado.

Según este método, se pueden construir tantos círculos de tensiones como se quiera; el centro de los círculos de tensión va a encontrarse a una distancia del eje de coordenadas de

$$\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \text{ y va a tener un radio de } \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}.$$

La ecuación de la envolvente a dichos círculos puede escribirse en la siguiente forma:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = f \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right)$$

La determinación de la función anterior para cada material se realiza experimentalmente.

El gran número de ensayos realizados al respecto con numerosos materiales ha permitido establecer las siguientes condiciones que la envolvente debe cumplir:

a) Debe ser continua y simétrica en relación con el eje σ , cerrada en la zona de tracción y abierta en la zona de compresión.

b) La derivada de esta curva en todo su intervalo desde el valor de σ_T hasta el valor de $\sigma_c = \infty$ debe ser igual o mayor que 0.

c) La envolvente corta en la zona de tracción al eje σ en un punto $\sigma = \sigma_T$ y $\tau = 0$, los puntos de la envolvente situados a la izquierda de dicho punto no existen.

d) El radio de curvatura de la envolvente en el punto en que ella corta al eje σ es igual a cero.

La envolvente a los círculos de tensiones caracteriza de una forma bastante completa las propiedades de resistencia de las rocas; conociendo la ecuación de la envolvente o teniendo su representación gráfica, podemos establecer las características de resistencia de las rocas tanto para estados tensionales simples como para el caso de estados tensionales complejos. En la práctica, generalmente se denomina a la construcción y representación gráfica de la envolvente pasaporte de resistencia.

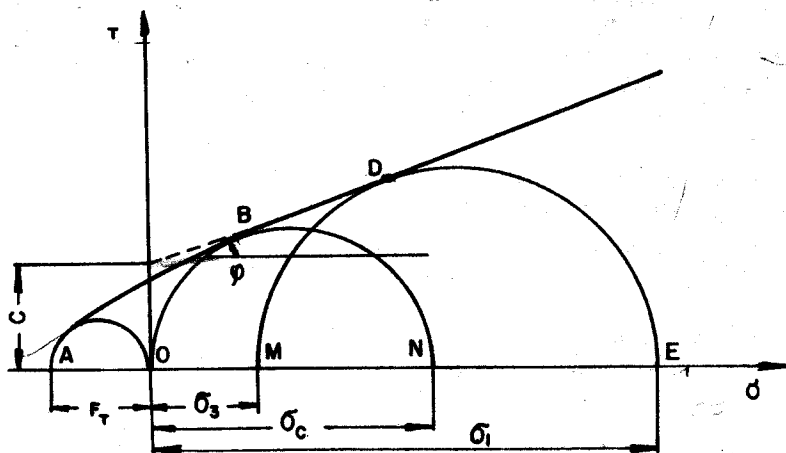


Fig. 20. Pasaporte de resistencia

En el gráfico, se presenta el pasaporte de resistencia. En él la magnitud OA representa el límite de resistencia a la tracción uniaxial y la magnitud ON, el límite de resistencia a la compresión uniaxial. La curva ABD es la envolvente a los círculos de tensiones límites de Mohr la cual puede ser de forma parabólica, cicloidal o hiperbólica en dependencia de las características de las rocas estudiadas.

Del gráfico podemos tomar el tramo BD de la envolvente como recto, lo cual no introduce un error apreciable. De tal forma podemos escribir:

$$\tau = c + \sigma_n \operatorname{tg} \rho = c + \sigma_n f_0$$

donde:

ρ — ángulo de fricción interna. En el gráfico corresponde al ángulo formado entre el eje de abscisa b y la tan BD a la envolvente.

f_0 — coeficiente de fricción interna,

c — parte de la ordenada que es cortada por la tan BD a la envolvente y que corresponde a la fuerza de cohesión.

De esta forma, los valores de ρ y c pueden ser determinados gráficamente del pasaporte o por vía analítica, para lo que se emplean las siguientes expresiones:

$$\operatorname{tg} \rho = \frac{\sigma_c - \sigma_T}{2 \sqrt{\sigma_c \sigma_T}}$$

$$c = \frac{\sqrt{\sigma_c \sigma_T}}{2}$$

En la actualidad se emplean 5 métodos para la construcción del pasaporte de resistencia, los cuales son:

- a) método de compresión triaxial,
- b) método de corte con compresión,

- c) método de punzones axiales,
- d) método de cálculo,
- e) método de corte basado en los resultados de σ_T y σ_c .

Método de compresión triaxial

Este método es generalmente conocido por el nombre de método de Karman y fue el primero empleado para comprobar experimentalmente la teoría de Mohr; este método demostró la existencia de la envolvente a los círculos de tensiones límites.

Este método consiste en crear en la muestra ensayada el correspondiente estado tensional estableciendo las tensiones límites que corresponden al límite de destrucción del material ensayado.

Para la realización de lo anteriormente expuesto, Karman ideó y preparó un equipo que consistió en una cámara de alta presión dentro de la cual se debían colocar las muestras por ensayar.

Las muestras, según Karman, debían tener un diámetro de 40 mm y una altura de 110 mm, donde se creaba un estado tensional tal que $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3 > 0$, donde σ_2 y σ_3 son las tensiones principales en el plano y σ_1 la tensión principal según la dirección del eje longitudinal de la muestra.

Variando las magnitudes de las tensiones principales $\sigma_2 = \sigma_3$, se van obteniendo los distintos valores límites para σ_1 y por la diferencia entre las tensiones principales máximas (σ_1) y mínima (σ_3) se construyen los correspondientes círculos de tensiones, después de lo cual se construye la envolvente a ellos.

Método de corte con compresión

Los experimentos se realizan en instalaciones especiales para el ensayo de esfuerzos cortantes, o sea, en las llamadas matrices de corte. Variando la inclinación de la superficie de corte, o sea, el ángulo α , vamos obteniendo distintos valores para las fuerzas normales y tangenciales.

Habitualmente, en los trabajos de laboratorio se varía el ángulo α desde 30° a 60°, se deben tomar como ángulos principales 30°, 45° y 60°. Para dichos ensayos se pueden emplear muestras de formas prismáticas y cilíndricas y hay casos que

hasta de forma irregular, en dependencia del tipo de matriz que posea la instalación.

Cada ensayo debe realizarse de 3 a 5 veces para determinar la media aritmética de las magnitudes de las tensiones normales y tangenciales en el momento del corte, esto se realiza para cada valor de α que nosotros analicemos y construimos después la dependencia $\tau = f(\sigma)$, la cual se expresa como la envolvente a los círculos de tensiones de Mohr.

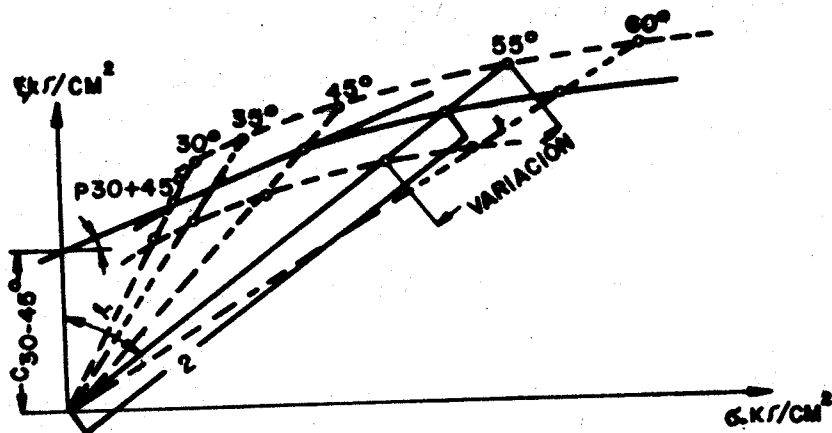


Fig. 21: Esquema de construcción del pasaporte de resistencia por el método de corte con compresión

El cálculo de las tensiones σ y τ en el plano de corte se realiza basado en la suposición de que la distribución de estas tensiones en dicho plano es uniforme; se utilizan las siguientes fórmulas:

$$\tau = \frac{P}{hD} \sin \alpha, \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{P}{hD} \cos \alpha, \text{ kg/cm}^2$$

donde:

P — carga límite, kg ,

h — altura de la muestra, cm ,

D — diámetro de la muestra, cm ,

α — ángulo formado por el plano de corte con P .

Método de los punzones axiales

Este método fue ideado por el VNIMI. En calidad de muestras se utilizan discos planos, los cuales se cargan en su parte central por medio de los punzones. Aquí se ensaya paralelamente a tracción y compresión y basados en los valores límites de σ y σ_T obtenidos, se construyen los círculos de tensiones límites para más tarde trazar la envolvente a ellos.

Construcción de la envolvente por el método de cálculo

M. M. Protodiaconov, basado en los análisis, llegó a la conclusión de que existe una sola forma única de envolvente para todas las rocas mineras, la cual en el sistema de coordenadas x - y se describe con la siguiente expresión:

$$Y = Y_{\max} \left[\frac{x^2}{x^2 + a^2} \right]^{3/8}$$

donde:

$Y \Rightarrow \tau$ — tensión tangencial según el plano de destrucción,

$X = \sigma + \sigma_T$ — suma de la resistencia a la tensión normal (σ) en caso de compresión uniaxial y la resistencia a la tracción multilateral, kg/cm^2 .

A partir de las anteriores expresiones, podemos decir que la envolvente está caracterizada por 2 parámetros.

$\gamma_{\max} = \tau_{\max}$ — resistencia máxima de la roca al corte,
 a — parámetro de forma de la envolvente.

M. M. Protodiaconov establece también, basado en una serie de resultados experimentales, que para las rocas la relación

$\frac{\tau_{\max}}{a}$ permanece aproximadamente constante e igual a 0,73.

Esta relación constante muestra que las envolventes para distintas rocas son semejantes en forma y se diferencian solamente en la escala y la disposición de los círculos de tensiones.

Basándonos en lo anteriormente expuesto, podemos expresar aproximadamente la ecuación de la envolvente:

$$l = \left(\frac{K^2}{K^2 + 1} \right)^{3/8}$$

donde:

$$K = \frac{X}{a} \text{ — un parámetro de cálculo.}$$

Si admitimos que la relación $\frac{\tau_{\max}}{a} \approx 0,73$, entonces para

la construcción de la envolvente es suficiente conocer la resistencia de la roca a la tracción y compresión en estados uniaxiales.

Para la construcción de la envolvente mediante el empleo de este método, se recomienda utilizar la tabla de valores de los parámetros de cálculo, la cual se da al final (Tabla No. 2),

donde:

q_1 y q_2 — radios adimensionales de los círculos límites para tracción y compresión en estados uniaxiales,

K_1 y K_2 — coordenadas adimensionales de los centros de los círculos en caso de estados uniaxiales.

La construcción de la envolvente basado en los parámetros adimensionales, se realiza rápidamente. Conociendo por vía experimental los valores de σ_c y σ_T , podemos calcular utilizando la tabla, los parámetros adimensionales y el coeficiente a , y después construir la curva. Para una mejor ilustración de este método vamos a desarrollar su metodología de cálculo.

Metodología para la construcción del pasaporte de resistencia según el método de M. Protodiaconov

1. Se procede al cálculo de los valores promedio de la resistencia a la tracción y a la compresión:

$$\overline{\sigma_T} = \frac{\sum_{i=1}^n \sigma_{Ti}}{n} = \frac{\sigma_{Tt}}{\eta_T}$$

$$\overline{\sigma_c} = \frac{\sum_{i=1}^n \sigma_{ci}}{n} = \frac{\sigma_{ic}}{\eta_c}$$

donde:

η_c — número de ensayos a la compresión,

η_T — número de ensayos a la tracción.

2. Se determinan los valores de q_1 , q_2 y $K_1 + q_1$ para lo que se usa la relación:

$$\frac{\overline{\sigma_c}}{\overline{\sigma_T}} = \frac{q_2}{q_1}$$

y la Tabla No. 2, que se adjunta.

3. Se calculan los valores de a_1 , a_2 y a :

$$a_1 = \frac{\overline{\sigma_c}}{2} \cdot \frac{1}{q_2}$$

$$a_2 = \frac{\overline{\sigma_T}}{2} \cdot \frac{1}{q_1}$$

$$a = \frac{a_1 + a_2}{2}$$

4. Se halla el valor de la tensión multilateral a tracción y se realiza la comprobación:

$$\sigma_{TM} = a (K_1 + q_1)$$

$$\sigma_{TM} > \sigma_T$$

Si esto se cumple, el cálculo es correcto.

5. Se halla el valor de τ_{max} :

$$\tau_{max} = 0,73 a$$

6. Por último, podemos proceder a la construcción de la curva a partir de la ecuación:

$$Y = \tau_{max} \left(\frac{X^2}{X^2 + a^2} \right)^{3/8}$$

Si los valores de σ_c y σ_T (obtenidos en el punto 1) no son del todo confiables, entonces se procede de la siguiente forma.

Se calcula el error medio cuadrático para cada tipo de tensión:

$$\Delta_c = \sqrt{\frac{\sum (\sigma_{ic} - \sigma_c)^2}{\eta_c - 1}}$$

$$\Delta_T = \sqrt{\frac{\sum (\sigma_{it} - \sigma_t)^2}{\eta_t - 1}}$$

donde:

Δ_c — error medio cuadrático para las tensiones a compresión,

Δ_T — error medio cuadrático para las tensiones a tracción.

Se determina la tensión de cálculo a compresión y a tracción:

$$\sigma_c^1 = \overline{\sigma_c} - t_c \frac{\Delta_c}{\sqrt{\eta_c}}$$

$$\sigma_T^1 = \overline{\sigma_T} - t_t \frac{\Delta_T}{\sqrt{\eta_T}}$$

donde:

t_c y t_t — coeficiente Student para la compresión y tracción respectivamente con un por ciento de probabilidad dado.

Después de esto, se entra en el punto 2, con los valores de σ_c^1 y σ_T^1 en lugar de los valores de $\overline{\sigma_c}$ y $\overline{\sigma_T}$.

Método basado en los resultados de σ_T y σ_c

Según este método, experimentalmente se determinan los valores de σ_c y σ_T en estados uniaxiales. Después, en un sistema de coordenadas $\sigma - \tau$ se construyen los círculos de tensiones límites, se traza la tangente a ellos, la cual en una primera aproximación se considera como la envolvente. Por cuanto, según este método solamente se conocen 2 puntos, y la envolvente que se obtiene tiene forma rectilínea.

La determinación de la magnitud del coeficiente de fricción interna (f_0) y el valor de la cohesión (c) la realizamos con las expresiones ya conocidas.

La existencia de 5 métodos para la construcción del pasaporte de resistencia, trae como consecuencia que su construcción basada en dichos métodos, resulte ser diferente para cada caso. Esto conduce a que los pasaportes de resistencia obtenidos por distintos investigadores para una misma roca, utilizando distintos métodos, no pueden ser comparados entre sí.

TABLE No. 2

K	ℓ	$K_1 + q_1$	q_1	q_2	q_2/q_1
2,0	0,920				
1,8	0,904				
1,6	0,884				
1,4	0,865				
1,2	0,824				
1,0	0,771				
0,9	0,740				
0,8	0,700				
0,7	0,660				
0,6	0,608	1,258	0,479	0,666	1,39
0,5	0,544	1,133	0,443	0,661	1,49
0,4	0,467	0,992	0,398	0,654	1,64
0,3	0,3975	0,829	0,342	0,636	1,86 - 2,13
0,2	0,2947	0,636	0,271	0,597	2,21
0,1	0,1772	0,403	0,179	0,531	2,97
0,08	0,1508	0,347	0,1567	0,508	3,28
0,06	0,1208	0,2880	0,1310	0,473	3,61
0,05	0,1056	0,2565	0,1175	0,453	3,85
0,04	0,0894	0,2218	0,1028	0,421	4,10
0,03	0,0721	0,1855	0,0875	0,387	4,48
0,02	0,0532	0,1446	0,0685	0,344	5,04
0,01	0,0316	0,0960	0,0460	0,279	6,08
0,008	0,0268	0,0848	0,0408	0,258	6,32
0,006	0,0215	0,0716	0,0346	0,229	6,62
0,005	0,0188	0,0646	0,0313	0,215	6,86
0,004	0,0158	0,0566	0,0275	0,202	7,35
0,003	0,0129	0,0484	0,0236	0,185	7,85
0,002	0,0094	0,0388	0,0190	0,166	8,74
0,001	0,0056	0,0267	0,0132	0,132	10,0
0,0009	0,0052	0,0255	0,0126	0,130	10,3
0,0008	0,0048	0,0240	0,0119	0,127	10,7
0,0007	0,0043	0,0223	0,0110	0,123	11,2
0,0006	0,0038	0,0205	0,0101	0,115	11,4
0,0005	0,0033	0,0185	0,0091	0,107	11,8
0,0004	0,0028	0,0163	0,0080	0,100	12,5

K	ℓ	$K_1 + q_1$	q_1	q_2	q_2/q_1
0,0003	0,0022	0,0141	0,0068	0,091	13,2
0,0002	0,0017	0,0114	0,0056	0,081	14,5
0,0001	0,0010	0,0080	0,0039	0,068	17,4
0,00008	—	0,0071	0,0035	0,0634	18,2
0,00006	—	0,0062	0,0030	0,0586	19,5
0,00005	—	0,0057	0,0028	0,0557	19,9
0,00004	—	0,0051	0,0025	0,0537	21,5
0,00003	—	0,0045	0,0023	0,0500	22,7
0,00002	—	0,0037	0,0018	0,0453	25,2
0,00001	—	0,0026	0,0013	0,0373	29,6
0,000008	—	0,00227	0,00113	0,0362	32,0
0,000006	—	0,001963	0,00098	0,0329	33,6
0,000004	—	0,001603	0,00080	0,0291	36,4
0,000002	—	0,001131	0,00056	0,0241	43,5
0,000001	—	0,000801	0,00040	0,0203	50,7

Elasticidad y plasticidad de las rocas

La elasticidad es la capacidad que tienen algunos materiales de acumular energía potencial en forma reversible, o lo que es igual, recobrar su forma inicial después de cesar el esfuerzo exterior que lo había deformado.

La deformación de los cuerpos elásticos (ε) está en dependencia lineal con la tensión aplicada (σ), o sea:

$$\varepsilon E = \sigma \quad (1)$$

donde:

E — módulo de deformación de elasticidad que caracteriza las propiedades elásticas del material,

ε — deformación relativa, o sea, por unidad de longitud,

σ — tensión aplicada.

Como es sabido, las rocas no son cuerpos perfectamente elásticos, sino que poseen un mayor o menor grado de elasticidad,

lo que hace que la dependencia $\sigma - \varepsilon$ en ellas tenga un carácter más complejo. Las rocas, al dejar de actuar los esfuerzos externos que la deforman, tratan de volver a su forma inicial y quedan al final con una cierta deformación remanente; la magnitud de esta deformación va a ser mayor en las rocas con elasticidad pequeña y, por el contrario, menor en rocas que posean gran elasticidad.

La ley de Hooke (expresión 1) que nos da la relación entre tensiones y deformaciones (para cuerpos elásticos) va a ser válida para las rocas sólo hasta su límite de elasticidad. El límite de elasticidad se determina en ensayos de laboratorio o por mediciones *in situ*. Su valor va a depender de una serie de factores, entre los que podemos mencionar:

1. Método de determinación empleado.
2. Grado de exactitud de las mediciones efectuadas.
3. Temperatura.
4. Tiempo de aplicación de las cargas.

Cada tipo de roca va a estar caracterizado por una dependencia de $\sigma - \varepsilon$, la cual recibe el nombre de curva característica de la roca.

Esta curva se construye mediante ensayos de laboratorio a compresión (fundamentalmente) y a tracción, en los cuales se determinan los valores de las deformaciones para cargas dadas.

En los ensayos a compresión, se pueden obtener curvas características correspondientes a las cargas de ruptura de las muestras o a cargas por debajo del límite de ruptura y luego se procede a la descarga de las muestras.

Las curvas características de las rocas para un caso general pueden presentar los siguientes puntos característicos. (Ver Fig. 22.)

En este gráfico, el punto A representa el límite de elasticidad, B representa el límite de fluencia y C el límite de ruptura, a los cuales corresponden las siguientes deformaciones:

- ε_e — deformación elástica,
- ε_f — deformación de fluencia,
- ε_r — deformación de ruptura.

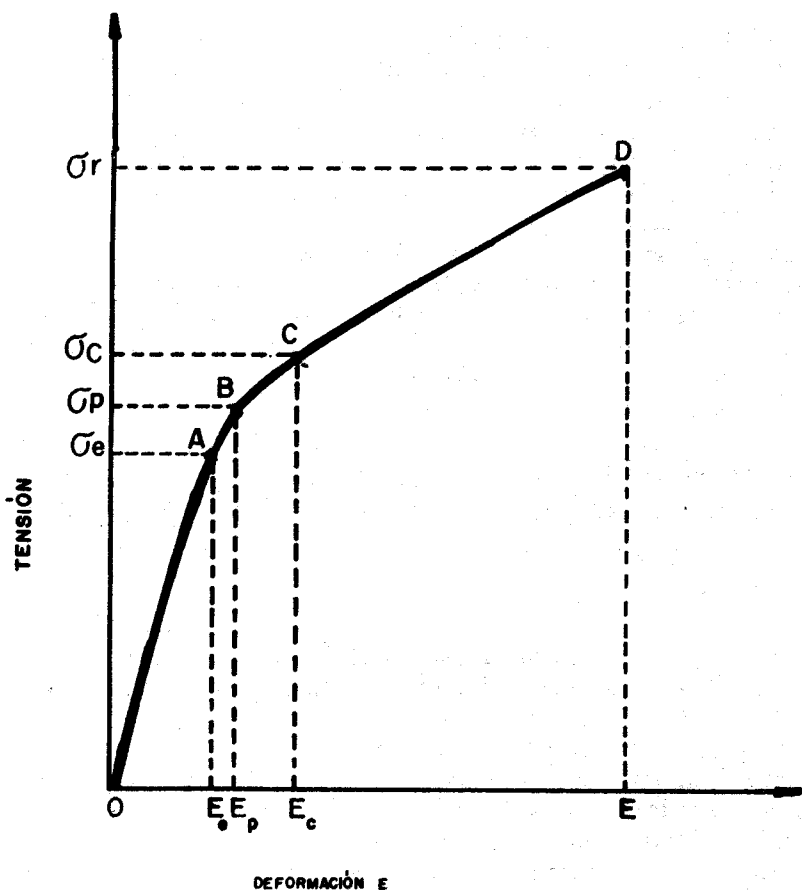


Fig. 22. Curva característica de tensión-deformación para un material elástico-plástico

- OA. Zona de deformación elástica**
- AB. Zona de deformación plástica pequeña**
- BC. Zona de deformación plástica grande**

Como ya mencionamos, cada roca va a poseer su curva característica, las formas de estas curvas van a estar en función del carácter plástico o elástico que presenta cada tipo de roca. A continuación, representamos algunas formas típicas de comportamiento de las rocas.

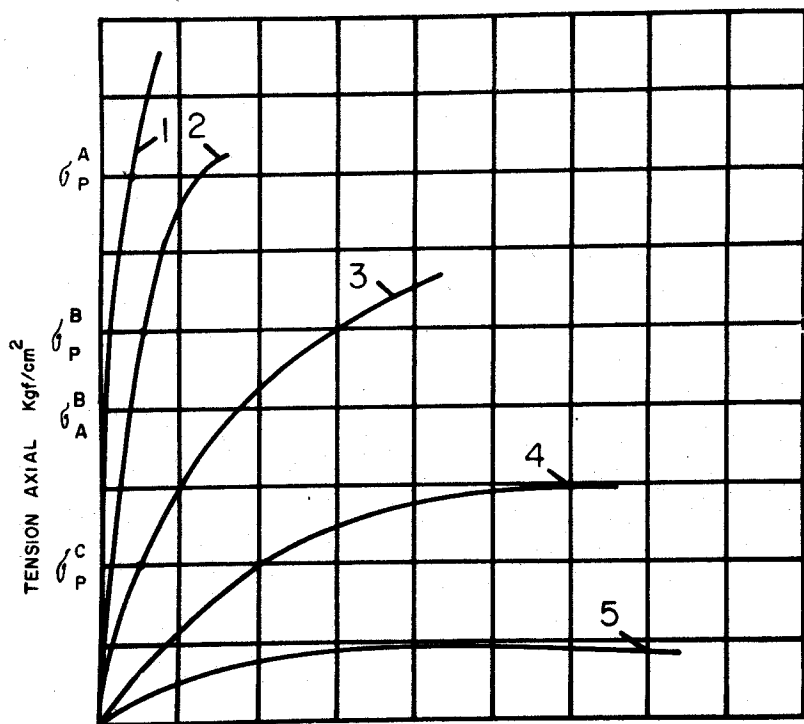


Fig. 23. Curvas características de las deformaciones a la compresión de rocas elásticas, elástico-plásticas y plásticas

La curva (1) del gráfico representa un material muy elástico donde las deformaciones hasta el límite de elasticidad son muy pequeñas, y se rompen poco tiempo después de sobrepasar dicho límite. A este tipo de material se le denomina frágil. Ejemplo, cuarcita.

La curva (2) representa a los materiales elásticos, que después de sobrepasar el límite de elasticidad se deforman algo plásticamente antes de romperse. A estos materiales se les denomina tenaces. Ejemplo, calizas marmolizadas, mármoles.

La curva (3) es característica de los materiales elásticos plásticos, que poseen un límite de elasticidad relativamente pequeño y que sufren deformaciones plásticas de importancia. Ejemplo, magnesio.

La curva (4) representa la forma de comportamiento de los materiales plásticos, los que no tienen un límite de elasticidad

precisa y que sometidos a la acción de cargas externas se deforman plásticamente desde el mismo inicio.

La curva (5) representa a los materiales plásticos ideales.

Durante el transcurso del proceso de carga de las rocas, ellas sufren las siguientes deformaciones.

1) Deformaciones elásticas lineales. Se producen inmediatamente después de aplicar el esfuerzo actuante, estas deformaciones tienen un carácter reversible. Este tipo de deformación está representado en la curva (1) del gráfico anterior. Podemos calcular la velocidad de este tipo de deformación por la fórmula:

$$V = \sqrt{\frac{Eg}{\gamma}}$$

2) Deformación elástica no lineal. Caracterizada por una relación curvilínea entre σ y ϵ . Esta forma de deformación corresponde a la curva (3) del gráfico anterior.

3) Deformaciones plásticas. Estas deformaciones dependen de la magnitud, tiempo que actúan y velocidad de aplicación de las cargas actuantes, así como del tipo de carga actuante. Esta forma de determinación corresponde a la curva (4).

Durante el proceso de las deformaciones plásticas de las rocas se pueden producir:

a) Una continua disminución de las tensiones con las deformaciones constantes, lo cual recibe el nombre de relajamiento de las tensiones.

b) Un aumento de las deformaciones, para cargas constantes, que recibe el nombre de escurrimiento elástico.

c) Una disminución de la velocidad de deformación plástica con el tiempo para casos en que la tensión aplicada no sobrepasa el límite de resistencia de la roca y permanece constante.

De todo lo anteriormente expuesto, podemos concluir que el valor de la deformación de cualquier tipo de roca sometida a un esfuerzo (ya sea compresión, tracción u otro) vendrá dado por la siguiente expresión:

$$\epsilon = f_1(\sigma) + f_2(\sigma, t)$$

donde:

$f_1 (\sigma)$ — parte elástica de las deformaciones que depende del valor de las tensiones,

$f_2 (\sigma, t)$ — parte plástica de las deformaciones que depende de la magnitud de las tensiones y su tiempo de aplicación.

Como ya mencionamos, las deformaciones elásticas tienen un carácter reversible, en tanto que las plásticas son irreversibles y siempre van acompañadas de una modificación en la estructura de la roca. Si construimos las curvas características, de carga y descarga, vemos que en ellas existen dos ramas, la superior corresponde al proceso de carga y la inferior al de descarga. Estas ramas pueden encontrarse cerca o no unas de otras en dependencia del grado de elasticidad y plasticidad que muestre la roca ensayada. Si el material es muy elástico, las dos ramas se encontrarán muy cerca una de otra, en tanto que si es plástica sucederá todo lo contrario. La superficie que existe entre las dos curvas nos da el trabajo de deformación, que en el caso de rocas elásticas es bastante pequeño.

Es conocido que la mayoría de las rocas pertenecen al tipo elástico-plástico y sus características están en dependencia del grado de elasticidad y plasticidad de la roca en cuestión.

Índices de elasticidad. Se llaman índices de elasticidad de las rocas a distintas características elásticas que ellas poseen, que nos permiten, mediante su utilización, obtener una visión general del comportamiento elástico de las rocas.

Entre los índices de elasticidad más utilizado por nosotros tenemos:

1. El módulo de elasticidad (E), que es la relación existente entre la tensión normal actuante (tracción o compresión) y la correspondiente deformación longitudinal que dicha tensión produce, o sea:

$$\sigma = \epsilon F$$

2. El módulo de elasticidad de segundo orden, que es la relación entre la tensión tangencial τ y la correspondiente deformación al cizallamiento que produce δ , o sea:

$$\tau = G \cdot \delta$$

3. El coeficiente de compresión volumétrica que aparece en el caso de encontrarse las rocas en un estado tensional volumétrico (triaxial). Viene dado por la relación entre la tensión y la correspondiente variación de volumen $\frac{\Delta V}{V}$, o sea:

$$\sigma = K \frac{\Delta V}{V}$$

4. El coeficiente de compresión lineal se utiliza solamente para el caso de rocas desligadas y es la relación entre la tensión lineal σ_L y la deformación que ella produce.

5. Coeficiente de Poisson. Este último índice conjuntamente con el módulo de elasticidad (E), son los más empleados. Este coeficiente viene dado por la relación existente entre la deformación relativa transversal $\frac{\Delta d}{d}$ con respecto a la deformación relativa longitudinal $\frac{\Delta l}{l}$, o sea:

$$\frac{\Delta d}{d} = \mu \frac{\Delta l}{l}$$

Todos los índices elásticos anteriormente mencionados pueden relacionarse por las expresiones siguientes:

$$\mu = \frac{E - 2G}{2G}$$

$$K = \frac{EG}{3(G-E)}$$

$$m = \frac{E(1 - \mu)}{(1 + \mu)(1 - 2\mu)}$$

Como se ve de las expresiones anteriores, sólo se necesitan conocer dos índices elásticos para poder entrar a calcular los

restantes. Generalmente μ y E se toman como básicos, o sea, sus valores se determinan experimentalmente.

Método de determinación por vía experimental del módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson

Los valores del módulo de elasticidad para las rocas generalmente se determinan en los trabajos de laboratorios ensayando las muestras a la compresión uniaxial, aunque también se puede determinar mediante ensayos a tracción y flexión, pero estos últimos han recibido poca aplicación. En todos los casos, la tarea principal en la determinación del módulo de elasticidad consiste en la medición lo más precisa y exactamente posible de la deformación que experimenta la muestra al ser sometida a un sistema de cargas. La determinación del módulo de elasticidad puede hacerse también mediante mediciones directas en secciones del macizo rocoso.

En los últimos tiempos, ha aparecido un nuevo método para la determinación de E a partir de la velocidad de traslación de las ondas ultrasonoras.

En primer lugar, vamos a estudiar la determinación de E ensayando las muestras a compresión.

En la actualidad el método que más frecuentemente se utiliza para resolver esta tarea es la de medición directa de las deformaciones que sufre la muestra comprimida con ayuda de un extensómetro de espejo, el cual se caracteriza por poseer una alta sensibilidad, también se pueden usar indicadores de reloj y extensómetros de resistencia, los cuales poseen también buena sensibilidad.

A pesar de ser muy precisos hasta un 1 %, los extensómetros de espejos presentan el inconveniente de ser muy delicados y propensos a las averías mecánicas. Además, para trabajar con ellos se necesita una iluminación especial y un espacio libre cerca de las máquinas de ensayo, lo que no siempre es posible, por lo que este tipo de instrumento para la realización de mediciones del módulo de elasticidad con grandes cantidades de muestras no se emplea mucho.

Para la determinación del módulo de elasticidad en el caso de pruebas en *masa* es muy recomendable la utilización del dispositivo elaborado por K. B. Ruppeneit, el cual nos da una precisión de hasta 10 %. Este aparato lo representamos a continuación.

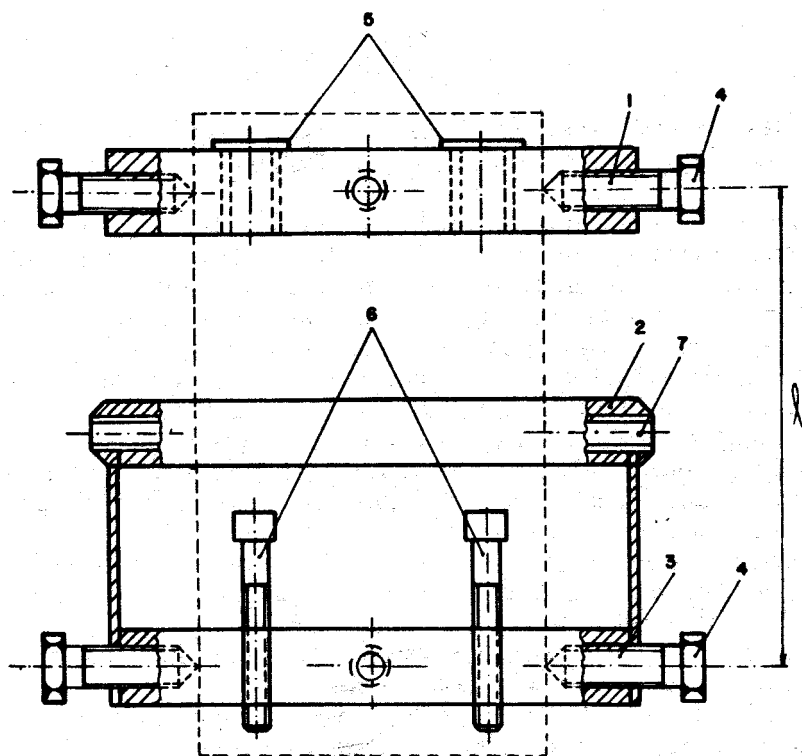


Fig. 24. Esquema Vugi para la determinación de las constantes elásticas de las rocas

1-3) aros, 4) tornillos, 5) casquillos de bronce, 6) tornillos

La línea de puntos representa la muestra

Este dispositivo está formado por los aros (1, 2 y 3), los cuales sujetan las muestras cilíndricas o prismáticas. Los aros 2 y 3 se encuentran unidos fuertemente entre sí mientras que el aro 1 no está unido a ellos directamente. En los aros 1 y 3 se encuentran colocados 4 tornillos (4) que están terminados en puntos templados.

En el aro superior (1) hay cuatro orificios con casquillos de bronce (5). El diámetro interior del casquillo corresponde al diámetro de la varilla del indicador. A través del aro 3 pasan los tornillos (6), sobre los cuales se apoyan las varillas del

indicador de reloj. En el aro (2) hay orificios con casquillos de bronce, para la instalación de los indicadores horizontales. Se utilizan de reloj, con precisión en la lectura de 0,002-0,001 milímetros.

La preparación de la muestra para el ensayo se efectúa en el siguiente orden: en primer lugar los aros inferiores se fijan a la muestra mediante los tornillos (4), más tarde se instala el aro superior. En los orificios del aro superior se instalan los indicadores, colocándose sus agujas en la posición elegida.

El aro (2), donde van los indicadores para medir las deformaciones transversales, se coloca de manera que los orificios para los indicadores se encuentren a la mitad de la altura de la muestra.

El coeficiente de elasticidad (E) en este caso se calcula por la fórmula:

$$E = \frac{4(P_f - P_0) L}{S \Sigma \Delta L} \text{ kg/cm}^2$$

donde:

P_f — carga sobre la muestra al final del ensayo en *kg*,

P_0 — carga inicial sobre la muestra, *kg*,

L — longitud en el sector de la muestra en que se efectúan las mediciones, *cm*,

ΔL — medición de la variación de longitud del sector basado en P_f y P_0 ,

S — área de la sección transversal de la muestra.

Las investigaciones efectuadas muestran que las determinaciones de los módulos de elasticidad (E) por el método anteriormente descrito ocupan mucho menos tiempo que el empleado por los extensómetros de espejo. En tanto que la comparación entre los valores obtenidos por ambos métodos nos muestran gran semejanza.

Por último, vamos a referirnos al método extensométrico para la determinación del módulo de elasticidad. Este método se funda en la medición de las deformaciones que experimen-

ta la muestra al ser ensayada a compresión, utilizando para ello extensómetros de resistencia.

En nuestro laboratorio de mecánica de rocas, éste ha sido el método empleado para la determinación del módulo de elasticidad y con él se han logrado obtener resultados muy precisos.

En este método es de gran importancia la preparación de las muestras, lo cual es necesario hacer con extremo cuidado, así como el pegado a la muestra de los extensómetros.

Por este método de los extensómetros de resistencia, también podemos obtener el coeficiente de deformación transversal o de Poisson, para lo cual sólo es necesario colocar en las muestras extensómetros para medir las deformaciones horizontales.

Conjuntamente con los métodos de laboratorios antes vistos, se conoce una serie de métodos para la determinación del módulo de elasticidad de las rocas en condiciones naturales, entre los cuales vamos brevemente a analizar el método utilizado en las minas de hierro de Francia.

Este método consiste en lo siguiente: En la pared de la excavación, con la utilización de un cemento de fraguado rápido se fijan 3 anclas de 20×20 mm de sección, que se introducen a una profundidad de 160 mm con una distancia entre sí de 200 mm.

Entre los pernos se fija un alambre de medición con el cual se mide la tensión inicial por el método electroacústico (también se pueden utilizar indicadores tipo reloj).

Estas anclas se mantienen colocadas por espacio de 10 horas, después, con ayuda de un martillo de perforación, se hace un corte de 700 mm de ancho y profundidad a una altura de 40 mm. El corte se limpia, después de lo cual se coloca en él un gato hidráulico de área 700×700 mm y se rellena todo el espacio que queda libre con una mezcla de arena y cemento (50 % de cemento y 50 % de arena fina). Después de un tiempo de fraguado de 10 horas, se procede a la carga del macizo, aumentándose la tensión gradualmente. Las deformaciones en los alambres se miden y se construyen con estos resultados un gráfico que representa la dependencia entre la deformación y la magnitud de la tensión actuante. La experiencia se debe realizar hasta obtener una deformación que corresponda a una tensión de $20\text{-}30 \text{ kg/cm}^2$ mayor que la tensión inicial.

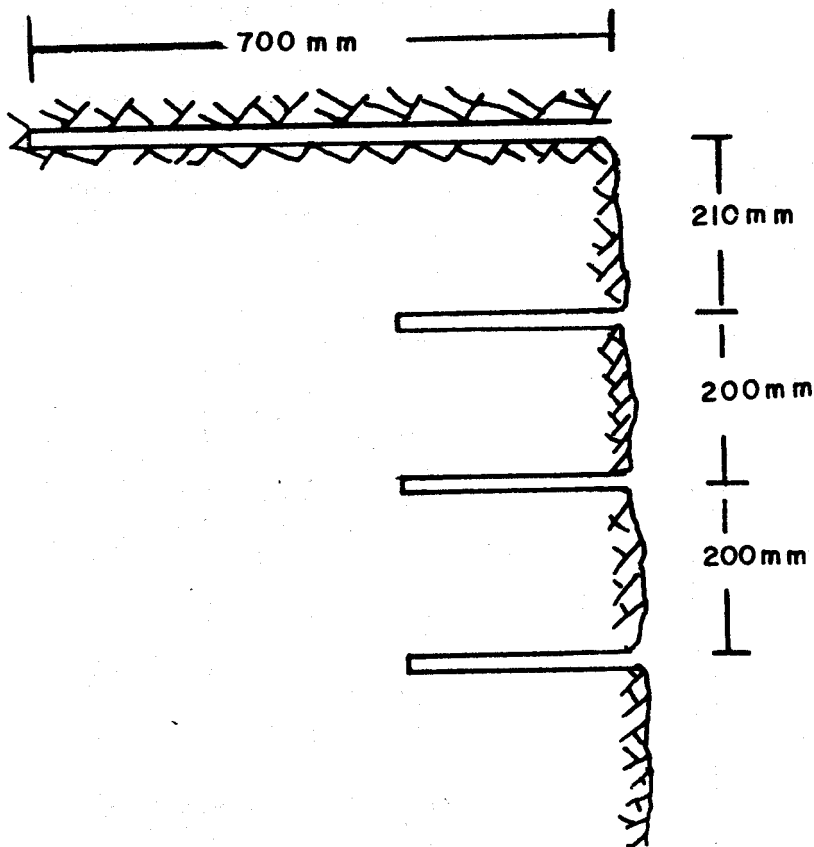


Fig. 25. Esquema de determinación del módulo de elasticidad en las minas de Francia

Otro método de determinación del módulo de elasticidad es el que consiste en lo siguiente.

Al avanzarse una excavación en ejecución, se deja un pilar de rocas, el cual se reduce hasta una sección de 55×55 cm, lo que le da una forma de prisma tetraédrico regular con una altura de 1 m. Más tarde, entre el lecho de la excavación y en el lado superior del pilar, se instalan gatos hidráulicos de 150-200 t. La deformación que se experimenta se puede medir con extensómetros o con indicadores de reloj.

Determinación del módulo de elasticidad en caso de ensayos a tracción

Para la medición de la deformación durante la tracción, lo más difundido es el empleo de extensómetros de espejo.

A continuación pasamos a describir la instalación del extensómetro de espejo de Martens para la determinación de las deformaciones longitudinales durante ensayos a tracción.

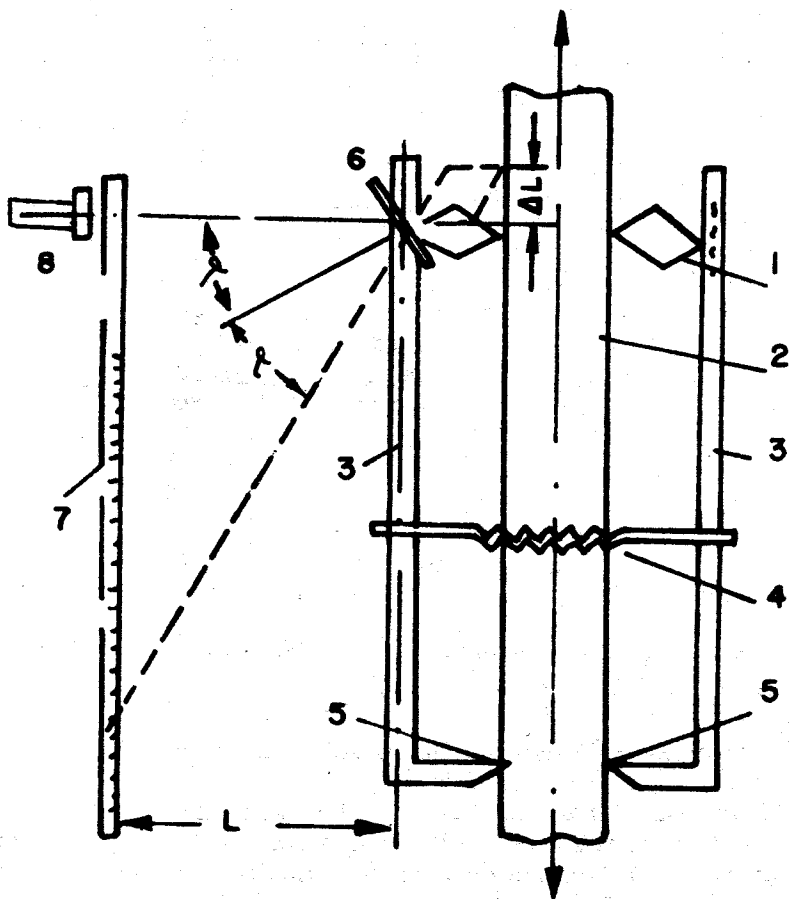


Fig. 26. Medición de la deformación longitudinal con el tensómetro de espejo de Martens durante los ensayos a tracción

Se coloca la muestra (2) sujeta en las agarraderas de la máquina de ensayo, en la que existen en lados opuestos dos placas (3), las cuales comprimen la muestra por un sistema de muelles (4). Los lados inferiores de los planos se apoyan en la muestra de forma aguda (5). Entre los extremos superiores de los planos y la muestra, se colocan 2 pequeños prismas rómbicos (1), que tienen lados agudos; a cada prisma se fija un espejito (6). Con el objeto de obtener resultados más precisos en los puntos de establecimiento del prisma, se coloca una laminita de latón de $7 \times 7 \text{ mm}$. A una cierta distancia de la muestra, se instalan dos pequeños lentes (anteojos) (8) y dos escalas con apreciación milimétrica. El antejo se enfoca hacia el espejito, el cual se regula girándolo con el objeto de que sea vista la escala.

Cuando se produce una cierta deformación de la muestra, por ejemplo, en una magnitud Δl , el prisma (1) con el espejito (6) gira un cierto ángulo α . Si designamos la mayor diagonal del prisma rómbico por r , entonces:

$$\Delta l = r \operatorname{sen} \alpha$$

Basados en que el ángulo α es muy pequeño, podemos decir que:

$$\Delta l = r \alpha$$

y expresamos el valor de α en radianes.

Cuando el prisma (1) gira un ángulo α , el espejito (6) girará (volteará) el mismo ángulo. Los rayos de luz que inciden y los que se reflejan del espejito, tienen un ángulo entre sí igual a 2α . Si designamos por S el conteo de la escala, que corresponde al giro del prisma en un ángulo α , para una distancia L entre ellas y el espejito, entonces:

$$\operatorname{tg}^2 \alpha = \frac{S}{L}$$

pero como $\tan 2\alpha$ tiene un valor muy pequeño:

$$\alpha = \frac{S}{2L}$$

$$\Delta l = \frac{r S}{2L}$$

La magnitud $U = \frac{r}{2L}$ es la escala de aumento y habitualmente se emplea igual a $\frac{1}{500}$ o $\frac{1}{1000}$.

Para cada medida, se determina la suma de los incrementos en ambas escalas, o sea, $S_1 + S_2$. De la serie de sumas de los incrementos para los intervalos dados se determina la suma media de los incrementos.

$$(S_1 + S_2) \text{ Medio} = \frac{\Sigma (S_1 + S_2)}{\eta}$$

donde:

η — es el número de mediciones.

La medida de los incrementos de los cálculos es igual a:

$$\frac{S_1 + S_2}{2} \text{ Med}$$

Llevándolo a la escala de cálculo obtenemos la deformación longitudinal Δl .

$$\Delta l = \frac{(S_1 + S_2) \text{ Med}}{2} U$$

y si dividimos esta magnitud por la base del instrumento, o sea, por la longitud de las abrazaderas, l , igual a 50-100 mm, obtenemos el incremento medio en relación con alargamiento, o sea:

$$\Delta \epsilon_l = \frac{\Delta l}{l}$$

Determinación del módulo de elasticidad durante ensayos a flexión

La magnitud del módulo de elasticidad durante los ensayos a flexión puede ser calculada usando las siguientes fórmulas:

a) Para un esquema de una barra sobre dos apoyos sin el cálculo de la tensión tangencial:

$$E = \frac{PL^3}{48 f I} \text{ kg/cm}^2$$

donde:

P — magnitud de la carga aplicada, *kg*,

L — longitud entre apoyos de la muestra, *cm*,

f — flecha que sufre la muestra, *cm*,

I — momento de inercia de la sección transversal de la muestra, *cm*⁴.

Para el caso de las muestras prismáticas de ancho b y altura h:

$$I = \frac{bh^3}{12} \text{ cm}^4$$

b) Para el caso de una barra con dos apoyos, pero teniendo en cuenta la tensión tangencial:

$$E = \frac{PL^3}{48fI} \left(1 + 295 \frac{h^2}{L^2} - 0,02 \frac{h}{I} \right) \text{ kg/cm}^2$$

c) Para el caso de una barra en consola:

$$E = \frac{PL^3}{3 f I} \text{ kg/cm}^2$$

En estos casos la tarea fundamental, que se debe resolver de forma experimental, se dirige a la determinación de la flecha que sufre la muestra al ser cargada, para lo cual se pueden utilizar distintos esquemas e instrumentos de medición, entre los cuales tenemos los extensómetros de espejo y otros.

En nuestros tiempos, conjuntamente con el empleo de los métodos de determinación del módulo de elasticidad, utilizando para ello cargas estáticas y las máquinas experimentales ordinarias, han ido recibiendo una gran difusión los métodos acústicos, los cuales permiten de manera mucho más profunda estudiar la estructura, las propiedades elásticas, de resistencia y viscosas de los materiales y en nuestro caso particular, de las rocas.

El buen resultado alcanzado en el desarrollo de los medios acústicos de determinación, se debe entre otras causas al gran desarrollo alcanzado por las ciencias en los últimos tiempos y especialmente en nuestro caso, de la electrónica, sobre todo en la parte relacionada con la medición de impulsos en pequeños intervalos de tiempo.

Los métodos acústicos utilizados para la determinación del módulo de elasticidad pueden agruparse en dos grandes grupos:

- 1) Métodos de impulsos
- 2) Métodos de resonancia.

El primero de ellos se fundamenta en la determinación de la velocidad de traslación de las señales acústicas, según este método se puede determinar el módulo de elasticidad tanto en la muestra como en el macizo. En tanto que en el segundo método habitualmente se mide la frecuencia de ondulación de las ondas en la muestra.

Método de impulsos. La determinación del módulo de elasticidad por el método acústico de impulsos, posee significados especiales para la resolución de las tareas, relacionados con las distintas acciones dinámicas actuantes, además, y debido a la simplicidad y perspectiva del método, y muy especialmente a la posibilidad de determinar el módulo de elasticidad en el macizo, los resultados obtenidos por el empleo de este método se reflejan ampliamente para las resoluciones de tareas planteadas.

A continuación, representamos un esquema simple de la instalación que se utiliza para la determinación de E a partir de la obtención de la velocidad de traslación de la señal acústica.

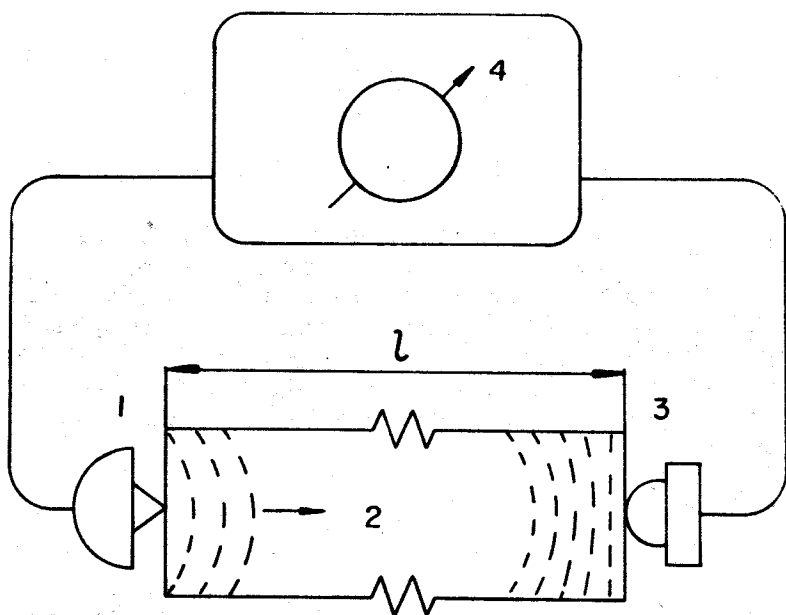


Fig. 27. Esquema de ensayos de las muestras con el método de impulso

La instalación cuenta con el emisor de radiaciones (1), el cual produce sobre las muestras de rocas que se deben ensayar (2) señales acústicas cortas. En el captador de señales (3), la ondulación mecánica se transforma en ondulación de los tensores eléctricos. El tiempo que pasa desde que la señal comienza, hasta el momento que llega el captador, se determina con el empleo del microsecundómetro (4). Conociendo la longitud de la muestra y el tiempo en que pasa la señal a través de ella, se puede calcular la velocidad de traslación

$$V = \frac{l}{t}$$

La velocidad de traslación de la señal en una varilla, la cual posee una pequeña sección transversal, está en relación con su módulo de elasticidad E y su densidad ρ , los cuales se relacionan por la conocida ley de acústica.

$$V = \sqrt{\frac{E}{\rho}}$$

$$E = V^2 \rho$$

La exactitud en la determinación de la velocidad de traslación de las ondas elásticas en la muestra de roca, se puede elevar aumentando la longitud de la muestra ensayada, o también, su resistencia. El error de la medición habitualmente es de hasta un 2 %.

La relación entre la longitud de onda λ , la velocidad de traslación V y la frecuencia de ondulación, presenta la siguiente forma:

$$\lambda = \frac{V}{f}$$

No es útil una gran frecuencia durante los trabajos con rocas, ya que la longitud de onda se establece conmensurable en relación con las dimensiones de los elementos componentes del agregado rocoso.

Esto conduce a la dispersión y difracción del sonido y a la disminución de la transparencia (diafanidad) acústica de la roca.

La longitud de las muestras ensayadas de roca se utiliza con una longitud de l mayor de $3 \div 5$ veces λ .

Se distingue la velocidad de las ondas longitudinales en un medio ilimitado (macizo rocoso) V_L^M en una varilla V_L^V .

Para la obtención de ondas longitudinales claras y precisas que se trasladen en la varilla con una velocidad de V_v , es necesario tomar una relación entre el radio de la muestra y la longitud de la onda

$$\frac{a}{\lambda} \cdot < 0,2 \div 0,3$$

En las muestras de rocas, además de las ondas longitudinales aparecen también las ondas transversales, las cuales se trasladan con una velocidad V_t . A continuación exponemos las dependencias entre E , μ , V_L y V_t :

$$V^M = \sqrt{\frac{E}{\gamma} g \frac{1 - \mu}{(1 + \mu)(1 - 2\mu)}} \text{ m/s}$$

$$V_1 = V_L^2 \rho \frac{(1 + \mu)(1 - 2\mu)}{1 - \mu}$$

$$0,5 \left(\frac{V_L}{V_t} \right)^2 - 1$$

$$\mu = \frac{0,5 \left(\frac{V_L}{V_t} \right)^2 - 1}{\left(\frac{V_L}{V_t} \right)^2 - 1}$$

o sea, para la determinación de las características elásticas de las rocas por el método de impulso, es necesario conocer la velocidad de difusión, tanto de las ondas longitudinales (V_L) como de las transversales (V_t).

La velocidad de difusión de las ondas longitudinales V_L depende de varias causas:

- 1) Características del estado tensional
- 2) Magnitud de las tensiones
- 3) Humedad
- 4) Porosidad
- 5) Temperatura
- 6) Textura.

Un valor medio de V_L para algunas rocas se da en la Tabla No. 3.

En general, como se ve de la tabla y de las fórmulas, se puede decir que mientras más densa sea la roca, más alta será la velocidad de traslación de las ondas elásticas.

Método de resonancia. El método de impulsos posee una gran ventaja sobre el método de resonancia, que consiste en la posibilidad de realizar las determinaciones, directamente en el macizo, lo cual no es posible realizar por el método de resonancia. Sin embargo, para las determinaciones de laboratorio, el método de resonancia debido a su exactitud ha adquirido una gran aplicación.

A continuación, representamos un sencillo esquema de determinación del módulo de elasticidad según este método.

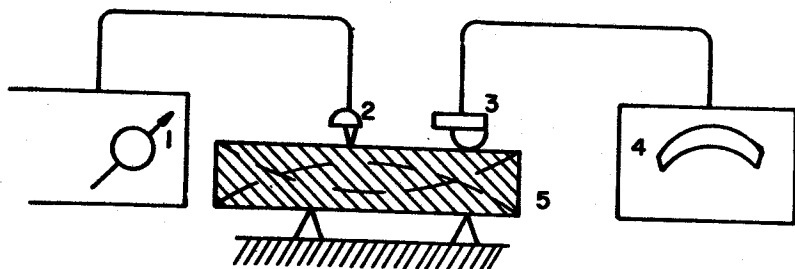


Fig. 28. Esquema de ensayo de las muestras con el método de resonancia

Las ondulaciones mecánicas en las muestras (5) son producidas por el radiador (2), el cual es alimentado por el generador de frecuencia sonora (1); el radiador transforma las ondulaciones elásticas recibidas del generador (1), en mecánicas.

Los receptores de sonido (3), reciben las ondulaciones mecánicas que se producen en las muestras transformándolas en eléctricas, después de lo cual estas ondulaciones eléctricas van a un amplificador y de ahí a un explorador vertical de un tubo de haz electrónico.

Al surgir oscilaciones en la muestra, el rayo del tubo catódico crea en la pantalla una línea vertical lumínica, cuya longitud es proporcional a la magnitud de la tensión tomada del receptor de oscilaciones mecánicas.

En el momento de la resonancia, la amplitud de las oscilaciones mecánicas de la muestra alcanza su mayor magnitud. Por consiguiente, la línea lumínica vertical tiene en la pantalla del tubo la mayor longitud, cuando la frecuencia de las propias oscilaciones de la muestra coincide con la frecuencia del generador.

De este modo, mediante la desviación máxima del rayo, se puede fijar el momento de coincidencia de la frecuencia del generador y de las propias oscilaciones en la muestra.

TABLA No. 3

Roca	V_L km/s	Roca	V_L km/s	Roca	V_L km/s
Densas		De densidad media		Sueltas	
dunita	7,0				
diabasa	6,5	caliza	4,0	grava	1,0
gabro	6,5	esquistos	4,0	tierra	
				arcillosa	1,0
				arena	1,0
dolomita	5,5	arenisca	4,0	loes	0,5
granito	5,0				

Propiedades reológicas

La palabra reología procede del verbo griego "rheos", que significa fluidez; cuando se trata de líquidos, la palabra fluidez es fácil de relacionar con un proceso real y observable, todo lo contrario sucede cuando hablamos de la fluidez en cuerpos sólidos y, en nuestro caso particular, cuando nos referimos a la fluidez de las rocas.

Como es conocido de la práctica de la minería, la deformación en las rocas varía con el tiempo, por ejemplo, es conocido que los desplazamientos de las rocas en los contornos de las galerías tienden a aumentar con el tiempo, que los desplazamientos del techo en los frentes largos de las galerías de arranque dependen de la velocidad de avance del frente de trabajo y así se pueden citar innumerables ejemplos.

Es por esto que para resolver muchos problemas en la minería, el conocimiento de las propiedades elásticas y plásticas, obtenidas ensayando la roca mediante cargas aplicadas en corto tiempo, resulta insuficiente y se hace necesario conocer los

denominados parámetros reológicos, los cuales caracterizan la propiedad de las rocas al deformarse con el tiempo.

Como tales parámetros podemos citar:

1) La velocidad de deformación de la roca, o sea, la magnitud de la deformación de la roca por unidad de tiempo, para una determinada carga de aplicación.

2) La velocidad de disminución o caída de las tensiones en las rocas ensayadas después de ésta deformarse a una magnitud dada.

3) El tiempo que se necesita para que después de deformarse las muestras disminuyan las tensiones a un determinado valor (relajamiento).

La propiedad de las rocas de deformarse bajo la acción de una carga constante recibe el nombre de escurrimiento elástico, en tanto que la disminución de las tensiones con el tiempo, sin variar el estado de deformación, recibe el nombre de relajamiento de las tensiones.

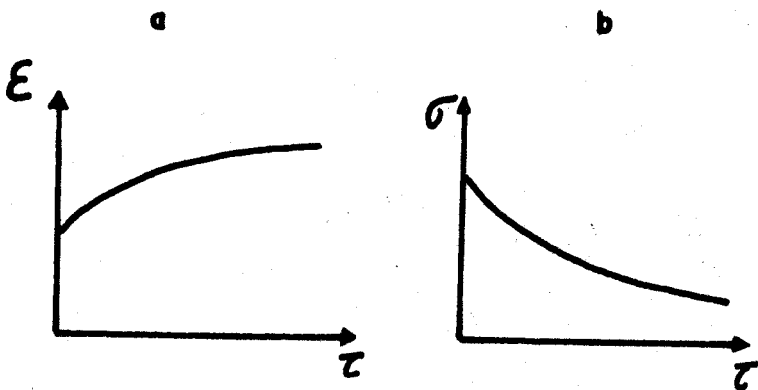


Fig. 29. Gráfico

a) de escurrimiento elástico

b) de relajamiento de las rocas

La parte de la mecánica de los medios densos que estudia el flujo de los materiales, recibe el nombre de fluencia. Algunas dependencias de la teoría de flujo, como por ejemplo la dependencia entre la deformación, la carga y el tiempo, se emplean con ciertas tolerancias para el caso de las rocas.

Las rocas, en dependencia de su constitución y de las condiciones de yacencia, pueden manifestar deformaciones con diferentes características y grados de intensidad. Si tomamos la dependencia que relaciona el incremento de deformación con el tiempo para una carga constante (escurrimiento elástico), vemos que las rocas pueden ser divididas en dos grandes clases.

La primera clase a la que pertenecen la mayoría de las rocas incluyendo las areniscas, esquistos y calizas, se caracteriza porque las deformaciones al cabo de un tiempo dado cesan de aumentar, o sea, tienen un carácter amortiguado. El gráfico que representa esta forma de comportamiento está dado a continuación.

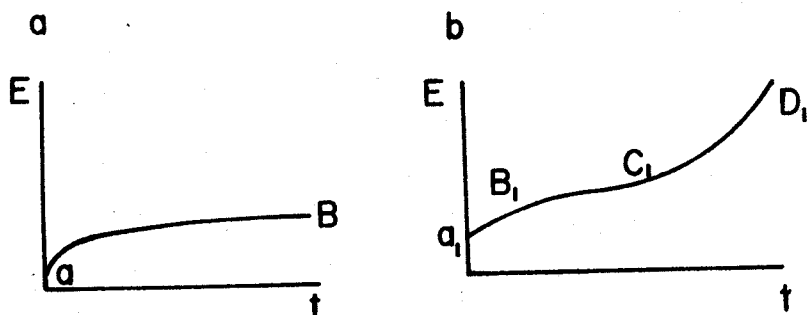


Fig. 30. Gráfico que caracteriza

- a) las deformaciones amortiguadas
- b) las deformaciones no amortiguadas

En tanto que la segunda clase de rocas, a la cual pertenecen las arcillas y los esquistos arcillosos, se caracteriza por presentar un carácter no amortiguado en su deformación.

El estudio de las propiedades reológicas de las rocas y las investigaciones que en esa dirección se realizan, tienen como objetivo fundamental poder establecer el comportamiento de la roca en los casos de aplicación de cargas para largos intervalos de tiempo. Con este fin se elaboran y perfeccionan una serie de fórmulas para el cálculo de los desplazamientos de las rocas en el contorno de la excavación, para determinar la carga sobre la fortificación y otros parámetros, tanto para el momento inicial, como para cualquier intervalo de tiempo que se desee calcular.

Para deducir las correlaciones cualitativas, es necesario expresar matemáticamente la dependencia entre las tensiones, las deformaciones y el tiempo. Esta dependencia recibe la denominación de ecuación del estado de la roca.

Esta ecuación de estado en el caso general, puede ser deducida según dos métodos. El primer método consiste en estudiar la interacción física de las partículas que constituyen las rocas. Esta vía es compleja, debido a que es necesario tener en cuenta una gran cantidad de factores que influyen en las uniones físicas entre partículas y entre moléculas, es por esto que consideramos que esta primera vía no presenta en nuestro caso un gran valor práctico. El segundo método consiste en sustituir las rocas por una combinación de elementos mecánicos (modelos), los cuales van a poseer cada uno una determinada propiedad (elasticidad, viscosidad, etcétera).

La combinación deseada, o sea, el modelo, se hace de forma tal que las propiedades generales del modelo obtenido correspondan a las propiedades de la roca que deseamos analizar, sobre la cual actúa una carga duradera. Se obtiene la ecuación de estado del modelo, que representa la dependencia matemática de la deformación (ϵ), tensión (σ) y el tiempo (t).

Como criterio de comparación para analizar el grado de correspondencia entre la ecuación de estado obtenido del modelo, con la ecuación de estado de la roca, empleamos la convergencia entre el gráfico de cálculo de la función $\epsilon = f(\sigma, t)$ obtenido tanto para el modelo, como experimentalmente para la roca en cuestión.

Como ya mencionamos, en mecánica de rocas se emplea este segundo método, para lo cual se utilizan distintos elementos que poseen distintas propiedades.

En calidad de elementos que poseen solamente propiedades elásticas, se emplean resortes elásticos (flexibles).

Como es conocido, el esfuerzo en el resorte es proporcional a su deformación, o sea:

$$\sigma = H \epsilon$$

donde:

H — coeficiente de proporcionalidad, el cual caracteriza las propiedades elásticas del elemento.

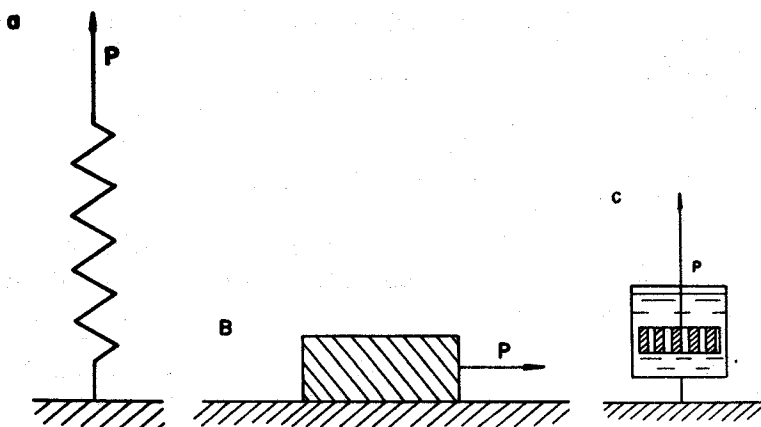


Fig. 31. Elementos usados en la construcción de modelos

En calidad de elemento que posea fluidez, se emplea un cilindro con un pistón con orificios que contenga un líquido viscoso.

Para el elemento viscoso no tiene lugar la proporcionalidad entre las tensiones y las deformaciones, ya que el valor de la deformación no sólo depende de las tensiones, sino también del tiempo de acción de éstas. De esta manera, la deformación de un elemento viscoso es una magnitud variable que depende del tiempo. Es cómodo caracterizar esta dependencia del tiempo por la variación de la deformación durante cierto intervalo de tiempo. Esta variación de la deformación no es otra cosa que la velocidad de deformación unitaria. En fórmula diferencial, la velocidad de deformación tendrá la siguiente fórmula:

$$\dot{\epsilon} = \frac{d\epsilon}{dt}$$

donde:

$\dot{\epsilon}$ — velocidad de deformación unitaria relativa.

En cada instante, la velocidad de deformación será proporcional a la tensión actuante en ese instante.

$$\sigma(t) = K \dot{\epsilon} \text{ — Ley de deformación viscosa} \quad (1)$$

$$\dot{\epsilon} = \frac{\sigma(t)}{K} \quad (2)$$

donde:

K — es la constante de proporcionalidad entre las tensiones y la velocidad de deformación unitaria del elemento viscoso.

El coeficiente K indica el valor de la tensión, en kg/cm^2 , que es necesaria para obtener la deformación relativa unitaria en un segundo.

A continuación pasamos a examinar brevemente algunas combinaciones que son utilizadas como modelos.

I. Modelo de Foigt. Se llama modelo de Foigt a la unión en paralelo de un elemento elástico y uno viscoso.

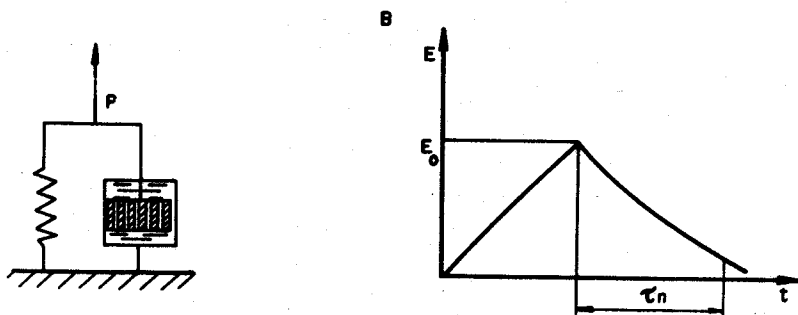


Fig. 32. Modelo de Foigh

Vamos a considerar iguales las deformaciones del elemento elástico ϵ_e y del elemento viscoso ϵ_v que forman parte del modelo.

Entonces, basándonos en las expresiones (1) y (2), podemos expresar las siguientes ecuaciones:

$$\sigma_e = H E \text{ y } \sigma_v = K \dot{\epsilon}$$

donde:

H y K — constantes que representan las características de los elementos elásticos y viscosos respectivamente,

σ — tensión total.

$$\sigma = \sigma_e + \sigma_v \quad (3)$$

Si sustituimos en la expresión (3) los valores de σ_e y σ_v , obtenemos:

$$\begin{aligned} \sigma &= H \cdot \varepsilon + K \cdot \dot{\varepsilon} \\ \sigma &= H \cdot \varepsilon + K \frac{d\varepsilon}{dt} \end{aligned} \quad (4)$$

A partir de esta expresión, vamos a analizar las propiedades del modelo de Foigt para condiciones de cargas diferentes.

a) Para el caso de tensión constante, $\sigma = \text{const.}$ Para este caso partimos de la ecuación, la cual se resuelve respecto a ε , o sea:

$$\frac{\sigma}{H} - \varepsilon = \frac{K}{H} \frac{d\varepsilon}{dt}$$

$$\left(\frac{\sigma}{H} - \varepsilon \right) dt = \frac{K}{H} d\varepsilon$$

y después de una serie de operaciones y transformaciones matemáticas llegamos a obtener la siguiente expresión:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{H} \left(1 - e^{-\frac{Ht}{K}} \right) \quad (5)$$

La expresión obtenida representa la dependencia de la deformación del modelo en cuestión de la tensión constante y del tiempo, como se ve de esta dependencia, las deformaciones

aumentan en una ley exponencial tendiendo absolutamente por su valor al valor máximo de σ/H .

De tal forma vemos que la magnitud H es el módulo de elasticidad para un tiempo infinito de acción de las cargas, o sea, el módulo de elasticidad a *largo plazo*.

b) Para el caso $\sigma = 0$ y $\varepsilon = \varepsilon_0$. En este caso a la muestra de roca se le da una deformación inicial ε_0 , y más tarde la muestra se descarga, y tienden entonces las deformaciones a regresar a cero según una ley exponencial.

Si partimos de las condiciones iniciales, o sea, $t = 0$, $\varepsilon = \varepsilon_0$ y $\sigma = 0$, después de realizar algunas sustituciones podemos obtener la siguiente expresión:

$$\varepsilon = \varepsilon_0 e^{\frac{-Ht}{T}} \quad (6)$$

Es evidente que si las deformaciones del modelo comienzan, no desde cero, sino desde la deformación ε_0 , entonces la deformación total será la suma de las deformaciones obtenidas por las ecuaciones (5 y 6), o sea:

$$\varepsilon t = \frac{\sigma}{H} \left(1 - e^{\frac{-Ht}{K}}\right) + \varepsilon_0 e^{\frac{-Ht}{K}} \quad (7)$$

De esta ecuación podemos deducir que si aumentamos las deformaciones producidas por efecto de las tensiones (σ) se tiende simultáneamente a disminuir la deformación inicial ε_0 .

c) Para el caso de ε constante. En este caso, la tensión se mantiene constante en el tiempo, o sea:

$$\sigma = H \cdot E + K \frac{d\varepsilon}{dt}$$

Este resultado contradice el comportamiento real de las rocas bajo la acción de cargas con deformación constante, en las cuales para mantener una deformación constante es necesario con el tiempo ir disminuyendo la magnitud de las tensiones. Este fenómeno, como ya se expresó, recibe el nombre de relajamiento de las tensiones, por lo que obtenemos que este

modelo de Foigt no se relaja. En la naturaleza no se encuentran tales materiales (rocas) que no sufran relajamiento y es por esto que las dependencias que se obtienen entre σ , t y ϵ según el modelo estudiado sólo pueden ser empleadas para cálculos aproximados, por lo que podemos expresar que la combinación elegida de elementos elásticos y viscosos en paralelo no refleja de un modo real y total las propiedades de las rocas.

II. Modelo de Maxwell. Este modelo se basa en la unión de un elemento viscoso con uno elástico, pero en serie.

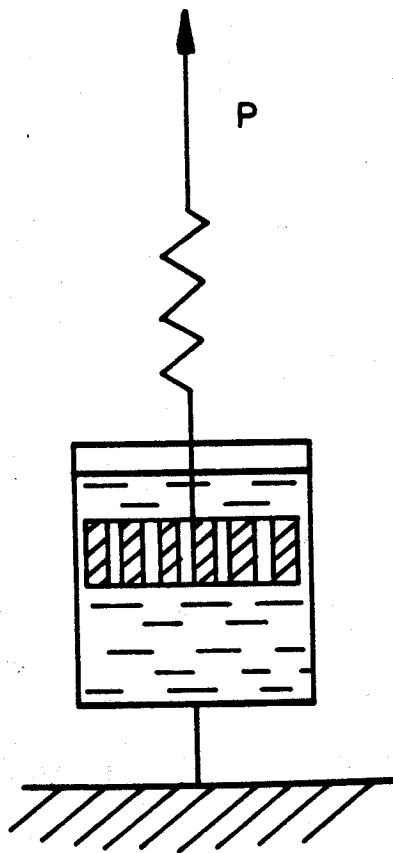


Fig. 33. Modelo de Maxwell

Según este método de unión, las tensiones en los elementos serán iguales y las deformaciones ϵ_e y ϵ_v , diferentes. La deformación total del sistema será igual a la suma de las deformaciones de los elementos. El estado de este modelo se expresará por las siguientes expresiones:

$$\sigma = E \cdot \epsilon_e$$

$$\sigma = K \cdot \dot{\epsilon}_v$$

$$\epsilon = \epsilon_e + \epsilon_v \quad (8)$$

Vamos a eliminar del sistema de ecuaciones las deformaciones de los distintos elementos del modelo. Para lograr esto vamos a derivar ϵ con respecto al tiempo.

$$\frac{d\epsilon}{dt} = \frac{d\epsilon_e}{dt} + \frac{d\epsilon_v}{dt}$$

Sustituyendo los valores conocidos, obtenemos que:

$$\frac{d\epsilon}{dt} = \frac{1}{H} \frac{d\sigma}{dt} + \frac{\sigma}{K}$$

y en forma más simplificada:

$$\sigma + \dot{\sigma} \frac{K}{H} = K \dot{\epsilon} \quad (9)$$

La ecuación (9) representa la ecuación de estado del modelo de Maxwell.

A continuación vamos a estudiar las propiedades de este modelo, para lo cual analizamos con diferentes condiciones de carga.

a) Vamos a suponer que ϵ es igual a una constante.

Para este caso $K\dot{\epsilon} = 0$ y la ecuación (9) se reduce a:

$$\sigma + \frac{K}{H} \frac{d\sigma}{dt} = 0 \quad (10)$$

Resolviendo la ecuación (10) y realizando las transformaciones pertinentes, obtenemos la ecuación:

$$\sigma = \sigma_0 e^{-\frac{Ht}{K}} \quad (11)$$

Si llamamos a: $\frac{H}{K} = \frac{1}{T_0}$, obtenemos: $\sigma = \sigma_0 e^{-\frac{t}{T_0}}$ (12)

De la ecuación (11) se ve que K/H tiene como unidad de medida el tiempo y t/t_0 es la escala de tiempo.

Para t igual a t_0 , $\sigma = \sigma_0 e^{-1} = \frac{\sigma_0}{e}$ (13)

La ecuación (11) muestra que para una deformación constante, las tensiones sobre el modelo de Maxwell disminuyen gradualmente tendiendo asintóticamente a cero para un valor de t igual a infinito, o sea, que sufre relajamiento. La velocidad de relajamiento va a depender de la magnitud t_0 , la cual se denomina tiempo de relajamiento o período de relajación.

De la igualdad (13) vemos que en el modelo de Maxwell T_0 representa el intervalo de tiempo durante el cual las tensiones en el modelo disminuyen 2,71 para deformaciones constantes. El período de relajación T_0 es una característica importante de las propiedades reológicas de las rocas.

El valor de T_0 para las rocas varía en grandes límites, por ejemplo, para las arcillas no plásticas, el tiempo de relajamiento es de 11-18 días, en tanto que para las calizas densas se puede expresar en milenios.

En dependencia del tiempo de acción de la tensión, un mismo cuerpo puede comportarse como un material duro o como un fluido.

De la expresión:

$$\sigma = \sigma_0 e^{-\frac{t}{T_0}} \quad (14)$$

vemos que para su valor:

$$t \ll t_0 \quad \sigma \cong \sigma_0$$

o sea, el material puede ser considerado no viscoso; en cambio, para el mismo material, si:

$t \gg t_0$ tendremos $\sigma \ll \sigma_0$, se comporta como un cuerpo fluido.

b) Para el caso de $\sigma = \sigma_0$.

Partimos de la ecuación:

$$\sigma + \frac{K}{H} \dot{\sigma} = K\dot{\epsilon}$$

la cual tomará la siguiente forma:

$$\sigma_0 = K\dot{\epsilon}$$

o

$$\sigma_0 = K \frac{d\epsilon}{dt}$$

Resolviendo esta ecuación con respecto a ϵ y después de una serie de transformaciones, obtenemos la siguiente expresión:

$$\epsilon = \epsilon_0 \left(1 + \frac{t}{t_0} \right) \quad (15)$$

De esta manera, vemos que para una carga constante, la deformación del modelo de Maxwell es igual a la deformación inicial ϵ_0 multiplicada por un coeficiente linealmente creciente, cuyo valor está determinado por el tiempo de relajamiento y por el tiempo de acción de la carga.

Y la expresión:

$$\sigma = \sigma_0 e^{-\frac{t}{t_0}}$$

muestra que cuando se mantiene por mucho tiempo una deformación constante del material, cuyas propiedades son semejantes a las del modelo de Maxwell, las tensiones se relajan casi hasta cero. En la práctica, sólo se comportan de esta manera las arcillas.

La deformación de las arcillas por acción de una carga constante también responde a la dependencia $\epsilon(t)$ en el modelo de Maxwell. Por eso se ha llegado a la conclusión que el modelo de Maxwell reproduce lo suficientemente aproximado el mecanismo de deformación de las rocas del tipo de las arcillas, en tanto que para las rocas de la primera clase, el modelo de Maxwell no puede servir como modelo que refleje totalmente sus propiedades.

De todo lo anteriormente analizado, es evidente que para obtener las ecuaciones de estado, las cuales reflejan más completamente las propiedades de la mayoría de las rocas, es necesario construir combinaciones más complejas de los elementos viscosos y elásticos que las realizadas en los modelos anteriormente examinados.

A continuación, pasamos a analizar la combinación formada por dos elementos elásticos y uno viscoso que se denomina modelo de Pointing-Thompson.

Este modelo reproduce mucho más aproximadamente el comportamiento de las rocas al ser sometidas a la acción de cargas.

Para este modelo el sistema de ecuaciones adquirirá la siguiente forma:

$$\epsilon_v = \epsilon_{e_2}$$

$$K\dot{\epsilon}_v = \sigma_v$$

$$\sigma_v + \sigma_{e_2} = \sigma_{e_1} = \sigma$$

$$\epsilon_{e_1} + \epsilon_{e_2} = \epsilon$$

$$H_1 \epsilon_{e_1} = \sigma_{e_1}$$

$$H_2 \epsilon_{e_2} = \sigma_{e_2}$$

donde:

ϵ — deformación total del sistema,

ϵ_1 , ϵ_2 y ϵ_v — deformaciones de los distintos elementos que constituyen el sistema,

σ — tensión total del sistema,

σ_1 , σ_2 y σ_v — tensiones de los elementos integrantes del sistema,

H_1 y H_2 — coeficientes de proporcionalidad entre las tensiones y las deformaciones en los elementos elásticos,

K — coeficiente de proporcionalidad entre las tensiones y la velocidad de deformación del elemento viscoso.

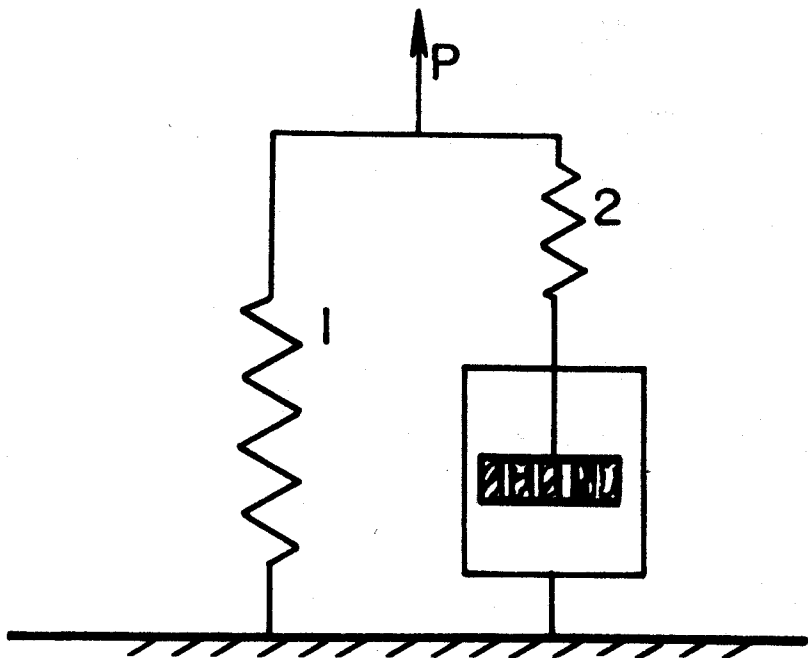


Fig. 34. Modelo de Pointing-Thompson

Para obtener las ecuaciones de estado del modelo estudiado, es necesario excluir del sistema de ecuaciones expresado anteriormente las tensiones y las deformaciones de los distintos elementos que constituyen el modelo y poner todo en función de la deformación y de la tensión total del sistema, así como de las características de elasticidad y viscosidad (H_1 , H_2 y K).

Del sistema de ecuación anterior vemos que:

$$\sigma_v = K \cdot \dot{\varepsilon}_v$$

pero:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_{e_2}$$

y

$$\varepsilon_{e_2} = \varepsilon - \varepsilon_{e_1} = \varepsilon - \frac{\sigma_{e_1}}{H_1}$$

pero sabemos que:

$$\sigma_{e_1} = \sigma$$

$$\varepsilon_{e_2} = \varepsilon - \frac{\dot{\sigma}}{H_1}$$

entonces:

$$\dot{\varepsilon}_v = \dot{\varepsilon}_{e_2} = \dot{\varepsilon} - \frac{\dot{\sigma}}{H_1}$$

$$\sigma_v = K \cdot \dot{\varepsilon} - \frac{K \dot{\sigma}}{H_1}$$

Sabemos que:

$$\sigma_{e_2} = \varepsilon_{e_2} \cdot H_2$$

pero:

$$\varepsilon_{e2} = \varepsilon - \varepsilon_{e1}$$

y

$$\sigma_{e2} = \varepsilon H_2 - \frac{\sigma_{e1}}{H_1}$$

$$\sigma_{e2} = H_2 \varepsilon - \frac{H_2}{H_1} \sigma$$

Sustituyendo los valores obtenidos de σ_v y σ_{e2} en la ecuación:

$$\sigma_v + \sigma_{e2} = \sigma$$

obtenemos:

$$K\varepsilon = \frac{K\sigma}{H_1} + H_2 \varepsilon - \frac{H_2}{H_1} \sigma = \sigma$$

Resolviendo y agrupando obtenemos:

$$E_0 T_0 \dot{\varepsilon} + H \varepsilon = T_0 \dot{\sigma} + \sigma$$

donde:

E_0 — coeficiente instantáneo de elasticidad,

H — módulo prolongado de elasticidad (E_∞),

T_0 — tiempo de relajamiento.

Para el caso analizado:

$$H = \frac{H_1 H_2}{H_1 + H_2} \text{ y } T_0 = \frac{K}{H_1 + H_2}$$

Si suponemos que el proceso de deformación se produce extremadamente lento, entonces las velocidades de variación de las tensiones y de la deformación ($\dot{\sigma}$ y $\dot{\epsilon}$) tendrán un valor muy pequeño, el cual se puede despreciar en comparación con los valores de σ y ϵ . Para este caso, la ecuación anterior toma el siguiente aspecto:

$$H \cdot \epsilon = \sigma$$

o sea, que obtenemos la ley de Hooke, donde H es el módulo de elasticidad para un largo tiempo de aplicación de la carga.

Por el contrario, si suponemos un proceso de deformación muy rápido, entonces las velocidades de variación de las tensiones y de las deformaciones adquieren valores mayores que serán comparativamente grande con respecto a σ y ϵ . Para el caso de una deformación instantánea se pueden despreciar los valores de σ y ϵ y la ecuación de estado para este caso adquiere la siguiente forma:

$$E_0 \cdot \dot{\epsilon} = \sigma$$

o sea, la ley de Hooke diferenciada con respecto al tiempo, lo cual muestra que E_0 es el módulo instantáneo de elasticidad.

Es fácil mostrar que las ecuaciones de estado de los modelos más simples anteriormente estudiados, son casos particulares de la ecuación de estado de un modelo más complejo, como es el caso del estudiado.

Para el caso del modelo de Voigt, vemos que en realidad no existe el concepto de módulo instantáneo de elasticidad (E_0), ya que dicho modelo posee un elemento viscoso y, por ende, no posee elasticidad en el caso de aplicación instantánea de la carga, o sea, para este caso se puede decir que el módulo instantáneo de elasticidad (E_0) toma un valor infinito. Al mismo tiempo, el período de relajamiento de las tensiones para el cuerpo de Voigt es igual a cero, ya que como fue mostrado anteriormente para ϵ constante, las tensiones no cambian su valor:

$$T_0 = \frac{K}{H} \approx 0$$

ya que K es una magnitud finita y H tiende a infinito. Esto se debe a que el elemento viscoso se deforma muy poco $\varepsilon_r \approx 0$ cuando la aplicación de la carga es instantánea.

Sustituyendo estos valores en la ecuación de estado del modelo complejo, obtenemos:

$$K \cdot \dot{\varepsilon} + H \varepsilon = \sigma$$

Para el caso del modelo de Maxwell, en la ecuación general es suficiente poner el modelo de elasticidad prolongado H igual a cero, ya que para $\sigma = \text{const.}$ el cuerpo de Maxwell se deforma a una velocidad constante. En este caso, la deformación del modelo de Maxwell no tiene límite.

Para demostrar esto decimos que $\sigma = 0$, ya que $\sigma = \text{const.}$

$$\sigma = k \cdot \dot{\varepsilon} = k \frac{d\varepsilon}{dt}$$

$$\frac{\sigma}{K} dt = d\varepsilon$$

$$C + \frac{\sigma}{K} t = \varepsilon$$

Para las condiciones iniciales:

$$t = 0 \quad \varepsilon = \varepsilon_0 \quad \text{y} \quad C = \varepsilon_0$$

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \frac{\sigma}{K} t$$

Si colocamos en la ecuación de estado del modelo complejo los valores de $H = 0$ y $T_0 = \frac{K}{H}$, obtenemos:

$$K \cdot \dot{\varepsilon} = \frac{K}{H} \dot{\sigma} + \sigma$$

A continuación vamos a analizar la ecuación de estado del modelo estudiado para diferentes estados de carga.

a) Para una carga constante. Si $\sigma = \text{const.}$, la ecuación general del sistema se podrá escribir de la siguiente forma:

$$E_0 T_0 \dot{\varepsilon} + H \varepsilon = \sigma$$

o lo que es lo mismo:

$$E_0 T_0 \frac{d\varepsilon}{dt} + H \varepsilon = \sigma$$

$$E_0 T_0 d\varepsilon = (\sigma - H \varepsilon) dt$$

Si dividimos todos los miembros de la expresión anterior por H , obtenemos:

$$\frac{E_0 T_0}{H} d\varepsilon = \left(\frac{\sigma}{H} - \varepsilon \right) dt$$

$$\frac{E_0 T_0 d\varepsilon}{H \left(\frac{\sigma}{H} - \varepsilon \right)} = dt$$

y después de realizar distintas operaciones matemáticas llegamos a obtener la siguiente expresión:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{H} \left(\frac{1}{E_0} - \frac{1}{H} \right) e^{-\frac{Ht}{E_0 T_0}}$$

Como se puede ver, para el modelo estudiado, hay una deformación inicial, la cual es igual a $\frac{\sigma}{E_0}$, que aparece instantánea-

mente al aplicarse la carga (lo que en principio lo diferencia del modelo de Foigt). Con el tiempo aumenta la velocidad y este valor tiende asintóticamente a la magnitud $\frac{\sigma}{H}$.

b) Para el caso de $\sigma = 0$. Para este caso, la solución puede ser obtenida de la resolución de la ecuación anterior si en ésta se pone el valor $\sigma = 0$.

$$\varepsilon = C e^{-\frac{Ht}{E_0 T_0}}$$

Antes de ser descargado el cuerpo, fue deformado a una magnitud ε_0 .

Después de la descarga, en el momento t_0 tendrá lugar un restablecimiento instantáneo elástico de la deformación a la magnitud $\frac{\sigma_0}{E_0}$; en el momento de la descarga, la deformación inicial tendrá la siguiente magnitud:

$$\varepsilon_{t_0} = \varepsilon_0 - \frac{\sigma}{E_0}$$

Para esta magnitud, la constante C de la expresión tendrá el siguiente valor:

$$C = \varepsilon_0 - \frac{\sigma}{E}$$

$$\varepsilon = \left(\varepsilon_0 - \frac{\sigma_0}{E} \right) e^{-\frac{H(t-t_0)}{E_0 T_0}}$$

Como se ve de la expresión anterior, la magnitud de la deformación tiende a cero cuando el material es mantenido sin carga, durante un tiempo suficientemente grande, o sea, que se restablece el estado inicial del modelo estudiado. Esta propiedad es de importancia a la hora de evaluar el grado de correspondencia del modelo con la roca real.

c) Deformación constante con el tiempo, o sea, $\epsilon = \epsilon_0 = \text{const.}$ Si ponemos el valor $\epsilon = \text{const.}$ en la ecuación de estado general o de este sistema, y resolvemos la expresión con respecto a σ , obtenemos:

$$\sigma = H \epsilon_0 + (\sigma_0 - H\epsilon_0) e^{-\frac{t}{T_0}}$$

En este caso, cuando t aumenta ilimitadamente, las tensiones se relajan hasta una magnitud finita $H\epsilon_0$, y no hasta cero, como era en el caso estudiado del modelo de Maxwell.

Si la tensión inicial es menor que la magnitud $H\epsilon_0$, entonces no se produce el relajamiento de las tensiones y el material se comporta como un cuerpo elástico.

La combinación de elementos elásticos (2) y viscosos (1) estudiada anteriormente, se aproxima mucho más según sus propiedades principales al comportamiento de las rocas cuando éstas están sometidas a cargas.

Por ejemplo, la existencia de deformaciones elásticas en el momento de carga y su aumento gradual con el tiempo hasta una magnitud que va a estar determinada por el módulo duradero de elasticidad (H), la reversibilidad de los procesos de deformación, el relajamiento de las tensiones hasta un límite determinado, tienen lugar también en las rocas. Es por eso que muchos investigadores consideran que las propiedades reológicas de las rocas pertenecientes a la primera clase pueden ser expresados por la ecuación general de estado del modelo complejo antes estudiado, al igual que la dependencia entre (σ , ϵ y t), así como el proceso de relajamiento de las tensiones para una $\epsilon = \text{const.}$

Para utilizar en la práctica las dependencias señaladas, es necesario tener los valores de los parámetros E_0 , H y T_0 . La determinación de estos parámetros ya fue por nosotros estudiada, y queda sólo por señalar que la determinación de H en el laboratorio reviste caracteres muy complejos debido al largo tiempo que es necesario someter a cargas las muestras.

Ecuaciones de estado de los cuerpos elástico-viscosos en forma integral. Para el caso general, podemos aumentar infinitamente el número de elementos viscosos y elásticos del modelo para asemejarlo a un material elástico-viscoso real de un número infinito de partículas. Sin embargo, esto traería

como consecuencia un gran aumento en el orden de las ecuaciones diferenciales de estado que se deben utilizar, lo cual hace esta vía prácticamente inadmisible.

Es por esto que tiene un gran interés práctico pasar a la forma integral de las ecuaciones de estado de los cuerpos que posean las propiedades elásticas y viscosas simultáneamente.

La ley de deformación en forma integral fue obtenida por vez primera en el año 1874 por Boltzmann, que la dedujo haciendo construcciones lógicas y simples sin partir de la forma diferencial.

En la actualidad se ha demostrado que a la ecuación obtenida por Boltzmann se llega también integrando las ecuaciones de enésimo orden en forma diferencial y es por esta razón que dicho método puede ser utilizado.

Supongamos que en el momento τ , en el transcurso de un pequeño intervalo de tiempo Δt , actúa la tensión σ_τ , dicha tensión provoca una deformación elástica instantánea del cuerpo que es igual a $\frac{\sigma_\tau}{E_0}$ y una deformación de flujo, que

no se establece de forma instantánea, sino poco a poco y es proporcional a la función del tiempo dado por $\overline{K} (t - \tau)$.

La magnitud de la deformación viscosa o fluida dependerá del tiempo $(t - \tau)$ transcurrido desde el momento τ .

Teniendo en cuenta que la magnitud de la velocidad de deformación viscosa es proporcional a la tensión y que la magnitud de la deformación es proporcional a la tensión y al tiempo, se puede considerar que la deformación viscosa del cuerpo estará en función de la tensión, el tiempo y la función $k (t - \tau)$, lo cual, como se señaló anteriormente, representa el coeficiente de proporcionalidad.

$$K (t - \tau) \sigma (\tau) \Delta \tau$$

La deformación total del cuerpo durante el momento $(t - \tau)$ será igual a la suma de las deformaciones elásticas y reológicas, o sea:

$$\frac{\sigma(\tau)}{E_0} + \overline{K} (t - \tau) \sigma (\tau) (\Delta \tau)$$

Para diferentes momentos τ_i , actúan sobre el cuerpo diferentes tensiones $\sigma(\tau_i)$, siendo la deformación del cuerpo para el momento t igual a la suma de las deformaciones unitarias.

$$\varepsilon(t) = \sum \frac{\sigma_{\tau}}{E_0} + \sum K (t - \tau_i) \sigma(\tau_i) \Delta(\tau_i)$$

Sustituyendo:

$$\overline{K} (t - \tau) = \frac{K (t - \tau)}{E_0}$$

y suponiendo que el cuerpo está sometido constantemente a una carga, entonces la suma anterior puede ser expresada basada en la integración con respecto al tipo de dicha expresión:

$$\varepsilon(t) = \frac{1}{E_0} \left[\sigma(t) + \int_0^t K (t - \tau) \sigma(\tau) d\tau \right]$$

tomando para t igual a cero el momento de iniciar la carga al cuerpo dado.

La expresión anterior nos da la ecuación de estado del medio en forma integral. A esta ecuación también se le llama ecuación de la teoría de la fluencia hereditaria.

Esta teoría tiene en cuenta, o como su nombre indica, hereda el estado tensional y de deformación que precede a un momento dado y la influencia que produce en el estado medio en dicho momento dado. Es así como vemos en la expresión que se han tenido en cuenta las acciones de diferentes tensiones desde el momento inicial t igual a cero hasta un momento cualquiera t .

Un estudio más profundo con respecto a este tópico lo veremos cuando tratemos el tema de determinación analítica de la presión minera basado en la teoría hereditaria.

Clasificación de las rocas

Con el objetivo de normar los trabajos mineros y realizar sus presupuestos, ha sido propuesta una serie de clasificaciones de las rocas. Como fundamento de cada una de las clasificaciones, han sido tomados uno o varios índices de las

rocas, los cuales caracterizan su resistencia, su estabilidad al ser denudadas, su grado de entereza, o sea, la oposición del macizo rocoso a que le sea arrancado una parte de él.

La clasificación de las rocas que ha alcanzado una mayor difusión es según su fortaleza, y fue creada por M. M. Protodiakonov.

Esta clasificación tiene como base el coeficiente de fortaleza que, según Protodiakonov, es un indicador que aproximadamente caracteriza la resistencia de los distintos tipos de rocas a destruirse durante su arranque.

Según esta clasificación (Tabla No. 4), todas las rocas se agrupan en 10 categorías, las más fuertes están en la categoría I y tendrán un coeficiente de fortaleza de 20, en tanto que las más débiles están en la categoría X y su coeficiente de fortaleza es de 0,3.

Es necesario subrayar que los coeficientes de fortaleza que aparecen en la clasificación son valores promedios que corresponden a los tipos de roca y no a casos específicos. Como ejemplo de esto, Protodiakonov señalaba el siguiente caso. El granito, según la clasificación, tiene un coeficiente de fortaleza de 10, pero cuando posee disyunciones intensamente desarrolladas, su fortaleza se toma de 8 e incluso hasta 6.

Al conformar su clasificación Protodiakonov tomó como unidad de coeficiente de fortaleza el valor de 100 kg/cm^2 de la resistencia temporal a la compresión lineal de muestras regulares.

De acuerdo con esto, el cálculo del coeficiente de fortaleza se realiza por la fórmula siguiente:

$$f = \frac{R_c}{100}$$

donde:

R_c — resistencia temporal a la compresión lineal de muestras regulares, kg/cm^2 .

Existen algunos tipos de rocas muy fuertes, cuya resistencia a la compresión lineal en mucho sobrepasan los 2000 kg/cm^2 , lo cual nos daría, a partir de la fórmula vista, coeficientes de fortaleza de 23, 25, 28. Sin embargo, en los cálculos técnicos los resultados más satisfactorios se obtienen de considerar el coeficiente de fortaleza de estas rocas como de 20, o sea, el valor máximo según la clasificación.

TABLA No. 4

Categoría	Grado de fortaleza de la roca	Tipo de roca	Coefficiente de fortaleza	Ángulo de fricción interna Grad.	Peso volumétrico de la roca t/m ³	Coefficiente de esponjamiento
I	El más alto grado de fortaleza	Los basaltos y cuarcitas más fuertes viscosos y densos. Otras rocas que por su fortaleza se puedan incluir.				
II	Muy fuerte	Rocas graníticas muy fuertes, granitos muy fuertes, esquistos pedregosos. Cuarcitas menos fuertes que las mencionadas arriba. Las calizas más fuertes.	20	87°-87°30'	2,8-3,0	2,2
			15	86°-86°30'	2,6-2,7	2,2
III	Fuertes	Granito (denso) y rocas graníticas calizas y areniscas muy fuertes. Conglomerados fuertes. Mineral de hierro muy fuerte.	10	84°-84°30'	2,5-2,6	2,2

Categoría	Grado de fortaleza de la roca	Tipo de roca	Coefficiente de fortaleza	Ángulo de fricción interna Grad.	Peso volumétrico de la roca t/m^3	Coefficiente de esponjamiento
IIIa	Fuertes	Calizas (fuertes). Granitos no fuertes, areniscas fuertes. Mármol y dolomita fuerte.	8	82° 30' - 83°	2,5	2,0
IV	Lo suficientemente fuertes	Areniscas ordinarias. Minerales de hierro.	6	80° 30' - 81°	2,4	2,0
IVa	Ídem	Esquistos arenosos, areniscas esquistosas.	5	78° 30' - 79°	2,5	2,0
V	De fortaleza media	Esquistos arcillosos fuertes, calizas y areniscas no fuertes, conglomerados débiles.	4	75° 30' - 76°	2,8	2,0
Va	Ídem	Distintos esquistos no fuertes. Margas densas.	3	71° 30' - 72°	2,5	1,8

VI	Algo débiles	Esquistos débiles, areniscas muy blandas, creta, piedra de sal, yeso, suelo congelado, antracita. Marga ordinaria. Arenisca destruida, canto rodado cementado, grava, suelo pedregoso.	2	63°-63° 30'	2,4	1,6-1,7
Vla	Idem	Terreno de cascajo, esquistos diluidos, carbón de piedra fuerte, arcilla endurecida.	1,5	56°-56° 30'	1,8-2,0	1,4-1,5
VII	Débiles	Arcilla densa. Piedra de carbón débil, suelo arcilloso.	1,0	45°	1,8	16° 30'-17°
Vlla	Idem	Arcilla arenosa débil, grava loess.	0,8	38° 30'-39°	1,6	1,25-1,35
VIII	Terrosos	Tierra vegetal, tierra arcillosa débil, arena seca, turba.	0,6	30° 30'-31°	1,5	1,2-1,3
IX	Friables	Arena, grava blanda, carbón extraído, deslizamiento de tierra.	0,5	26° 30'	1,7	1,1-1,2
X	Movedizas	Terreno movedizo, terreno cenagoso, loess disuelto y otros terrenos disueltos.	0,3	16° 30'-17°	1,5-1,8	1,05

Baron propuso que el cálculo del coeficiente de fortaleza para las rocas fuertes y muy fuertes se realizara por la fórmula:

$$f = \frac{R_c}{300} + \sqrt{\frac{R_c}{30}}$$

Otra clasificación de las rocas que ha alcanzado una amplia difusión es la que se basa en la perforabilidad de las rocas; se toma en este caso como índice para la clasificación, el tiempo de perforación pura, en minutos, de un metro de barrena (Tabla No. 5).

Otras clasificaciones existentes son: la que se basa en la arrancabilidad de las rocas, la que toma como índice básico la explosionabilidad, según el ángulo de resistencia interna, y otras.

TABLA No. 5

Catalogación de las rocas por la perforabilidad	Tipo de roca	Resistencia temporal a la destrucción de las rocas kg/cm ²	
		desde	hasta
I	Arcilla seca, mullida en escombros. Loess mullido, húmedo. Arena. Suelo arenoso, mullido. Turba y capa vegetal sin raíces.	—	20
II	Grava. Suelo arcilloso, ligero, loess uniforme. Turba y capa vegetal con raíces o con una pequeña mezcla de guijarro fino y pedrusca.	21	39
III	Guijarros de tamaños desde 10 hasta 40 mm. Arcilla suave, grava. Suelos arenoso-arcillosos. Arena gorda. Hielo. Suelo arcilloso pedrado. Pedrusca de diferentes dimensiones.	40	60

IV	Guijarro con tamaños desde 41 hasta 100 mm. Arcilla esquistosa de morena. Suelo de guijarros y pedruscas, relacionados con arcilla. Suelos arenáceo-arcillosos con intercalación de guijarros, pedruscas y cantos rodados. Sales en granos finos y medianos. Suelos arcillosos pesados con mezcla de pedrusca. Carbones muy suaves.	61	99
V	Alevrolitas arcillosas débilmente cementadas. Argelitas débiles. Conglomerados de rocas sedimentarias. Menas oxidadas de manganeso. Marga arcillosa. Rocas congeladas de categorías I y II. Areniscas ligeramente cementadas con cemento de arena y arcilla. Carbones suaves. Excreciones finas de fosforita.	100	140
VI	Yeso poroso. Dolomitas tocadas de erosión. Mena de hierro azul-marino. Calizas talquizadas. Rocas congeladas de categorías III-V. Rocas de yeso blandas. Marca invariable. Menas ócreo-arcillosas con intercalación de concreciones de hematites pardas hasta el 50 %. Piedra pómez. Esquistos arcillosos. Trípoli. Carbones de dureza media con planos de estratificación claramente expresados.	141	185
VII	Alebrrolitas arcillosas densas. Yeso denso. Arcillas arenosas. Dolomitas inalterables. Menas-martíticas suaves. Serpentina talcácea. Calizas suaves. Limo denso, de aguas poco profundas. Conglomerados de rocas sedimentarias débiles con cemento calizo-arcilloso. Marga calcárea. O rocas en granos finos. Silvinitas con intercalaciones de sal gema. Equistos muy erosionados: aspídicas, clorosos, micáceos. Esquistos ocreosos y carbonosos con intercalaciones de arcilla. Sal gema con intercalaciones de marga y anhídrido. Suelo salino denso. Carbones de dureza superior a la media.	186	240

te erosionadas. Areniscas con cemento arcilloso.

386

479

XI

Aleorolitas con intercalación de cuarzo. Anfibolitas erosionadas. Argelitas densas. Beresitas erosionadas. Bauxitas débilmente compactadas. Brechas de jaspecuarzosas y córneas cuarzosas trituradas en grado considerable. Gneis biotíticos y piroxénicos, destruidos. Granodioritas y diabasas fuertemente erosionadas. Dunitas erosionadas. Calizas en granos gruesos, marmolizadas, dolomitizadas. Cuarzitas mineralizadas erosionadas. Menas de pirita erosionadas. Menas de manganeso en granos gruesos. Peridotitas erosionadas. Areniscas con cemento calcáreo. Rocas córneas ferruginosas lixiviadas. Esquistos calcáreo-cloríticos, calcáreo-arcillosos, sericíticos y cuarzo-sericíticos, anfibólicos, arcillosos densos. Menas sulfurosas de plomo-zinc. Menas de cobre-níquel. Tobas albitóflicas. Filitas no cuarzosas.

480

599

XII

Andesitas erosionadas. Mena apatito-nefelítica. Argelitas muy densas. Anhidritos. Basaltos tocados de erosión. Beresitas débilmente erosionadas. Bauxitas densas. gabbro, gneis, granitos y diabasas erosionadas. Diotitas erosionadas en granos gruesos. Dolomitas densas. Dunitas fuertemente serpentinizadas. Serpentininas inalterables. Calizas en granos medianos, densas, dolomitizadas. Rocas erosionadas cuarzo-turmalínicas y rocas filonianas cuarzosas con predominio de sulfuros. Rocas cuarzosas carbonatadas. Cuarzitas mineralizadas ligeramente erosionadas. Menas de piritas de cobre. Conglomerados con guijarro de rocas ígneas con cemento calizo. Liparitas fuertemente erosionadas. Areniscas cúpricas arcósicas. Menas polimetálicas en granos medianos. Pórfiros cuarzosos fuertemente erosionados. Rocas córneas piroxeno-plagoclásicas. Sienitas y scarns

Catalogación de las rocas por la perforabilidad	Tipo de roca	Resistencia temporal a la destrucción de las rocas kg/cm ²	
		desde	hasta
XIII	erosionadas. Esquistos sin cuarzo: arcillosos, duros, cloríticos, clorítico-sericiticos. Fosforitas estratificadas. Menas cromíticas débiles en serpentinitas.	600	726
	Anfibolitas en granos medianos. Andesitas erosionadas en granos gruesos. Beresitas no erosionadas. Gabbros erosionadas en granos gruesos. Granitos, grano-dioritas y diabasas fuertemente erosionadas. Dioritas erosionadas en granos medianos. Menas de hierro magnéticas en granos gruesos y márficas densas. Calizas en granos finos, dolomitizadas y ligeramente scármicas. Cuarzitas erosionadas en granos gruesos. Ceratófidos cuarzosos mineralizados. Pirita de cobre. Liparitas erosionadas en granos gruesos. Serpentinas densas. Magnesitas en cristales finos. Menchiquitas erosionadas. Menas pentlandíticos y pirrotínicos de cobre-níquel. Areniscas cúpricas en granos finos con cemento calcáreo-silíceo. Piroxenitas mineralizados. Menas polimetálicas con cuarzo. Pórfiros erosionados, en granos gruesos, cuarzosos. Rocas córneas barotíferas mineralizados. Sienitas erosionadas en granos gruesos. Sideritas inalteradas. Menas sulfídicas macizas. Menas cromíticas en serpentinitas.		
XIV	Andesitas erosionadas en granos medianos. Beresitas densas. Gabbros inalterados. Gneises, granitos y granodioritas en granos gruesos. Jaspersidos triturados e intensamente agrietados. Diabasas en granos	727	903

Catalogación de las rocas por la perforabilidad	Tipo de roca	Resistencia temporal a la destrucción de las rocas kg/cm ²	
		desde	hasta
	magnetítica y de magnetitas. Menas intensamente silíceas. Menas compactas titanio-magnetíticas inalteradas. Calcedonia compacta densa en grado sumo.	2 640	3 360

Observación: Los desechos de construcción (la llamada capa cultivada), las formaciones artificiales, etcétera, se adaptan a las categorías de rocas mineras por el tiempo neto de perforación de 1 m de barreno.

cuarzo-turmalínicas. Sienitas densas y ne-
filínicas. Scarms datolitogedenbergitticos.
Esquistos silíceos. Traquitas en granos me-
dianos. Calcedonia densa.

1 549

1 870

XVIII

Andesitas densas. Basaltos en granos finos.
Gneis biotíticos, biotito-granatíticos y pi-
roxénicos cuarzados. Gneisens cuarzosas.
Dioritas en granos finos. Brecha cuarzosas
con cemento cuarzoso. Microcuarzitas con
vetillas de cuarzo. Ceratófiros en granos
finos. Areniscas cuarzitiformes densas.
Sienito-pórfitos. Pórfitos cuarzosos. Porfi-
ritas en granos finos muy densos. Rocas
córneas ferruginosas. Sienitas muy densas
en granos finos. Scarms en granos finos.
Esquistos silíceos calcedoniformes. Menas
titabomagnéticas en granos finos. Traqui-
tas en granos finos muy densos. Calcedo-
nia muy densa.

1 871

2 206

XIX

Albitófiros en granos finos fuertemente
cuarzosos. Andesitas y basaltos muy den-
sas. Microgranitos. Jaspelitas muy densas.
Diabasas y dioritas muy densas. Menas
densas hematíticas, microcuarcitas inalte-
radas. Piritas en granos finos, menas bre-
chiformes, fuertemente cuarzosas. Arenis-
cas inalteradas y cuarcitiformes. Porfiri-
tas muy densas, no tocadas de erosión
en lo absoluto. Rocas córneas ferruginosas
muy densas. Scarms silíceos. Menas tita-
nomagnéticas muy densas. Calcedonia
inalterada.

2 207

2 639

XX

Andesitas y jaspelitas compactas, inalte-
radas. Basaltos. Menas de hierro hematí-
ticas compactas inalteradas. Cuarzo de
reboso. Silíceo. Microcuarcitas compactas
muy densas. Rocas córneas de blanda

Catalogación de las rocas por la perforabilidad	Tipo de roca	Resistencia temporal a la destrucción de las rocas kg/cm ²	
		desde	hasta
XVI	Albitófiros cuarzosos. Basaltos porosos. Gabbro-en granos medianos. Gabbro-anfibolitas. Gneis en granos medianos. Dioritas con intercalación de minerales metálicos. Dunitas en granos medianos. Menas magnéticas con intercalación de minerales escármicos. Calizas fuertemente cuarzadas. Rocas cuarzo-turmalínicas y vetas cuarzosas con un pequeño de sulfuros. Cuarcitas secundarias y con intercalaciones de mena de hierro. Cuarcitas en granos finos. Irinitas fuertemente cuarzadas. Limparitas en granos finos. Menas braunitíticas. Peridotitas en granos medianos. Areniscas silíceas. Pórfiros cuarzosos en granos medianos. Porfiritas en granos medianos. Scarms granato-piroxénicos. Fosforitas silíceas. Menas cromíticas en granos finos.	1311	1548
XVII	Albitofiros cuarzosos densos. Basaltos en granos medianos. Gabbro, granitos, granodioritas, en granos finos. Gneis en granos medianos. Jasperoides fuertemente silíceos. Jaspelitas densas. Diabasas en granos finos. Dioritas cuarzadas. Dunitas densas. Menas magnetito-hematíticas en granos finos. Serpentinillas silíceas. Calizas silíceas. Cuarzo fileniano sin sulfuros. Microcuarzos con sulfuros. Pirritas en granos finos cuarzados. Pegmatitas débiles. Areniscas silíceas densas. Pórfiros cuarzosos muy densos. Rocas córneas con capillas		

gruesos. Menas magnetito-hematíticas en granos gruesos. Calizas en granos finos, barritizadas, densas y dolomitizadas muy densas. Vetas auríferas cuarzosas con un gran contenido de sulfuros. Cuarzitas agrietadas mineralizadas. Limparitas erosionadas en granos medianos. Magnesitas cuarzadas. Menas cupro-porfíricas en granos gruesos. Becerros silíceos. Pegmatitas estañíferas micáceas. Peridotitas ligeramente erosionadas. Areniscas densas en granos medianos. Piroxenitas inalterados. Pórfiros cuarzosos erosionados en granos medianos. Rocas córneas mineralizadas. Sienitas en granos medianos. Scarns ligeramente erosionados. Esquistos cuarzados: arcillosos, carbonoso-arcillosos, micáceos, cloríticos, sericiticos, arcillosos duros, filitas arenosas. Menas sulfuro-magnetíticas. Menas titanio-magnetíticas en granos gruesos. Areniscas tabáceas. Menas cromíticas densas en serpentinitas.

904

I 076

XV

Albitófiros inalterados. Anfibolitas en granos finos. Borositas cuarzadas auríferas. Granitos y granodioritas en granos medianos. Jasperoides agrietados. Jasperitas tocadas de erosión. Diabasas en granos finos. Dolomitas cuarzadas. Menas esquistadas magnetíticas, hematíticas y hematites pardas silíceas. Mármoles. Cuarzo filoniano agrietado. Ceratófiros inalterados. Piritas cuarzadas. Conglomerados de guijarros de rocas ígneas con cemento silíceo. Menas brannito-silomelánicas. Menchitas no tocadas de erosión. Piroxenitas estañíferas. Menas polimetálicas en granos finos con predominio de piritas. Granitopórfiros muy densos, en granos finos, cuarzosos. Menas de plomo-zinc y de antimonio con vetillas de cuarzo. Scarns con mineralización. Esquistos aspidicos. Tobas porfíricas. Tufitas porosas calcáreas. Brechas tabáceas de albitófiros. Filitas.

I 077

I 310

CAPÍTULO II. ESTADO TENSIONAL DEL MACIZO

Generalidades

Antes de la ejecución en él de los trabajos mineros, el macizo rocoso se encuentra en un estado tensional triaxial de equilibrio, producido fundamentalmente por la acción del peso de las rocas que yacen sobre él.

Al realizarse las labores mineras, el equilibrio del macizo rocoso se destruye y en él tiene lugar una redistribución de tensiones, la cual reviste un carácter complejo. En las rocas que rodean las excavaciones, surgen concentraciones de tensiones, lo que en determinados casos puede conducir incluso hasta la destrucción de las excavaciones; es en estos casos cuando se considera necesario emplear la fortificación o algún otro medio de lucha contra la deformación de las excavaciones y contra el desplazamiento de las rocas en el sentido de la excavación.

Estado tensional del macizo antes de ser laboreado

Rocas firmes y ligadas

Se puede considerar que hasta una profundidad dada, la cual es distinta para diferentes tipos de rocas, el macizo rocoso se encuentra en un estado elástico que obedece aproximadamente a la ley de Hooke. Para estas condiciones se puede evaluar el

estado tensional del macizo tomando un cubo elemental con lados de dimensiones unitarias y situado a una profundidad H .

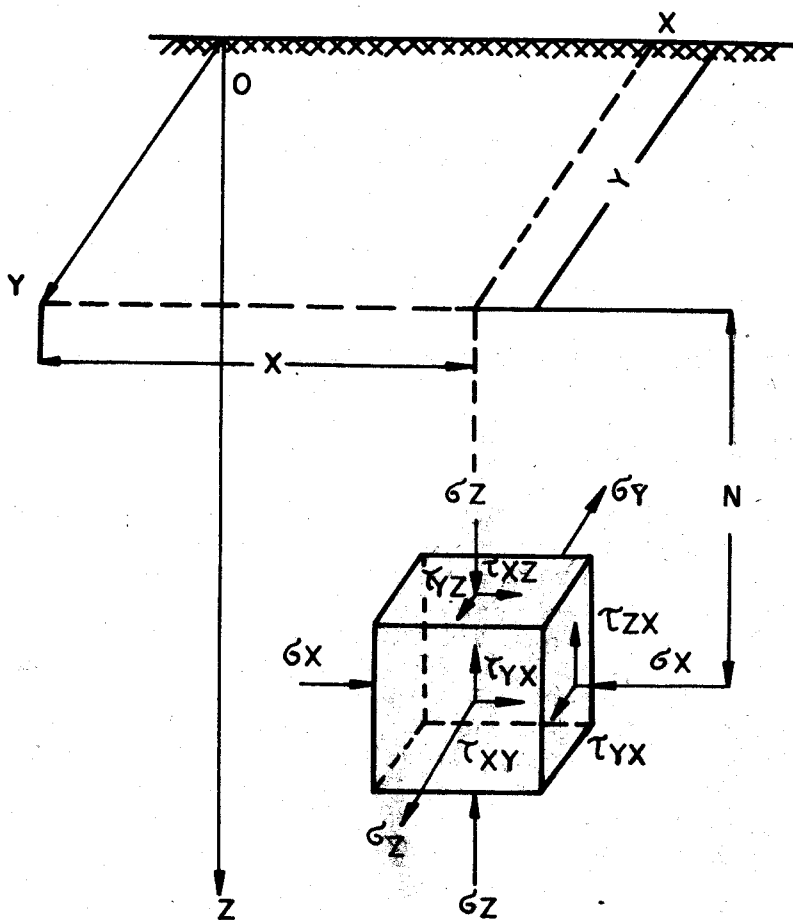


Fig. 35 Esquema de tensión en un elemento del macizo rocoso

Este cubo elemental bajo la acción de la columna de rocas, podemos suponer que se encuentra en un estado de equilibrio. Si consideramos el medio homogéneo e isotrópico, podemos decir que el peso de la columna de roca (P) será:

$$P = \sigma_z = \gamma H \quad (1)$$

donde:

γ — peso volumétrico medio de las rocas,

H — profundidad a que se encuentra situado el cubo.

Como resultado de la acción de esta fuerza de compresión (σ_z) en dirección vertical, el cubo va a tender a deformarse ensanchándose en dirección horizontal, lo cual no es permitido por las rocas que lo rodean, esto hace que surjan en el cubo dos tensiones σ_x y σ_y iguales entre sí.

Como ya expresamos, suponemos que el cubo elemental analizado se encuentra en un estado tensional de equilibrio, o sea, no hay deformaciones; $\epsilon_0 = 0$. Basados en lo anterior y tomando como principal una de las direcciones laterales, podemos escribir que:

$$\epsilon = \epsilon_{xx} - \epsilon_{yx} - \epsilon_{zx} = 0 \quad (2)$$

y

$$\epsilon_{xx} = \frac{\sigma_x}{E} \epsilon_{xx} = \mu \frac{\sigma_z}{E} \epsilon_{yx} = \frac{\mu \sigma_y}{E}$$

donde:

σ_x , σ_y y σ_z — tensiones normales en las caras del cubo,

ϵ_{xx} , ϵ_{yx} , ϵ_{zx} — deformaciones producidas por las tensiones según la dirección x ,

μ — coeficiente de Poisson,

E — módulo de elasticidad de la roca, kg/cm^2 .

Sustituyendo obtenemos:

$$\frac{\sigma_x}{E} - \mu \frac{\sigma_z}{E} - \mu \frac{\sigma_y}{E} = 0$$

y resolviendo esta ecuación:

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{\mu}{1 - \mu} \sigma_z \quad (3)$$

La fórmula anterior es fundamental para la evaluación del estado tensional del macizo, en caso de examinarlo como un medio elástico. A la magnitud $\frac{\mu}{1 - \mu} = \lambda$ se le denomina coe-

ficiente de presión lateral. El coeficiente de Poisson (μ) obtenido para distintos tipos de rocas en condiciones de estados lineales oscila entre 0,15 y 0,30; teniendo en cuenta esto, el coeficiente de presión lateral debe tener un valor comprendido entre 0,20-0,45, sin embargo, esta situación no posee una comprobación experimental lo suficientemente confiable.

Debido a que las direcciones de los ejes x, y y z coinciden con las de las tensiones principales en el macizo, las tensiones σ_x , σ_y , σ_z serán principales, o sea, podemos escribir:

$$\sigma_x = \sigma_1, \sigma_y = \sigma_2 \text{ y } \sigma_z = \sigma_3$$

por lo que la fórmula adquiere la siguiente forma:

$$\sigma_1 = \sigma_2 = \frac{\mu}{1 - \mu} \sigma_3$$

Debido a lo anteriormente expresado, ya que como es sabido las rocas no son cuerpos puramente elásticos, como fueron considerados anteriormente, se recomienda siempre determinar el valor λ por vía experimental, o sea, en trabajos de laboratorio.

De acuerdo con la Resistencia de Materiales, la tensión tangencial máxima vendrá dada por la siguiente expresión:

$$\tau_{\max} = \frac{\sigma_3 - \sigma_1}{2} = \frac{1 - 2\mu}{2(1 - \mu)} \sigma_3 \quad (4)$$

Las expresiones anteriormente expuestas se consideran correctas en el caso de análisis de rocas que yacen a una profundidad no muy grande, ya que como es conocido, las rocas

pasan de un estado elástico al plástico con el aumento de la profundidad. El profesor P. M. Tsimbarevich propone la siguiente expresión para determinar la condición de formación del estado plástico:

$$\sigma_3 - \sigma_1 = \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} \gamma H_n = \sigma_t \quad (5)$$

donde:

σ_t — límite de fluidez para la tracción simple,

H_n — profundidad a la cual la roca pasa al estado plástico.

Algunos investigadores consideran que el estado tensional del macizo se puede considerar como hidrostático, o sea, $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z$. El fundamento para esta consideración consiste en la propensión que tienen las rocas hacia el escurrimiento elástico y el relajamiento de tensiones, es por esto que se puede suponer que a miles de años de haberse formado las rocas y debido a los procesos geológicos, la diferencia entre las tensiones verticales y horizontales llega a un valor cercano a cero.

Rocas desligadas (movedizas)

Para realizar el estudio del estado tensional en estas rocas, idealmente ejecutamos un plano vertical AB a través de una capa de rocas movedizas, que va a tener una altura H. La parte situada a la izquierda de este plano imaginario AB la consideramos como la pared de apoyo, en tanto que la parte situada a la derecha, limitada por el prisma ABC va a tender a deslizarse según la línea recta BC (o más exactamente, por la curva BC_1) y ejercer presión sobre la pared de apoyo situada a la izquierda de AB.

Las fuerzas que aparecen en este sistema son:

Q — peso del prisma de deslizamiento,

D — reacción de la pared de apoyo,

R — presión del prisma ABC sobre el plano de deslizamiento BC.



Debido a la existencia de la fuerza de fricción, la cual actúa según el plano BC hacia arriba, la fuerza R va a estar inclinada de la dirección normal hacia abajo un ángulo dado. *normal*
Si descomponemos R en sus componentes N y T, *tangente* encontramos que para el momento de estado límite de equilibrio, el

obteniendo:

$$\theta = \frac{90 + \rho}{2}$$

Sustituyendo este valor en la fórmula 6, obtenemos:

$$D_{\max} = \frac{\gamma H^2}{2} \cot \left(\frac{90 + \rho}{2} \right) \operatorname{Tg} \left(\frac{90 - \rho}{2} \right)$$
$$D_{\max} = \frac{\gamma H^2}{2} \operatorname{Tg}^2 \left(\frac{90 + \rho}{2} \right) \quad (7)$$

Por esta expresión, se puede determinar la presión de la roca sobre toda la pared de apoyo.

En los cálculos anteriormente desarrollados, no se tomó en cuenta la presencia de la fuerza de fricción según el plano AB, así como también se consideró que la superficie de deslizamiento del prisma era según la línea recta BC. Esto, según se ha demostrado, no ejerce influencia sustancial en los resultados finales.

Si queremos obtener la presión sobre un área unitaria de la pared de apoyo, no tenemos más que diferenciar la fuerza de empuje D con respecto a la altura, o sea:

$$P_r = \frac{dD}{dH} = \gamma H \operatorname{Tg}^2 \left(\frac{90 - \rho}{2} \right) \quad (8)$$

Dándole a la altura H distintos valores, podemos determinar el carácter de la variación de la presión sobre áreas unitarias de la pared de apoyo a distintas alturas y, por ende, podemos construir el diagrama de tensiones. Este diagrama va a tener forma triangular y el valor de su base inferior viene dado por la expresión:

$$P_r = \gamma H \operatorname{Tg}^2 \left(\frac{90 - \rho}{2} \right)$$

La fuerza resultante de este triángulo de fuerzas va a encontrarse aplicada a una altura igual a $2/3 H$ tomado a partir del valor 0.

En la fórmula, el valor γ y H no es más que la presión producida por el peso del terreno sobre un plano horizontal situado a la profundidad H . Comparando esta fórmula con la 3, vemos que en este caso de rocas no ligadas y movedizas, el valor del coeficiente de presión lateral viene dado por la expresión:

$$\lambda = \operatorname{Tg}^2 \left(\frac{90 - \rho}{2} \right)$$

La presión $D_{\max}$, anteriormente determinada, como ya hemos mencionado, refleja la presión del prisma de deslizamiento sobre la pared de apoyo en el momento límite de equilibrio y se denomina activa. En tanto que la presión o empuje de la pared sobre el terreno se llama pasiva.

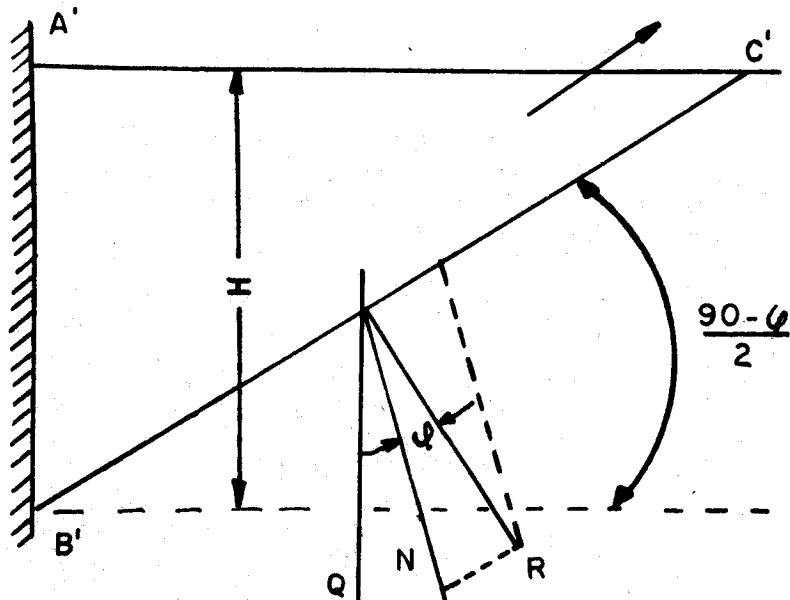


Fig. 37. Esquema para la determinación de la presión pasiva del suelo sobre la pared de apoyo

Vamos a suponer que sobre la pared A' B' esté aplicada una fuerza D_p , la cual tiende a desplazar la pared hacia la derecha y producir el levantamiento del terreno.

Para el caso del estado límite de equilibrio, la fuerza R aplicada al plano de levantamiento B' C' se encuentra inclinada hacia arriba de la dirección normal en un ángulo φ . Esto se debe a que en este caso la fuerza T , igual en magnitud y contraria en sentido a la fuerza de fricción $N f_0 = N \operatorname{Tg} \varphi$, está dirigida hacia abajo.

Por esta razón, el valor del ángulo φ es necesario tomarlo con el signo contrario al tomado por el caso anterior.

La magnitud de la presión o empuje pasivo será:

$$D_p = \frac{\gamma H^2}{2} \operatorname{Tg}^2 \left(\frac{90 - \rho}{2} \right) \quad (9)$$

y la magnitud del ángulo de elevación del plano B' C':

$$\theta_1 = \frac{90 - \rho}{2}$$

De la comparación entre D_a y D_p podemos decir que la presión pasiva siempre será mayor que la activa, o sea, $D_p > D_a$, debido a que el ángulo de deslizamiento del prisma θ siempre será mayor que el ángulo de elevación θ_1 , o sea, $\theta > \theta_1$.

Estado tensional del macizo después de laboreado

El análisis sobre la redistribución de las tensiones alrededor de las excavaciones ejecutadas, así como la estabilidad de ellas, aún no han sido teóricamente elaborados de una forma total y completa, por lo que en la actualidad a estas preguntas se responde en las condiciones de producción, con experimentos, tanto en condiciones de laboratorios, como en naturales, o sea, en trabajos realizados directamente en el macizo.

Como punto de partida para la realización de un análisis de la estabilidad de las excavaciones, se toma la redistribución de tensiones normales y tangenciales que tienen lugar en el macizo rocoso que rodea dichas excavaciones.

A continuación, pasamos a realizar un breve estudio sobre la redistribución de tensiones que ocurre al ser ejecutadas las excavaciones.

Excavaciones horizontales

La ejecución de las excavaciones como ya se ha dicho, produce una variación en el estado tensional *en algunas zonas del macizo rocoso*. Esto se produce debido a que la columna de roca que yace sobre el ancho de la excavación es privada de su apoyo, y se transmite entonces toda esa carga a las partes contiguas del macizo, además, una de las tensiones principales se hace nula y es debido a estas razones que las rocas pueden formarse libremente.

Todo lo anterior produce anomalías en el estado tensional de algunas partes del macizo, lo que hace que aparezcan en ellas zonas de concentración de tensiones. En nuestros días, esta pregunta sólo ha sido estudiada para el caso de medios elásticos, o sea, que cumplan la ley de Hooke. Es por esto que basados en dicho estudio, obtendremos datos aproximados dependiendo su mayor o menor exactitud del grado de cercanía que tenga el macizo dado con un medio ideal elástico.

Al resolver teóricamente las preguntas planteadas sobre el estudio del estado tensional del macizo alrededor de las excavaciones ejecutadas para cualquier forma de sección transversal, todos consideran el macizo rocoso como un medio homogéneo, isotrópico y continuo que responde a la ley de Hooke.

Se ha podido establecer por las investigaciones relacionadas que las máximas concentraciones de tensiones alrededor de las excavaciones horizontales se observan en el caso en que la sección transversal de la excavación sea rectilínea, o que tienda a dicha forma, en tanto que para el caso de secciones transversales de formas elípticas y circulares, se produce el mínimo valor en la concentración de tensiones, es por esto que se puede deducir que la forma de la sección transversal influye sobre el valor de la concentración de tensiones.

Independientemente de la forma de la sección transversal de las excavaciones, la concentración de las tensiones alrededor de las excavaciones limita una zona dada, a la cual se ha dado el nombre de zona de influencia de la excavación. Se considera que en los puntos situados en la frontera de esta zona de influencia, el valor de las tensiones no sobrepasa en

más de un 2 ó 3 % el valor inicial de las tensiones antes de ser ejecutada dicha excavación, o lo que es igual, el valor de las tensiones en el macizo antes de laborear.

De una forma experimental se ha llegado a establecer que dichos puntos se encuentran situados de la excavación a una distancia que va a depender fundamentalmente de la forma de la sección transversal y de su ancho. Así se ha establecido que para el caso de una excavación con sección transversal trapezoidal, esta distancia será aproximadamente 3,5 veces el ancho de la excavación; para el caso de excavaciones con sección transversal abovedada y anulares, esta distancia será 2,5-3 veces el diámetro, y para el caso de secciones elípticas y circulares, esta distancia será 1,5-2,5 el ancho de la excavación.

Con respecto al carácter de las tensiones que se producen alrededor de las excavaciones, se ha establecido que en el techo y piso de éstas se producen tensiones a tracción y su valor se puede determinar por la siguiente expresión:

$$\sigma_T = \sigma_{\min} = K_1 \frac{\mu}{1 - \mu} \gamma H$$

donde:

K_1 — coeficiente de concentración para las tensiones a tracción.

Este coeficiente de concentración de tensiones a tracción nos muestra la relación existente entre las tensiones existentes después de ejecutadas las excavaciones y antes de éstas ser realizadas. A medida que nos alejamos del contorno de la excavación, va disminuyendo hasta que llega un momento que se hace nula, entonces el valor de la tensión cambia de signo, o sea, se hace a compresión y comienza a crecer hasta llegar a un valor próximo al que existía antes de ser ejecutada la excavación, es decir, igual a $\lambda \gamma H$.

Con respecto a los hastiales de la excavación, en ellos surgen tensiones a compresión. La magnitud de estas tensiones a compresión puede ser determinada por la siguiente expresión:

$$\sigma_c = \sigma_{\max} = K_2 \gamma H$$

donde:

K_2 — coeficiente de concentración de tensiones a compresión.

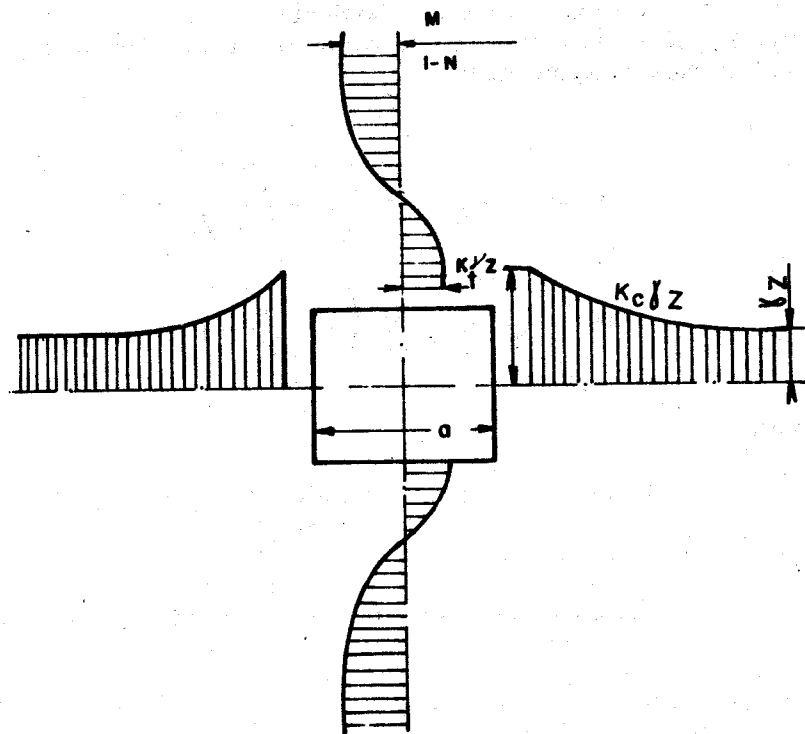


Fig. 38. Esquema de distribución de tensiones alrededor de una excavación horizontal

En este caso, como se puede observar del gráfico, el valor de las tensiones a compresión va disminuyendo hasta alcanzar un valor próximo al inicial, o sea, a γH .

Excavaciones verticales

Para el análisis de la distribución de tensiones alrededor de excavaciones verticales vamos a usar la propuesta del profesor

soviético C. J. Lexnistki, la cual consiste en determinar la magnitud de las tensiones alrededor de los pozos de sección circular en dirección de su radio (σ_r) y perpendicular a él (σ_T).

Como para el caso anterior, se supone que las rocas que rodean al pozo son homogéneas e isotrópicas y que se encuentran dentro de los límites de elasticidad.

La magnitud de σ_r y σ_T se determina por las expresiones que a continuación exponemos:

$$\sigma_r = \frac{\mu}{1 - \mu} \gamma H \left(1 - \frac{r_0^2}{r^2} \right)$$

$$\sigma_T = \frac{\mu}{1 - \mu} \gamma H \left(1 + \frac{r_0^2}{r^2} \right)$$

donde:

H — distancia del punto estudiado a la superficie, m ,

r_0 — radio del pozo, m ,

r — distancia desde el centro del pozo al punto examinado, m .

Si examinamos un punto situado en el contorno del pozo, obtenemos:

$$\sigma_r = 0$$

$$\sigma_T = \frac{2 \mu}{1 - \mu} \gamma H$$

La expresión anterior nos da la condición de formación de zonas de deformación no elástica alrededor del pozo, o sea, si:

$$\frac{2 \mu}{1 - \mu} \gamma H \geq \sigma_u$$

donde:

σ_u — límite de elasticidad a compresión de las rocas, kg/cm^2 .

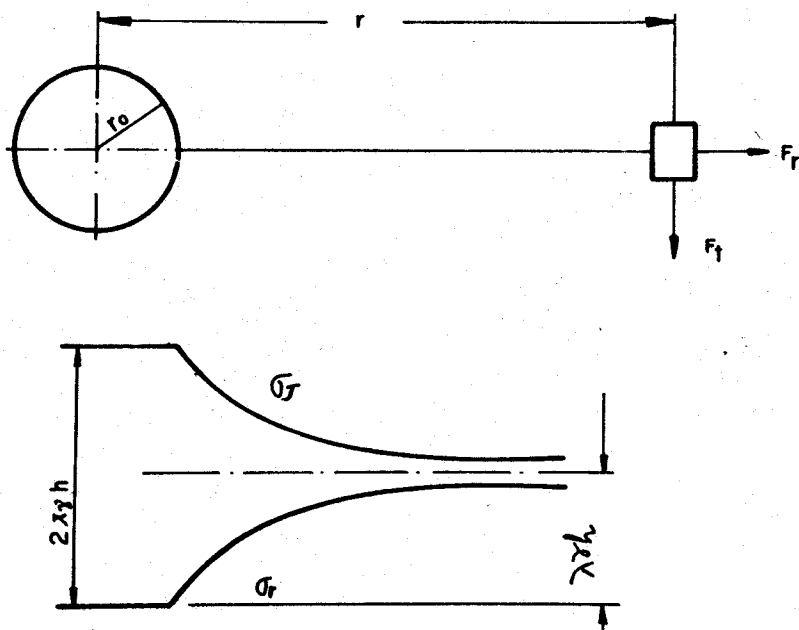


Fig. 39. Esquema de distribución de las tensiones σ_t y σ_r alrededor de un pozo de sección circular

En el gráfico se pueden apreciar las características de la distribución de σ_r y σ_t alrededor de un pozo de sección circular. Se puede observar que a medida que nos alejamos de la excavación, ambas tensiones tienden asintóticamente al valor $\lambda \gamma H$, o sea, el valor de las tensiones antes de ser ejecutadas las excavaciones.

Estabilidad de las rocas desnudadas en las excavaciones mineras

Por estabilidad de las rocas desnudadas, se entiende su capacidad de resistir la aparición de la presión minera sin destruir-

se. En las excavaciones horizontales las superficies desnudas serán el techo, piso y lados de la excavación, mientras que en las excavaciones verticales, los lados.

En las zonas cercanas al contorno de las superficies desnudas y a causa de la concentración de tensiones, se puede sobrepasar el límite de resistencia de la roca, esto trae consigo su destrucción o su fluidez plástica.

La parte del macizo rocoso en los límites del cual, y a causa de la influencia de la excavación ejecutada, se producen desplazamientos, deformaciones y hasta la destrucción de las rocas, se denomina zona de influencia de la excavación.

La parte de esta zona que está directamente en contacto con el contorno de la excavación y en los límites de la cual la tensión es menor que en el macizo no afectado, se denomina zona de tensiones disminuidas o zona de deformaciones inelásticas, en tanto que la zona contigua a ella y en la que la tensión es mayor que la del macizo no afectado, se denomina zona de tensiones elevadas.

Por último, la zona en la cual las tensiones gradualmente van tendiendo al valor que tienen las tensiones en el macizo no afectado, se denomina zona de presión de apoyo. El carácter de la formación de la zona de influencia de la excavación depende de las propiedades físico-mecánicas de las rocas para igualdad de las distintas condiciones. Según esto, nosotros podemos considerar cuatro casos fundamentales:

Rocas del techo, piso y lados de la excavación estables. O sea,

$$K_1 \frac{\mu}{1 - \mu} \gamma H < K_d \text{ y } K_T \sigma_T$$

(I)

y

$$K_2 \gamma H < K_d \text{ y } K_T \sigma_C$$

donde:

K_d — coeficiente de debilitamiento estructural de la roca,

ξ — coeficiente de resistencia a largo plazo.

K_T — coeficiente de tesura.

σ_T y σ_C — límite de resistencia a tracción y compresión para un sistema de cargas biaxiales.

Se considera que las tensiones más peligrosas son las de *tracción*. De acuerdo con las investigaciones analíticas realizadas por el método de la Teoría de la elasticidad, las tensiones a tracción en el techo de la excavación de distintas formas de sección transversal, surgen para determinados *valores críticos* del coeficiente de empuje lateral.

En la Tabla No. 6 damos los valores de τ_{crit} para las formas difundidas de sección transversal.

El valor real del valor del coeficiente de empuje lateral, los radios de redondeo de las esquinas de la excavación y las características de las irregularidades sólo pueden ser determinadas de forma aproximada. Es por esta causa que para la valoración de la estabilidad de las rocas denudadas, se recomienda utilizar el valor más peligroso del coeficiente de concentración de tensiones. En los cálculos se recomienda tomar su valor para $\lambda_{crit} = 0,25$, ya que una magnitud menor de λ_{crit} es posible raramente y para un mayor valor de él, los valores de concentración de tensiones son más favorables.

También, y como medio de crear una reserva de cálculo en la estabilidad de la excavación, se recomienda utilizar las magnitudes de σ_T y σ_C (es la fórmula I) en condiciones de un estado lineal.

La magnitud del coeficiente de debilitamiento estructural (K_d) del macizo rocoso, caracteriza su estratificación y agrietamiento y depende de muchos factores.

$$K_d = f \left[\frac{L}{l_c}, \sigma_c, \frac{C_M}{C_p}, \frac{\alpha}{\rho_d} \right]$$

donde:

$\frac{L}{l_c}$ — relación entre el ancho o altura de la excavación con respecto a la dimensión del elemento estructural de roca (distancia entre grietas)

TABLA No. 6

Forma de la sección transversal	Relación entre ancho y altura	τ_{crit} para el techo	Valor del coeficiente de concentración de tensiones para $\tau_{crit} = 0,25$	
			Techo K_T	Lados K_Q
circular	1:1	0,33	-0,25	2,75
elíptica	2:3	0,25	-0,00	2,20
elíptica	3:2	0,43	-0,42	2,75
trapezoidal	1:1	0,44	-0,35	3,00
cuadrada	1:1	0,55	-0,44	3,00
rectangular	3:1	0,73	-0,64	3,50
rectangular	5:1	0,91	-0,67	4,00

$\frac{C_M}{C_P}$ — relación entre la cohesión específica en el macizo y la cohesión en el contacto de los elementos estructurales,

$\frac{\alpha}{\rho_d}$ — relación entre el ángulo (α) de inclinación de la superficie de debilitamiento con respecto a la dirección de la mayor fuerza normal y el ángulo de fricción en los contactos de los elementos estructurales.

La dependencia de K_d con respecto a los factores señalados y a otros, aún no está suficientemente estudiada.

Sin embargo, los trabajos de investigación realizados por una serie de científicos han demostrado que la dependencia $K_d =$

$= f_1 \left(\frac{L}{l_c}; \sigma_c \right)$ tiene un carácter hiperbólico.

El coeficiente (K_d) de debilitamiento puede ser también determinado basándonos en el estudio en los trabajos de laboratorio del factor de escala.

El valor orientativo de K_d para los cálculos de la estabilidad de las excavaciones para valores de $\alpha < \rho_d$, basándonos en la investigaciones realizadas en nuestros días, puede ser tomado de la tabla No. 7.

El valor del coeficiente de resistencia a largo plazo se obtiene mediante el ensayo de las rocas al escurrimiento elástico. Habitualmente, para las rocas con un carácter frágil de destrucción $\xi = 1,0 \div 0,9$ (areniscas, caliza y rocas magmáticas), para las rocas clórtico-plásticas $\xi = 0,8 \div 0,6$ (esquistos y otros) $\xi = 0,6 \div 0,4$ (arcilla, marga y otras).

Sin embargo, y como en el caso del coeficiente de debilitamiento estructural, esta cuestión exige un estudio más amplio.

El coeficiente de tesura (K_T) caracteriza la disminución de la resistencia de las rocas con el tiempo a causa del efecto de la erosión, de la acción de la atmósfera minera y otros.

La influencia que estos factores tienen, tampoco ha sido lo suficientemente estudiada. Algunos valores orientativos de K_T para distintos tipos de rocas obtenidos de los trabajos de investigación los ofrecemos a continuación.

TABLA No. 7

Límite de resistencia a la compresión lineal kg/cm²	L/ℓ_c							
	1	2	4	6	8	10	12	14
40	1,0	0,90	0,75	0,70	0,65	0,60	0,60	0,60
80	1,0	0,85	0,70	0,60	0,55	0,50	0,50	0,50
200	1,0	0,80	0,60	0,50	0,45	0,40	0,35	0,35
400	1,0	0,75	0,50	0,40	0,35	0,30	0,25	0,25
600 y más	1,0	0,65	0,45	0,35	0,30	0,25	0,20	0,20

- 1) Para las rocas del tipo cuarcita, porfirita, basaltos, calizas fuertes, granitos y otras, con una $\sigma_T > 800 \text{ kg/cm}^2$, se toma el valor de $K_T = 1,0$.
- 2) Para las areniscas y calizas de fortaleza media y todas las restantes rocas con una $\sigma_T = 600 \div 800 \text{ kg/cm}^2$, se toma un valor de $K_T = 0,8 \div 0,9$.
- 3) Para las argilitas y alebrolifas fuertes y las areniscas débiles con $\sigma_T = 500 \div 600 \text{ kg/cm}^2$, el valor de $K_T = 0,6 \div 0,8$.
- 4) Para las argilitas y alebrolitas de mediana fortaleza con $\sigma_c = 300 \div 500 \text{ kg/cm}^2$, el valor de $K_T = 0,5 \div 0,6$.
- 5) Para las argilitas y alebrolitas débiles, las areniscas y calizas muy débiles y erosionadas y todas las rocas con $\sigma_T = 200 \div 300 \text{ kg/cm}^2$, se toma $K_T = 0,3 \div 0,5$.
- 6) Para la arcilla, $K_T = 0,2 \div 0,3$.

Cuando se cumple la condición (I), la destrucción de la roca en el contorno de la excavación no se produce, y en tales casos la excavación puede permanecer sin fortificar. Es necesario tener en cuenta que en la práctica puede suceder que inicialmente una excavación cumpla esta condición (I) pero que con el transcurso del tiempo la resistencia de la roca vaya disminuyendo y comience a destruirse, lo cual provoca la necesidad de realizar las labores de fortificación.

Las rocas del techo de la excavación son inestables mientras que las laterales y las del piso son estables. En este caso:

$$K_1 \frac{\mu}{1 - \mu} \gamma H > K_d \xi K_T \sigma_T$$

(II)

$$K_2 \gamma H < K_d \xi K_T \sigma_c$$

En este caso, el piso y los lados de la excavación serán estables, mientras que las rocas del techo se destruirán, siendo la intensidad de esta destrucción mayor mientras más grande sea la diferencia entre $K_1 \frac{\mu}{1 - \mu} \gamma H$ y la σ_T correspondiente.

Durante el desarrollo de grietas, en la zona aledaña al techo de la excavación, se produce la separación de pedazos de rocas del macizo y su caída, todo lo cual conduce a la formación gradual en el techo de la excavación de una superficie de perfil curvo que se asemeja a una bóveda. Ésta recibe el nombre de bóveda de destrucción y en sus límites se forma la bóveda de equilibrio natural de las rocas.

Si el perfil natural de la bóveda de destrucción, condicionalmente, lo introducimos un poco en el macizo y le damos una forma concreta a su superficie, obtenemos su gráfico teórico, el cual generalmente se toma parabólico.

La superficie de la bóveda de equilibrio límite se considera la frontera de la zona de tensiones elevadas. En esta zona limitada por la bóveda, las rocas no se destruyen y la bóveda de equilibrio permanece estable debido a que las rocas en dicha zona se encuentran en un estado volumétrico, a causa de esto poseen una mayor resistencia.

En caso de existir en el techo de la excavación rocas plásticas con yacencia horizontal, la aparición de grietas es anticipada por la flexión del mismo, la magnitud y el espacio de la flexión de las distintas capas de rocas disminuyen, a medida que nos alejamos del techo de la excavación.

El desarrollo de la flexión plástica puede conducir a la formación de grietas, e incluso a la caída en la excavación de pedazos separados de roca, tal y como ocurre con la destrucción frágil de la roca.

Debido a que la deformación plástica habitualmente transcurre con el fortalecimiento de la roca, entonces en el caso de que la carga que flexiona no sea suficientemente grande, la deformación de la roca del techo puede detenerse.

Las rocas del techo y hastiales de la excavación son inestables. O sea:

$$K_1 \frac{\mu}{1 - \mu} \gamma H > K_d \xi K_c \sigma_T$$

$$K_2 \gamma H > K_d \xi K_T \sigma_c$$

(III)

En este caso, la zona de deformaciones inelásticas se observa tanto en el techo como en los lados de la excavación, y por consiguiente, es posible su derrumbe.

Rocas inestables por el techo, piso y hastiales de la excavación. La zona de deformaciones inelásticas se observa alrededor de toda la excavación.

Todo lo que hemos visto hasta ahora se relaciona con excavaciones horizontales.

La estabilidad de las rocas desnudadas en las excavaciones verticales de sección circular se evalúa a partir de la siguiente condición.

$$K_3 \gamma H \leq K_a \pm K_r \sigma_r$$

donde

K_3 — coeficiente de concentración de tensiones en el borde de la excavación.

Métodos de estudio del estado tensional del macizo

Los métodos para el estudio del estado tensional del macizo pueden ser de laboratorio y métodos de estudio *in situ*, o sea, en condiciones naturales.

En primer lugar, vamos a examinar el método fotoelástico, el cual se emplea en los trabajos de laboratorio, esencialmente para estudiar el estado tensional del macizo y la redistribución de tensiones que tiene lugar después de la ejecución de las excavaciones:

Método de polarización óptica (fotoelasticidad)

Este método se fundamenta en las siguientes condiciones teóricas: 1) en la ley de proporcionalidad directa entre tensiones y deformaciones, o sea, en la ley de Hooke; 2) en la propiedad de los cuerpos isotrópicos transparentes de transformarse bajo la acción de cargas en cuerpos birrefractantes, en estos cuerpos, los planos de polarización coinciden con la dirección de las tensiones principales, y 3) en el teorema de M. Levi, el cual enuncia que en casos de soluciones planas, las constantes elásticas no entran en las ecuaciones de equilibrio.

Para el estudio de la redistribución de tensiones alrededor de una o de varias excavaciones contiguas en una placa de un material ópticamente activo (bakelita, vidrio orgánico y

otros) se hace, conservando la semejanza geométrica, un agujero o varios, los cuales representan las excavaciones en cuestión. La placa se coloca en la instalación óptica en el camino del rayo de luz polarizada y se carga. El rayo de luz que pasa a través del polarizador adquiere ondulación en un plano. Cuando la luz polarizada pasa a través de la placa cargada, tiene lugar la separación del rayo polarizado según dos planos S_1 y S_2 , los cuales son perpendiculares entre sí y coinciden con la dirección de las tensiones principales.

Debido a la anisotropía, los rayos S_1 y S_2 que pasan a través de la placa, lo hacen a distintas velocidades, esto es, un rayo adelanta a otro siendo la diferencia de distancia entre ellos proporcional a la diferencia entre las tensiones principales, o sea, a $\sigma_1 - \sigma_2$.

Esto de forma analítica se puede escribir en la siguiente forma (ley de Vertgeim):

$$\gamma = ce (\sigma_1 - \sigma_2)$$

donde:

γ — diferencia en el paso de los rayos,

c — constante óptica del material del modelo,

e — espesor de la placa usada como modelo,

σ_1 y σ_2 — tensiones principales actuantes.

De la fórmula anterior, vemos que para el cálculo de la diferencia entre $\sigma_1 - \sigma_2$ es necesario conocer γ , c y e . El espesor de la placa e y la magnitud de la constante óptica son características del material de que está hecho el modelo y antes del experimento pueden ser conocidas. En tanto, para determinar la diferencia de paso, existen varios métodos, entre los cuales los más difundidos son: 1) método de los polos, 2) método de compensación y 3) método de confrontación de luces.

El método examinado es utilizado con modelos planos, conjuntamente con éste, existe una metodología análoga para estudiar el estado tensional en condiciones volumétricas.

Para la resolución de estos casos, se utilizan materiales ópticamente activos con una estructura tal que garantice el congelamiento de las tensiones. La esencia de este método de congelamiento consiste en que el modelo preparado de un material ópticamente activo con una estructura molecular alta, se carga en la centrífuga en un estado ablandado a causa del calentamiento.

El material posee la propiedad de conservar la orientación de las cadenas moleculares, cuando se le carga en un estado caliente y después de su enfriamiento.

En esto consiste su calidad, la cual es utilizada para el estudio del estado tensional en modelos volumétricos. Después del enfriamiento, el modelo con las tensiones congeladas se corta, en un orden determinado (que satisfaga la tarea planteada), en placas planas, las cuales se someten al proceso anteriormente estudiado.

El método de polarización óptica (fotoelasticidad) nos permite establecer en los modelos:

1) El campo de tensiones que se forma alrededor de las excavaciones.

2) El carácter de la concentración de tensiones en el contorno de dichas excavaciones.

3) La zona de influencia de las excavaciones, que como es sabido determina la llamada zona de tensiones disminuidas.

Métodos de estudio del estado tensional en condiciones naturales, o sea, in situ

Las tensiones en el macizo rocoso, en los pilares, en los lados y techos de las excavaciones en las condiciones reales, pueden diferenciarse en gran medida de los valores supuestos u obtenidos por los métodos de cálculo o de fotoelasticidad, debido a que, como ya hemos dicho, el macizo rocoso para su estudio se ha idealizado y se ha supuesto que es un medio elástico homogéneo e isotrópico; esta idealización corresponde a los resultados obtenidos.

Una gran influencia pueden ofrecer los procesos tectónicos, los cuales aún no se estudian de forma teórica.

Es por estas razones que tanto para la teoría, como para la práctica, en la minería posee esencial importancia la medi-

ción directa en el macizo rocoso de las tensiones para condiciones minerogeológicas concretas.

En nuestros días existen métodos de medición de las tensiones, tanto en la superficie de las zonas denudadas como para la medición en la profundidad del macizo, los cuales se fundamentan en distintos principios.

En la práctica, existen numerosos métodos de estudio del estado tensional *in situ*, entre los cuales vamos a analizar los que a continuación relacionamos.

1. Método de descarga.
2. Método de la diferencia de presión.
3. Método de los dinamómetros elásticos.
4. Método basado en la medición de la deformación de la pared de un barreno (método del barreno).
5. Método geofísico.

Método de descarga

El método de descarga se basa en la utilización de la característica de reversión elástica de la deformación del elemento del macizo, cuando a este último de forma artificial se le destruye su enlace con el resto del macizo.

Este método puede ser utilizado para rocas lo suficientemente fuertes que conserven su forma después de ser separados del macizo y que posean propiedades elásticas.

En el caso de rocas movedizas o para rocas con características plásticas, este método no puede ser empleado.

La determinación del estado tensional del macizo, según este método, consiste en la medición de la deformación elástica cuando se produce la descarga del elemento y el posterior cálculo de las tensiones por las fórmulas ya conocidas.

En este método, existen varios esquemas de medición de las deformaciones, entre los cuales podemos mencionar:

a) El esquema que mide la deformación en las paredes de un agujero central de un testigo, al ser este último separado del resto del macizo. Esquema de Liman.

b) El esquema con el que se obtiene la deformación del diámetro de un agujero central de un testigo al ser éste separado del macizo. Esquema de Jast.

c) El esquema que mide la deformación que experimentan las paredes del barreno cuando se produce su reversión elástica al ser perforado el testigo.

A continuación, pasamos a analizar el último esquema, el cual consiste en lo siguiente: En la superficie desnuda se perfora a una profundidad dada un barreno cuyo diámetro puede oscilar entre 100-200 mm en dependencia de la resistencia de las rocas. Con discos especiales de pulir, que se colocan en la barra de la perforadora, el frente del barreno se pule. Después de esto, en el frente del barreno se colocan 2 o 3 captadores.

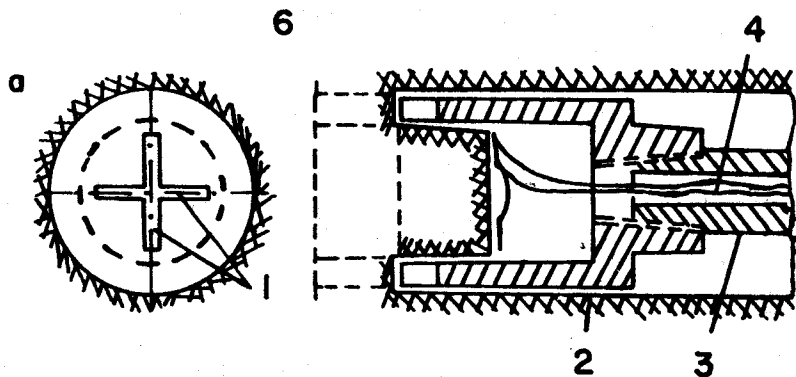


Fig. 40. Esquema del método de descarga para el estudio del estado tensional

- a) el frente del barreno con los captadores pegados
b) corte del barreno y del testigo

- 1) captadores
2) corona de perforación
3) hueco de la barrena de perforación
4) cable de los captadores

Dos captadores se comprimen densamente contra el frente del barreno con el objeto de recibir una cohesión lo suficientemente fuerte con dicha superficie.

La fijación del extensómetro se realiza con ayuda de anclas, las cuales se colocan en un agujero que se perfora adelantado y que tiene 6 mm de ancho y 50 mm de profundidad.

Después de esto, en el barreno dado se perfora un testigo cuya profundidad debe ser por lo menos igual al diámetro del barreno, el elemento descargado será el testigo.

Como resultado de esto, tiene lugar el ensanchamiento elástico del testigo, lo cual se mide por los aparatos de medición anteriormente señalados.

Si se poseen datos suficientemente fiables sobre la dirección de una de las tensiones principales (por ejemplo, según la vertical debido a la fuerza de la gravedad), entonces es posible realizar el experimento colocando solamente 2 captadores, uno según la longitud y otro por la vertical.

Las tensiones a partir de las deformaciones medidas se pueden obtener por las siguientes expresiones:

$$\sigma_z = \frac{E}{1 - \mu^2} (\epsilon_z + \mu \epsilon_x)$$

$$\sigma_x = \frac{E}{1 - \mu^2} (\epsilon_x + \mu \epsilon_z)$$

donde:

σ_z y σ_x — tensiones verticales y horizontales,

ϵ_z y ϵ_x — deformación correspondiente.

El módulo de elasticidad E y el coeficiente de Poisson μ se determinan en condiciones de laboratorio en muestras obtenidas de testigo.

Si la dirección de las tensiones principales no es exactamente conocida, entonces es necesario emplear un sistema de 3 tensocaptadores, los que se pueden colocar con ángulos de 45 grados y 60 grados, y para la determinación de la magnitud de las tensiones principales se utilizan las siguientes expresiones:

Para el caso de una disposición a 45:

$$\sigma_{y, x} = E \left[\frac{\epsilon_1 + \epsilon_3}{2 (1 - \mu)} \pm \frac{1}{\sqrt{2} (1 + \mu)} \right]$$

$$\sqrt{(\epsilon_1 - \epsilon_2)^2 + (\epsilon_2 - \epsilon_3)^2}$$

$$\operatorname{Tg} 2 \alpha = \frac{\epsilon_1 - \epsilon_3 - 2 \epsilon_2}{\epsilon_3 - \epsilon_1}$$

Para el caso de una disposición a 60°:

$$\sigma_{y-x} = \frac{E}{3} \frac{\epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3}{1 - \mu} \pm \frac{E \sqrt{2}}{3 (1 + \mu)}$$

$$\sqrt{(\epsilon_1 - \epsilon_2)^2 + (\epsilon_2 - \epsilon_3)^2 + (\epsilon_3 - \epsilon_1)^2}$$

$$\operatorname{Tg} 2 \alpha = \frac{\sqrt{3} (\epsilon_3 - \epsilon_2)}{2 \epsilon_1 - \epsilon_2 - \epsilon_3}$$

α — ángulo respecto a la deformación principal,

$\epsilon_1, \epsilon_2, \epsilon_3$ — deformación en las tres direcciones de medición.

Los esquemas anteriormente estudiados del método de descarga, se utilizan para analizar el estado tensional en la profundidad del macizo, a continuación pasamos a describir brevemente algunos aspectos de este método cuando es utilizado para determinar el estado tensional en las superficies de las zonas denudadas.

— Una de las variantes de medición de las tensiones en los lados de las excavaciones subterráneas basada en el principio de la total descarga de una zona del macizo, es la del profesor Oberti. La esencia de esta variante consiste en lo siguiente:

En la zona denudada se perforan algunos pares de pequeños barrenos, en los cuales, con la utilización de morteros de rápido endurecimiento, se colocan fijas clavijas metálicas. La distancia entre clavijas en cada par de barreno es la base de medición l , magnitud que depende del tipo de extensómetro utilizado (generalmente $l = 15 \div 20 \text{ cm}$). En calidad de extensómetro se pueden utilizar: electrocaptadores de resistencia, indicadores tipo reloj e instrumentos de cuerda. La posición inicial de los extensómetros colocados corresponde al estado tensional exis-

tente en el macizo. Después, a una distancia dada de las clavijas fijadas se hacen dos cortes paralelos con los cuales se elimina la tensión en la zona del macizo que se mide.

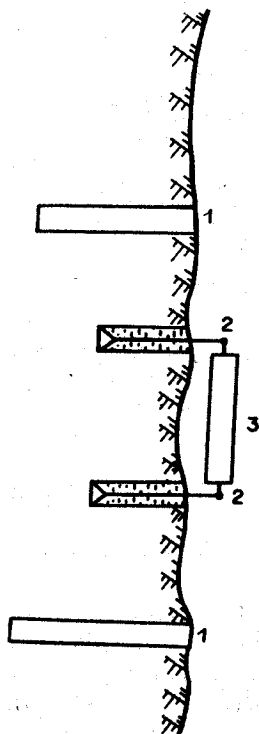


Fig. 41. Esquema del profesor Oberti

- 1) cortes de descargas
- 2) clavijas (cabillas)
- 3) tensómetro

Conociendo la deformación relativa y el módulo de elasticidad, este último se puede determinar como en el caso anterior en trabajos de laboratorio, se puede entrar a calcular las tensiones en los hastiales de la excavación.

El campo de aplicación de esta variante es limitado debido a la gran dificultad que existe a la hora de preparar los cortes. Mucho más simple en su realización, es la medición de las tensiones utilizando la variante de descarga parcial del macizo.

En la pared de la excavación, en tres puntos que van a formar un triángulo, se perforan tres barrenos de diámetro 10-12 mm en los cuales se fijan clavijas. Entre estas clavijas por los lados del triángulo se instala una instalación extensométrica y se observa su indicación inicial.

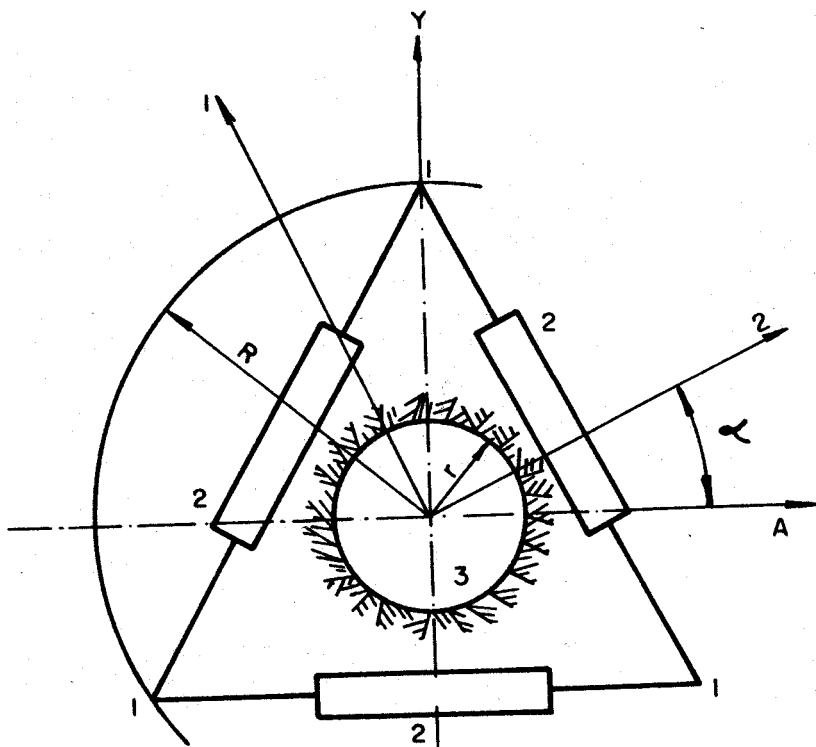


Fig. 42. Esquema del método de la descarga parcial

Después de esto, en el centro del triángulo se perfora un barreno de poca profundidad de diámetro 40-60 mm. La cavidad formada produce la descarga del macizo y su deformación, la cual se mide en los extensómetros.

El valor y la dirección de las tensiones normales principales se calculan por las fórmulas que existen al respecto, teniendo en cuenta las dimensiones del barreno y del triángulo tensométrico.

Método de diferencia de presiones

Este método es también conocido como "el método de la almohada hidráulica" y se emplea en rocas duras.

Se fundamenta el método en la descarga parcial del macizo rocoso en la zona de medición, para después volver a producir en dichas zonas la presión inicial por medio de una almohada hidráulica colocada en un corte de descarga. Este método da la posibilidad de determinar la presión inicial que existe en el macizo, así como de registrar la variación de tensiones con el tiempo.

A pesar de su simplicidad, este método no ha recibido una amplia difusión, debido a que la medición con ayuda de la almohada hidráulica es posible realizarla sólo a poca profundidad ($2 \div 2,5$ m de la superficie desnuda). Es por esto que la valoración del estado tensional del macizo rocoso con el empleo de este método, tiene sólo un carácter aproximado y en muchos casos su aplicación no es posible (en el caso de rocas blandas).

El método consiste en lo siguiente:

En la superficie desnuda del macizo, mediante la perforación de una serie de barrenos se ejecutan 4 ranuras verticales de una altura de 254 mm y a una profundidad entre 0,5-1,5 m. En estas ranuras verticales se fijan tensores especiales de cuerda, los cuales pueden medir la deformación vertical de la superficie desnuda del macizo. En la instalación de medición se registra el valor nulo de los catadores, después de esto, perpendicular a los tensocaptadores, y a una distancia que se muestra en el gráfico, se realiza un corte horizontal a la profundidad necesaria, lo que produce la descarga parcial del macizo en la zona de medición.

La zona descargada del macizo rocoso posee aproximadamente forma cilíndrica con un diámetro igual al ancho de dos cargas. Como consecuencia de la descarga parcial de las rocas (las tensiones caen desde un valor inicial σ_1 hasta un valor final σ_2), éstas se deforman y se registran dichas deformaciones en los captadores 2 y 3.

Después de descargada la zona de ensayo, en la ranura o corte de descarga se coloca lo que llamamos una almohada hidráulica, la que se recubre con cemento. Cuando este cemento de recubrimiento se endurece, la almohada hidráulica se conecta con una bomba de mano que sirve para aumentar la presión hasta que ésta alcance su valor inicial. Esto se produce cuando la

lectura de los captadores sea igual a la de antes de realizarse la descarga. En este momento, se deja de aumentar la presión y se lee el manómetro para conocer la presión. La lectura se considera como la tensión que existía en el macizo rocoso antes de ser ejecutado el corte. Los tensocaptadores extremos que se ven en el gráfico sirven para controlar el experimento.

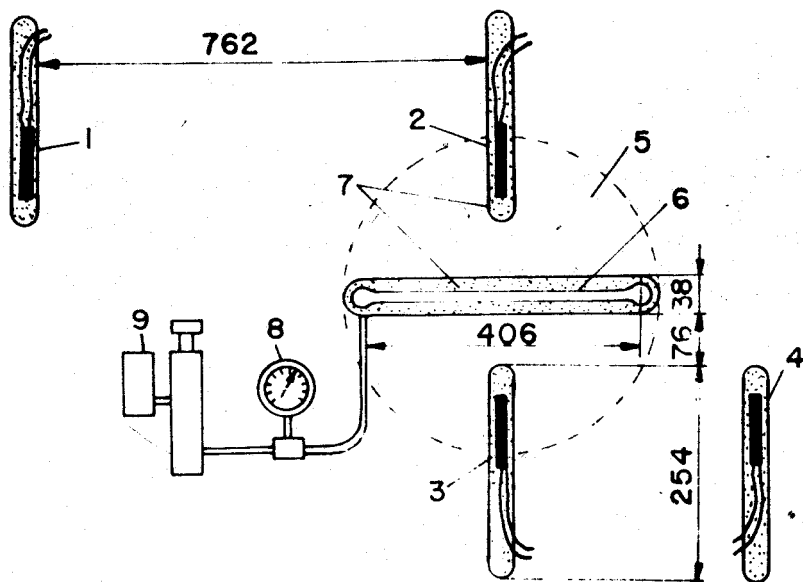


Fig. 43. Esquema de medición de las tensiones en el macizo rocoso por el método de la almohada hidráulica

- 1-4) tenso-captadores
- 5) zona descargada
- 6) almohada hidráulica
- 7) cemento
- 8) manómetro
- 9) bomba

Método de los dinamómetros elásticos

En los últimos años, han comenzado a utilizarse los dinamómetros elásticos para investigaciones, a largo plazo, de la variación de las tensiones con el tiempo.

Existen varios tipos de estos dinamómetros y entre ellos tenemos los confeccionados de materiales ópticamente activos que se instalan en barrenos con ayuda de un compuesto de cemento.

Se emplean particularmente dinamómetros en forma de discos continuos o de discos con agujeros centrales. Ellos pueden prepararse de vidrio orgánico, de resina epoxídica endurecida y otros materiales.

En los primeros trabajos realizados utilizando este método, la medición de los incrementos de las tensiones principales en el macizo rocoso se obtuvo por medio de la calibración y comparación del cuadro de franjas obtenido en el equipo de trabajo con el del equipo patrón.

La calibración realizada en los bloques de roca con el establecimiento en ellos de los dinamómetros se caracteriza por la gran complejidad y laboriosidad, debido a la necesidad de crear en el bloque un estado tensional biaxial que corresponda al que se mide.

Método del barreno

La investigación de la variación del estado tensional en el macizo rocoso por el método estudiado consiste en medir la deformación de los lados del barreno y de su sección transversal. La transformación del dato obtenido, o sea, la variación del diámetro del barreno, al dato que se investiga, es decir, la variación de tensiones, se puede realizar según el caso por la teoría de la elasticidad o por la teoría de la fluidez cronoplástica. En el primero de los casos de la resolución analítica, es necesario conocer las características elásticas de las rocas, mientras que en el segundo, las reológicas.

Para la medición de la deformación, en los barrenos se emplean los *deformímetros*. Ellos, según su principio de funcionamiento, pueden ser: de cuerdas, inductivos y tensométricos, entre otros.

Según este método, pero empleando en lugar de los deformímetros, captadores de tensiones, se puede obtener directamente de la medición la variación de tensiones. Pero esta última variante tiene como principal desventaja la gran resistencia que presenta este instrumento a la deformación del barreno, por lo que se ve afectada la exactitud en el cálculo.

Métodos geofísicos

Como es por todos conocido, los métodos geofísicos, los cuales han obtenido amplia difusión en los trabajos de búsqueda y exploración de minerales, en los últimos años se han comenzado a utilizar para el estudio del estado tensional del macizo, y se han logrado algunos éxitos en esta dirección.

El posible empleo de los métodos geofísicos, así como su ampliación y profundización como forma de estudiar el estado tensional del macizo, se debe fundamentalmente a los adelantos experimentados en los últimos años en la rama de la electrónica.

Los métodos geofísicos para el estudio del estado tensional del macizo se fundamentan en el estudio de distintas características de las rocas (acústicas, eléctricas, de calor, magnéticas y otras), las cuales dependen (como ha demostrado la experiencia) del estado tensional del macizo estudiado.

Entre los métodos geofísicos estudiados, para el estudio del estado tensional del macizo podemos mencionar los siguientes:

- a) método acústico.
- b) método ultrasonoro,
- c) método radiométrico,
- d) método magnético y otros.

El grado de desarrollo y de utilización práctica de los métodos anteriormente señalados no es igual en todos los casos. En nuestros días, el método que ha alcanzado más éxitos, y por ende el más empleado, es el acústico, el cual ha llegado a ser utilizado en escala industrial. Una menor difusión la ha recibido el sísmico, en tanto que los otros métodos mencionados no han recibido una realización práctica debido a que para ellos es necesaria la creación de aparatos de medición que puedan ser aplicables en condiciones naturales, lo cual hasta ahora está en período de experimentación.

La dificultad fundamental en el empleo de los métodos geofísicos, y que en algunos casos limita su aplicación en el estudio del estado tensional, es la dependencia multifuncional que existe entre las tensiones en las condiciones naturales del macizo y los parámetros obtenidos de los diferentes métodos de estudio.

Es por esto, que el elaborar los datos de las observaciones, en muchos casos reviste un carácter bastante complejo y puede

solamente caracterizar de forma aproximada la variación correspondiente de tensiones en la zona de macizo en estudio.

A pesar de lo dicho anteriormente, los métodos geofísicos tienen gran perspectiva en lo que respecta a su utilización para la investigación del estado tensional del macizo rocoso. Ellos, en relación con los otros métodos ya estudiados, presentan 2 ventajas esenciales:

- 1) Se pueden obtener directamente con las mediciones la magnitud de las tensiones.

- 2) Dan la posibilidad de realizar investigaciones en grandes zonas del macizo rocoso.

A continuación, pasamos a analizar de forma breve algunos de los métodos geofísicos antes citados.

Método acústico: Se basa en la utilización de la capacidad que poseen la mayoría de las rocas de generar impulsos sonoros elásticos cuando se varía el estado tensional del macizo. Como criterio fundamental, en este método se toma la cantidad de impulsos sonoros elásticos que surgen en el macizo por unidad de tiempo y su variación con el tiempo.

En el estudio de algunos fenómenos específicos durante la aparición de la presión minera (por ejemplo, golpes mineros, desprendimientos súbitos de gases, y otros) se estudian también la frecuencia del espectro de impulso y su amplitud.

Los impulsos sonoros elásticos, que surgen en el macizo rocoso son registrados con la ayuda de un equipo acústico el cual está formado por diferentes aparatos, como por ejemplo: 1) captadores, para captar los impulsos sonoros; 2) amplificadores eléctricos, oscilógrafos, generador y otros.

El método acústico es muy usado para la investigación de la estabilidad de los pilares intercamerales, y de las rocas desnudadas de las excavaciones subterráneas, así como también es empleado con el objeto de pronosticar la posibilidad de golpes mineros y desprendimientos súbitos de gases.

La determinación de la tensión en el macizo se fundamenta, como ya vimos, en la dependencia que existe entre la velocidad de difusión de las ondas sonoras en el medio dado y sus propiedades elásticas. Conociendo el módulo de elasticidad E de las rocas estudiadas y la velocidad de difusión del sonido en ellas, se puede entrar a determinar la magnitud de las tensiones.

Método ultrasonoro: Este método de investigación del estado tensional del macizo se fundamenta en el estudio de la dependencia entre las condiciones de difusión de los impulsos elásticos artificiales en el macizo estudiado y las características del estado tensional del macizo.

Para este objetivo, habitualmente se utiliza la dependencia entre las velocidades de difusión de las ondas longitudinales y transversales y las propiedades elásticas, lo cual puede conocerse por las siguientes expresiones:

$$V_l = \sqrt{\frac{E (1 - \mu)}{\rho (1 + \mu) (1 - 2 \mu)}}$$

$$V_T = \sqrt{\frac{E}{2 \rho (1 + \mu)}}$$

donde:

V_l y V_T — velocidad de difusión de las ondas longitudinales y transversales respectivamente en el macizo,

ρ — densidad de macizo estudiado,

E y μ — constantes elásticas.

Método radiométrico: Como fundamento del método radiométrico para la medición de las tensiones, tenemos el efecto de las disminuciones de intensidad en las emisiones de rayos, después de éstos atravesar el tramo de macizo de la roca que se estudia.

Método magnético: Se fundamenta en la dependencia que existe entre las propiedades ferromagnéticas de las rocas con las tensiones mecánicas que experimentan dichas rocas.

Método electrométrico: Este método se fundamenta en la conocida variación de conductividad eléctrica que experimentan las rocas bajo la acción de las cargas que sobre ellas se apliquen.

CAPÍTULO III. PRESIÓN MINERA

Características generales

Como ya mencionamos, al ejecutarse las excavaciones el equilibrio que existía en el macizo rocoso se rompe y se produce una redistribución de tensiones, lo que provoca el surgimiento de un nuevo estado tensional, diferente al que existía antes de ejecutarse dichas excavaciones.

Las deformaciones y desplazamientos que tienen lugar en las rocas que rodean a la excavación van a depender de las características de este nuevo estado tensional, o sea, de la forma de aparición y de acción de la presión minera. Según el Comité de Terminología Técnica de la Academia de Ciencias de la URSS, se puede entender por el término presión minera a las fuerzas en las rocas que rodean a la excavación, Pero sin lugar a dudas, esta definición posee un carácter muy general, sin que exista hasta nuestros días una definición que de forma categórica satisfaga el término presión minera.

Pero independientemente de la exactitud en la definición del término presión minera, lo que sí está definido, es que ella caracteriza la parte física del proceso que tiene lugar en el macizo rocoso al ver alterado su equilibrio, o sea, al producirse deformaciones y desplazamientos de las rocas circundantes a las excavaciones laboreadas.

Aparición de la presión minera

La experiencia demuestra que el carácter de aparición de la presión minera en las excavaciones está en dependencia de múl-

tiples factores, entre los cuales podemos mencionar:

- a) propiedades de las rocas circundantes,
- b) profundidad de la excavación,
- c) forma y dimensiones de la sección transversal de la excavación,
- d) influencia de los trabajos de arranque,
- e) tiempo de explotación de la excavación,
- f) ángulo de buzamiento de la roca y el mineral y otros.

Según el carácter de su aparición, la presión minera puede ser: 1) simétrica por el techo de la excavación; 2) inclinada; 3) por un solo lado; 4) por todos los lados.

Después de erigida la fortificación (de ser esta necesaria), tiene lugar el trabajo común del sistema macizo-fortificación, siendo aquí necesario aclarar que no se debe confundir el término presión minera con el de carga sobre la fortificación, ya que este último depende no sólo de la presión minera sino también de otros factores, entre los que podemos citar:

1. Desplazamiento de las rocas.
2. Una fortificación de baja calidad.
3. El acabado de la excavación. Su saneamiento.
4. Que queden espacios vacíos detrás de la fortificación y otros.

En el caso de ejecutar las excavaciones en rocas que se caractericen por la falta de la fuerza de cohesión entre sus partículas (rocas desligadas y movedizas), la presión minera aparece instantáneamente después del denudamiento de las rocas, o sea, al ejecutar la excavación. En estos casos es prácticamente necesario el empleo de métodos especiales de laboreo.

En tanto, en rocas que poseen una débil fuerza de cohesión el incremento de la presión minera habitualmente tiene su inicio en las rocas del techo de la excavación.

Después de ejecutada la excavación horizontal, se inicia el asentamiento del techo, se forman grietas en él, lo cual trae consigo el aumento gradual de la presión de la roca sobre la fortificación en un período t_1 . La presión minera que tiene

lugar y se desarrolla en este período de tiempo t_1 se conoce como primaria.

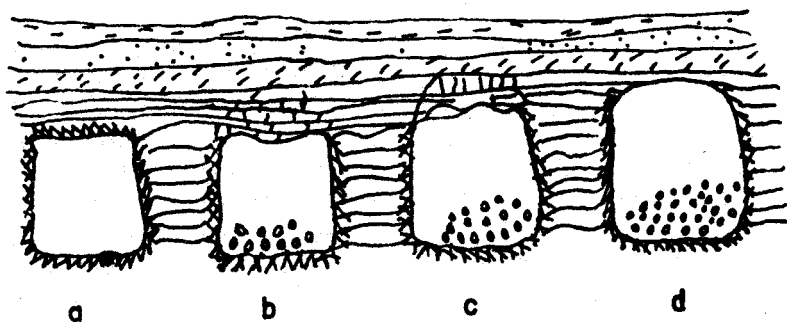


Fig. 44. Esquema que representa el proceso de formación de la bóveda de equilibrio natural

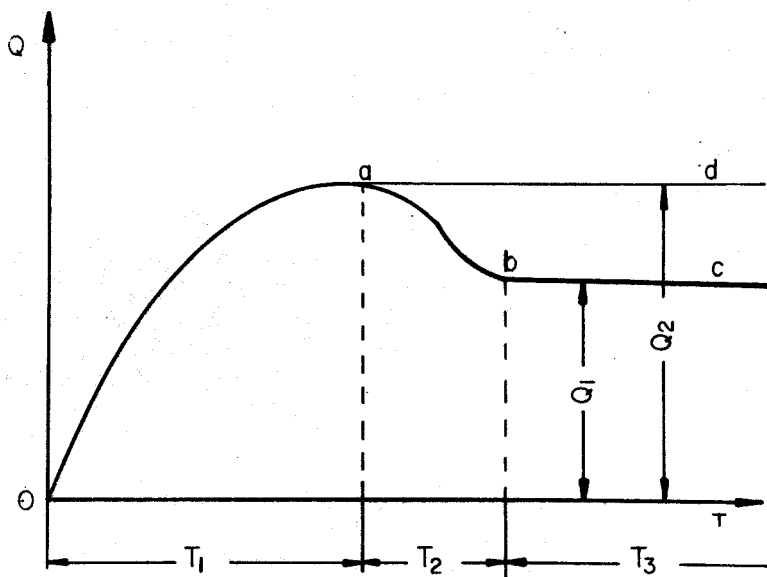


Fig. 45. Gráfico de dependencia entre la presión minera y el tiempo

Durante el tiempo t_2 , la presión comienza a disminuir debido a que las rocas de nuevo pasan a un estado de equilibrio;

la presión actuante en este intervalo se denomina secundaria. En este período es que tiene lugar la formación en el techo de la excavación de la ya mencionada bóveda de equilibrio natural.

De la magnitud y el carácter de la reacción de la fortificación van a depender los parámetros de la bóveda de equilibrio natural, la zona de tensiones elevadas, la magnitud y dirección de la presión minera, a consecuencia del trabajo común roca-fortificación.

Si la fortificación erigida es lo suficientemente rígida y resistente como para en la práctica impedir el proceso de formación de grietas en los denudamientos, así como para impedir la formación de la bóveda de equilibrio natural, en este caso la presión minera se mantiene constante o aumenta muy lentamente, con un valor Q_1 según ad en el gráfico.

Mientras que en el caso de construir una fortificación flexible, ésta va a permitir que se desarrolle el fenómeno anteriormente descrito, y por ende, la presión minera tiende a disminuir según la línea ab hasta llegar a un valor constante de Q_2 , según bc. Es por esta causa que cualquier fortificación debe tener una cierta flexibilidad, la cual va a estar en dependencia de su objetivo, condiciones de aplicación y otros factores.

Lo hasta ahora analizado se relaciona con una excavación horizontal única que se encuentra alejada de la influencia de las labores de arranque. Otro cuadro totalmente distinto nos encontramos al analizar el comportamiento de la presión minera en una excavación que esté situada en la zona de influencia de las labores de arranque o ejecutada a una distancia relativamente no muy grande de otra u otras excavaciones.

La extensión de la zona de influencia de los trabajos de arranque puede variar en dependencia de varios factores, entre los cuales tenemos:

1. Propiedades de las rocas.
2. Método de dirección del techo utilizado.
3. Método de laboreo empleado.
4. Tipo de fortificación empleada.
5. Profundidad de la excavación y otros.

Factores que influyen en la magnitud de la presión minera

Como inicialmente mencionamos, existen varios factores que

influyen sobre el carácter de aparición y la magnitud de la presión minera, algunos de los cuales pasamos a analizar:

a) Las propiedades de las rocas y entre ellas, en primer orden, las físico-mecánicas son uno de los factores fundamentales que influyen en el carácter de aparición de la presión minera y en su magnitud.

Las observaciones y experimentos realizados al respecto han establecido que sobre las excavaciones horizontales labreadas a través de las rocas que posean un bajo coeficiente de cohesión, un valor relativamente bajo del módulo de elasticidad (tanto del primero como de segundo orden), un pequeño ángulo de fricción interna y otras, la magnitud de la presión minera actuante va a alcanzar grandes magnitudes en comparación con las que surgirán al ejecutarse excavaciones en rocas que posean valores más altos en sus propiedades mecánicas.

b) También se ha llegado a establecer que con el aumento de la profundidad y el paso de las labores mineras a horizontes profundos, las rocas cambian sus propiedades y van adquiriendo una mayor plasticidad, lo que trae consigo que se produzcan deformaciones residuales en algunas zonas alrededor de la excavación. Esta dependencia, como es sabido, se incrementa a medida que aumentamos la profundidad de la excavación.

c) Otro de los factores que influyen notablemente sobre el carácter y aparición y la magnitud de la presión minera, es la forma y dimensiones de las excavaciones. Como ya se ha expresado, una forma circular o elíptica nos da condiciones de mayor estabilidad en las excavaciones que para el caso de secciones rectangulares o trapezoidales, en las cuales, los coeficientes de concentración de tensiones, y por ende, la presión minera, alcanzan altos valores. De igual forma es conocido que a medida que disminuimos la luz de la excavación ésta se hace más estable.

d) Otro factor importantísimo es la influencia de los trabajos de arranque. Existen muchas hipótesis que tratan de dar explicación a los aspectos fundamentales en la formación y aparición de la presión minera en excavaciones cercanas a los frentes de arranque en distintas condiciones, pero ni una de ellas reviste un carácter general, por lo que en cada caso es necesario hacer un estudio de esta problemática.

De tal forma la aparición de la presión minera y en particular el desplazamiento de las rocas laterales y del techo de la excavación, así como la carga sobre la fortificación, depende de una serie de factores naturales locales y de factores de producción, los cuales son imposibles de introducir en las resoluciones teóricas. Es por esto que para elaborar los métodos de pronósticos sobre la aparición de la presión minera se utilizan esquemas simples idealizados considerándose las rocas homogéneas, isotrópicas y no se tienen en cuenta generalmente aquellas propiedades naturales como estratificación, agrietamiento, ángulo de buzamiento y otras.

Para el estudio de la presión minera se emplean tanto métodos analíticos como experimentales, pudiendo estos últimos realizarse tanto en condiciones naturales *in situ* como en laboratorios.

Métodos de estudio de la presión minera

Podemos agrupar los métodos de estudio de la presión minera en 2 grandes grupos:

- a) métodos analíticos.
- b) métodos experimentales.

Métodos analíticos para el cálculo de la presión minera

En nuestros días la ciencia minera se encuentra en un estado de intenso desarrollo y se perfeccionan los métodos analíticos, los cuales permiten con un grado de aproximación conocido, determinar la magnitud de la presión minera y el desplazamiento de las rocas en las excavaciones.

Sin embargo, como ha sido señalado por un gran número de investigadores de distintos países, el aparato matemático aún no es empleado de un modo lo suficientemente efectivo y amplio para la determinación del estado tensional-deformacional de las rocas alrededor de las excavaciones, de la carga sobre la fortificación y del desplazamiento de las rocas.

La existencia de un gran número de hipótesis de presión minera que se diferencian tanto en los principios como en la metodología de cálculo, es debido a que ninguna hipótesis por sí sola puede encerrar en sí al mismo tiempo todos los distintos factores que determinan e influyen en la presión minera.

Es por dicha razón que se considera necesario establecer una clasificación de las hipótesis de presión minera, la cual pueda garantizar su correcta aplicación en condiciones geomineras concretas de una excavación dada.

Basado en esto, se agrupan las hipótesis de presión minera en dos direcciones fundamentales.

La primera dirección va a agrupar a aquellas hipótesis que se basan en los datos de la práctica, en los métodos de la mecánica de construcción, en la resistencia de materiales, en consideraciones especiales, etcétera, sin tomar en consideración la interacción entre el macizo rocoso y la fortificación.

Dentro de esta primera dirección, podemos enumerar las siguientes hipótesis de presión minera: las de M. M. Protodíaconov, B. Ritter y P. M. Tsimbarevich, que se fundamentan en la formación de la bóveda de equilibrio natural; las de A. B. Birbaumer y K. Tertsagui, que se basan en los deslizamientos de los prismas de rocas en los lados de la excavación; las de Pokrovski y Orlov, que se fundamentan en la observación directa, y las de V. Slesarev y German, que se basan en la mecánica de construcción. En tanto que en la segunda dirección, se van a agrupar las hipótesis que se basan en la interacción entre el macizo rocoso y la fortificación. En las hipótesis agrupadas en esta dirección se emplean los principios de la mecánica de los medios compactos.

Dentro de esta dirección podemos citar las siguientes hipótesis: las de G. Rodin e I. Sabin, que consideran al medio como elástico-homogéneo; las de Lexnitski y A. Kosmodamianski, las cuales consideran al medio elástico, pero heterogéneo; las de Labass y K. Ruppeneit, que consideran al medio elástico-plástico, y las de A. Salustovich, Y. Liberman, T. Krishanovskaya y A. Maksimov, que consideran al medio plástico y viscoso.

Métodos experimentales de estudio de la presión minera

En este grupo vamos a tener: 1) Los métodos de laboratorio y 2) Los métodos de investigación en condiciones naturales, *in situ*.

CAPÍTULO IV. CÁLCULO DE LA PRESIÓN MINERA

Existe gran cantidad de fórmulas para el cálculo de la presión minera sobre la fortificación de las excavaciones, las cuales se basan en las distintas hipótesis y en los procesos físicos de deformación del macizo rocoso al ser éste laboreado.

En dependencia del criterio que se elija sobre el mecanismo de aparición y acción de la presión minera, la tarea sobre la determinación de la presión sobre la fortificación se resolverá utilizando los métodos basados en la primera dirección, o los basados en la mecánica de los medios compactos (segunda dirección).

La diferencia esencial entre las hipótesis de presión minera basados en una u otra dirección, es que las que se basan en la mecánica de los medios compactos tienen en cuenta la interacción macizo-fortificación y la presión se considera actuando por todo el contorno de la excavación a diferencia de las hipótesis que se basan en la primera dirección, que no consideran la interacción macizo-fortificación y suponen que la presión actúa independientemente por el techo, hastiales y piso de la excavación.

A continuación vamos a examinar algunas de las hipótesis de presión minera más difundidas.

Teoría de Ritter

La hipótesis de Ritter fue considerada un gran paso de avance en el desarrollo de la ciencia minera; su criterio de que sobre

la excavación sólo actúa la presión de la roca contenida en el interior de un cuerpo parabólico que se forma en el techo de la excavación en contraposición con lo creído hasta entonces, o sea, que actuaba todo el peso de la roca hasta la superficie, fue considerado en aquel entonces como una teoría revolucionaria.

X La hipótesis de Ritter y su procedimiento de cálculo son válidos y se fundamentan en considerar el macizo rocoso como un medio elástico homogéneo e isótropo, o sea, en condiciones ideales.

Suponemos que se ejecuta una galería de sección ACDE a través de una roca que cumpla las condiciones anteriormente expuestas y analizamos una partícula del techo, ésta, debido a su peso propio, tiende a desprenderse y caer en el interior de la excavación; a esta tendencia de la partícula se opone la fuerza de cohesión de la roca. En dependencia de que el efecto sea mayor o menor, la partícula caerá o permanecerá en el macizo.

Si generalizamos esta situación para una infinidad de partículas del techo, se puede establecer, basado en el análisis anterior, cuando la excavación será o no estable.

Vamos a analizar el caso en que el peso de las partículas es mayor que las fuerzas de cohesión, entonces del techo de la excavación se comenzarán a desprender pedazos de roca, hasta que se forma en su techo la bóveda de equilibrio.

Basado en esto, Ritter establece la expresión matemática de la curva que representa la bóveda.

En el caso límite la presión que se ejerce sobre el techo AC será:

$$F = P - Z \quad (1)$$

donde:

P — peso de las rocas contenidas dentro de la bóveda,

Z — fuerzas cohesivas entre las partículas.

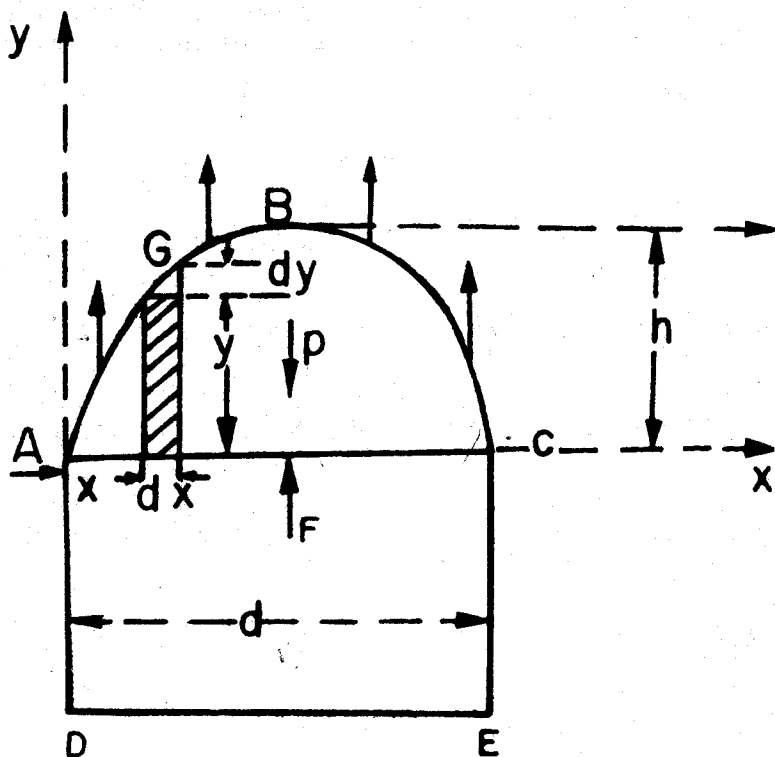


Fig. 46. Esquema de cálculo según la hipótesis de Ritter

Para el cálculo de P y Z Ritter toma un sistema de ejes rectangulares con origen en A . Entonces tenemos que:

$$P = \gamma \int_0^b y \, dx$$

donde:

γ — peso volumétrico de las rocas,

b — ancho de la excavación.

Y debido a que las fuerzas a tracción van a actuar normales al arco de su proyección vertical, que contrarrestará a la acción de P, será $Z = \frac{\sigma_r ds}{\cos \alpha}$, o sea:

$$F = \gamma \int_0^b y dx - \sigma_r \int_0^b \frac{ds}{\cos \alpha} \quad (2)$$

Partiendo de la condición que F sea un máximo, se puede llegar a la ecuación de la curva:

$$y = \frac{\gamma x}{4 \sigma_r} (b - x) \quad (3)$$

que nos representa la ecuación de una parábola que pasa por los puntos A y C y tiene un vértice en el punto B. La altura de la parábola vendrá dada por la ecuación:

$$h = \frac{\gamma b^2}{16 \sigma_r}$$

La magnitud de F sobre el techo será:

$$F = \gamma b (b^2/48U - U)$$

si $\frac{\sigma_r}{\rho} = U$ que nos da el valor de la presión sobre el techo de una excavación de un ancho b.

Si $F \leq 0$, se dice que el valor de la presión es nula, debido a que la fuerza de cohesión de las rocas es más grande que el peso del cuerpo parabólico. En este caso, no hay necesidad de fortificación. Esta condición se cumple sí:

$$\frac{b^2}{48U} - U < 0$$

$$b^2 < 48U^2$$

$$b < U \sqrt{48}$$

En el caso contrario, cuando $F > 0$, o sea, $d > U \sqrt{48}$, el techo no es estable.

Hipótesis de M. M. Protodiaconov

Sobre las excavaciones horizontales laboreadas en rocas movedizas, se forma una bóveda a la cual se le llama bóveda de equilibrio natural.

Protodiaconov teóricamente demostró que esta bóveda de equilibrio natural tiene una configuración parabólica. La fortificación de la excavación va a soportar una presión igual al peso de la roca que se encuentra contenida en dicha bóveda.

La bóveda de equilibrio va a recibir sobre sí la carga uniformemente distribuida p producto del peso de la roca que yace sobre ella. La bóveda BOC será estable si cada una de las partículas que la forman lo es.

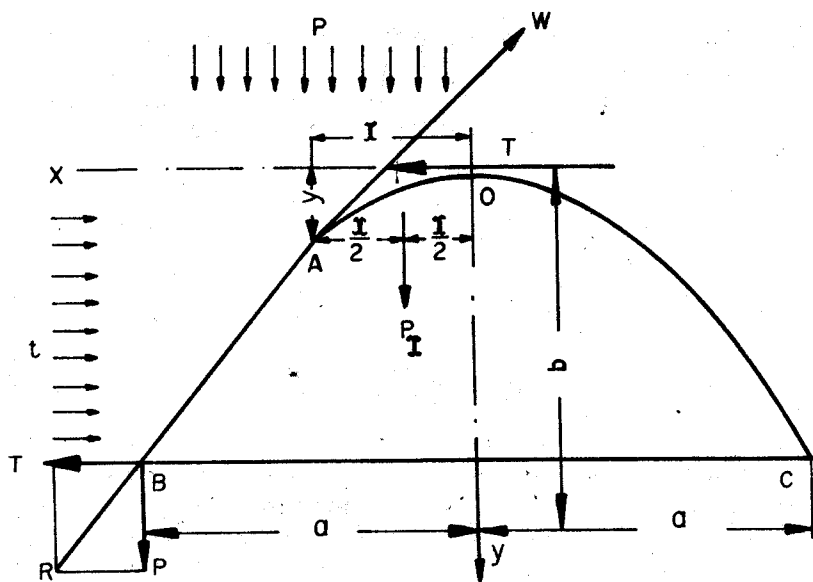


Fig. 47. Esquema de cálculo según la teoría de Protodiaconov

Vamos a examinar un tramo de la mitad izquierda de la bóveda, o sea, el tramo AO. El origen de coordenadas lo toma-

mos en el punto O. En el tramo AO analizado actúan las siguientes fuerzas:

El empuje lateral T.

La presión lateral uniformemente distribuida $P_x = px$.

La reacción de la parte inferior de la bóveda W.

Para el equilibrio del tramo AO es necesario que la suma de todos los momentos que actúan en el punto A sea igual a cero, o sea, $M_A = 0$.

$$\Sigma M_A = px \cdot x/2 - Ty = 0$$

de donde:

$$y = \frac{p x^2}{2 T} \quad (1)$$

La ecuación (1) demuestra que la bóveda de equilibrio es una parábola.

Para el punto B, o sea, uno de los apoyos de la bóveda $x = a$ o $y = b$, la ecuación de la curva va tomar el siguiente aspecto:

$$b = \frac{p a^2}{2 T} \quad (2)$$

$$T = \frac{p a^2}{2 b}$$

En el punto B, la fuerza vertical $P = pa$ comprime las partículas contra el apoyo y la fuerza horizontal T tiende a desplazar el apoyo. La fuerza al cortante T está contrarrestada por la fuerza de fricción:

$$F = Pf$$

donde:

f — coeficiente de fricción interna de las rocas movedizas.

La bóveda será estable en caso que la fuerza al cortante T sea menor o igual que la fuerza de fricción, o sea:

$$T \leq Pf$$

es decir:

$$T \leq paf$$

en el caso de $T = paf$ la bóveda se encontraba en un estado límite de equilibrio.

Para garantizar la estabilidad de la bóveda, es necesario tener una cierta reserva de resistencia la cual Protodiaconov introduce como una serie de esfuerzos horizontales al cortante (τb).

En correspondencia con lo anterior, la condición de estabilidad de la bóveda será cumplimentada si se cumple que:

$$T + \tau b = fpa$$

o

$$T = fpa - \tau b \quad (3)$$

Sustituyendo T por su valor en (2), obtenemos:

$$\frac{Pa^2}{2b} = paf - \tau b$$

$$\tau = pa \left(\frac{2fb - a}{2b^2} \right)$$

Vamos a determinar la altura de la bóveda (b) partiendo de la condición de que la reserva de resistencia tomada en vista de la fuerza al cortante τ , sea la máxima. Para lo que tomamos la primera derivada de τ con respecto a b , o sea:

$$\frac{d \tau}{d b} = pa \left[\frac{2f2b^2 - (2fb - a) \cdot 4b}{4b^4} \right]$$

Después de las transformaciones correspondientes, obtenemos:

$$\frac{d \tau}{d b} = p a \frac{a - b f}{b^3}$$

Haciendo $\frac{d \tau}{d b} = 0$ y resolviendo la ecuación obtenida, hallamos que:

$$p a \frac{a - b f}{b^3} = 0 \quad (4)$$

o sea:

$$b = \frac{a}{f}$$

donde:

a — semiancho de la excavación.

Como ya se dijo, la presión sobre la excavación va a estar determinada por el peso de la roca contenida en la bóveda.

El área de la parábola es igual a $2/3 \cdot 2ab$, por consiguiente, la presión sobre la unidad de longitud será igual a:

$$Q = \frac{2}{3} 2ab \gamma = \frac{4}{3} ab \gamma T/m \quad (5)$$

donde:

γ — peso volumétrico de las rocas.

Si en la expresión (5) sustituimos el valor de (b) y expresamos f a través de la tangente del ángulo de fricción interna de las rocas movedizas,

$$Q = \frac{4}{3} \gamma \frac{a^2}{\operatorname{tg} \rho} \quad (6)$$

La fórmula (6) de Protodiaconov se puede emplear incluso en rocas ligadas, pero sustituyendo el coeficiente de fricción interna por el coeficiente de fortaleza.

$$Q = \frac{4}{3} \gamma \frac{a^2}{f} T/m$$

Si quisiéramos hallar la fortificación sobre una rama de la fortificación será:

$$Q = \frac{4}{3} \gamma \frac{a^2}{f} L T \quad (7)$$

donde:

L — distancia entre las ramas de fortificación, m .

Sin lugar a dudas, la hipótesis de Protodiaconov, al igual que la de Ritter, significó un gran paso de avance en el desarrollo del estudio de la presión minera, pero en la actualidad tiene una aplicación limitada debido a los siguientes defectos:

- 1) No considera la profundidad en que se encuentra situada la excavación.
- 2) No considera las características de la fortificación.
- 3) Se debe aplicar generalmente para pocas profundidades.
- 4) Debe emplearse solamente para rocas sueltas.
- 5) La determinación del coeficiente de fortaleza a través de tablas es inexacta, ya que muchas veces uno puede seleccionarlo arbitrariamente en un límite dado.
- 6) La altura de la bóveda varía en una función lineal con su ancho, lo que en la realidad no es real, ya que esta relación reviste un carácter mucho más complejo.

Proposición de Birbaumer

Se relaciona con excavaciones horizontales situadas a poca profundidad, en donde no existen las condiciones necesarias para la formación de la bóveda de equilibrio natural.

El considera que la roca que hay desde el techo de la excavación hasta la superficie está suelta o posee muy poca cohesión entre sus partículas.

Entonces la fortificación de la excavación va a recibir la carga de toda la columna de roca que yace sobre ella, disminuida por el valor de las fuerzas de fricción que actúan en los planos verticales según la superficie de ruptura.

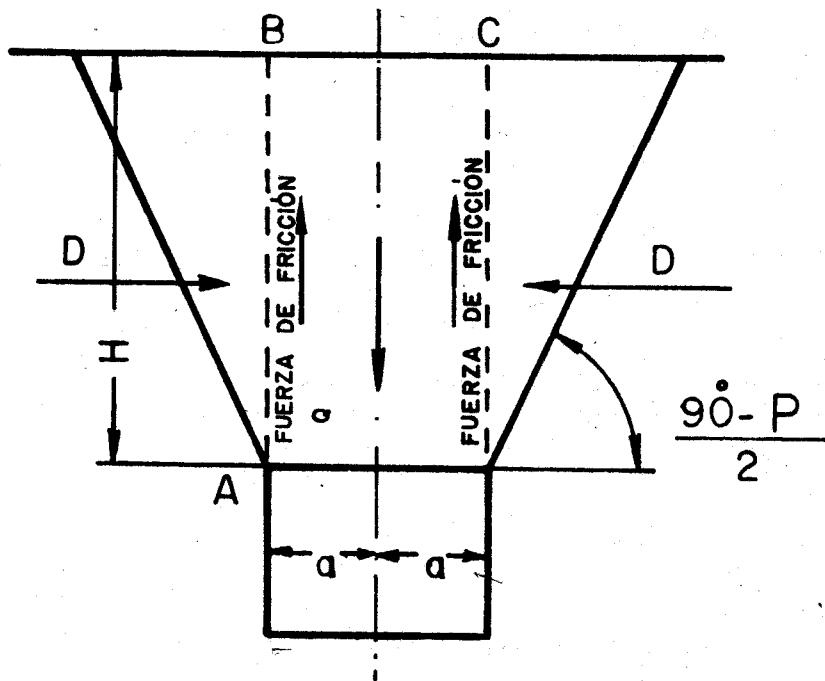


Fig. 48. Esquema de cálculo según la teoría de Birbaumer

Birbaumer supone que la fuerza actuante sobre el techo será:

$$P = Q - 2D \operatorname{tg} \rho \quad (1)$$

o

$$P = 2a\gamma H - \frac{\gamma H^2}{2} \operatorname{tg}^2 \frac{90^\circ - \rho}{2} 2 \operatorname{Tg} \rho \quad (2)$$

donde:

H — profundidad a que se encuentra la excavación, m ,

ρ — ángulo de fricción interna de la roca, grados,

γ — peso volumétrico, t/m^3 .

Transformando la expresión (2), obtenemos:

$$P = 2 a \gamma H \times \left[1 - \frac{H}{2a} \operatorname{Tg}^2 \left(\frac{90 - \rho}{2} \right) \right] \operatorname{Tg} \rho \quad (3)$$

En la expresión anterior, podemos ver que ella será igual a cero en dos casos.

1) cuando $P = 0$,

2) cuando $1 - \frac{H}{2a} \operatorname{Tg}^2 \left(\frac{90 - \rho}{2} \right) \operatorname{Tg} \rho$ sea igual a cero.

Tomando esta segunda condición podemos determinar la profundidad máxima de aplicación de las fórmulas obtenidas, así,

$$1 = \frac{H}{2a} \operatorname{Tg}^2 \left(\frac{90 - \rho}{2} \right) \operatorname{Tg} \rho$$

$$H = \frac{2a}{\operatorname{Tg}^2 \left(\frac{90 - \rho}{2} \right) \operatorname{Tg} \rho}$$

La teoría de Birbaumer no ha sido totalmente comprobada en la práctica, sin embargo, es posible aplicarla en excavaciones situadas a poca profundidad en rocas que tengan un alto valor del coeficiente de fricción interna.

Hipótesis de Tsimbarevich

P. Tsimbarevich, basándose en estudios hechos sobre el comportamiento de las capas estables de rocas en el techo de la

excavación, propone que como resultado de la deformación que sufren las rocas se produce su destrucción, pero no limitada por la curva de la bóveda de equilibrio sino por un prisma triangular ABC, que tiene una base de igual longitud que la altura de la bóveda de destrucción.

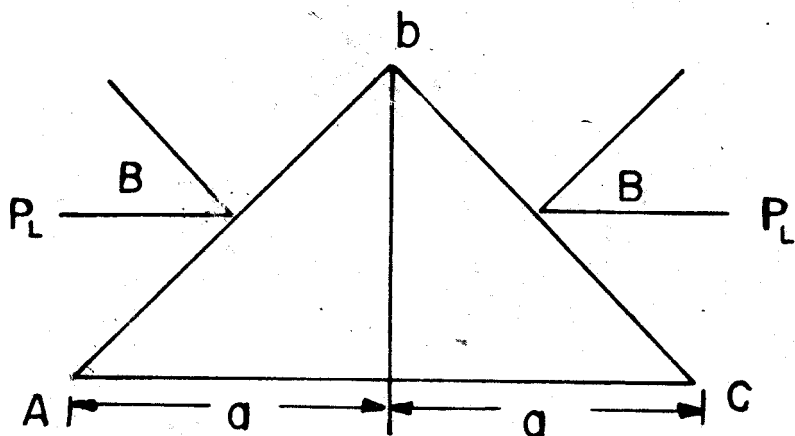


Fig. 49. Esquema de cálculo de Tsimbarevich cuando la presión actúa sólo por el techo

El prisma ABC es comprimido por las fuerzas laterales de compresión P_L . Con el aumento del valor del ángulo formado por los lados AB y BC del triángulo, el valor de los ángulos formados por los lados AB y BC con la dirección de las fuerzas laterales va a disminuir, y por ende, el prisma ABC va a resistir estas fuerzas de forma más débil; todo lo contrario sucede con la disminución del valor de dicho ángulo. Para un valor dado de este ángulo, el prisma puede caer en la excavación.

Para el momento de equilibrio límite del prisma ABC, es necesario igualar el ángulo que forma la dirección de las fuerzas laterales con los lados del prisma, con el ángulo de resistencia interna β de la roca dada. En este caso, el ángulo entre los lados AB y BC será igual a 2β .

Si el ancho de la excavación es $2a$, la altura del triángulo la podemos determinar por la fórmula:

$$b = \frac{a}{\operatorname{tg} \beta}$$

y la magnitud de la presión minera determinada por el peso de la roca contenida dentro del prisma triangular dado para la unidad de longitud, se puede expresar:

$$P = \frac{1}{2} 2ab \gamma = \frac{a^2 \gamma}{\operatorname{tg} \beta}$$

Si comparamos esta fórmula con la de Protodiaconov, vemos que la presión minera obtenida en este caso, es aproximadamente un 30 % menor que la obtenida por éste.

En el caso de que las rocas laterales sean inestables, el ancho de la zona de destrucción va a ser mayor que el de la excavación y se determina por la siguiente expresión:

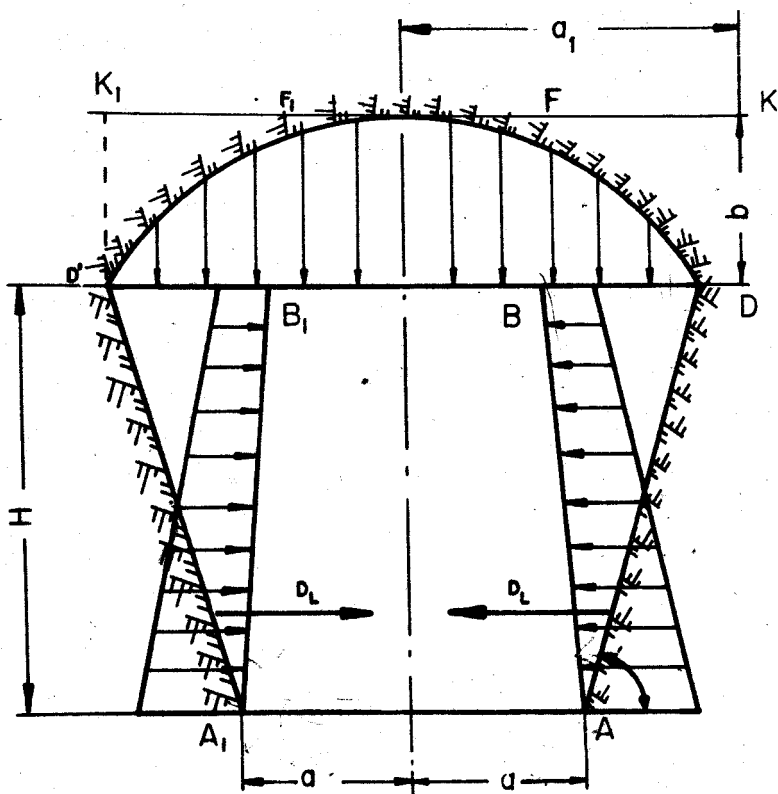


Fig. 50. Esquema de cálculo de Tsimbarevich cuando la presión actúa por el techo y los lados

$$a_1 = a + h \cot \frac{90 + \rho_L}{2}$$

La altura de la bóveda de destrucción en este caso será:

$$b_1 = \frac{a_1}{f_T} = \frac{a_1}{\operatorname{tg} \rho_T} = \frac{a + h \cot (90 + \rho_L)}{\operatorname{tg} \rho_T}$$

donde:

h — altura de la excavación,

ρ_L — ángulo de fricción interna de las rocas laterales,

ρ_T — ángulo de fricción interna de las rocas del techo,

f_T — coeficiente de fortaleza de la roca del techo.

La magnitud de la presión minera sobre el techo en este caso será:

$$Q = 2ab_1 \alpha T$$

La presión lateral D_L , P. Tsimbarevich la determina como la presión activa sobre la pared de apoyo de un prisma m que se puede deslizar según el ángulo $\theta = \frac{90 + \rho_L}{2}$. Este prisma está cargado por las rocas de la zona destruida contenidas en la zona n que yacen sobre él, basados en esto, podemos decir que:

$$D_L = \frac{\alpha_L h}{2} (2 h_0 + h) \operatorname{Tg}^2 \left(\frac{90 - \rho_L}{2} \right) t$$

y

$$h_0 = h_1 \frac{\alpha_T}{\alpha_L}$$

donde:

h_0 — altura de la bóveda de destrucción relacionada con el peso volumétrico de las rocas laterales,

α_T — peso volumétrico de las rocas del techo.

Hipótesis de N. Pokrovski

Basándose en los datos de la práctica de restitución de las excavaciones en la cuenca minera del Don, N. Pokrovski propuso determinar la magnitud de la presión minera sobre la fortificación de una excavación horizontal a partir del peso de roca contenido en una bóveda de derrumbe de forma parabólica.

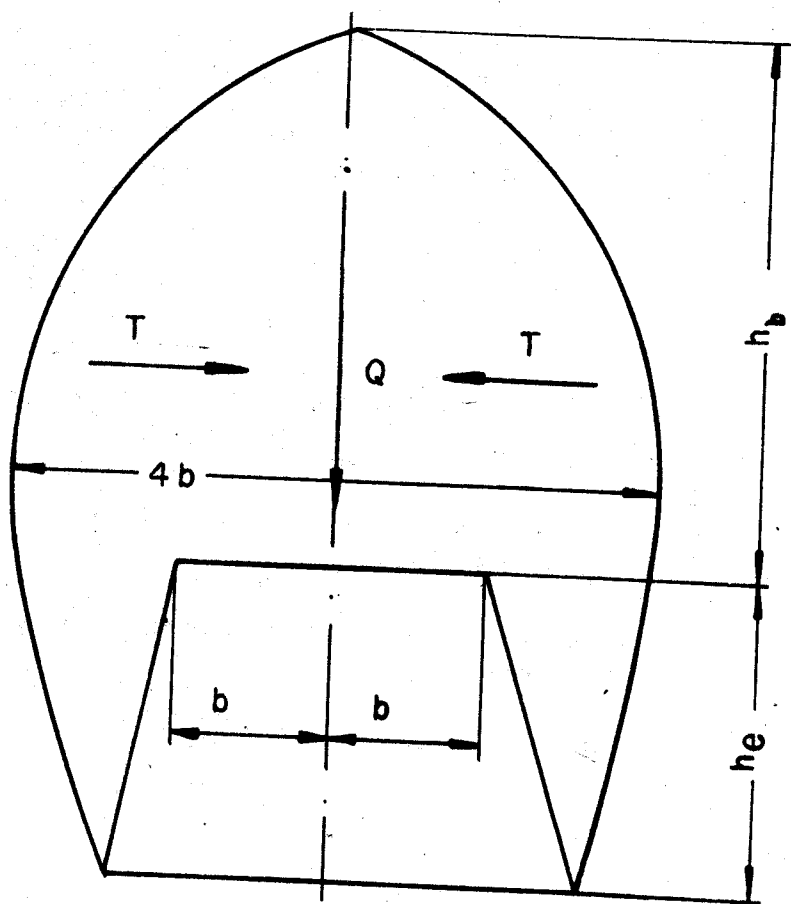


Fig. 51. Esquema de cálculo según la hipótesis de Pokrovski

La base de la bóveda se toma igual a:

$$b_1 = 3b \div 4b$$

donde:

b_1 — base de la parábola,

b — semiancho de la excavación.

La altura de la bóveda de derrumbe h_b se determina de la condición de equilibrio de la roca que rodea a la excavación, la cual se produce en el momento de llenado de la excavación y la bóveda de derrumbe por la masa de rocas derrumbada. Basándose en esta hipótesis, se puede establecer la siguiente igualdad.

$$S_e + S_b = S_b K \quad (1)$$

donde:

S_e — área de la sección transversal de la excavación,

S_b — área de la bóveda de derrumbe,

K — coeficiente que tiene en cuenta el esponjamiento residual de la roca destruida.

Si tomamos como base de la bóveda de derrumbe, una magnitud igual a $4b$, obtenemos:

$$4bh_e + \frac{8}{3} h_b \cdot b = \frac{8}{3} h_b b K \quad (2)$$

donde:

h_e — altura de la excavación,

h_b — altura de la bóveda de derrumbe.

De esta expresión podemos obtener el valor de h_b :

$$h_b = \frac{h_a}{\frac{2}{3} (k - 1)} \quad (3)$$

Durante el descenso de las rocas contenidas en la bóveda de derrumbe, se desarrollan fuerzas de fricción por sus superficies laterales. Por consiguiente, la presión sobre la fortificación de la excavación se determina como la diferencia entre el peso de la roca Q contenida en la bóveda de derrumbe y las fuerzas de fricción lateral T :

$$P = Q - 2T \operatorname{tg} \varphi \quad (4)$$

donde:

φ — ángulo de deslizamiento para la roca examinada (se toma por datos de la práctica).

La presión de la roca contenida dentro de la bóveda de derrumbe por unidad de longitud de la excavación de un ancho igual a $2b$, se puede determinar por la siguiente fórmula:

$$Q = \frac{4}{3} \alpha b h_b \quad (5)$$

mientras que la magnitud de T de las fórmulas de empuje activo ya analizadas:

$$T = \frac{\alpha h_b^2}{2} \operatorname{tg} \frac{90^\circ - \rho}{2} \quad (6)$$

donde:

ρ — ángulo de fricción interna.

La presión de cálculo de las rocas contenidas en la bóveda de derrumbe sobre la fortificación será:

$$P = \frac{4}{3} \alpha b h_b - \frac{\alpha h_b^2}{2} \operatorname{tg}^2 \frac{90^\circ - \rho}{2} \operatorname{tg} \varphi \quad (7)$$

Colocando en la expresión (7) el valor de h_b , obtenemos:

$$P = \frac{1.8 \alpha h_0}{k-1} \left[b - 1.25 \frac{h_0}{k-1} \operatorname{tg}^2 \left(\frac{90 - \rho}{2} \right) \operatorname{tg} \varphi \right]$$

Teoría de Slesarev

Según Slesarev en el techo de la excavación van a actuar las fuerzas producidas por el peso de las rocas que yacen sobre él, así como las reacciones laterales. H. Slesarev en su teoría usa la ecuación de la curva de presión ya conocida de resistencia de materiales.

Esta ecuación es aplicable en aquellos casos en que la excavación esté laboreada en rocas duras o semiduras y que dicha excavación tenga una longitud infinita.

La ecuación de la curva de presión será la siguiente:

$$Y = \frac{\gamma h}{2H} (Lx - x^2) \quad (I)$$

donde:

Y — ordenada de la curva de P para un punto dado de abscisa x ,

γ — peso volumétrico,

H — reacción lateral,

L — ancho de la excavación,

h — profundidad a que se encuentra el techo de la excavación de la superficie,

x — distancia tomada por el ancho de la excavación según 0 a 1 teniendo el origen de coordenadas en 0.

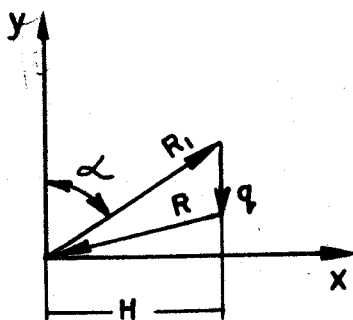
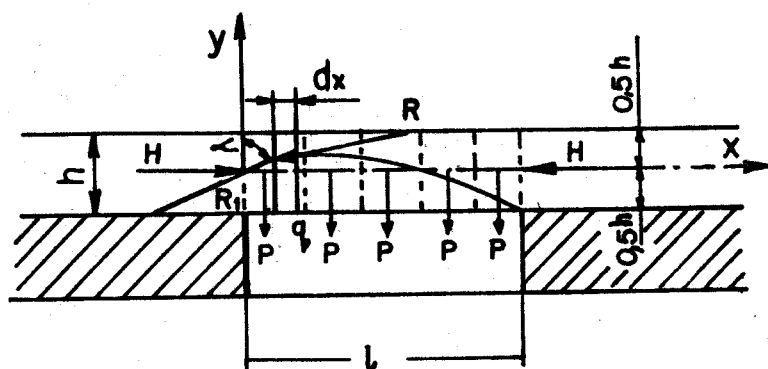


Fig. 52. Esquema de cálculo según la hipótesis de Slesarev

Puesto que la resistencia de la roca a las deformaciones se determina según las fuerzas adhesivas y de rozamiento interior, entonces la reacción H de las rocas de los macizos laterales, V. Slesarev la toma como si fuera resultante de estas fuerzas y la representa en la forma siguiente:

$$H = K \cdot h \quad (\text{II})$$

donde:

K — es la resistencia temporal de la roca a la ruptura.

x — distancia tomada por el ancho de la excavación según 0 a 1 teniendo el origen de coordenadas en 0.

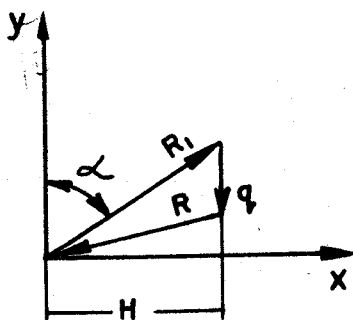
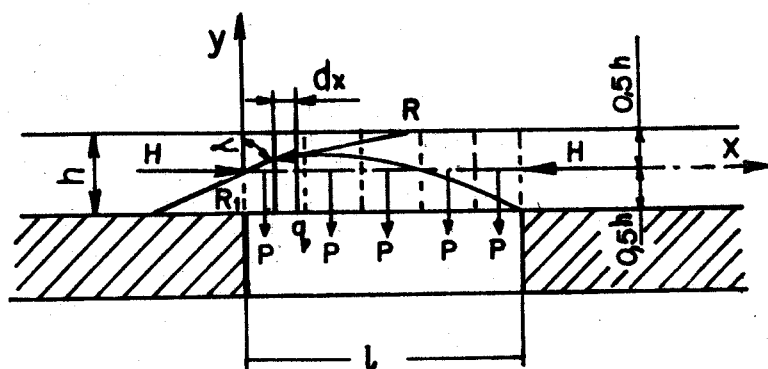


Fig. 52. Esquema de cálculo según la hipótesis de Slesarev

Puesto que la resistencia de la roca a las deformaciones se determina según las fuerzas adhesivas y de rozamiento interior, entonces la reacción H de las rocas de los macizos laterales, V. Slesarev la toma como si fuera resultante de estas fuerzas y la representa en la forma siguiente:

$$H = K \cdot h \quad (\text{II})$$

donde:

K — es la resistencia temporal de la roca a la ruptura.

Si introducimos el valor de (K) en la expresión I, obtenemos:

$$Y = \frac{\gamma}{2K} (Lx - x^2) \quad (\text{III})$$

La curva de presión es el lugar geométrico de los puntos de aplicación de las fuerzas resultantes que actúan en la reacción dada.

Su dirección se determina mediante la dirección de la tangente a la curva de presión en los puntos examinados, es por esto que la ecuación (III) representa la ecuación de las excentricidades de los puntos de acción de las resultantes.

La ecuación de la excentricidad cuando la viga está empujada en ambos extremos vendrá dada por la siguiente expresión:

$$Y = \frac{\gamma h}{2H} (lx - x^2) - \frac{\gamma hl^2}{12H} \quad (\text{IV})$$

pero sabemos que: $H = hK$:

$$Y = \frac{\gamma}{2K} (lx - x^2) - \frac{\gamma l^2}{12K}$$

El valor máximo de la excentricidad será para un valor de $x = \frac{l}{2}$, por lo cual:

$$Y_{\max} = \frac{\gamma L^2}{8K} \quad (\text{V})$$

En la compresión de una viga fuera del centro, las tensiones en sus fibras inferiores son iguales a cero cuando las fuerzas están aplicadas en la frontera del núcleo de la sección, o sea, para el caso examinado:

$$Y_{\max} = \frac{h}{6} \quad (\text{VI})$$

$$L = \frac{8Kh}{6\gamma} = L_1 \quad (\text{VII})$$

A este ancho L_1 , Slesarev le llamó primer ancho máximo, que es un ancho tal en el cual no surgen tensiones a tracción en el techo.

Si tenemos un ancho l_1 menor que L_1 , las rocas del techo sólo experimentan deformaciones elásticas.

Según Slesarev, al determinar la presión por el lado del techo de una excavación, la magnitud de ésta no puede sobrepasar el peso de la columna de roca que está encima de la excavación.

Si h es la potencia de roca homogénea situada por encima del techo, γ es el peso volumétrico y p la presión por unidad de superficie sobre el techo; entonces la presión: $\gamma h - p$ debe ser absorbida por la parte del macizo no laboreado situado en los lados laterales.

Slesarev en función de lo dicho anteriormente determina el peso volumétrico de cálculo, el cual se observa en la condición del primer ancho máximo.

$$\gamma_0 = \frac{\gamma h - p}{h} T/m^3 \quad (\text{VIII})$$

Si sustituimos γ por γ_0 en la ecuación VII, obtenemos:

$$L_1 = \sqrt{\frac{8 K h^2}{6 (\gamma h - p)}} \mu \quad (\text{IX})$$

En vez de L_1 , vamos a colocar en la expresión anterior, en lugar del ancho máximo, el ancho real de la excavación:

$$l = \sqrt{\frac{8 K h^2}{6 (\gamma h - p)}} \quad (\text{X})$$

Basados en esto, podemos calcular la presión sobre la fortificación:

$$P = \gamma h - \frac{4}{3} K \frac{h^2}{l^2} \quad (\text{XI})$$

Teoría de I. V. Rodin

La presión minera sobre las fortificaciones de excavaciones principales se determina como resultado de su interacción con

las rocas circundantes, a partir de la condición de que la fortificación se establezca a medida que se realiza el laboreo y sin espacios vacíos detrás de ella.

La magnitud de la presión por 1 m² de excavación se calcula por la siguiente fórmula:

$$q = \frac{\gamma H}{2} \frac{1 + \lambda}{A} + \frac{\gamma H}{2} (1 - \lambda) \left(\frac{1}{B} + \frac{1}{C} \right) \cos 2 \theta$$

$$\lambda = \frac{\mu_M}{1 - \mu_M}$$

donde:

μ_M — coeficiente de Poisson de la roca circundante,

γ — peso volumétrico de la roca,

H — profundidad de la excavación,

θ — ángulo entre la horizontal y un radio vector que va desde el centro de la excavación al punto de su contorno en que se quiere calcular la presión.

$$A = 1 + \frac{E_M}{E_t} \cdot \frac{1 + \mu_t}{1 + \mu_M} \cdot \frac{g^2 - 1 - 2 \mu_t}{1 - g^2}$$

donde:

$$g = \frac{D_1}{D_2}$$

E_M y E_t — módulo de elasticidad del macizo rocoso y de la fortificación respectivamente,

μ_t — coeficiente de Poisson del material de fortificación,

D_1 y D_2 — diámetro interior y exterior respectivamente de la excavación.

$$B = 1 + \frac{E_M}{E_f} \cdot \frac{1 + \mu_f}{(1 + \mu_M)(5 - 6 \mu_M)} \cdot \frac{1}{(1 - g^2)^4} \cdot D$$

$$C = \frac{5 - 6 \mu_M}{4 - 6 \mu_M} + \frac{E_M}{E_f} \cdot \frac{1 + \mu_f}{(1 + \mu_M)(4 - 6 \mu_M)}$$

$$\frac{1}{(1 - g^2)^4} \cdot D$$

$$D = 3 - 2 \mu_f + 4 (3 - 4 \mu_f) g^2 - 6 (1 - 2 \mu_f) g^4 - 4 g^6 - (5 - 6 \mu_f) g^8$$

La magnitud de la p.m. sobre la fortificación calculada por esta teoría, concuerda con las determinaciones experimentales sólo en aquellos casos en que se garantice el trabajo común macizo-fortificación, inmediatamente después del laboreo y cuando las rocas que rodean la excavación posean un bajo módulo de elasticidad y alto valor del coeficiente de Poisson.

Método de Labass

Labass plantea que la carga sobre la fortificación va a depender, en fin de cuenta, de la flexibilidad de ésta. Basándose en los análisis de las resoluciones teóricas y en los resultados de la modelación óptica del estado tensional del macizo alrededor de la excavación, él formula el mecanismo de interacción entre fortificación y las rocas circundantes.

Las rocas que se destruyen alrededor de la excavación aumentan su volumen y, como resultado de esto, van a presionar sobre la fortificación del lado del techo; además de la presión producida por el aumento de volumen de la roca destruida va a influir el peso de los pedazos de rocas que se separan del macizo. Si la fortificación posee una suficiente resistencia, detiene el proceso de destrucción de las rocas y como resultado de esto, se alcanza el equilibrio.

Para los cálculos ingenieriles, es necesario establecer la magnitud y dirección de la presión para el caso de equilibrio y también la dependencia de la carga esperada de acuerdo con los desplazamientos en el contorno de la excavación. La dificultad aquí se debe a la no uniforme distribución de las ten-

siones alrededor de la excavación y, por ende, el asimétrico desplazamiento de las rocas.

Para la resolución de la tarea, Labass examina en las condiciones de equilibrio un elemento del macizo en un plano perpendicular al eje de la excavación y al cual caracteriza por r y W .

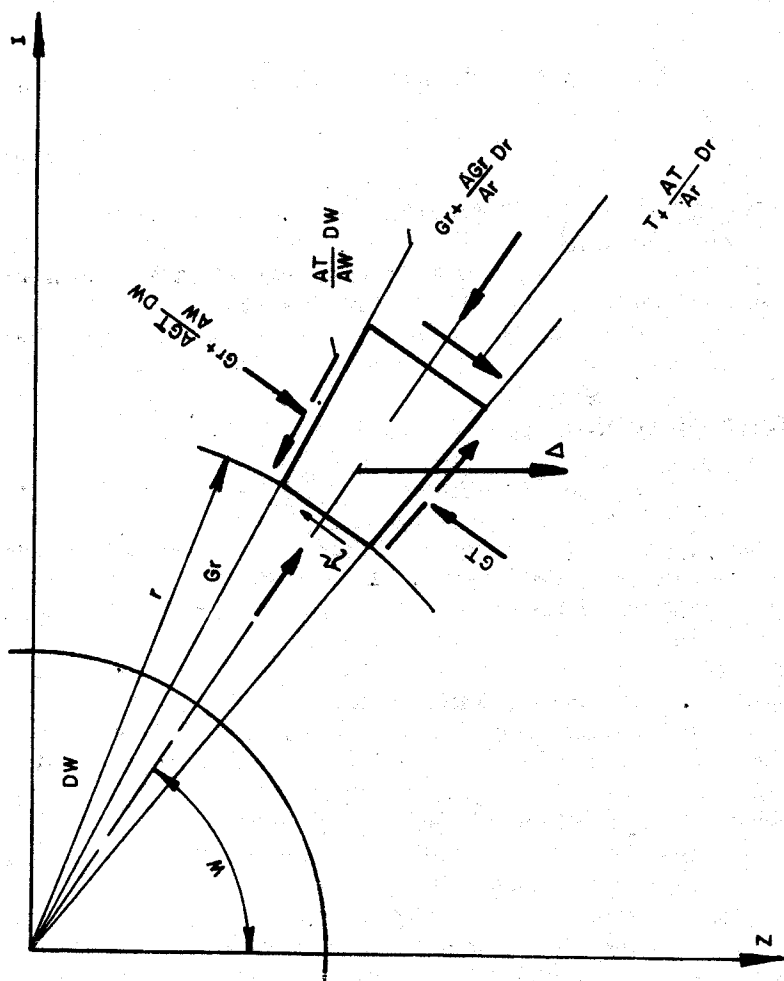


Fig. 53. Esquema de cálculo según la hipótesis de Labass

Las ecuaciones de equilibrio de la partícula elemental tomada representan la suma de las proyecciones de todas las fuerzas sobre los ejes r y θ .

Los lados de la partícula serán:

$$ab = cd = dr$$

$$ad = r d\theta$$

$$bc = (r + dr) d\theta$$

Tracemos dos ejes mr y $m\theta$ y sirviéndonos de ellos designemos las tensiones que actúan sobre las caras del elemento.

Para proyectar las fuerzas y en virtud de que el ángulo $d\theta$ es infinitamente pequeño tomaremos:

$$\text{sen } \frac{d\theta}{2} = \frac{d\theta}{2}$$

y

$$\cos \frac{d\theta}{2} = 1$$

Multiplicando las tensiones indicadas en la figura por las áreas elementales correspondientes y proyectando las fuerzas así obtenidas sobre los ejes r y θ , hallamos:

$$\sigma_r \cdot r d\omega - \left(\sigma_r + \frac{\partial \sigma_r}{\partial r} dr \right) (r + dr) d\omega + \sigma_t dr \text{ sen } \frac{d\omega}{2}$$

$$+ \left(\sigma_t + \frac{\partial \sigma_t}{\partial \omega} d\omega \right) dr \text{ sen } \frac{d\omega}{2} + \tau dr \cos \frac{d\omega}{2}$$

$$- \left(\lambda + \frac{d\tau}{d\omega} d\omega \right) dr \cos \frac{d\omega}{2} + \partial r d\omega dr \cos \omega = 0$$

$$\sigma_r dr \cos \frac{d\omega}{2} - \left(\sigma_t + \frac{d\sigma_t}{d\omega} d\omega \right) dr \cos \frac{d\omega}{2} + \lambda_r d\omega$$

$$- \left(\tau + \frac{\partial \tau dr}{dr} \right) (r + dr) d\omega - \tau dr \sin \frac{d\omega}{2}$$

$$- \left(\tau + \frac{\partial \tau}{2\omega} d\omega \right) dr \sin \frac{\delta\omega}{2} r d\omega dr \gamma \sin \omega = 0$$

Las transformaciones obtenidas por las ecuaciones diferenciales se realizan con el cálculo de los siguientes criterios.

Las magnitudes infinitamente pequeñas de segundo orden se desprecian, $\cos \frac{d\omega}{2}$ se iguala a la unidad, $\sin \frac{d\omega}{2}$ se iguala a cero.

Vamos a examinar el caso particular por los puntos situados en los ejes principales, o sea:

$$\omega = 0, \frac{\pi}{2}, \pi, \frac{3\pi}{2}$$

Como resultado de la transformación, obtenemos:

$$\sigma_r - \sigma_t + r \frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{3}{2} r \gamma \cos \omega = 0$$

Teniendo en cuenta que para medios dispersos en mecánica:

$$\frac{\sigma_r}{\sigma_t} = \frac{1 + \sin \rho}{1 - \sin \rho}$$

y suponiendo el medio como una zona de deformaciones no elásticas, obtenemos:

$$\frac{2 \sin \rho}{1 - \sin \rho} \sigma_r + \gamma \frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{3}{2} r \gamma \cos \omega = 0$$

Integrando y haciendo $r = a$ y $\sigma_r = p$, obtenemos:

$$\sigma_r = P \left(\frac{r}{a} \right)^{\frac{2 \sin \rho}{1 - \sin \rho}} + \frac{3}{2} \gamma a \frac{1 - \sin \rho}{3 \sin \rho - 1}$$

$$\left[\left(\frac{r}{a} \right) \frac{2 \operatorname{sen} \rho}{1 - \operatorname{sen} \rho} - \frac{r}{a} \right] \cos \omega$$

donde:

ρ — ángulo de fricción interna de la roca,

a — radio de la excavación,

P — presión sobre la fortificación (reacción de la fortificación).

Para la obtención de la magnitud de la carga P según los ejes, debe observarse la condición por la cual la tensión en el punto en estudio se encuentra en la superficie límite entre las zonas elásticas y la destruida. Labass utiliza para su análisis la resolución de la tarea elástica de Kirch y para obtener resultados satisfactorios, introduce una serie de suposiciones simplificatorias.

En particular, se emplea un campo de tensiones hidrostático, o sea: $\mu = 0,5$.

$$\sigma_t + \sigma_r = \sigma_z + \sigma_x = 2 \gamma H$$

Entonces, la ecuación anterior toma la siguiente forma:

$$P = (1 - \operatorname{sen} \rho)$$

$$\gamma H \left(\frac{a}{b} \right) \frac{2 \operatorname{sen} \rho}{1 - \operatorname{sen} \rho} - \frac{3}{2} \gamma a \frac{1 \operatorname{sen} \rho}{3 \operatorname{sen} \rho - 1}$$

$$\left[\left(\frac{a}{b} \right) \frac{2 \operatorname{sen} \rho}{1 - \operatorname{sen} \rho} - 1 \right] \cos W$$

donde:

b — radio de la zona de deformaciones no elásticas.

Después, desprecia el segundo miembro de esta expresión, partiendo de que la superficie límite de la zona no elástica es circular y no ovalada, y desprecia la expansión elástica de las rocas. Labass propone para los cálculos las siguientes fórmulas:

$$P = (1 - \operatorname{sen} \rho) \gamma H \left(\frac{a}{b} \right)^{\frac{2 \operatorname{sen} \rho}{1 - \operatorname{sen} \rho}}$$

$$\Delta S = \pi (b^2 - a^2) (K - 1)$$

$$b = \sqrt{\frac{\pi a^2 (K - 1) + \Delta S}{\pi (K - 1)}}$$

La magnitud de la flexibilidad (ΔS) se designa según índices, como (0,15-0,25) S, donde S es el área de la excavación, y el coeficiente K que nos da el aumento de volumen de la roca destruida lo toma como 1,1 a 1,15.

A continuación, vamos a representar gráficamente la variación de P con respecto a b/a según las fórmulas anteriormente examinadas.

Las curvas demuestran que la presión cae bruscamente a medida que crece la zona de deformaciones no elásticas, en esto consiste la función de la flexibilidad que se le da a la fortificación, lo que le permite deformarse hasta el momento en que la reacción de la fortificación se iguale a la presión actuante.

Según Labass, esto sucede como resultado de que la roca destruida alrededor de la excavación forma algo parecido a un escudo que se ciñe a la excavación y produce resistencia a las cargas actuantes de las zonas elásticas, es por esto que según Labass la acción de este escudo será más efectiva a medida que la zona de deformación no elástica sea mayor.

El modo de interpretar el mecanismo de aparición y las condiciones de existencia del equilibrio en el sistema fortificación-macizo dado por Labass, es considerado un gran paso de avance en el estudio de la presión minera. La hipótesis de Labass es uno de los primeros trabajos teóricos que señalan la utilidad en la aplicación de la fortificación flexible. Junto a lo anteriormente dicho, el método de Labass tiene sus defectos, los

cuales no le han permitido ser aplicado ampliamente en los cálculos ingenieriles. Estos son:

1) Para su utilización práctica, es necesario conocer el ángulo de fricción interna de la roca que se encuentra en la zona de deformaciones no elásticas, sin embargo, el método para esta determinación aún no ha sido elaborado.

2) El único criterio de resistencia que aparece en las fórmulas de cálculo en el ángulo de fricción interna.

3) Toma el valor del coeficiente K como constante, lo cual no es real.

Esto es, una serie de suposiciones por el hecho, conducen a idealizar el proceso.

Hipótesis de A. Salustovich

✦ A. Salustovich parte del criterio de que en las rocas se pueden aplicar las leyes de deformación de los cuerpos elásticos-plásticos ideales.

Según la hipótesis de Salustovich, en el primer momento después de la ejecución de la excavación surgen solamente deformaciones elásticas, las cuales transcurren casi instantáneamente hasta el inicio de la instalación de la fortificación. En lo futuro, se inicia el movimiento plástico de la roca en el interior de la excavación y su destrucción.

Si partimos de que la fortificación se instala en espacios libres, e inmediatamente después de su instalación tiene lugar su contacto con las rocas laterales por todo su perímetro, o sea, se inicia el trabajo común fortificación-macizo rocoso, entonces, según Salustovich, la carga sobre la fortificación de una excavación de sección circular puede ser determinada por la expresión siguiente:

$$P_0 = P - \frac{2 G (p + K_T U_0)}{2 G + a K_T} \left(1 + \frac{a K_T}{2G} \right) \left[- 1 \frac{2 G + a K_T}{a (p + K_T U_0)} \right] e^{-Bt}$$

donde:

$P = \gamma H$ — la presión de la roca que yace sobre la excavación,

G — módulo de elasticidad a larga duración,

n — viscosidad de la roca,

$B = \frac{2G + aK_t}{2n}$ — coeficiente que caracteriza la velocidad relativa de la reacción elástica de la roca,

K_t — coeficiente que caracteriza la rigidez de la fortificación,

a — radio de la fortificación,

U_0 — flexibilidad de la fortificación,

t — tiempo de servicio de la excavación.

Es evidente que la presión durante el transcurso del tiempo va a crecer desde cero hasta un valor final dado:

$$P_0 = P - \frac{2G(P + K_t U_0)}{2G + aK_t}$$

Como se ve de la expresión, con el aumento de la flexibilidad de la fortificación U_0 , la presión va a disminuir.

Hipótesis de K. V. Ruppeneit

Ruppeneit, basándose en el carácter de redistribución de las tensiones en un medio elástico, llegó a la conclusión de que alrededor de la excavación de sección circular, se forma una zona de deformaciones no elásticas que va a tener forma aproximadamente de un 8 tendido (elipse).

Detras de la zona de deformaciones no elásticas, se encuentra la zona de deformaciones elásticas. Al alejarnos del contorno de la excavación, los estados tensionales y deformacio-

nales de las rocas tienden al que poseían antes de realizarse las labores mineras.

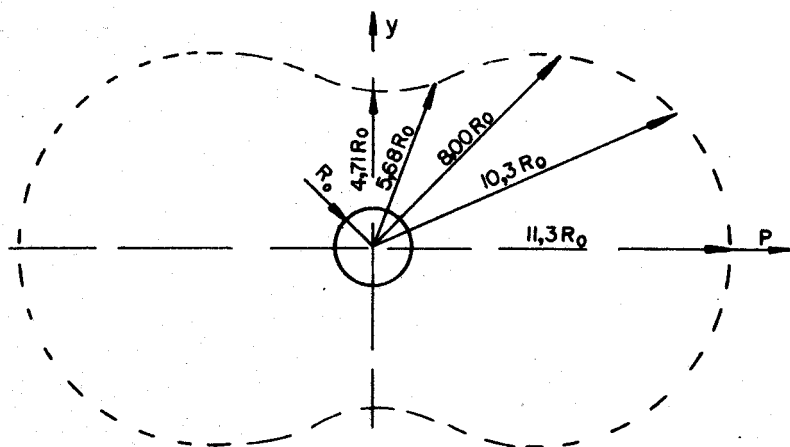


Fig. 54. Esquema de cálculo según la hipótesis de Ruppieneit

El contorno de la zona de deformaciones no elásticas puede ser descrito por la siguiente expresión:

$$r_L = r_0 + \lambda_2 r, (\theta)$$

donde:

r_L — radio del contorno de la zona no elástica.

$$r_0 = (1 - \operatorname{sen} \rho) \frac{\lambda_3 \gamma H + K \cot \rho}{P + K \cot \rho}$$

donde:

P — presión sobre la fortificación, igual a la reacción de ésta,

ρ — ángulo de fricción interna,

K — coeficiente de cohesión de las rocas en la zona no elástica,

$\lambda_3 = \frac{1 + \lambda}{2}$ — coeficiente que depende de la magnitud del empuje lateral en la zona destruida,

$r_1(\theta)$ — variación del radio adimensional de la zona no elástica según el ángulo θ ,

γ — peso volumétrico de la roca,

H — profundidad de disposición de la excavación,
 $\lambda_2 = \frac{1}{2}(1 - \lambda)$

λ — coeficiente de empuje lateral.

$$r_1(\theta) = \frac{r_0 \gamma H (2 - \sin \rho) \cos 2\theta}{2 \sin \rho (\lambda_3 \gamma H + K \cot \rho)}$$

La magnitud de la presión P sobre la fortificación de las excavaciones horizontales, Ruppeneit la recomienda determinar en dependencia de las condiciones de trabajo del sistema roca-fortificación.

a) Para el caso de una fortificación flexible:

$$P = R_0^{\frac{a}{2}} \left(\frac{1000 \alpha}{4 G U_0} \right)^{\frac{a}{2}} [(1 - \sin \alpha)$$

$$(\lambda \gamma H + K \cot \rho)]^{\frac{a+2}{2}} - K \cot \rho \quad (I)$$

donde:

R_0 — radio de la excavación,

G — módulo de elasticidad de segundo orden,

U_0 — desplazamiento de la roca en el contorno de la excavación o la flexibilidad de la fortificación.

$$\alpha = \frac{2 \operatorname{sen} \rho}{1 - \operatorname{sen} \rho}$$

b) Para el caso de una fortificación rígida:

$$P = \frac{1 - \operatorname{sen} \rho}{1 + \operatorname{sen} \rho} (B \gamma h + K \cot \rho) e^{-\pi \tan \rho} - K \cot \rho \quad (\text{II})$$

donde:

B — coeficiente de concentración de tensiones.

c) Para el caso en que las rocas de la zona de deformación inelástica pierdan su cohesión o se destruyan, la presión sobre la fortificación se determina por el peso de la roca en dicha zona, o sea:

$$P = \frac{1}{2} \gamma R_0 \left(\frac{4}{3} r_0 - \frac{\pi}{2} \right) \quad (\text{III})$$

El método de cálculo de Ruppeneit se basa en una estricta resolución de la tarea en un medio elástico-plástico. Como se ve de las fórmulas I y II, la presión sobre la fortificación depende de una serie de factores:

- 1) dimensiones de la excavación: R_0 ,
- 2) profundidad: H ,
- 3) propiedades de las rocas: G , ρ , K , y γ ,
- 4) flexibilidad de la fortificación: U_0 .

Los intentos de utilizar las fórmulas anteriores para los cálculos en la práctica, no han dado resultados positivos. Esto se explica, ante todo, porque la dependencia entre la presión de las rocas laterales sobre la fortificación y el desplazamiento del contorno (flexibilidad de la fortificación), refleja insuficientemente el carácter de la interacción entre la fortificación y las rocas laterales que se observa en la práctica.

Se obtiene de las fórmulas que la presión sobre la fortificación en dependencia de la flexibilidad de esta última puede

variar en grandes magnitudes. Esta situación en la realidad no tiene lugar. Es conocido que en condiciones geomineras dadas, es necesario construir fortificaciones rígidas y flexibles. La diferencia entre la carga sobre fortificaciones rígidas y flexibles en condiciones dadas puede diferenciarse en 1,5-2,5 veces y no en un orden mayor de veces como se obtiene de las fórmulas de Ruppeneit.

Además de lo anteriormente analizado, este método tiene los siguientes defectos:

- 1) Es necesario conocer una gran cantidad de características físico-mecánicas: K , G , ρ , γ y λ , las cuales es necesario medir en condiciones naturales, lo que es bastante complejo, en particular la determinación de λ .
- 2) No tiene en cuenta el factor tiempo.

Método de Y. Liberman

Liberman considera el macizo rocoso como un medio homogéneo e isotrópico en donde, debido a la acción de las tensiones producidas por la ejecución de las excavaciones, pueden surgir deformaciones elásticas e inelásticas. Estas últimas pueden ser plásticas o pseudoplásticas y reológicas.

Generalmente, y debido a la longitud de las excavaciones, esta tarea se resuelve como plana, o sea, se estudian las tensiones y deformaciones en un plano perpendicular al eje de la excavación y se supone nula la deformación en la dirección longitudinal de la excavación.

Se considera que en la zona A alrededor de la excavación surgen deformaciones inelásticas (plásticas o pseudoplásticas), mientras que en la zona B, o sea, en el resto del macizo, las deformaciones generalmente son elásticas o reológicas.

La zona A, a poca profundidad y en rocas resistentes, puede faltar.

El plano al cual pertenece la sección de la excavación se considera infinito y, además, se considera que las tensiones en el infinito son iguales a las tensiones que existen en el macizo no laboreado a la profundidad dada.

Para el caso de una excavación circular, y suponiendo el coeficiente de presión lateral igual a la unidad, la resolución de la tarea se simplifica en gran medida, por lo que vamos a examinar dicho caso.

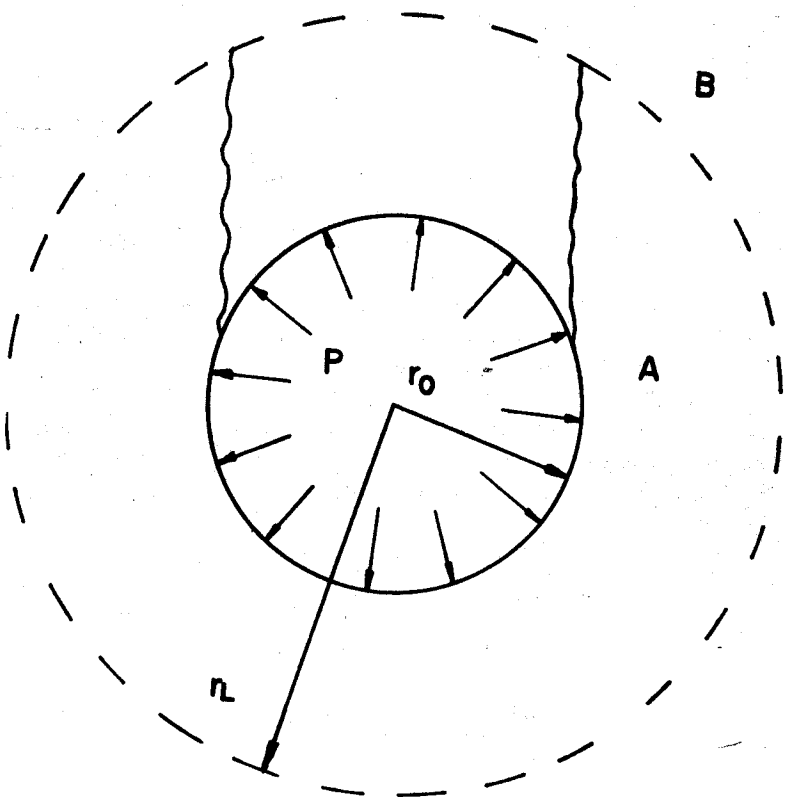


Fig. 55. Esquema de cálculo según la hipótesis de Liberman

La presión sobre la fortificación (p) se determina de la condición del desplazamiento radial común de las rocas y la fortificación en el contorno de la excavación. Aquí es evidente que debido a la simetría, la componente tangencial del desplazamiento es nula.

Después de ejecutada la excavación, y hasta la instalación de la fortificación, se produce el desplazamiento U_0 del macizo rocoso, o sea, las deformaciones iniciales; más tarde se instala la fortificación, la cual obstaculiza el desplazamiento de las rocas en los lados de la excavación, pero de todas formas, se van a producir ciertos desplazamientos: $U'_i(p)$

Al pasar un tiempo (t), las rocas se han desplazado una magnitud: $\underline{U}_t$ (p). Basado en esto se puede decir que:

$$U'_t(p) = U_t(p) - \underline{U}_0 \quad (I)$$

Esta expresión se denomina como el común desplazamiento de las rocas y fortificación en el contorno de la excavación.

En la expresión (I) las magnitudes de la parte derecha van a depender de la profundidad de la excavación, de las propiedades de las rocas y del momento de instalación de la fortificación, mientras que la parte izquierda de la expresión es función de la fortificación como tal.

La dependencia matemática $\underline{U}_t$ (p) en la situación mostrada, se obtiene de la resolución de las ecuaciones siguientes, las cuales se expresan en el sistema de coordenadas polares; r. θ .

Así tenemos la ecuación de equilibrio:

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad (II)$$

y la condición de la deformación común:

$$\frac{d\varepsilon_\theta}{dr} + \frac{\varepsilon_\theta - \varepsilon_r}{r} = 0 \quad (III)$$

Ecuaciones que relacionan las tensiones, deformaciones y el tiempo en la zona B:

$$\varepsilon_\theta = \alpha \frac{1 + \mu}{E} \left[(1 - \mu) \sigma_\theta - \mu \sigma_r \right] \quad (IV)$$

$$\varepsilon_r = \alpha \left(\frac{1 + \mu}{E} \right) \left[(1 - \mu) \sigma_r - \mu \sigma_\theta \right] \quad (V)$$

donde las fórmulas IV y V se obtienen de la fórmula de las deformaciones de Lamé para cilindro de paredes gruesas,

α — parámetro reológico.

Condiciones de surgimiento de la zona A (deformación plástica o destrucciones de la roca).

$$\sigma_{\theta} - \sigma_r = f_1(\sigma_r) \quad (VI)$$

Una condición análoga que describe la conducta de transformación de la roca en un nuevo estado dentro de la zona A.

$$\sigma_{\theta} - \sigma_r = f_2(\sigma_r) \quad (VII)$$

También se posee la condición complementaria de las condiciones de deformación en la zona A, la cual puede ser:

a) La condición de incompresibilidad del material:

$$\epsilon_r + \epsilon_{\theta} = 0$$

b) La condición del potencial plástico:

$$\begin{aligned} \epsilon_{\theta} &= \lambda \\ \epsilon_r &= -\lambda \left(1 + \frac{df_2}{dr} \right) \end{aligned}$$

donde:

λ — parámetro de producción.

Estas ecuaciones se resuelven para las siguientes condiciones límites:

para $r = \infty$

$$\sigma_r = \sigma_{\theta} = \gamma h \quad (VIII)$$

y para $r = r_0$

$$\sigma_r = P \quad (IX)$$

Además, en la frontera de la zona A y B, o sea, en un círculo de radio r_L , deben cumplirse las siguientes condiciones: o sea, cuando $r = r_L$:

$$\sigma_r^A = \sigma_r^B$$

$$\varepsilon_\theta^A = \varepsilon_\theta^B$$

$$\sigma_\theta^B - \sigma_r^B = f_1 \sigma_r^B$$

Esquema de cálculo

Aquí, como ya mencionamos anteriormente, se va a considerar una excavación circular ejecutada a través de rocas que reúnen las condiciones ideales antes mencionadas.

Liberman propone calcular la magnitud del desplazamiento U en la zona A por las siguientes fórmulas:

a) Para la condición de incompresibilidad:

$$u = \alpha \frac{1 + \mu}{E} \frac{B_1 \gamma h + \sigma_c}{B_1 + 2} \left[\frac{2 \gamma h - \sigma_c}{(B_1 + 2) P} \right]^{2/B_2} \frac{r_o^2}{r} \quad (X)$$

b) Para la condición de potencial plástico:

$$u = \alpha \left(\frac{1 + \mu}{E} \right) \frac{B_1 \gamma h + \sigma_c}{B_1 + 2} \left[\frac{2 \gamma h - \sigma_c}{(B_1 + 2) P} \right]^{\frac{2}{B_2} + 1}$$

$$\frac{r_o^{2 + B_2}}{r^{1 + B_2}} \quad (XI)$$

donde:

u — desplazamiento,

P — reacción de la fortificación,

Además, en la frontera de la zona A y B, o sea, en un círculo de radio r_L , deben cumplirse las siguientes condiciones: o sea, cuando $r = r_L$:

$$\sigma_r^A = \sigma_r^B$$

$$\varepsilon_\theta^A = \varepsilon_\theta^B$$

$$\sigma_\theta^B - \sigma_r^B = f_1 \sigma_r^B$$

Esquema de cálculo

Aquí, como ya mencionamos anteriormente, se va a considerar una excavación circular ejecutada a través de rocas que reúnen las condiciones ideales antes mencionadas.

Liberman propone calcular la magnitud del desplazamiento U en la zona A por las siguientes fórmulas:

a) Para la condición de incomprensibilidad:

$$u = \alpha \frac{1 + \mu}{E} \frac{B_1 \gamma h + \sigma_c}{B_1 + 2} \left[\frac{2 \gamma h - \sigma_c}{(B_1 + 2) P} \right]^{2/B_2} \frac{r_o^2}{r} \quad (X)$$

b) Para la condición de potencial plástico:

$$u = \alpha \left(\frac{1 + \mu}{E} \right) \frac{B_1 \gamma h + \sigma_c}{B_1 + 2} \left[\frac{2 \gamma h - \sigma_c}{(B_1 + 2) P} \right]^{\frac{2}{B_2} + 1}$$

$$\frac{r_o^{2 + B_2}}{r^{1 + B_2}} \quad (XI)$$

donde:

u — desplazamiento,

P — reacción de la fortificación,

r_0 — radio de la excavación,

r — distancia del centro de la excavación hasta el punto *en cuestión (análisis)*

μ — coeficiente de Poisson,

E — módulo de elasticidad,

φ — ángulo de fricción interna de la zona B,

φ_2 — ángulo de fricción interna de la zona A,

$B_1 = \frac{2 \operatorname{sen} \varphi_1}{1 - \operatorname{sen} \varphi_1}$ — coeficiente que considera las propiedades del medio donde se desarrollan las deformaciones elásticas, zona B,

$B_2 = \frac{2 \operatorname{sen} \varphi_2}{1 - \operatorname{sen} \varphi_2}$ — coeficiente que considera las propiedades del medio donde se desarrollan las deformaciones inelásticas, zona A,

σ_c — límite de resistencia a la compresión,

α — coeficiente que considera el tiempo de trabajo de la excavación.

A partir de las fórmulas anteriores es fácil calcular el desplazamiento en el contorno de la excavación, o sea, para el caso $r = r_0$.

a) Para la condición de incompresibilidad:

$$U_P = \alpha \frac{1 + \mu}{E} \cdot \frac{B_1 \gamma h + \sigma_c}{B_1 + 2}$$

$$\left[\frac{2 \gamma h - \sigma_c}{(B_1 + 2) P} \right]^{2/B_2} \cdot r_0 \quad (\text{XII})$$

b) Para la condición del potencial plástico:

$$U_P = \alpha \left(\frac{1 + \mu}{E} \right) \frac{B_1 \gamma h + \sigma_c}{B_1 + 2} \left(\frac{2 \gamma h - \sigma_c}{(B_1 + 2) P} \right)^{2/B_1 + 1} \cdot r_0 \quad (\text{XIII})$$

Estas fórmulas son correctas si se cumple la condición:

$$2 \gamma h - \sigma_c \geq (B_1 + 2) P \quad (\text{XIV})$$

Si esta condición no se cumple, la zona A no surge y la distribución de tensiones y el desplazamiento se describe según Liberman por las siguientes expresiones:

$$\begin{matrix} \sigma_\theta \\ \sigma_r \end{matrix} \left\{ = \gamma h \pm (\gamma h - P) \frac{r_0^2}{r^2} \right. \quad (\text{XV})$$

y

$$U = \frac{1 + \mu}{\mu} (\gamma h - P) \frac{r_0^2}{r} \quad (\text{XVI})$$

Volviendo a la expresión XIV :

$$2 \gamma h \geq \sigma_c + (B_1 + 2) P$$

ella representa la condición de formación de la zona inelástica, en ella, la parte izquierda representa las tensiones verticales alrededor de la excavación, en tanto que a la derecha tenemos la resistencia de las rocas a la compresión y la reacción de apoyo de la fortificación.

De las fórmulas 12 y 13 se deduce que con la disminución de la reacción de la fortificación (P), los desplazamientos del contorno de la excavación tienden a crecer. En el caso de una reacción muy pequeña de la fortificación o con su ausencia

total, las rocas perturbadas que se encuentran en la zona (14) pueden derrumbarse dentro de la excavación.

Para evitar el derrumbe de las rocas, se debe tratar que la reacción de la fortificación sea por lo menos igual al peso de las rocas contenidas en el anillo perturbado (zona A).

O sea:

$$P = \gamma (r_L - r_o) = \gamma r_o (\rho_L - 1) \quad (\text{XVII})$$

donde:

$$\rho_L = \frac{r_L}{r_o}$$

La fortificación será óptima en aquel caso que permita los desplazamientos que sean capaces de desarrollarse en el contorno de la excavación, siendo su dirección la mínima permisible.

La resistencia mínima de la fortificación se puede calcular a partir del equilibrio que debe existir en ese caso entre la presión de las rocas en la zona A y la resistencia de la fortificación.

Se sabe que:

$$P_L = \frac{2 \gamma h - \sigma_c}{P(2 + B_1)}^{1/B_2} \quad (\text{XVIII})$$

Sustituyendo este valor de ρ_L en la expresión XVII, obtenemos:

$$P = \gamma r_o \left[\left(\frac{2 \gamma h - \sigma_c}{P(2 + B_1)} \right)^{1/B_2} - 1 \right] \quad (\text{XIX})$$

Como se ve, la función no es lineal, es por esto que para su solución se recomienda utilizar el método de la determinación sucesiva o el de elección.

Con el valor de P obtenido por esta ecuación, entramos en las expresiones 12 y 13 y podemos determinar los desplazamientos del contorno de la excavación que llamaremos u_1 , el cual determina el valor máximo de desplazamiento que puede sufrir la fortificación sin perder sus características tecnológicas.

Por la metodología vista, se pueden determinar dos parámetros muy importantes de la fortificación de resistencia constante, como lo son la resistencia mínima que puede tener la fortificación, así como la elasticidad que ella debe tener en función de los desplazamientos del contorno.

Las características mecánicas de la fortificación también pueden ser fácilmente determinadas gráficamente, para lo cual, en un sistema de coordenadas P-U se construye la dependencia (12) o la (13) según el caso analizado; se denomina a la curva que tenemos como 1. Después, a partir de la condición (19), con la que hallábamos la reacción mínima que debía tener la fortificación, construimos la curva 2. Esta curva 2 corta a la 1 en un punto que llamamos 0.

Después, construimos una serie de curvas, las cuales van a representar distintas características mecánicas de la fortificación en dependencia de su rigidez. Los puntos en los que estas curvas cortan a la curva 1, determinan la correspondiente presión sobre la fortificación y el desplazamiento de las rocas.

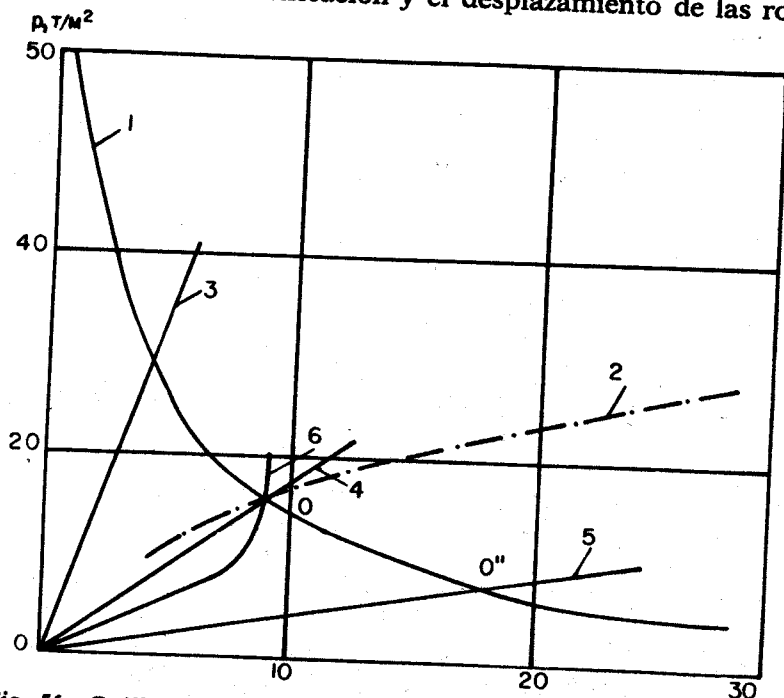


Fig. 56. Gráfico para la determinación de las características óptimas de la fortificación

Del gráfico se ve que en dependencia de la rigidez de la fortificación, se pueden presentar 3 casos fundamentales:

a) Que la rigidez de la fortificación sea de tal magnitud que el punto O' de intercepción de las curvas esté por encima del punto O . En este caso, la presión sobre la fortificación va a ser superior a la mínima.

b) Que la rigidez de la fortificación sea pequeña y que el punto O' se encuentre situado por debajo del punto O . La presión inicial sobre la fortificación en este caso va a ser inferior a la mínima; pero después, y debido a la pérdida de estabilidad de la zona destruida, ella se hace mayor.

c) Que la rigidez de la fortificación sea tal, que la intersección de las curvas tenga lugar en el punto O , en este caso, la presión actuante será igual a la mínima.

Determinación de la presión minera por el piso de la excavación

La presión minera por el lado del piso en una galería horizontal se manifiesta por la deformación de las rocas del piso, lo cual generalmente produce la llamada hinchazón del piso.

Este fenómeno, en excavaciones laboreadas a profundidades no muy grandes, generalmente tiene lugar en el caso de existir rocas arcillosas en su piso, mientras que a grandes profundidades puede surgir y en rocas fuertes. Esto se debe fundamentalmente a los cambios de las propiedades mecánicas de estas rocas producidas por la absorción y adsorción de agua por encima de la humedad natural, así como a las presiones verticales y laterales actuantes.

A pesar de que la magnitud de la presión, por el lado del piso es mucho menor que por el techo y también, generalmente, que la lateral; en los casos planteados ella provoca una serie de dificultades que tienden a entorpecer el mantenimiento de las excavaciones y puede en caso extremo provocar su destrucción.

Para eliminar dichos efectos, es necesario proceder a la instalación de la fortificación en el piso de las excavaciones que presentan las situaciones antes señaladas; generalmente se emplea hormigón armado, aunque en algunos casos, en dependencia de la magnitud de la presión minera por el piso, se utilizan anclas de hormigón armado o fortificación metálica circular.

A continuación, vamos a analizar someramente algunos procedimientos de cálculos.

Hipótesis de Davidov

Para la determinación de las presiones por el piso de las excavaciones horizontales, Davidov supone que en la zona inmediata a los lados de la excavación va a actuar una presión (q) uniformemente distribuida.

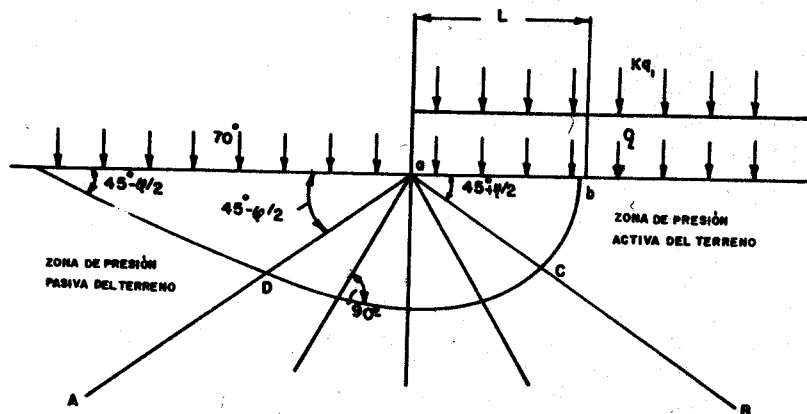


Fig. 57. Esquema de cálculo de la presión por el piso de la excavación según la hipótesis de Davidov

Bajo la acción de dicha carga, el terreno sobre la recta aB se encuentra en un estado de presión activa con presiones verticales de gran magnitud, en tanto que sobre la recta aA vamos a tener un estado de presión pasiva, donde los valores de las presiones horizontales son grandes.

Entre las rectas aA y aB se encuentra una zona intermedia, la cual es atravesada por las superficies radiales de deslizamiento que parten de a . La carga (q) considerada por toda la porción L , tiende a empujar hacia arriba la porción de terreno comprendida sobre la superficie $bcde$, a esta tendencia se oponen la cohesión y la fricción interna que existen entre las partículas componentes de las rocas.

Según la magnitud de la carga (q), el estado de equilibrio puede ser elástico, donde q tiene valores pequeños, en tanto que en el caso de que el equilibrio sea plástico, el valor de q

será grande, lo que hará que surjan grandes deformaciones, superficies de rotura, desplazamientos y otros efectos.

Para contrarrestar dichos efectos, y tratar de impedir las deformaciones del piso, debe de agregarse una fuerza q_0 que equilibre la acción de esta carga q , esto se puede lograr con la construcción de una "parrilla" o cualquier otro tipo de construcción adecuada.

Para el caso de que $q_0 = 0$ y las rocas carezcan de cohesión, el desplazamiento de la masa de rocas hacia la galería (o sea, hacia el espacio libre) solamente será impedido por el peso de dichas rocas.

El peso de la masa de rocas va a ser proporcional a la superficie y a la carga máxima Q , que nos da un estado límite de equilibrio cuyo valor es:

$$Q = \alpha L^2$$

donde:

α — coeficiente que no depende de la longitud L .

El cálculo con respecto a la superficie interior se obtiene de:

$$q = \frac{dQ}{dl} = 2 \gamma l, \text{ o sea, es proporcional a la longitud } l.$$

Esta solución es eminentemente cualitativa y no tiene ninguna aplicación práctica.

Procedimiento de Tsimbarevich

Este procedimiento ha tenido una gran aplicación en la URSS, se caracteriza por los resultados bastantes aproximados a la determinación de la presión minera por el piso en una excavación subterránea horizontal. Este procedimiento de cálculo está basado en una serie de premisas y observaciones experimentales, lo cual nos da la posibilidad de valorar el fenómeno no sólo desde el punto de vista cualitativo, sino también desde el punto de vista cuantitativo.

Tsimbarevich efectuó experiencias aplicando cargas sobre un cilindro que descansa sobre un material granulado y estudió el movimiento de las partículas, de lo que obtuvo que por el eje de la matriz se desplazan verticalmente hacia abajo hasta una determinada profundidad a la cual las partículas comien-

zan a desplazarse hacia los lados y a empujar hacia arriba; teniendo como base dichas observaciones, y sin tener en cuenta la fuerza de cohesión, él representa la presión activa y pasiva por separado.

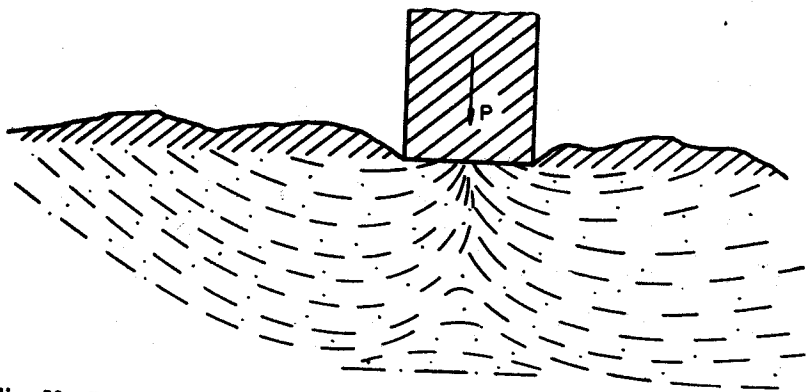


Fig. 58. Esquema que representa cómo actúan las tensiones en el piso de una excavación horizontal según Tsimbarevich

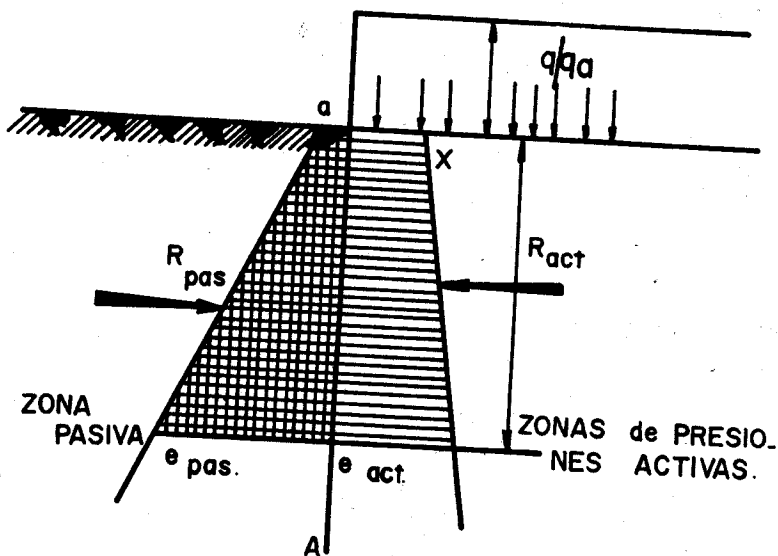


Fig. 59. Esquema de cálculo de la presión por el piso de la excavación según Tsimbarevich

Donde: $q = \gamma B$ y por ende: $B = \frac{q}{\gamma}$

por lo tanto, en las rocas existirán: la zona de presiones activas y la zona de resistencia pasiva.

La magnitud de la presión activa sobre el plano aa , a una profundidad x será:

$$e_a = (x + B) \gamma \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

En la otra parte del plano, aparece una resistencia pasiva cuya magnitud a la misma profundidad x es:

$$e_p = x \gamma \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)$$

Se puede determinar la profundidad a la cual la masa de rocas se encuentra en un estado de equilibrio límite, lo que se produce cuando $e_a = e_p$.

Esto resulta a una profundidad que vendrá dada por:

$$X = B \frac{\operatorname{Tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)}{\operatorname{Tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) - \operatorname{Tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)}$$

Por debajo de dicha profundidad, la masa de rocas se encontrará en un estado de equilibrio elástico. La magnitud total de la presión activa y pasiva la podemos obtener por las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned} Pa = & \frac{1}{2} \left[\gamma (x + B) \operatorname{Tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) + \right. \\ & \left. + \gamma B \operatorname{Tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \right] X \end{aligned}$$

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma X (X + 2B) \operatorname{Tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$R_p = \frac{1}{2} \gamma X \operatorname{Tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) X$$

$$R_p = \frac{1}{2} \gamma X^2 \operatorname{Tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Si a la presión activa se le resta la resistencia pasiva, se obtiene el valor de las presiones que producen el desplazamiento de las masas de rocas hacia el interior de la galería, o sea:

$$P = P_a - R_p$$

$$P = \frac{1}{2} \gamma X \left[(X + 2B) \operatorname{Tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) - X \operatorname{Tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \right]$$

Esta presión es horizontal, la cual descomponemos teniendo en cuenta la dirección de los planos en que supuestamente se van a mover las partículas que componen la masa de roca.

La presión P, que es activa, formará con los planos de deslizamiento el ángulo $\left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$

La fuerza P se descompone en dos: una paralela al plano de deslizamiento y otra, perpendicular. La fuerza S tiende a impedir el desplazamiento de las rocas hacia la excavación, o sea, no interviene en el desplazamiento de las rocas, en tanto que la fuerza T tiende a desplazar la masa de roca según el plano que forma el ángulo $45 - \frac{\varphi}{2}$ con la horizontal.

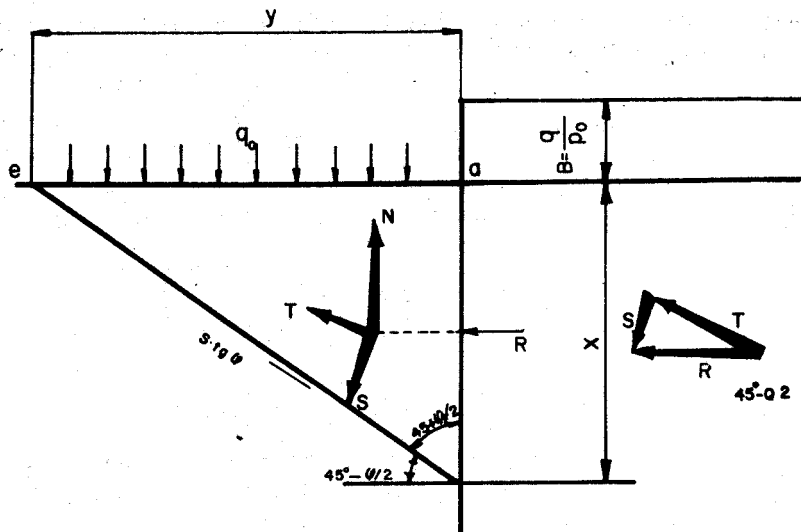


Fig. 60. Esquema de cálculo de la presión por el piso de una excavación según Tsimbarevich

Si se toma en cuenta el valor de la fuerza de fricción en ese plano, y conociendo que T y S tienen los siguientes valores:

$$T = P \cos \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$S = P \sin \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Teniendo en cuenta el efecto de la fricción, obtenemos:

$$T_0 = T - S \operatorname{Tg} \varphi$$

$$T_0 = P \left[\cos \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) - \sin \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \operatorname{Tg} \varphi \right]$$

Proyectando esta fuerza sobre la vertical, se obtiene el valor de la presión por el piso

$$N_0 = T_0 \operatorname{sen} \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

pero como este efecto se produce por ambos lados, tenemos:

$$N = 2 N_0 = 2 T_0 \operatorname{sen} \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$N = 2P \frac{\operatorname{sen}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)}{\cos \varphi}$$

Cálculo de la presión minera en excavaciones verticales

Hipótesis de M. M. Protodiaconov

Protodiaconov, considerando a las rocas como cuerpos desligados hasta un cierto grado, propone determinar la magnitud de la presión minera en los pozos de minas a partir de la teoría de presión de los suelos sobre la pared de apoyo.

Como es conocido, la presión sobre la unidad de área viene dada por la expresión siguiente:

$$P = \gamma H \operatorname{Tg}^2 \frac{90 - \rho}{2} \quad t/m^2 \quad (1)$$

donde:

γ — peso volumétrico de las rocas,

H — profundidad de cálculo,

ρ — ángulo de fricción interna de las rocas.

Pero como es sabido, los pozos atraviesan distintas capas de rocas, por lo que los valores de ρ y γ que se introducen en

la expresión (1) son valores promedios que se calculan de las siguientes expresiones:

$$\gamma = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3 + \dots + \gamma_n h_n}{h_1 + h_2 + h_3 + \dots + h_n}$$

$$f = \frac{f_1 h_1 + f_2 h_2 + f_3 h_3 + \dots + f_n h_n}{h_1 + h_2 + h_3 + \dots + h_n}$$

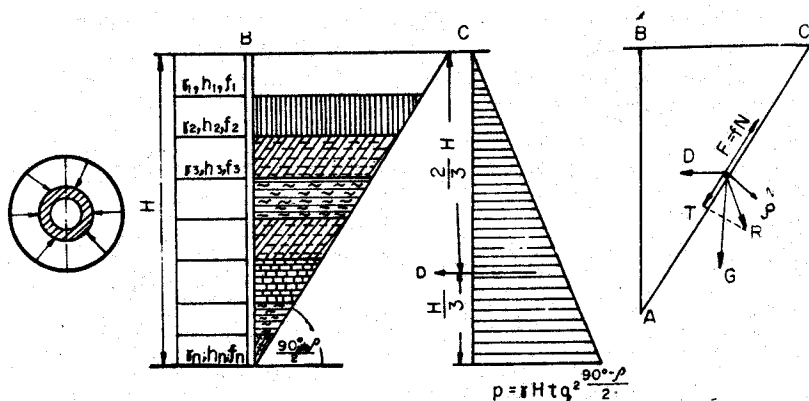


Fig. 61. Esquema de cálculo de la presión en una excavación vertical según Protodiakonov

$$\text{y } \rho = \arctan f$$

donde:

$h_1, h_2, h_3, \dots, h_n$ — potencia de las distintas capas de roca que encontramos en el pozo,

$f_1, f_2, f_3, \dots, f_n$ — coeficiente de fortaleza de las distintas capas de roca.

El cálculo por la fórmula (1) da resultados cercanos a los obtenidos en la práctica solamente cuando el macizo rocoso que atraviesa la excavación vertical está formado por rocas

movedizas y cuando la profundidad no es muy grande. Para todos los otros casos, el cálculo por dicha fórmula no se recomienda.

✓ Hipótesis de P. Tsimbarevich

Para la determinación de la magnitud de la presión minera en las excavaciones verticales, P. Tsimbarevich propone tener en cuenta las propiedades físicas-mecánicas de cada capa de roca que atraviesa el pozo.

Si consideramos que las capas de rocas que atraviesan el pozo tienen, de arriba hacia abajo, una potencia $h_1, h_2, h_3, \dots, h_n$ y un peso volumétrico de $\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3$ y γ_n .

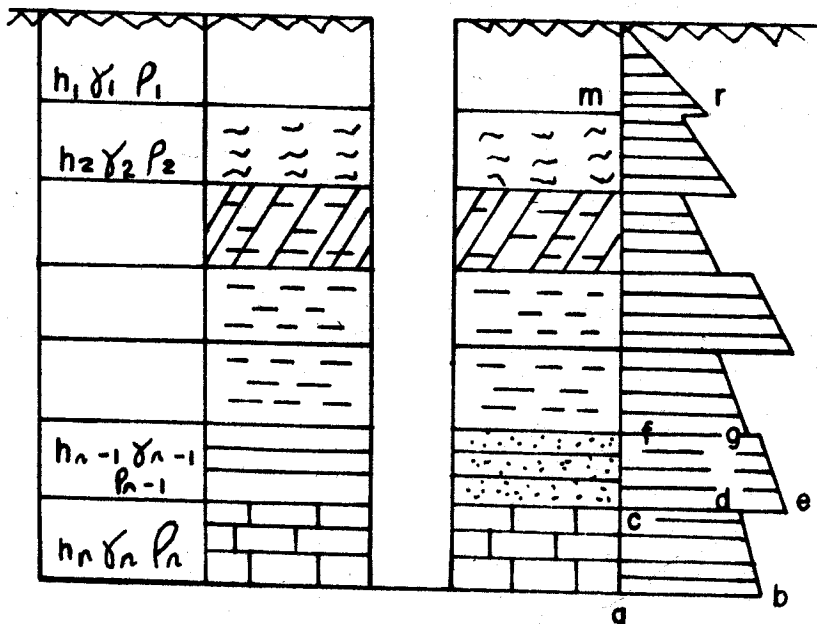


Fig. 62. Esquema de cálculo de la presión en una excavación vertical según Tsimbarevich

La fórmula de cálculo para un tramo dado puede ser expresado de la siguiente forma:

$$P_n = \gamma_n \left(\frac{\gamma_1}{\gamma_n} h_1 + \frac{\gamma_2}{\gamma_n} h_2 + \dots + \frac{\gamma_{n-1}}{\gamma_n} h_{n-1} + h_n \right) A_n \quad (1)$$

donde:

$$A_n = \operatorname{tg}^2 \frac{90 - \rho}{2} - \text{coeficiente de empuje lateral, el cual puede variar desde la unidad en rocas movedizas, a 0,0007 en las muy fuertes.}$$

La fórmula (1) podemos presentarla de la forma siguiente:

$$P_n = \gamma_n (h_0 + h_n) A_n \quad (2)$$

donde:

h_n — altura de la capa inferior de roca.

h_0 — altura que va a estar en función del tramo analizado, así:

$$h_0 = \left(\frac{\gamma_1}{\gamma_n} h_1 + \frac{\gamma_2}{\gamma_n} h_2 + \dots + \frac{\gamma_{n-1}}{\gamma_n} h_{n-1} \right)$$

El método analizado muestra que para la determinación de la magnitud de la presión sobre la fortificación con las correspondientes capas de rocas, es necesario examinar en el pozo distintos prismas deslizantes, los cuales van a estar cargados por las rocas que yacen sobre él.

Para los distintos tramos de fortificación, se pueden construir diagramas de tensiones, como por ejemplo, para el tramo

de altura h_n , el diagrama va a tener forma trapezoidal con la base inferior igual:

$$ab = \gamma_n (h_o + h_n) A_n$$

y la superior:

$$cd = \gamma_n h_o A_n$$

en tanto que para la carga de roca que yace sobre la anterior, las bases serán:

$$\text{la inferior: } ce = \gamma_{n-1} (h_o + h_{n-1}) A_{n-1},$$

$$\text{la superior: } fq = \gamma_{n-1} h_o A_{n-1},$$

y así sucesivamente.

Para la capa inferior de altura h_1 , el diagrama de tensiones tendrá forma triangular con una base igual a:

$$m_n = \gamma_1 h_1 A_1$$

En el caso de ángulos de buzamientos inclinados y bruscos, la presión minera es habitualmente mayor. Tsimbarevich en estos casos recomienda introducir un coeficiente de desigualdad:

$$W = 1,1 - 1,5,$$

y entonces:

$$P_{\max} = W P_{\text{cal}}$$

donde:

P_{cal} — es la presión obtenida por la fórmula (2).

La hipótesis de P. Tsimbarevich está fundada en la suposición de que la fricción existente entre los prismas de deslizamiento que forman las diferentes capas de rocas, no van

a producir gran influencia en la exactitud de los cálculos. Sin embargo, en los pozos de sección circular, entre los diferentes prismas va a existir un alto valor de la fricción, lo que disminuye la presión de cada prisma sobre la fortificación. También es necesario señalar que en esta hipótesis no se tiene en cuenta el paso gradual en los contactos de las tensiones a la capa siguiente.

A una gran profundidad de los pozos, los resultados de los cálculos obtenidos basados en la hipótesis anterior nos da resultados contradictorios.

Además de lo ya dicho, esta hipótesis, al igual que la de Protodíaconov, no toma en cuenta las dimensiones de la sección transversal del pozo, parámetro que como es conocido, influye notablemente en su estabilidad.

Varios años después de formulada esta hipótesis, Tsimbarevich introdujo en ella un nuevo método de cálculo de la presión minera en las rocas estables, el cual pasamos a examinar a continuación.

La aparición de la presión minera, según Tsimbarevich, se produce como resultado de la formación alrededor del pozo de una zona de destrucción, la que generalmente se conoce como zona de tensiones reducidas. La formación de esta zona está en dependencia de las características de resistencia de las rocas y del carácter del estado tensional actuante que surge como resultado del laboreo de la excavación dada.

Como ya analizamos, al estudiar la estabilidad en las excavaciones verticales, es posible determinar para cualquier punto situado alrededor del pozo la tensión en una dirección según el radio del pozo, o sea, σ_r , y en una dirección perpendicular a su dirección, o sea, σ_τ .

Basándose en esto, Tsimbarevich toma la fórmula:

$$\sigma_\tau = \frac{2 \mu}{1 - \mu} \gamma H$$

y con su empleo entra a determinar la condición de formación de una zona de deformación inelástica. Utilizando la expresión anterior para cada manto de rocas, podemos determinar la posibilidad o no de formación en cada uno de ellos de la zona de deformaciones inelásticas y más tarde de la magnitud de la presión minera sobre la fortificación en cada capa,

considerando que la roca en la zona de deformaciones inelásticas está destruida, por la fórmula:

$$P = \gamma H \operatorname{tg}^2$$

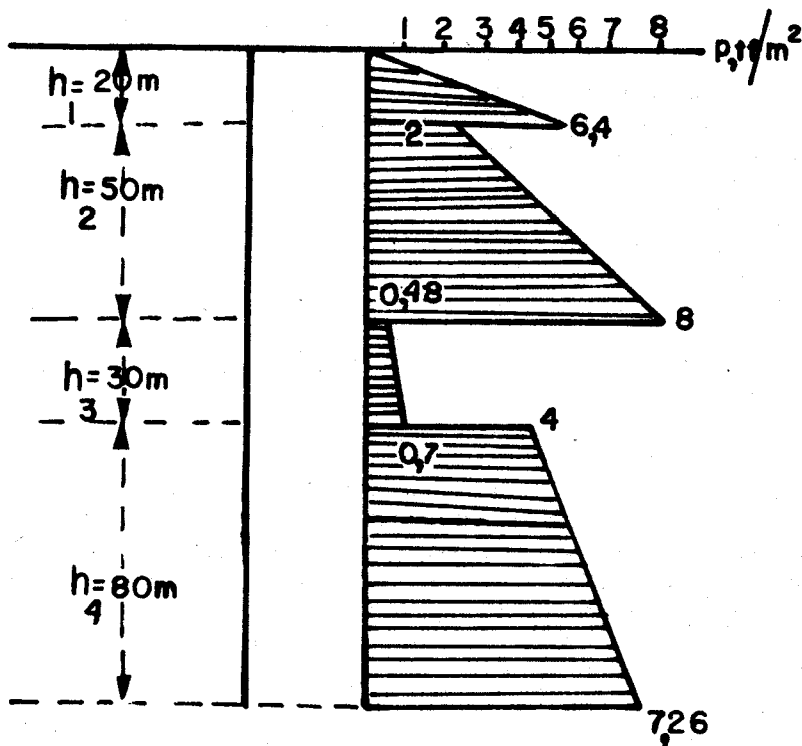


Fig. 63. Esquema de cálculo de la presión en una excavación vertical según Tsimbarevich

En el gráfico se muestran esquemáticamente los resultados del cálculo de la presión sobre la fortificación del pozo según el método dado, de ahí se aprecia que los valores obtenidos nos dan un gráfico discontinuo para las distintas capas de rocas.

En los casos de rocas muy fuertes, o sea, que posean una gran resistencia, se ve que no van a existir tensiones, no existen posibles zonas de destrucción y, por ende, teóricamente no hace falta la fortificación.

La metodología de cálculo expuesta permite de una forma más exacta, llegar a determinar la magnitud de la presión minera y nos posibilita corregir el espesor de la fortificación obtenida, basado en las metodologías anteriores con el fin de su disminución.

Hipótesis de K. Pavlov

Según datos experimentales, obtenidos en los trabajos de laboratorio, Pavlov estableció que la magnitud de la presión minera en dependencia de las dimensiones transversales del pozo crece en una proporción directa a la magnitud:

$$\sqrt[3]{\frac{D + 1}{2}}$$

En correspondencia con esto, la fórmula de cálculo de la presión sobre la fortificación toma la siguiente forma:

$$P = A \gamma (h_0 + h_n) \sqrt[3]{\frac{D + 1}{2}}$$

donde:

D — D — es el diámetro del pozo o el lado mayor de un pozo rectangular.

Esta fórmula, como se puede ver, es prácticamente idéntica a la de Tsimbarevich, sólo que aquí sí se tiene en cuenta el diámetro del pozo.

Método de Davidov

Según este autor, la presión alrededor del pozo fortificado se encuentra distribuida uniformemente, para el caso de pozos

con sección circular. Las fórmulas para el cálculo de las tensiones en un anillo circular son:

$$\sigma_e = P \cdot \frac{r_e^2}{r_e^2 - r_i^2} \left(1 + \frac{r_i^2}{r_e^2} \right)$$

y

$$\sigma_i = 2P \frac{r_e^2}{r_e^2 - r_i^2}$$

donde:

P — presión lateral uniformemente distribuida que se determina con las relaciones indicadas más adelante,

r_e y r_i — radio exterior e interior del contorno de la fortificación del pozo,

σ_i y σ_e — tensiones en la superficie interior y exterior.

En la parte exterior del anillo van a actuar tensiones normales y tangenciales, aunque estas últimas son de pequeña magnitud, en tanto que en la parte inferior van a actuar tensiones tangenciales y radiales que van a comprimir el anillo, aquí prácticamente no existen tensiones normales.

En su método, Davidov supone una repartición uniforme de las tensiones σ_e , aunque en realidad esto es muy difícil de lograr, ya que al instalar la fortificación, aunque ésta esté en equilibrio, o sea, que se logre que la suma de fuerzas actuantes sobre ella sea 0, siempre quedan detrás de la fortificación algunos lugares vacíos, lo cual provoca que puedan aparecer tanto tensiones a tracción como en algunos casos aumentarse el valor de las tensiones a compresión en la parte inferior del anillo.

Para el caso supuesto de que las tensiones estén uniformemente distribuidas, se considera que la situación es buena, ya que no aparecen tensiones a tracción y el anillo trabaja

solamente a compresión. Esta situación se puede tomar como ideal. Por el contrario, cuando no se logra la distribución uniforme a causa de lo ya expresado, el anillo en algunas partes se flexa y se producen tensiones a compresión y a tracción; las secciones donde esto ocurre serán peligrosas.

Teoría de A. N. Dinnik

La presión sobre las fortificaciones de una excavación vertical se debe al peso de la roca de las capas superiores, la fortificación se estudia como un cilindro rígido y hueco, construido en la excavación de una forma compacta. El macizo rocoso se considera elástico, isotrópico y continuo. En este caso la deformación y la tensión de las rocas y del material de fortificación se relacionarán entre sí por la ley de Hooke.

La presión sobre la fortificación, Dinnik la determina por la siguiente fórmula:

$$q = \frac{\mu}{1 - \mu} \gamma H$$

donde:

H — profundidad del punto examinado.

El recomienda calcular el espesor de la fortificación por la siguiente fórmula:

$$h = r_0 \left(\sqrt{\frac{\sigma_0}{\sigma_0 - 2q}} - 1 \right)$$

donde:

r_0 — radio exterior de la fortificación, o lo que es igual, radio de laboreo del pozo,

σ_0 — resistencia límite a la compresión lineal del material de la fortificación.

Esta fórmula siempre nos da resultados mayores que los reales, sin embargo, mientras menos sea la profundidad, más rígida sea la fortificación y más rápidamente ella se erija después del laboreo, obtendremos resultados que se acerquen más a la realidad.

× Hipótesis de Labass

Durante el estudio de la redistribución de tensiones en el macizo, ocasionado por el laboreo de la excavación, Labass parte de que la presión minera es el resultado del aumento de volumen que sufre la roca a causa de su destrucción en una zona dada alrededor de la excavación. Esta presión será posible sólo en aquellos casos en que la roca sea débil y frágil, lo cual las capacita para formar dicha zona de roca destruida. El máximo valor de la presión va a tener lugar en el momento inicial de deformación de dicha zona.

Labass parte del criterio de que los hastiales del pozo serán estables cuando se cumpla la siguiente condición:

$$\sigma_z = \gamma H \leq R_c'$$

donde:

σ_z — tensión según la vertical,

H — profundidad del pozo,

R_c' — límite lineal de la resistencia a compresión.

Cuando esta condición no se cumple, tiene lugar la destrucción de la roca en una zona dada alrededor del pozo. Esta zona de destrucción se propaga hacia el interior del macizo rocoso hasta una distancia en la cual se restablece el equilibrio en las rocas. En el período de formación de esta zona de destrucción, las rocas situadas alrededor del pozo van a producir la presión sobre la fortificación. Labass calcula la intensidad de esta presión por la fórmula:

$$P = \frac{1 - \mu}{\mu} H (1 - \operatorname{sen} \rho) \frac{a}{b} \frac{2 \operatorname{sen} \rho}{1 - \operatorname{sen} \rho}$$

donde:

a — radio del pozo,

b — radio del límite de la zona de destrucción: $b=f(t)$,

ρ — ángulo de fricción interna de la roca.

El radio de la zona de destrucción b crece con el tiempo hasta un máximo valor, cuya magnitud puede ser determinada según la vía experimental.

La magnitud máxima de la presión sobre la fortificación del pozo se obtendrá en el caso de que $b = a$, o sea, cuando la zona de destrucción no existe:

$$P_{\max} = \frac{\mu}{1 - \mu} \gamma H (1 - \operatorname{sen} \rho)$$

Las tensiones radiales σ_r y tangenciales σ_τ en la zona de destrucción serán iguales:

$$\sigma_r = \gamma H \left(\frac{\mu}{1 - \mu} \right) \left(1 - \frac{b^2 \operatorname{sen} \rho}{r^2} \right)$$

$$\sigma_\tau = \gamma H \left(\frac{\mu}{1 - \mu} \right) \left(1 + \frac{b^2 \operatorname{sen} \rho}{r^2} \right)$$

Basado en estos criterios, Labass recomienda laborear los pozos con eslabones largos, fortificándolos inicialmente con una fortificación temporal que posea una alta elasticidad, lo que permite el desarrollo de la zona de destrucción.

Como en el caso de la hipótesis de Labass para el caso de excavaciones horizontales, esta hipótesis posee una serie de limitantes, lo cual trae como consecuencia su poca aplicación en la actualidad.

Hipótesis de Belaenko

En esta hipótesis, para la determinación de la presión sobre la fortificación del pozo, Belaenko considera que el macizo de roca hasta una determinada profundidad H_e , se encuentra en un estado elástico y por debajo de esta profundidad, en una zona plástica.

Belaenko considera el macizo de roca como isométrico y homogéneo. La tarea fundamental en esta hipótesis se dirige hacia el estudio de las tensiones y desplazamientos de la roca que surgen en las paredes del pozo fortificado.

La profundidad a la cual el macizo rocoso pasó de un estado elástico a uno plástico se determina por la fórmula siguiente:

$$(\sigma_x - \sigma_z)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_x - \sigma_y)^2 = 2 \sigma_0^2 \quad (1)$$

donde:

$\sigma_x = \sigma_y = \xi \gamma H$ — tensión horizontal de compresión,

$\sigma_z = \gamma H$ — tensión vertical de compresión,

σ_0 — límite de elasticidad de las rocas en el caso de compresión lineal,

H_e — profundidad del límite de la zona elástica,

γ — peso volumétrico de la roca.

El límite de elasticidad de la roca en el caso de compresión lineal se determina por la siguiente fórmula:

$$\xi \gamma H_e - \gamma H_e = \sigma_0 \quad (2)$$

donde:

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

ξ — coeficiente de empuje lateral,

μ — coeficiente de Roisson.

De la fórmula 2 obtenemos la profundidad de la zona de cambio:

$$H_0 = \frac{\sigma_s}{(\xi - 1) \gamma} \quad (3)$$

La profundidad del límite entre el estado elástico y el plástico calculado por la fórmula anterior nos da un valor un poco mayor que el real, ya que fue calculado para un macizo rocoso, en tanto que en nuestro caso, determinamos este valor en el contorno del pozo.

La profundidad se determina por la expresión:

$$H_0^I = \frac{\sigma_s}{\gamma \sqrt{1 - 2\xi + H\xi^2}} \quad (4)$$

Relacionado con que en la zona elástica aparecen deformaciones elásticas, la redistribución de tensiones en dicha zona tiene lugar rápidamente, el efecto que produce es bastante pequeño y por esta razón, según Belaenko, en esta zona no va a existir presión sobre la fortificación. La fortificación en esta zona solamente es necesaria como un medio de protección contra los posibles desprendimientos de pedazos de roca.

En la zona de deformaciones plásticas, Belaenko recomienda a la hora de determinar la magnitud de la presión minera, examinar la deformación del sistema fortificación-roca. La profundidad del pozo a la cual se inicia la formación de grietas se determina por la fórmula:

$$H_g \cong \frac{\sigma_c}{\gamma} \quad (5)$$

donde:

σ_c — límite de resistencia de la roca a la compresión lineal.

La magnitud de las tensiones alrededor del pozo en la zona de estado plástico se determina por la fórmula siguiente:

$$\sigma_r = \gamma H + \left[C_1 r^{1-D} - C (B + 1) \right]^{\frac{1}{B+1}} \quad (6)$$

donde:

r — distancia del centro del pozo al punto estudiado.

Las magnitudes C , C_1 , B y D se determinan por las fórmulas siguientes:

$$C = \frac{(D - 1) [\sigma H (\xi - 1)]^{B+1}}{B + 1}$$

$$C_1 = \frac{D - 1}{a^{D-1}} \left\{ [\gamma H (\xi - 1)]^{B+1} - (\sigma_R - \gamma H)^{B+1} \right\}$$

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

$$D = 3 + \frac{1 - \mu}{2 \mu}$$

donde

σ_r — presión minera,

a — radio del pozo laboreado.

La magnitud σ_r Belaenko la examina como la presión que surge entre la fortificación y la roca. Para la determinación de la magnitud máxima, la presión minera en la cual tiene lugar el mayor desplazamiento de las rocas, se utiliza la fórmula:

$$U_t - U_s = V_t$$

$$t = \infty$$

$$t = 0$$

donde:

U_{∞} — desplazamiento de las rocas del contorno en el momento final, $T = \infty$,

U_0 — desplazamiento de las rocas del contorno en el momento inicial, $t = 0$,

U_r — desplazamiento de la fortificación producida por la presión σ_R .

Este desplazamiento de la fortificación hacia el centro del pozo se puede determinar por la fórmula:

$$U_r = \frac{\sigma_R}{E_r (a^2 - a_1^2)} \left[(1 - \mu_r) a^3 + (1 + \mu_r) a_1^2 a \right]$$

$$U_r = \sigma_R M$$

donde:

a_1 — radio del pozo fortificado,

E_r — módulo de elasticidad del material de fortificación,

μ — coeficiente de Poisson,

y:

$$M = \frac{(1 - \mu_r) a^3 + (1 + \mu_r) a_1^2 a}{E_r (a^2 - a_1^2)}$$

La magnitud de la presión σ_R se determina con instalaciones de ensayo o mediante la descomposición en una serie binomial del término:

$$(\sigma_R - \gamma H) 1/\mu$$

Partiendo de la ecuación del cálculo dado por Belaenko:

$$(\sigma_R - \gamma)^{1/\mu} Z - \sigma_R M = Q$$

donde:

$$Q = (-\gamma H)^{1/\mu} Z_0 - (K - K_0)$$

$$Z_0 = \frac{A_0}{6 G} \left[1 - \frac{2 (D - 1)}{B + 1} \right]$$

$$K = \frac{A \cdot a (D - 1) [\gamma H (\xi - 1)]^{B+1}}{3 G (B + 1)}$$

$$A = \left(\frac{2}{1 \cdot 08} \right)^{\frac{\mu}{\mu}} \left(G (KM) \right)^{\frac{1}{\mu}}$$

donde:

G — módulo de elasticidad de segundo orden.

Los valores de las constantes K y M Belaenko propone determinarlos utilizando para ello una dependencia gráfica entre la intensidad de la tensión tangencial al cortante (S) y la intensidad de la deformación al cortante ϵ , el cual se construye por datos obtenidos de los ensayos.

Los cálculos llevados a cabo por Belaenko para pozos de distintas profundidades que utilizaban como material de fortificación el hormigón, da un aumento (en 40-50 cm) en el espesor de la fortificación. Con respecto a esto, se puede señalar que las condiciones de partida o premisas dadas por Belaenko tienen un carácter condicional, además, su hipótesis se funda en una serie de suposiciones y en algunas magnitudes físicas que se encuentran en la fórmula de cálculo que son de carácter orientativo.

Es por esto que dicha hipótesis presenta una serie de limitantes y muestra un carácter aproximado.

Hipótesis de Ruppeneit

Ruppeneit en su trabajo plantea e investiga el trabajo común entre la fortificación del pozo y las rocas laterales, y examina las distintas tecnologías de ejecución de la fortificación permanente.

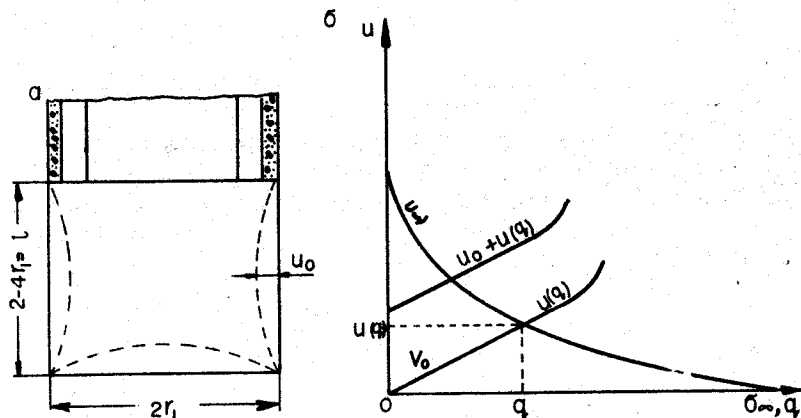


Fig. 64. Esquema de cálculo en excavaciones verticales según la hipótesis de Ruppeneit

En el gráfico, se muestra un corte del pozo durante el laboreo, en este esquema la fortificación permanente se va erigiendo de tal forma que se encuentre del frente de trabajo a una distancia que oscila entre 2 y 4 veces el ancho del pozo.

Como es sabido, en este caso en los hastiales del pozo, inmediatamente después de su laboreo, van a tener lugar desplazamientos elásticos instantáneos, la magnitud U_0 de esos desplazamientos depende de las propiedades de las rocas, de la distancia L (del frente a la fortificación) y del radio del pozo r_1 .

Ruppeneit resuelve la tarea aplicándola para el caso de una fortificación de hormigón monolítica sin que exista presión inicial. Se considera que a medida que el hormigón se va endureciendo, va creciendo la presión sobre la fortificación como resultado del desarrollo de las deformaciones elástico-plásticas producidas por el avance del frente de trabajo, así

como por el relajamiento de tensiones que tiene lugar en las rocas que rodean al pozo; después de esto, el sistema fortificación-macizo adquiere de nuevo un estado de equilibrio estático. (Ver Fig. 64.)

En el gráfico, se ilustra el carácter del desplazamiento de las paredes del pozo (U_0) en dependencia de la magnitud de la presión minera (q), se designa por σ_∞ la tensión en el macizo no afectado, aquí se muestra el gráfico de desplazamiento de la fortificación en función de la presión sobre la fortificación U_q .

El punto donde se cortan estas curvas, determina la magnitud de la presión y del desplazamiento correspondiente a un estado de equilibrio. Aquí podemos encontrarnos que $U_0 = 0$ (curva 1) y que $U_0 \neq 0$ (curva 2).

Considerando el caso más general, o sea, que $U_0 \neq 0$, la magnitud de la presión minera puede determinarse de la expresión siguiente:

$$U_0 + U_q = U_\infty(q)$$

donde:

U_0 — desplazamiento inicial en el contorno del macizo antes de ser erigida la fortificación,

U_q — desplazamiento de la fortificación,

$U_\infty(q)$ — desplazamiento en el contorno del pozo.

El desplazamiento de las rocas en el contorno del pozo: $U_\infty(q)$ se determina en dependencia de la presión establecida que actúe sobre la fortificación, de las propiedades mecánicas de las rocas, las reológicas, así como las dimensiones del pozo.

Para la determinación de los posibles desplazamientos en el contorno del macizo antes de la ejecución de la fortificación U_0 , se tienen en cuenta fundamentalmente los factores tecnológicos, tales como: tiempo de fortificación, distancia al frente de trabajo de la fortificación, y otros.

La magnitud de la presión minera puede determinarse en este caso por la expresión siguiente:

$$q = \sigma_\infty - K_1 \left\{ 1 + \log \frac{2G}{K_1} \left[\frac{qr_1}{\delta} \left(\frac{1}{E_M} + C_0 \right) + \frac{\sigma_\infty}{2G} \right] \right\}$$

donde:

$\sigma_{\infty} = \gamma H$ — tensiones en el macizo no laboreado,

K_1 — resistencia límite de la roca,

G — módulo de elasticidad de segundo orden,

r_1 — radio del pozo después de fortificado,

δ — espesor de la fortificación,

C_0 y E_m — parámetros del hormigón usado como material de fortificación.

Este método tiene entre sus aspectos positivos que se tienen en cuenta, las propiedades reológicas y de resistencia de las rocas, la deformación del sistema macizo-fortificación, así como la tecnología y el tiempo de ejecución de la fortificación.

Método de VNIMI

Este método se fundamenta en trabajos experimentales realizados durante varios años por dicho instituto; basados en los resultados obtenidos por ellos, proponen una serie de índices y recomendaciones, las cuales permiten hacer un estudio detallado de la aparición y carácter de la presión minera en las excavaciones verticales.

Según datos experimentales, la carga máxima sobre la fortificación en el caso de una yacencia suave de las capas de roca, alcanza de $12-13 \text{ t/m}^2$, mientras que para el caso de una yacencia abrupta (más de 60°), esta presión alcanzó de $22-24 \text{ t/m}^2$; En tanto que las cargas medias para el primer caso oscilaron entre $3-6 \text{ t/m}^2$ y para el segundo, entre $10-18 \text{ t/m}^2$.

Se obtuvo que los desplazamientos radiales de las paredes del pozo no sobrepasaron los 10 mm y en la mayoría de los casos fueron menores; las magnitudes de las cargas fueron mayores por la dirección del buzamiento de las capas de rocas y menores en la dirección perpendicular a ésta.

Entre los factores que influyen de una forma más determinante en el carácter de la carga sobre la fortificación, tenemos el ángulo de buzamiento de las rocas, la presencia de las excavaciones aledañas al pozo y la flexibilidad de la fortificación.

El VNIMI, según los datos obtenidos de las investigaciones realizadas, recomienda:

1) Determinar la profundidad a la cual la roca pasa a un estado inestable por la siguiente fórmula:

$$H = \frac{K\sigma_c}{r\gamma} m$$

donde:

$K = 0,3 - 1,0$ — coeficiente de debilitamiento de las rocas que tiene en cuenta su límite de resistencia en el macizo en comparación con el límite de resistencia en las muestras. El valor de K varía en dependencia del estado en que se encuentra la roca.

$K \approx 1$ cuando la roca no está destruida,

$K \approx 0,7$ cuando la roca está poco destruida,

$K \approx 0,3$ cuando la roca no está,

$K \approx 0,3$ cuando está muy destruida,

σ_c — límite de resistencia de las rocas a compresión,

r — coeficiente de concentración de tensiones en las rocas que rodean la excavación. Para un tramo de pozo situado a la distancia de 20 m de la unión del pozo con las excavaciones aledañas, se toma $K = 3$ y en las uniones se toma $K = 6$.

2) Para la carga normal sobre la fortificación en pozos de diámetro igual a 6 m, laboreado a través de rocas inestables, se recomienda tomar los valores que a continuación se dan:

TABLA No 8

Profundidad m	Carga Media PM t/m ²			
	Sobre una fortificación monolítica de hormigón, en caso del esquema sucesivo y paralelo de laboreo		Sobre una fortificación monolítica con hormigón de rápido endurecimiento en caso de esquema combinado de laboreo	
	Hasta 30°	Más de 30°	Hasta 30°	Más de 30°
Hasta 400	5	6	7	9
De 400 a 800	7	9	11	13
De 800 a 1 200	8	10	13	15

3) Para el caso en que el diámetro del pozo sea diferente a 6 m, se recomienda aumentar o disminuir el valor obtenido de la tabla anterior en un 5 % por cada 1 m de variación en el diámetro del pozo. En correspondencia con esto, la carga de cálculo P se puede determinar por la siguiente fórmula:

$$P = [(1 \pm 0,05) (D - 6) P_M] t/m^2$$

4) En los tramos de enlace o de unión del pozo con las excavaciones aledañas, la carga de cálculo sobre la fortificación del pozo se recomienda aumentar en 1,5 veces.

5) Se recomienda determinar la carga radial máxima a partir de la carga media P teniendo en cuenta el coeficiente de irregularidad de la carga:

$$P_{\max} = (1 + 3v) P$$

El coeficiente de irregularidad se obtiene por vía experimental.

6) La carga máxima de cálculo sobre la fortificación de la boca del pozo $P_{\max}$ se recomienda determinar por la fórmula:

$$P_{\max} = K_a m \left\{ \frac{\gamma_a \operatorname{Tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\rho}{2} \right)}{\lambda + 1} \left[1 - \frac{a}{a + Z \operatorname{tg} \frac{90 - \rho}{2}} \right]^{\tau - 1} \right\}$$

donde:

a — radio del pozo,

γ — peso volumétrico del terreno,

ρ — ángulo de fricción interna de las rocas más débiles,

z — profundidad del tramo del pozo que se calcula,

K_a — coeficiente sin dimensiones que se toma entre $1 \div 1.1$ en dependencia de si a es el radio del pozo no fortificado (primer caso) y si a es el radio del pozo fortificado,

m — coeficiente adimensional que se toma igual a $m = 2$ si la distancia del lugar examinado a los puntos de enlace es mayor que 20 m y $m = 3,4$ si es menor que 20 m .

λ — parámetro adimensional:

$$\lambda = 2 \operatorname{Tg} \rho \operatorname{Tg} \left(\frac{90^\circ - \rho}{2} \right).$$

B — carga complementaria sobre la fortificación producida por el peso de las edificaciones y construcciones superficiales si ellas están colocadas a una distancia no mayor de 5 m del borde del pozo:

$$B = \frac{2 (a \div b) \rho}{lb (2a \div b)}$$

$$\left[\frac{a}{a + Z \operatorname{Tg} \frac{90 - \rho}{2}} \right]^r \operatorname{Tg}^2 \frac{90 - \rho}{2}$$

donde:

Q — peso de las construcciones superficiales,

b — distancia del contorno del pozo a la construcción más cercana,

l — distancia media de la construcción en una dirección gencial en relación con el pozo.

7) Cuando sea necesario determinar la carga, a partir de las leyes de la hidrostática, la impermeabilidad de la fortificación

en las rocas duras y agrietadas, se recomienda calcular para la presión de la columna de agua obtenida por la siguiente fórmula:

$$P_a = \frac{h}{10,33} \text{ kg/cm}^2$$

8) Para el caso en que el pozo pase a través de un terreno movedizo, se utiliza:

$$P_m = \frac{\gamma h}{10,33} \text{ kg/cm}^2$$

donde:

γ — peso volumétrico del terreno en cuestión.

Presión minera en las excavaciones subterráneas inclinadas

Estas excavaciones ocupan lugar intermedio entre las excavaciones horizontales y las verticales. Como es conocido, en las excavaciones horizontales se manifiesta por lo general la presión vertical, en tanto que en las excavaciones verticales se presenta la presión horizontal. En nuestro caso, o sea, cuando la excavación es inclinada, vamos a tener a la presión actuante descompuesta en dos direcciones, una de ellas normal al eje de la excavación y la otra, tangencial a dicho eje.

A continuación, pasamos a ver algunos métodos de cálculo.

Método de Pavlov

Pavlov plantea que la presión sobre la fortificación existente en esas obras va a depender de la inclinación de la excavación en cuestión, así como de las propiedades físico-mecánicas de las rocas de caja.

Según él, la presión vertical P se puede descomponer en una componente normal N y en otra tangencial (Gráfico 385 Stamatii).

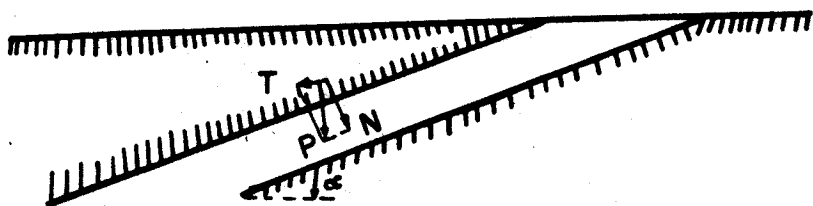


Fig. 65. Esquema de cálculo de la presión en una excavación inclinada según la hipótesis de Pavlov

Si α es el ángulo de inclinación de la galería:

$$N = P \cos \alpha$$

$$T = P \sin \alpha$$

De estas fórmulas vemos que el valor de N varía en función de la inclinación de la excavación, siendo máxima cuando $\alpha = 0$ y mínima cuando $\alpha = 90^\circ$.

Método de Tsimbarevich

Este método es prácticamente igual al anterior, sólo que se le añaden algunas recomendaciones.

Tsimbarevich recomienda que se utilicen las fórmulas de Pavlov cuando: $\alpha < 80^\circ$. Para ángulos mayores se recomienda que la presión se calcule como para el caso de excavaciones verticales.

Método de Grigercik

Para determinar la presión minera sobre la fortificación de una excavación inclinada un ángulo α , en un punto situado a una profundidad x de la superficie, Grigercik procede de la siguiente forma:

La presión en el punto A se determina por la siguiente expresión:

$$P = \gamma KM$$

$$Q = \gamma M$$

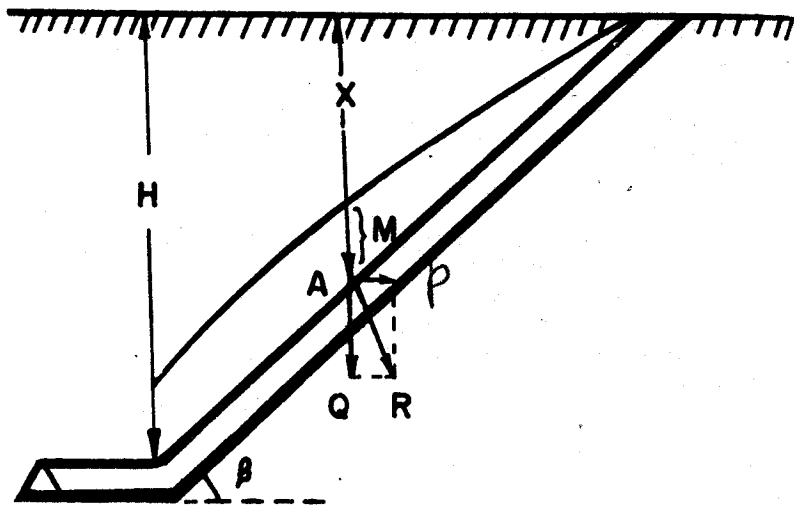


Fig. 66. Esquema de cálculo de la presión en una excavación inclinada según la hipótesis de Grigercik

donde:

$$K = \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) - \text{coeficiente de presión lateral,}$$

$$M = \frac{1,15a}{f} \log \left(1 + \frac{2f}{a} \cdot x \right) - \text{es la altura equivalente de rocas que ejercen presión sobre la excavación,}$$

f — coeficiente de fortaleza.ξ,

a — ancho de la excavación,

x — profundidad a la cual se calcula la presión,

γ — peso volumétrico de la roca.

La resultante de las fuerzas P y Q se obtiene de la relación:

$$R = \sqrt{P^2 + Q^2}$$

Algunas nociones sobre la teoría hereditaria del escurrimiento elástico

La descripción teórica del proceso de escurrimiento elástico tiene como objetivo la determinación de la deformación después de un cierto intervalo de tiempo y el establecimiento de las condiciones de destrucción.

Las tareas de cálculo del escurrimiento elástico, a diferencia de los cálculos habituales de resistencia, no son una garantía de la resistencia absoluta y sí de las condiciones normales de trabajo en el transcurso de un determinado intervalo de tiempo.

A las teorías de escurrimiento elástico más simple se relacionan aquellas que obtienen de los trabajos experimentales con carga constante todos los datos necesarios para el cálculo.

Entre los principales criterios que tenemos en cuenta en la teoría del escurrimiento elástico están:

1) Posibilidad de, basándonos en los resultados obtenidos en los ensayos de escurrimiento elástico, predecir el comportamiento de los materiales para el caso de distintas velocidades de deformación constante.

2) Posibilidad de utilizar los resultados obtenidos para cargas constantes, para determinar el comportamiento del material dado cuando se presenta carga variable.

3) Correspondencia entre los resultados de ensayo de escurrimiento elástico con los resultados de los ensayos de relajamiento.

En los cálculos con el escurrimiento elástico han encontrado utilización distintas teorías: teoría de envejecimiento, teoría de flujo, teoría del fortalecimiento y otras. Nosotros vamos aquí a dar algunas nociones de la teoría hereditaria del escurrimiento elástico, que en los últimos años ha recibido gran difusión para la resolución de distintas tareas mineras, ya que

da resultados que se acercan bastante a los datos de la práctica.

La teoría del escurrimiento elástico parte de la situación de que la deformación en un momento dado depende no sólo de la magnitud de la tensión en este momento, sino de la historia de la deformación anterior, aquí la deformación anterior se calcula basada en el principio de superposición.

Vamos a examinar el caso cuando la relación entre las tensiones y las deformaciones sean lineales. Consideramos que en un momento τ sobre el cuerpo dado, actúa una carga $\sigma(\tau)$, la cual en el transcurso de un intervalo de tiempo no muy grande Δt produce una deformación $\epsilon(\tau)$.

Para un momento t cualquiera, después de producida dicha fuerza $\sigma(\tau)$, se conserva el recuerdo en forma de una deformación dada.

Este recuerdo se va debilitando con el tiempo y este debilitamiento se puede expresar por una función cualquiera.

Esta función va a depender del tiempo que ha pasado entre los momentos T y τ . Para un momento que va a ser $t > \tau$ la deformación va a ser proporcional a la carga $\sigma(\tau)$, duración de su acción Δt a una función que tiende a extinguirse $L(t - \tau)$, la cual depende del intervalo de tiempo $(t - \tau)$ pasado, o sea, del momento τ de aplicación de la carga al momento T en el que se calcula la deformación.

La tensión $\sigma(t)$ que actúa en el momento dado (t) produce también su correspondiente deformación instantánea:

$$\epsilon_0 = \frac{\sigma(t)}{E_0}$$

donde:

E_0 — módulo de elasticidad instantáneo.

Podemos decir que la deformación total en un momento t será:

$$\epsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E_0} + L(t - \tau) \sigma(\tau) \Delta t.$$

Si consideramos que el proceso ocurre de forma continua, entonces podemos escribir la siguiente expresión:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E_0} + \int_t^0 L(t-\tau)(\tau) \Delta^+ \quad (1)$$

En la expresión anterior, el primer término de la parte derecha representa la deformación instantánea en un momento (t), mientras que el segundo término, la deformación producida por el escurrimiento elástico que sucede en un período de tiempo (0 - t) bajo la acción de una fuerza variable con el tiempo $\sigma(\tau)$.

La función $L(t-\tau)$, que es el núcleo del escurrimiento elástico, caracteriza la influencia de las tensiones aplicadas anteriormente en un momento dado τ sobre las deformaciones en un momento t de cálculo.

A causa de que el núcleo de escurrimiento elástico depende de la diferencia entre los argumentos (t - τ), muestra la no variación de las propiedades del material en cuestión con el tiempo.

Existen distintos materiales que poseen propiedades que sustancialmente varían con el tiempo; como por ejemplo, el hormigón, el cual envejece con el transcurso del tiempo; las rocas, cuando se les varía su humedad, y otros. Para describir las propiedades de los materiales a los que envejece el núcleo, éste debe ser tomado con funciones separadas de t y τ .

De esta forma, y de acuerdo con la expresión (1), la deformación en un momento t es una consecuencia de todos los procesos anteriores y toda su prehistoria, empezando desde un momento t_0 , el cual se puede tomar igual a cero.

Resolviendo la expresión (1) relativo a $\sigma(t)$, obtenemos:

$$\sigma_t = E_0 \varepsilon(t) - \int_{t_0}^t R(t-\tau) \varepsilon(\lambda) d\lambda \quad (2)$$

donde el primer término de la parte derecha representa la tensión inicial en un momento t, mientras que el segundo, la variación de las tensiones con el tiempo para una deformación ε variable.

La función $R(t-\tau)$ núcleo de relajamiento caracteriza la influencia en el momento (t) de la deformación, que surge en

el momento τ , además tenemos que $R(t - \tau)$ es la resolución del núcleo $L(t - \tau)$.

Si consideramos $\sigma = \text{constante}$, la expresión (1) toma la siguiente forma:

$$\varepsilon(t) = \sigma \left[\frac{1}{E_0} + \int_0^t L(t) dt \right] \quad (3)$$

y si $\varepsilon = \text{constante}$, la expresión (2) toma la siguiente forma:

$$\sigma(t) = \varepsilon [E_0 - \int_0^t R(t) dt] \quad (4)$$

la cual describe el proceso de relajamiento.

Muchas rocas y en particular aquellas como los esquistos arcillosos y arenosos, como ha sido probado, cumplen la teoría lineal hereditaria. Esta situación es cierta para cargas que no sobrepasan el 70 % de la destrucción en caso de un estado lineal. Sin embargo, la pregunta sobre los límites de cargas para los distintos tipos de roca para los cuales se cumplen las expresiones de la teoría hereditaria del escurrimiento elástico, es necesario investigarla en el futuro.

El proceso de escurrimiento elástico en las rocas se describe muy bien por la expresión (3) con el núcleo de escurrimiento elástico.

$$L(t - \tau) = \delta (t - \tau)^{-\alpha} \quad (5)$$

donde:

δ y α — son características de escurrimiento elástico de la roca estudiada.

De la expresión (3), a partir de la (5), obtenemos:

$$\varepsilon(t) = \varepsilon + \varepsilon \frac{\delta}{1 - \alpha} t^{1 - \alpha}$$

de donde:

$$\frac{\varepsilon(t) - \varepsilon}{\varepsilon} = \frac{\delta}{1 - \alpha} t^{1 - \alpha}$$

$$\log \frac{\varepsilon(t) - \varepsilon}{\varepsilon} = \log \frac{\delta}{1 - \alpha} + (1 - \alpha) \log (t)$$

Con los datos $\varepsilon(t)$, ε y t obtenidos de ensayos a largo tiempo, es posible componer un gran número de esas ecuaciones, la solución de las cuales permite encontrar los valores de α y δ .

Basados en el gran número de experimentos realizados, se ha podido establecer que el parámetro adimensional α tiene un valor cercano a 0,7, independiente del tipo de roca. Este valor satisface también a gran cantidad de materiales, incluyendo distintos aceros, otros metales y algunos polímeros. Para todos estos casos, nos queda sólo determinar δ .

Las expresiones vistas se fundamentan en la ley lineal de deformación, sin embargo, para muchas rocas la relación entre tensiones y deformaciones no es lineal, por eso, para la descripción de los procesos reológicos en tales rocas, es mejor utilizar estas expresiones en una forma más general, o sea, que las deformaciones entre σ y ε sean no lineales, las que pasamos a examinar.

Durante la resolución de tareas estáticas de la teoría hereditaria del escurrimiento elástico, las ecuaciones fundamentales de la teoría de elasticidad de acuerdo con la forma general, conservan su forma original, sólo se cambian las constantes elásticas por operadores elásticos.

Cualquier tarea estática sobre la teoría hereditaria del escurrimiento elástico aquí, es necesario resolverla como en los casos habituales, cambiando solamente en los resultados finales las constantes elásticas por operadores elásticos.

Este principio nos permite obtener una resolución extraordinariamente fácil para tales tareas de la teoría hereditaria del escurrimiento elástico, cuando la resolución de los casos habituales de la teoría de la elasticidad se registran como el producto de la función racional de las constantes elásticas por la función de las coordenadas.

Si el núcleo consta de una combinación de funciones exponenciales de orden ordinario o quebrado, entonces la tabulación de estos operadores es un asunto no muy complicado, como por ejemplo, distintas tareas sobre la flexión transversal de una placa se resuelven con ayuda del operador:

$$\overline{D} = \frac{h^3}{12} \frac{\overline{E}}{1 - \mu^2} \quad \vee \quad \overline{M}$$

Esta situación en tareas planas de la teoría de la elasticidad en los casos de zonas, surgen de un solo enlace cuando en los límites están dado los esfuerzos.

Los operadores de tiempo $\overline{E}$ y $\overline{u}$ vienen dado por:

$$\overline{E} = E - (1 - K^*)$$

$$\overline{u} = u - (1 - U^*)$$

donde:

K^* y U^* — son operadores integrales que describen el proceso con el tiempo.

Para las rocas

$$\frac{1 - 2u}{E} = \frac{1 - 2\overline{u}}{\overline{E}} = \text{const.}$$

Utilizando la expresión anterior para $\overline{E}$, obtenemos:

$$\overline{u} = u + \frac{1 - 2u}{2} K^* = u \left(1 + \frac{1 - u}{2u} \right) K^*$$

de donde se ve que para encontrar los operadores $\overline{E}$ y $\overline{u}$ es suficiente determinar K^* con la fórmula:

$$K^* = \int_0^t L(t - \tau) f(\tau) d\lambda$$

donde:

$L(t - \tau)$ — núcleo del escurrimiento elástico que se determina experimentalmente.

En distintas resoluciones de la teoría lineal hereditaria es necesario en lugar de las constantes E y u colocar distintas combinaciones de $\overline{E}$ y $\overline{u}$, como por ejemplo $\frac{1 - \overline{u}}{\overline{E}}$, $\frac{1 + \overline{u}}{\overline{E}}$, $\frac{\overline{u}}{\overline{E}}$

y otros. La tabulación de todas estas combinaciones se realiza con la ayuda de la función de Rabotnov.

A continuación vemos algunas combinaciones finales a partir de $\overline{E}$ y $\overline{u}$.

$$\frac{1 + \overline{u}}{\overline{E}} = \frac{1 + u}{E} + \frac{3 \delta}{2E (1 + \alpha)} t^{1 + \alpha}$$

$$\frac{1 - \overline{u}}{\overline{E}} = \frac{1 - u}{E} + \frac{3 - 4 u}{2E (1 + \alpha)} \delta t^{1 + \alpha}$$

$$\frac{\overline{u}}{\overline{E}} = \frac{1}{E} \left[1 + \frac{\delta}{2u (1 - \alpha)} \right] t^{1 - \alpha}$$

$$\frac{1}{\overline{E}} = \frac{1}{E} \left[1 + B \frac{t^{1 + \alpha}}{\sigma (2 + \alpha)} \right]$$

donde:

α y δ — parámetros de la expresión $\delta (t - \tau)^{-\alpha}$, la cual es el núcleo de fluidez cronoplástica,

γ — un conjunto de funciones,

$B = \tau_0^{\alpha-1}$ donde τ_0 — tiempo de relajamiento.

En calidad de ejemplo de la metodología analizada anteriormente se puede mostrar la siguiente resolución.

La deformación elástica en el hastial de una excavación subterránea en el momento del denudamiento es:

$$U_s = - Pa \frac{1 + u}{E}$$

donde:

a — radio de la excavación,

$P = H\gamma$,

E — módulo de elasticidad.

Sustituyendo $\frac{1+u}{E}$ por $\frac{1+\bar{u}}{E}$ obtenemos:

$$U_a(t) = -Pa \frac{1+\bar{u}}{E} = -Pa \left[\frac{1+u}{E} + \frac{3\delta}{2E(1+\alpha)} t^{1-\alpha} \right]$$

Esta fórmula nos permite determinar en el proceso de fluidez cronoplástica los desplazamientos de los hastiales de la excavación con el tiempo.

CAPÍTULO V. MÉTODOS EXPERIMENTALES DE INVESTIGACIÓN DE LA PRESIÓN MINERA

Los métodos experimentales de estudio de la presión minera se agrupan en:

1. Métodos experimentales de laboratorio
2. Métodos experimentales en condiciones naturales, *in situ*.

Métodos experimentales de laboratorio

Estos métodos de investigación ayudan a relacionar las resoluciones teóricas con los datos directamente observados en las condiciones naturales. Además, ellas de por sí solas poseen un significado independiente ya que permiten describir los elementos del mecanismo del proceso de deformación en las rocas que rodean a las excavaciones.

Durante la determinación por las fórmulas de cálculo de la carga sobre las fortificaciones de las excavaciones, estos resultados a veces se diferencian notablemente unos de otros, es por esto que con el objeto de precisar algunos parámetros que explican la esencia física del proceso de interacción entre macizo-fortificación, se emplean los métodos de modelación.

Las dificultades que nos encontramos durante la modelación consisten en que no siempre es posible conservar de un modo riguroso la identidad entre las fuerzas volumétricas de la gravedad en el modelo y la naturaleza y sus propiedades mecánicas.

Entre los métodos de laboratorio de investigación de la presión minera podemos mencionar:

- 1) Método de modelación con la utilización de materiales equivalentes.
- 2) Método de modelación centrífuga.
- 3) Método de la analogía electromecánica.
- 4) Método de las estaciones extensométricas.

Método de modelación con la utilización de materiales equivalentes

La esencia de este método consiste en preparar un modelo con un material artificial, en el cual, sin falta, se conserve la semejanza geométrica, cinemática y dinámica. En este modelo se ejecuta a similitud de lo natural, una excavación. Es menester que las propiedades físico-mecánicas del material del modelo y el de la naturaleza, se encuentren en una determinada dependencia.

La semejanza geométrica se obtiene si todas las dimensiones del modelo y sus elementos por separado se diferencian en un número dado de las dimensiones del sistema natural estudiado.

Para conservar la semejanza dinámica, es necesario que la masa de las partículas dispuestas equivalentemente en el modelo y en la naturaleza, se encuentren relacionadas mediante un número constante.

Por último, la semejanza cinemática exige que las partículas equivalentes por su posición en el modelo y en la naturaleza, se desplacen por una trayectoria geométrica equivalente, y pasen a determinadas distancias equivalentes en intervalos de tiempo que se diferencian por un número constante.

La semejanza geométrica la podemos representar como sigue:

$$\frac{L}{l} = \alpha_L \quad (1)$$

donde:

L — dimensión en el natural,

l — dimensión en el modelo,

α_L — escala de la modelación geométrica.

La semejanza dinámica:

$$\frac{M}{m} = \alpha_m \quad (2)$$

donde:

M — masa en la naturaleza,

m — masa en el modelo,

α_m — escala de la modelación dinámica.

Si expresamos la masa en función de la densidad del medio y sus dimensiones lineales obtenemos:

$$\alpha_m = \frac{M}{m} = \frac{\rho_n L^3}{\rho_M l^3} = \frac{\rho_n}{\rho_M} \alpha_L^3 \quad (3)$$

donde:

ρ_n — densidad del medio en el natural,

ρ_M — densidad del medio en el modelo.

La relación entre las fuerzas que actúan en las partículas equivalentes dispuestas viene dada:

$$\alpha_f = \frac{F}{f} = \frac{MA}{ma} \quad (4)$$

pero:

$$\frac{A}{a} = \frac{L}{T^2} \cdot \frac{1}{t^2}$$

Entonces:

$$\alpha_t = \frac{\rho_n L^3 L}{T^2} \cdot \frac{\rho_M l^3 l}{t^2}$$

donde:

F y f — fuerzas en el natural y en el modelo,

T y t — tiempo de movimiento de los puntos en el natural y en el modelo.

Considerando que $\frac{L}{T} = V = \frac{l}{t} = v$, donde V y v son las velocidades de desplazamiento de los puntos equivalentemente dispuestos, obtenemos:

$$\alpha_t = \frac{F}{f} = \frac{\rho_n L^2 V^2}{\rho_M l^2 v^2} \quad (5)$$

o

$$\frac{F}{\rho_n L^2 V^2} = \frac{f}{\rho_M l^2 v^2} = N_e = \text{ídem} \quad (6)$$

La anterior relación se denomina número de Newton y expresa el criterio fundamental de equivalencia dinámica entre el modelo y las condiciones naturales.

De tal forma, los elementos en movimiento en dos sistemas equivalentes se encontrarán ligados por una determinada relación, la cual posee para todos los puntos equivalentes dispuestos igual valor. Esta relación también se denomina criterio de semejanza.

Aplicando la ley general de la equivalencia, mecánica de Newton, a la metodología de modelación con materiales equivalentes, ésta toma la siguiente forma:

$$\frac{V^2}{v^2} = \frac{A L}{a l}$$

Entonces, la expresión (6) toma la siguiente forma:

$$\frac{F}{\rho_n L^3 A} = \frac{f}{\rho_M l^3 a} \quad (7)$$

La presión minera se desarrolla bajo la acción de la fuerza de gravedad, por esta razón se puede tomar la aceleración como la de la gravedad.

$$\rho_n A = \rho_n g = \gamma_n$$

$$\rho_M a = \rho_M g = \gamma_M$$

donde:

γ_n y γ_M — el correspondiente peso volumétrico de las rocas en el macizo y el del material del modelo.

Si designamos la relación $\frac{F}{L^2}$ por N_n y la relación $\frac{f}{l^2}$ por N_M y sustituimos este valor en la fórmula (7), obtenemos:

$$\frac{N_n}{\gamma_n L} = \frac{N_M}{\gamma_M l} = K = \text{inv.} \quad (8)$$

donde:

K — criterio de semejanza para los procesos de deformación y destrucción de las rocas en las condiciones de tensión producidas por las fuerzas gravitacionales.

En la fórmula (8), la magnitud N puede expresar distintas características de la naturaleza y el modelo, las cuales poseen dimensiones de fuerza divididas entre áreas, como por ejemplo, los límites de resistencia de los materiales, el límite de elasticidad para un estado elástico, el módulo de elasticidad y otros.

Durante la modelación de la aparición de la presión minera, el material debe ser elegido basado en que cumpla la condi-

ción dada en la fórmula (8). Esto puede ser escrito de la siguiente forma:

$$N_M = \frac{1}{L} \frac{\gamma_M}{\gamma_n} N_n$$

En calidad de características fundamentales por las cuales se elige el material que se debe utilizar, deben ser considerados aquellos que desempeñan un papel esencial en el fenómeno estudiado.

Durante el estudio de los procesos de deformación y destrucción de las rocas y las excavaciones subterráneas, muy a menudo se emplea la teoría de resistencia de Mohr, en la cual los parámetros determinantes son la fuerza de cohesión y la fricción interna. De tal forma, el pasaporte de resistencia para el material del modelo debe ser geométricamente equivalente al pasaporte del macizo de roca en estudio. Se recomienda (por Kusnesov) que a la hora de elegir el material que se debe utilizar como equivalente para el estudio de rocas débiles y plásticas, utilizar las siguientes relaciones:

$$R_M = \frac{1}{L} \frac{\gamma_M}{\gamma_n} R_n$$

$$R'_M = \frac{1}{L} \frac{\gamma_M}{\gamma_n} R'_n$$

$$C_M = \frac{1}{L} \frac{\gamma_M}{\gamma_n} C_n$$

$$\text{Tg } \varphi_M = \text{tg } \varphi_n$$

donde:

R_M y R_n — los correspondientes límites de resistencia a la compresión del material del modelo y de la roca,

R'_M y R'_n — los correspondientes límites de resistencia a la tracción del material del modelo y de la roca,

C_m y C_n — coeficiente de cohesión para el material del modelo y de la roca,

φ_m y φ_n — ángulo de fricción interna para el material del modelo y la roca.

Para el caso de modelar sistemas elásticos para que se cumpla la equivalencia, es necesario que se cumpla la siguiente condición:

$$E_m = \frac{1}{L} \frac{\gamma_m}{\gamma_n} E_n$$

$$\mu_m = \mu_n$$

donde:

E_m y E_n — módulo de elasticidad del material del modelo y de la roca,

μ_m y μ_n — coeficiente de Poisson.

En caso de modelar procesos en condiciones de deformaciones plásticas, sin tener en cuenta el factor tiempo, es necesario que la relación entre la tensión y deformación en el modelo y en la naturaleza sea idéntica.

Como materiales para la preparación de los modelos, se eligen arena cuarzosa, arcilla, parafina y otros, también se emplean materiales plásticos.

En dependencia de la escala de modelación y de la profundidad de la excavación modelada, las condiciones de equivalencia se garantizan por el peso propio del material utilizado en el modelo o tomando cargas complementarias si el peso propio no fuera suficiente.

Método de modelación centrífuga

Este método en principio nos permite modelar en estados volumétricos de tensiones-deformaciones que surgen alrededor de las excavaciones, tanto en un medio elástico como en uno no elástico.

La esencia de este método de tensión-deformación en el macizo rocoso a una u otra profundidad, se sustituye por la fuerza de modelación que se desarrolla en la centrífuga.

Esto nos permite en una serie de casos emplear para la preparación de los modelos, materiales idénticos a los encontrados en la naturaleza, lo cual trae consigo una serie de ventajas sobre el método de los materiales equivalentes ya analizados.

Para el establecimiento de las condiciones de semejanzas en la modelación centrífuga, se puede utilizar el criterio de semejanza visto anteriormente;

$$\frac{N_n}{\gamma_n L_n} = \frac{N_M}{\gamma_M L_M} = K$$

Si el modelo, como señalábamos, se prepara del material en cuestión, entonces las propiedades físico-mecánicas del material en el modelo y en la naturaleza serán las mismas, o sea:

$$N_M = N_N \text{ y } \gamma_M = \gamma_N$$

Sin embargo, para que se cumpla la condición anterior, la l_m debe ser igual a la l_n . Para garantizar esta condición en caso que $l_m < l_n$ es necesario que $\gamma_M > \gamma_N$ o que $\rho_n > \rho_M$. Esta condición se puede cumplir si la aceleración en el modelo (a) se eleva tantas veces en comparación a la fuerza (g) de aceleración gravitacional, como tantas veces las dimensiones del modelo son menores que las correspondientes naturales.

Esto se puede conseguir colocando el modelo en una máquina centrífuga, y provocar una aceleración centrífuga a_c que supere a la aceleración de la gravedad en n veces, donde:

$n = \frac{a_c}{g}$, y se llamaría escala de modelación.

Tenemos que:

$$a_c = \sqrt{g^2 + (\omega^2 R)^2}$$

y por ende, la escala de modelación será:

$$n = \sqrt{\frac{\omega^4 R^2}{g^2}} + 1$$

Determinada la escala de modelación, la velocidad angular de giro de la centrífuga se puede determinar de la siguiente expresión:

$$\omega = \sqrt{\frac{g}{R}} \sqrt[4]{n^2 - 1}$$

donde:

R — es el radio de la centrífuga.

La modelación centrífuga del fenómeno de aparición de la presión minera, está ligada a una serie de dificultades.

Las máquinas centrífugas más grandes que existen están en condiciones de satisfacer una escala de modelación de $n = 100-250$, basados en esto y en que la altura práctica de los modelos puede ser tomada de 0,5 m, entonces llegamos a la conclusión de que la profundidad de modelación por este método se limita a 50-125 m.

Un aumento de la velocidad de giro de la centrífuga, por razones constructivas va a ir acompañado de una disminución en las dimensiones del modelo, esto elevaría la escala de modelación hasta 1: 500 o 1: 1000, lo cual trae consigo una gran dificultad en el estudio del fenómeno. Es por esta razón que para la modelación de sistemas situados a una gran profundidad, es necesario emplear materiales equivalentes artificialmente preparados, lo que introduce en la investigación errores complementarios.

Además, se presenta una gran dificultad en la medición de la deformación de los elementos del modelo y las tensiones en ellos en los carretes giratorios, no es posible en la práctica modelar la acción del frente de trabajo de la excavación.

Debido a estos factores, es que el método antes mencionado se encuentra comparativamente poco difundido.

Método de la analogía electromecánica

Se basa en la analogía matemática entre el flujo de agua en movimiento y el movimiento de la corriente eléctrica en un medio conductor. Esta analogía es general para todas las leyes de la hidromecánica, electrotecnia y la teoría de la elasticidad.

Durante el estudio del estado tensional en cualquier parte de un modelo plano, se puede investigar la distribución de fuerzas de la corriente basándose en la dependencia entre el gradiente de su potencial y sus tensiones.

Este método, como medio de investigación de la presión minera, cada día encuentra una mayor aplicación. Una muy amplia tiene en caso de la investigación de yacimientos situados en zonas donde existe gran cantidad de agua.

Método de las redes extensométricas

Este método, como el de polarización óptica, se emplea durante las investigaciones de estados tensionales en modelos planos.

Las tensiones en los modelos se determinan midiendo las deformaciones por 3 direcciones que pasan por un punto dado. El modelo se prepara de material plástico, el estado tensional se produce por el propio peso del material.

Es conocido, a causa de una serie de investigaciones realizadas, que con este método se alcanzan resultados muy buenos sobre el estado de deformación-tensión de los puntos del modelo examinado.

Métodos experimentales en condiciones naturales (in situ)

La investigación en las condiciones naturales tiene gran significado a la hora de estudiar las distintas características de la aparición y manifestación de la presión minera, así como el mecanismo de los procesos de deformación y desplazamiento de las rocas que rodean las excavaciones y la forma de actuar la carga sobre la fortificación.

Durante la investigación de estos fenómenos en las condiciones naturales, se pueden determinar los siguientes parámetros:

1. Deformación y desplazamiento de las rocas que rodean las excavaciones.
2. Procesos de interacción entre el macizo rocoso y los elementos de fortificación.

Métodos de medición de la deformación y el desplazamiento de las rocas alrededor de las excavaciones

El desplazamiento y deformación de las rocas alrededor de las excavaciones subterráneas se relaciona como una de las formas de aparición de la presión minera. Este desplazamiento se desarrolla con el transcurso del tiempo; su magnitud y duración dependen de las características y del estado de las rocas, de la profundidad a que se encuentre la excavación analizada, de las propiedades mecánicas y demás de las rocas y otros.

El estudio en las condiciones naturales de las leyes de deformación y desplazamiento de las rocas que se encuentran alrededor de las excavaciones, es una de las tareas más importantes de la mecánica de rocas, ya que mediante él y basados en sus resultados nos es posible contestar algunas preguntas que surgen relativas al sostenimiento de las excavaciones subterráneas; entre otras cuestiones que nos ayudan a estudiar tenemos:

- 1) Lo concerniente a la dirección de los techos y el empleo de fortificaciones y agregados mecanizados.
- 2) El análisis y conocimiento de la esencia de los golpes mineros, el desprendimiento súbito de gases, así como también la elaboración de medidas que tiendan a preverlos.
- 3) El establecimiento de las dimensiones racionales de las cámaras y pilares en caso de explotación del yacimiento por este método y otros.

El estudio de los desplazamientos del macizo rocoso se puede realizar de dos formas:

- 1) Se mide el desplazamiento relativo, acercamiento del techo y piso y acercamiento de las paredes entre sí.
- 2) Se mide la magnitud absoluta de desplazamiento de un punto (o una serie de puntos) del macizo en relación con una referencia fija, o lo que es igual, el descenso del techo, levantamiento del piso, etcétera.

Tanto en uno como en otro caso, para la ubicación de los puntos que se deben medir en el macizo, se utilizan referidores de distintas construcciones. El referidor que se coloca en un barreno consta de dos partes: Una, que garantiza el

agarre de él en uno u otro punto dentro del barreno, y la otra parte, que es la que sale hacia la excavación. Para el caso de referidores no profundos (0,3-0,5 m) en calidad de parte de compresión, frecuentemente se utiliza un tapón de madera, el cual debido al hinchamiento que sufre producto de la humedad natural, sujeta de una manera firme a la varilla introducida en él.

Para referidores profundos (5-10 m y más) se emplean cuñas de metal de diferente construcción. En este caso, el tipo de construcción se elige basado en que en un barreno se puedan colocar varios referidores los cuales se colocan a distintas distancias de la boca del barreno.

Métodos y aparatos para la investigación de los procesos de interacción entre el macizo de roca y los elementos de la fortificación

Las tareas fundamentales de las investigaciones del proceso de interacción entre macizo y fortificación son:

- 1) Determinación de la carga actuante sobre la fortificación.
- 2) Determinación del desplazamiento y deformación en los elementos de la fortificación.

Para la resolución de estas tareas se utilizan equipos que condicionalmente podemos dividir en 2 grupos:

- 1) Equipos para medir la fuerza y las tensiones.
- 2) Equipos para medir la deformación y el desplazamiento de los elementos de la fortificación.

En el primer grupo podemos incluir los equipos e instrumentos destinados a medir la carga, concentrada o la distribuida, sobre los elementos de la fortificación y a determinar las tensiones que se producen en los elementos de la fortificación.

En el segundo grupo se incluyen: deformómetros de distintos tipos, niveles, aparatos fotogramétricos, cintas métricas, apoyos corredizos de medición y otros instrumentos.

En la elección del método y de los aparatos de medición para la resolución de una tarea concreta, es necesario tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

1) La precisión de las instalaciones de medición, incluyendo los captadores, amplificadores y los registradores, debe encontrarse en los límites de 10-50 % del error máximo permitido.

2) Las características mecánicas de los aparatos deben ser tales que introduzcan una desviación mínima al proceso en estudio, por ejemplo, durante la medición de la carga sobre la fortificación, es necesario tender a emplear en calidad de elementos elásticos, aquellos que sean similares a los empleados en la fortificación, lo cual tiende a evitar cualquier tipo de alteración.

3) Las características de explotación del aparato deben satisfacer en lo posible la realización del experimento en el transcurso del tiempo programado y otras.

Determinación de la carga sobre la fortificación

La medición de la carga sobre la fortificación generalmente se realiza en fortificaciones de tipo de rama, sin embargo, en algunas ocasiones estas mediciones se realizan también en fortificaciones continuas.

Para la medición de la carga en la fortificación de rama, se elige un tramo de excavación de 20-30 m de longitud y en él se toman 3 o 4 ramas de fortificación, con intervalos entre ellas de 5-6 m y se instalan dinamómetros por todo su perímetro. El número de dinamómetros que se coloquen por el perímetro de la fortificación debe ser lo mayor posible para así garantizar que se obtenga un diagrama continuo de cargas.

En calidad de instrumentos de medición se utilizan aparatos de distintos tipos según su principio de funcionamiento; como por ejemplo: hidráulicos, neumáticos, eléctricos de cuerda y mecánicos, y se emplean más comúnmente en las condiciones de las minas los dinamómetros mecánicos.

Dinamómetros mecánicos: Estos dinamómetros han recibido una amplia aplicación en las condiciones de medición de la carga sobre fortificaciones de rama, en especial los de palanca.

El principio de acción de estos dinamómetros se basa en la variación de las deformaciones elásticas del elemento de sensibilidad (membrana, cilindro u otros) que surgen como consecuencia de las cargas actuantes.

La deformación del elemento se puede obtener de forma directa mediante un indicador. Para aumentar la exactitud y la sensibilidad de los dinamómetros, éstos se equipan (y de

ahí su nombre) con una transmisión de palancas, lo que aumenta el desplazamiento elástico de la membrana en 20-30 veces. El método de cálculo de estos dinamómetros puede ser directo, o con ayuda de aditamentos de medición.

Entre los dinamómetros mecánicos, también se encuentran los de bolas, los cuales basan su funcionamiento en lo siguiente: cuando se carga el dinamómetro, una o varias bolas de acero templado de un diámetro dado se introducen en una placa metálica. Por el diámetro de la huella dejada, se juzga sobre la magnitud de la carga aplicada.

La exactitud de la medición en mucho depende de la calidad de la superficie de la placa de medición y de la exactitud de las medidas de las huellas.

También se encuentran entre los dinamómetros mecánicos, aquellos que fundamentan su funcionamiento en la determinación de la deformación plástica de los metales blandos que se utilicen en calidad de elementos de medición y, por último, se consideran los apoyos dinamométricos, los cuales se basan en la medición de la deformación de los elementos de apoyo de la fortificación metálica. La magnitud de la deformación se determina mediante la medición directa.

En los dinamómetros, en los cuales el elemento de sensibilidad trabaja a flexión, se utiliza la dependencia entre la flecha de flexión del elemento de sensibilidad y la carga aplicada.

Así tenemos:

$$P = \varphi (f)$$

donde:

P — carga aplicada,

φ — una función dada conocida,

f — curva de flexión del elemento de medición del dinamómetro.

En una serie de casos, durante los cálculos se utilizan fórmulas para la determinación de las deformaciones elásticas de la superficie del elemento de sensibilidad del dinamómetro, o se determina la deformación volumétrica convencional de espacio en un volumen cerrado provocada por deformaciones elásticas de cualquiera de los elementos del dinamómetro que reciba la carga.

Aquí se utilizan las siguientes expresiones:

$$P = \varphi_1 (\Delta l) \quad (1)$$

$$P = \varphi_2 (\Delta v) \quad (2)$$

donde:

φ_1 y φ_2 — dependencias conocidas,

Δl — deformación superficial del elemento de sensibilidad,

Δv — deformación volumétrica condicional.

En los dinamómetros en los cuales los elementos de medición trabajan a tracción o a compresión (como los apoyos dinamométricos), los cálculos se realizan por las siguientes fórmulas:

$$P = \frac{E \cdot F}{1} \cdot \Delta l$$

donde:

P — carga aplicada, kg ,

E — módulo de elasticidad del material, kg/cm^2 ,

$\frac{\Delta l}{l}$ — deformación relativa.

La tensión en elementos separados en dos dinamómetros se calcula de acuerdo con la ley de Hooke:

$$\sigma = E \cdot \epsilon$$

donde:

σ — tensión, kg/cm^2 ,

E — módulo de elasticidad del material, kg/cm^2 ,

$$\epsilon = \frac{\Delta l}{l} \text{ — deformación relativa.}$$

La determinación en todos los casos de Δl , f , Δv se realiza, como ya mencionamos, de forma directa según la escala o diagrama de los instrumentos de medición aplicados en cada caso.

La magnitud de la carga se puede calcular por fórmulas, sin embargo, esta magnitud se puede también determinar mediante la calibración con los gráficos que se obtienen para cada dinamómetro en el laboratorio.

En los dinamómetros de bolas, en los cuales es usado el método de determinación de la dureza por Brinel, la dependencia entre el diámetro de la huella con la carga aplicada, se determina por la siguiente relación:

$$P = \varphi_3 (d)$$

donde:

d — diámetro de la huella, *mm*.

En los dinamómetros que utilizan el método de determinación de la deformación en elementos blandos (cobre, aluminio), la magnitud de la carga aplicada se relaciona con la deformación relativa del elemento por la siguiente dependencia.

$$P = \varphi_4 (\Delta l)$$

donde:

φ_3 y φ_4 — son dependencias conocidas.

El error que se puede cometer durante las mediciones empleando los dinamómetros mecánicos, oscila entre $\pm 2 + 5 \%$ del límite superior de la carga. La exactitud del cálculo se encuentra en los límites de $0,1 + 1 t$.

Como desventajas comunes en todos los dinamómetros mecánicos, podemos citar su alto peso y su insuficiente exactitud en la medición.

A continuación referimos brevemente algunos tipos de dinamómetros mecánicos.

MCD-1. Está destinado para la medición de las cargas aplicadas sobre apoyos de madera instalados en excavaciones de arranque y preparatorias. Este dinamómetro está calculado para una carga máxima de 45 t. El, para la medición de la carga, se puede colocar tanto sobre el apoyo o debajo de él. Su peso es de 15,6 kg, sus dimensiones son: altura, 90 mm; ancho, 200 mm, y longitud, 250 mm. La apreciación es de hasta 300 kg.

45D-135. Está compuesto por un cuerpo de siluminio, de una membrana de acero templado y del fundamento. La membrana está apretada al cuerpo por tres muelles planos, los cuales le permiten deformarse cuando el dinamómetro se carga.

Este dinamómetro está destinado para instalarlo debajo de los apoyos de madera de hasta 135 mm, o sobre ellos, y también debajo de apoyos metálicos de todos los tipos.

50D-180. Está destinado para trabajar debajo o sobre apoyos metálicos o de madera colocados en excavaciones preparatorias o de arranque. Este dinamómetro por su construcción es análogo al visto anteriormente. Con él es posible trabajar hasta con cargas de 50 t.

SHD-500. Este es un dinamómetro de bolas, y como todos los de este tipo está destinado y es utilizado para medir la carga final actuante sobre la fortificación. Su peso es de 46 kg y su carga de cálculo de 500 t.

Dinamómetros hidráulicos: En muchos países para la medición de la carga sobre la fortificación, han recibido una gran difusión los dinamómetros hidráulicos.

Las ventajas de estos dinamómetros hidráulicos son:

- 1) Su alta resistencia.
- 2) Su poca altura.
- 3) Su alta relación de transmisión, lo cual garantiza alta exactitud con pequeñas dimensiones.

Sus desventajas:

- 1) Gran magnitud de la superficie de apoyo, que varía las características de la fortificación, y muy especialmente en caso de pisos débiles.
- 2) Un gran coeficiente de dilatación volumétrica del líquido que significativamente sobrepasa la del metal, lo cual trae

consigo, en caso de una pequeña desviación de la temperatura normal, un error en las mediciones.

Como resultado de esto, los apoyos en los cuales se colocan tales dinamómetros se sobrecargan.

También, en estos dinamómetros hay que tener en cuenta el peligro de corrosión de los elementos metálicos, y en particular, si se utiliza como líquido el mercurio.

El principio de acción de estos aparatos se basa en la propiedad de incompresibilidad de los líquidos. En calidad de líquidos de llenado, se emplean mercurio, aceite, glicerina, etcétera.

Los dinamómetros hidráulicos más simples están compuestos por: cilindro, pistón, el líquido ligado con el elemento medidor y la instalación de lectura, que consta de un tubo de vidrio con escala y un manómetro.

Si designamos a través de D el diámetro de la cámara (o lo que es igual, el diámetro del émbolo); d , el diámetro interior del tubo de medición; s , la magnitud del desplazamiento del émbolo, y h , la magnitud de ascenso de la columna de líquido durante el movimiento del émbolo, partiendo de la condición de incompresibilidad de los líquidos, podemos escribir la siguiente relación:

$$\frac{\pi D^2}{4} \cdot S = \frac{\pi d^2}{4} \cdot h$$

entonces, la relación de transmisión de los aparatos hidráulicos será:

$$K = \frac{h}{s} = (D/d)^2$$

Debido a que en los dinamómetros hidráulicos del émbolo no es conocido el mayor derrame (escurrimiento) del líquido, el émbolo es a veces sustituido por una membrana, la cual se puede examinar durante la deformación como un cono de altura igual al desplazamiento del elemento de medición.

La relación de transmisión de las membranas de los aparatos hidráulicos, se puede determinar de la igualdad siguiente:

$$\frac{1}{3} \frac{\pi D^2}{4} \cdot S \cong \frac{\pi d^2}{4} \cdot h$$

$$K = \frac{h}{s} = \frac{1}{4} (D/d)^2$$

Dinamómetros eléctricos: Los métodos eléctricos de medición de las cargas sobre la fortificación han mostrado gran aplicación. Las ventajas de estos métodos son:

- 1) La simplicidad en la construcción de los captadores, los cuales permiten transformar las deformaciones en correspondientes variaciones de parámetros eléctricos.
- 2) La existencia de elementos de medición sensibles y simples desde el punto de vista constructivo, los que permiten medir una pequeña intensidad o tensión con gran precisión.
- 3) La posibilidad de emplear amplificadores eléctricos, los cuales pueden reforzar sin alteración insignificante intensidades o tensiones hasta la magnitud requerida.
- 4) La posibilidad de preparar captadores de pequeñas dimensiones, lo que permite colocarlos en lugares que para otros tipos de aparatos e instrumentos no es posible.
- 5) La posibilidad de registrar los resultados a distancia.

Los métodos eléctricos de medición de la carga sobre la fortificación más difundidos son: método de resistencia, método de cuerda y método de inducción.

El método de resistencia se caracteriza por la simplicidad del esquema eléctrico, la posibilidad de utilizar en calidad de fuente de alimentación un acumulador corriente y la posibilidad de utilizar en calidad de elementos de medición aparatos simples y exactos.

El método de cuerda ocupa una posición especial debido a las ventajas que le son inherentes. Entre ellas, como fundamentales podemos citar:

- 1) Total independencia de la calidad y longitud de línea en resultados durante la medición a distancia
- 2) Extraordinaria estabilidad
- 3) Alta sensibilidad de los instrumentos

El método de inducción posee una alta sensibilidad y es simple desde el punto de vista constructivo.

Los otros métodos de medición eléctrica se emplean muy poco, debido a su complejidad y la insuficiente estabilidad.

Por ejemplo, los métodos de capacidad y el método piesométrico exigen amplificadores eléctricos muy complejos, en tanto que el método de magnetoestricción no es estable.

Apoyo dinamométricos: Estos apoyos miden las cargas recibidas por ellos, conservando las características de la fortificación, lo que elimina la presencia de errores durante la medición, la cual, como señalamos anteriormente, se introducía con el empleo de dinamómetros.

Las desventajas fundamentales de los apoyos dinamométricos son: la gran trabajosidad y dificultad en la realización de los cálculos en las condiciones de minas, y también la imposibilidad de emplearlo en caso de fortificación de madera.

Fortificación dinamométrica con flexibilidad regulada: Este tipo de instalación está destinada para la medición de la carga que actúa sobre la fortificación, tanto de excavaciones verticales como horizontales. Nosotros como ejemplo vamos a referirnos a la fortificación dinamométrica creada por el VNIMI.

La fortificación dinamométrica para el caso de pozos está compuesta de 3-5 segmentos de acero, recubiertos de modo continuo del lado del macizo por balones metálicos que están llenos de betún y provistos con válvulas que regulan su flexibilidad. Cerrando o abriendo estas válvulas se puede garantizar el trabajo de la fortificación, tanto rígida como flexible.

Esta fortificación va equipada con distintos aparatos que pueden ser manejados a distancia y que tienen por función medir la carga sobre la fortificación empleando el dinamómetro de cuerda tipo membrana D-51 a este efecto y determinar el desplazamiento y deformación del sistema macizo-fortificación utilizándose en este sentido referenciales profundos y captadores reostáticos PD-2.

Las ventajas de este tipo de fortificación son:

- 1) Es posible regular su flexibilidad bajo la acción de la carga.
- 2) Se puede determinar la carga por todo el prímetero de la fortificación.

Determinación de la carga sobre la fortificación por métodos indirectos: El primer caso que vamos a examinar es el método basado en la carga de ruptura, el cual empleamos cuando

la fortificación sea de madera. Aquí lo primero que se hace es examinar el elemento roto y se verifica que esto se debió a la carga y no a ninguna otra causa. Luego se mide su ancho y su longitud (en el caso más común se toma el sombrero como elemento que se debe estudiar). Después, y utilizando las conocidas fórmulas de resistencia de materiales, se calcula la carga que produjo esta rotura, en el caso del sombrero, éste se analiza como una viga que descansa libremente sobre 2 apoyos y que soporta una carga uniformemente distribuida. De tal forma la carga de rotura será:

$$P = \frac{\pi d^3 \sigma_f}{40 l^2 L}$$

donde:

d — diámetro del sombrero, cm ,

L — distancia entre ramas de fortificación, cm ,

l — luz de cálculo de la excavación, cm ,

σ_f — límite de resistencia de la madera a la flexión transversal, kg/cm^2 .

La luz de cálculo de la excavación se calcula:

$$l = (l_1 + d) \text{ cm}$$

donde:

l_1 — ancho de la excavación sin fortificación por el techo.

La desventaja de este método de determinación basado en la carga de ruptura de un elemento de la fortificación, es la imposibilidad de establecer la variación de carga sobre la fortificación con el transcurso del tiempo.

El método de medición de la carga sobre la fortificación basados en la medición de las deformaciones de los elementos, se puede emplear en el caso de utilizar planchas metálicas

para el recubrimiento de la excavación. La flecha de una viga que yace libremente sobre 2 apoyos y soporta una carga uniformemente distribuida, se determina por la conocida función:

$$f = \frac{5 pl^4}{384 E j} \text{ cm}$$

donde:

- E — módulo de elasticidad del material usado,
j — momento de inercia de la sección del elemento examinado (sombbrero).

Las otras denominaciones son similares al caso anterior. Si se conoce la flecha, se puede calcular la intensidad de la carga actuante:

$$P = \frac{384 E j f}{5 l^4} \text{ kg/cm}^2$$

Comparando las magnitudes de carga sobre la fortificación, obtenidas con la ayuda de dinamómetros y por los métodos indirectos examinados, se ve que la diferencia oscila entre un $\pm 25 \%$.

Otro método indirecto de medición de la carga sobre la fortificación, es el que se basa en la medición de la deformación que sufre el revestimiento de la fortificación.

Para este fin las piezas del revestimiento se preparan de láminas de acero de 6-10 mm de espesor, en los extremos de las cuales se colocan varillas redondas de acero de un diámetro de 12 mm, de tal forma que la distancia entre ellas se iguale al paso de la fortificación. Este tipo de revestimiento se instala por todo el perímetro de la fortificación de rama. El espacio entre el revestimiento y las paredes de la excavación se rellena cuidadosamente con arcilla y arena. La medición de la flecha que sufren las placas de revestimiento se realiza con ayuda de una plantilla metálica que posee un agujero en su centro y un indicador tipo reloj.

Para la obtención de la dependencia entre la flecha y la carga, se realiza la calibración de 2 o 3 placas de revestimiento durante la acción sobre ellas de una carga distribuida y se compone un gráfico.

Algunas conclusiones de mediciones de las cargas sobre la fortificación: La medición de la carga sobre la fortificación está ligada a grandes dificultades tanto de orden técnico como productivas.

Como resultado de los trabajos realizados, aún no se ha podido encontrar una relación o dependencia entre la carga sobre la fortificación, la profundidad de la excavación y las propiedades mecánicas de las rocas. Solamente se han obtenido algunas conclusiones, entre las que podemos citar:

1) La carga sobre la fortificación flexible, manteniendo iguales todas las demás condiciones, es menor en un (50-70 %) que sobre la fortificación rígida.

2) Se observa, como regla, una distribución no uniforme de la carga sobre la fortificación y se encuentran puntos en los cuales el valor de esta carga sobrepasa en 2-3 veces su valor medio.

3) El aumento de la carga con el tiempo se caracteriza por un desarrollo intensivo en los primeros 30-45 días y en lo sucesivo la velocidad de aumento va decreciendo sensiblemente hasta que se hace nula y se llega a un sistema de equilibrio entre fortificación-macizo. (Claro está que esto se produce cuando la fortificación no resulta destruida.)

4) La magnitud de la carga sobre la fortificación de excavaciones horizontales e inclinadas, como regla, no es grande y oscila entre $10-20 \text{ t/m}^2$ a profundidades de hasta $1\,000 \text{ m}$ y solamente en muy raros casos alcanza los valores de $50-100 \text{ t/m}^2$.

5) La magnitud de la carga sobre la fortificación de las excavaciones verticales en caso de rocas fuertes y estables, aún a profundidades de hasta $1\,000 \text{ m}$, es pequeña y en caso de rocas de una fortaleza media y blanda alcanza un valor de $5-15 \text{ t/m}^2$ para la profundidad antes señalada.

Determinación del desplazamiento y la deformación de los elementos de la fortificación

✕ La deformación y el desplazamiento de los elementos de la fortificación se pueden determinar empleando métodos de nivelación geométrica e hidrostática y también métodos fotogramétricos.

Las nivelaciones geométricas e hidrostáticas se realizan colocando referidores en determinados lugares de la construcción. La nivelación hidrostática se emplea en aquellos casos en que no es posible utilizar la nivelación geométrica. En estos casos se emplean niveles de mangueras del sistema de K. Tertsagui, J. Martín y otros. En caso de aplicación de estos equipos, la diferencia de desplazamiento entre dos referidores puede ser medida con una exactitud hasta de 0,05 *mm*.

El método fotogramétrico para la determinación del hundimiento y la deformación de la fortificación consiste en fotografiar sucesivamente con la ayuda de un fototeodolito las señales situadas en la obra.

La exactitud de la determinación de los desplazamientos y las deformaciones, en este caso es del orden de 1 *mm*.

Para la determinación de la deformación a la compresión y la tracción de elementos separados de la fortificación, se pueden emplear distintos tipos de deformómetros.

También la deformación y el desplazamiento de la fortificación pueden ser determinados empleando apoyos telescópicos, cintas de medición y captadores de impulsos.

CAPÍTULO VI. ESTUDIO DE LA P.M. EN LOS FRENTE DE ARRANQUE

Hasta nuestros días sólo se han obtenido buenos resultados en el estudio de la P.M. en los frentes de arranque en el caso de yacimientos estratificados horizontales o de poca inclinación, por lo que el campo fundamental de aplicación de las teorías e hipótesis que estudiaremos están orientadas a tales condiciones.

Los métodos más empleados en el cálculo de la P.M. en los frentes de arranque son los siguientes:

- 1) Los que se basan en la teoría de la bóveda: Como son las hipótesis de M. M. Protodiaconov, F. Spruth, G. Spaskelle y otros.
- 2) Los que se basan en la teoría de los prismas deslizantes: P. M. Tsimbarevich.
- 3) Los que se fundamentan en la teoría de las vigas: Schulz, T. Friend, A. Eckard, D. Phillips, V. D. Slesarev y otros.
- 4) Los que se basan en la teoría de los medios densos: A. Labass, K. V. Ruppeneit y otros.

α Hipótesis que se basan en la teoría de la bóveda

La esencia de estas hipótesis aplicadas a los frentes de arranque es similar a la ya estudiada para el caso de las excavaciones horizontales. Como fundamento para la concepción de estas hipótesis en las excavaciones de arranque, sirvieron los

trabajos del francés Faiol, el cual, mediante la modelación, estudió visualmente el carácter de las zonas de deformación y destrucción de las rocas estratificadas en el techo de las excavaciones de arranque.

Como resultado de tales trabajos, Faiol elaboró y expuso la teoría de las bóvedas aplicadas en los frentes de arranque, la cual consiste en lo siguiente: Las zonas de destrucción de las rocas estratificadas, en el techo de las excavaciones de arranque, tienen una forma de bóveda cuyas dimensiones y orientación van a depender de las condiciones de yacencia. Faiol en sus experiencias y conclusiones sólo obtuvo resultados cualitativos del fenómeno estudiado, un posterior desarrollo tuvo esta teoría debido a los trabajos de M. M. Protodíaconov, quien propuso el método de cálculo de la carga sobre la fortificación en zonas ubicadas en los frentes de trabajo o cerca de ellos.

Protodíaconov consideró la sección transversal situada perpendicularmente al frente, y supuso que la bóveda de descarga, situada encima del frente de trabajo, descansaba sobre el mineral y las rocas derrumbadas sobre el mineral y relleno.

Además, Protodíaconov consideró que una franja por delante del frente se aplasta un cierto espacio (S).

Para el cálculo de la carga sobre la fortificación, Protodíaconov propuso la siguiente fórmula:

$$P_x = \frac{\gamma y_x}{\eta} \quad (1)$$

donde:

γ — peso volumétrico de las rocas,

η — número de apoyos en un 1 m² de techo.

$$y_x = \frac{a}{f} - \frac{x^2}{af} \quad (2)$$

donde:

a — semiancho de la bóveda.

f — coeficiente de fortaleza de la roca,

x — distancia del apoyo en estudio del frente.

Por lo cual, sustituyendo en la fórmula (1) el valor de Y_x , obtenemos:

$$P_x = \frac{\gamma(a^2 - x^2)}{naf}$$

El ancho de la banda que se aplasta, según Protodiaconov, por delante del frente de trabajo se calcula por la fórmula:

$$S = 0,26 \cos \alpha \sqrt{\frac{aH}{f}}$$

donde:

H — profundidad en que se realizan las labores,

α — ángulo de buzamiento del manto.

La carga sobre la fortificación, obtenida por las fórmulas anteriores, no depende de la profundidad en que se encuentre el frente de trabajo, ni de la rigidez de la fortificación empleada, lo cual como es sabido no es real.

Hipótesis que se basan en la teoría de los prismas deslizantes

La hipótesis de P. M. Tsimbarevich fue propuesta para capas horizontales de poca y media potencia y en ella se examinan las siguientes condiciones:

a) El espesor de las rocas desde el manto de material hasta la superficie es homogéneo.

b) El espesor es homogéneo, pero con la presencia de una capa resistente de roca.

c) El espesor es homogéneo, pero el techo directo se encuentra en un estado plástico.

Como punto de origen, suponemos que el espesor de roca desde el mineral a la superficie es homogéneo. Según el autor, en las condiciones dadas, el derrumbe del techo ocurre al descender una banda de rocas en forma de paralelepípedo oblicuángulo.

Del gráfico vemos que el peso del paralelepípedo será:

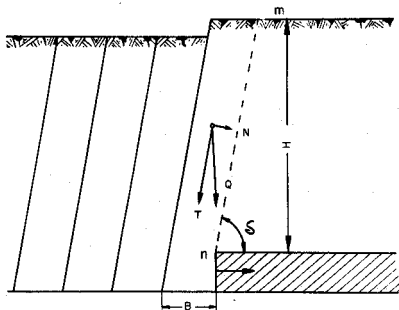


Fig. 67. Esquema de desplazamiento de la roca de la capa que se elabora según Tsimbarevich

$$Q = \gamma BH$$

donde:

B — ancho del espacio cercano al frente,

H — profundidad a que se realizan los trabajos.

Sobre la fortificación va a estar actuando la banda de rocas aún no derrumbada; al deslizamiento de esta banda o prisma por el plano N — n, se van a oponer las fuerzas de cohesión, la de fricción y la reacción de la fortificación, claro está, en caso de ésta existir.

La acción conjunta de las fuerzas de cohesión y fricción se toma en cuenta por el coeficiente de fricción $Tg \varphi$, siendo φ el ángulo de resistencia interna del macizo rocoso.

La fuerza que tiende a provocar el deslizamiento del prisma hacia abajo se puede determinar por la fórmula siguiente:

$$T = Q \operatorname{sen} \delta = \gamma BH \operatorname{sen} \delta$$

La fuerza que se opone al movimiento del prisma será:

$$F = N Tg \varphi = \gamma BH \cos \delta Tg \varphi$$

Las condiciones de equilibrio estarán dadas por:

$$F = T$$

o sea,

$$\gamma BH \operatorname{sen} \delta = \gamma BH \cos \delta Tg \varphi$$

$$Tg \delta = Tg \varphi$$

$$\varphi = \delta$$

Por lo que si el ángulo de fricción interna de las rocas es igual al ángulo de deslizamiento del prisma, el techo del frente de arranque será estable. Si los valores del ángulo δ superan a los valores de φ , ocurrirá el desplazamiento de las rocas y se necesitará el empleo de la fortificación para sostenerlo, y se determinará la carga sobre la fortificación por la expresión:

$$R \operatorname{sen} \delta = \gamma HB \operatorname{sen} \delta - \gamma HB \cos \delta Tg \varphi$$

$$R = \gamma HB - \gamma HB \cot \delta Tg \varphi$$

$$R = \gamma HB (1 - \cot \delta Tg \varphi)$$

Este valor (R) nos da la carga sobre la fortificación rígida; en caso de ser la fortificación flexible, esta carga como es sabido será menor debido a la flexibilidad de la fortificación.

Si bien es cierto que la hipótesis de Tsimbarevich refleja en parte las características del deslizamiento de las rocas, por otra parte presenta una serie de aspectos débiles, como por ejemplo, el considerar el deslizamiento según M-n, lo cual no es real, ya que se ha comprobado experimentalmente que dicha zona de deslizamiento es más compleja, y la superficie de deslizamiento cambia su ángulo varias veces.

Hipótesis que se basan en la teoría de vigas

Estas hipótesis, según algunos autores, fue dada a conocer por primera vez en Alemania en un trabajo realizado por Schulz y que fue publicado en el año 1867. Después, otros muchos investigadores le dieron al problema distintas interpretaciones como fueron las de: Friend, Sckard, Kusnesov y otros, hasta el desarrollo hecho por V. Slesarev, el cual recibió dentro de esta teoría el mayor auge. Slesarev, en su trabajo, en primer lugar dio a conocer que, según su criterio, el método por él elaborado era un método aproximado de ingeniería, pero que no obstante, se podía utilizar en los cálculos.

V. D. Slesarev fue uno de los primeros investigadores en el campo de la mecánica de las rocas que planteó que el problema examinado con respecto a los espacios de techos desnudados permisibles o límites, era una tarea volumétrica y que el techo desnudado era semejante a una placa que se encontraba libremente apoyada o empotrada. Él buscó métodos simples aproximados que permitieran, basados en el cálculo de una viga equivalente, obtener el de la placa. Para resolver esta tarea, Slesarev supuso que la placa y la viga (hechos de un mismo material y para todas las demás condiciones iguales) podían ser considerados como equivalentes en lo relativo a los valores de las tensiones y deformaciones en las secciones transversales más peligrosas si sus radios hidráulicos eran iguales. Como radio hidráulico, en este caso del techo desnudado, él tomó la relación entre el área de techo desnudado y su perímetro, teniendo en cuenta que cuando se determina este valor en las excavaciones de arranque, se debe tomar sólo el perímetro activo, o sea, aquella parte del perímetro total donde no esté quebrantado el enlace de las rocas del techo con el macizo.

Calculando la magnitud de la carga sobre la fortificación, utilizando la fórmula ya conocida y empleada en el caso de

las excavaciones subterráneas horizontales, pero introduciendo en ella la longitud equivalente, el valor de la carga será:

$$P = \gamma h_{gr} - \frac{4}{3} \sigma_T \frac{h_{gr}^2}{l_{eq}^2} t/m^2$$

donde:

$$l_{eq} = 2R_H = \frac{ab}{a+b} \quad (\text{para el caso general que el perímetro útil sea igual al total}),$$

h_{gr} — altura de las grietas, según Slesarev,

σ_T — límite de resistencia a la tracción,

γ — peso volumétrico.

La h_{gr} , según Slesarev, se obtiene al derivar la fórmula para determinar la carga vista anteriormente, con respecto a h y igualándola a cero:

$$h_{gr} = \frac{3}{8} \frac{\gamma l_{eq}^2}{\sigma_T}$$

Hipótesis que se basa en la teoría de los medios densos

Hipótesis de Labass

Esta hipótesis fue dada a conocer en una serie de artículos entre los años 1947-1951 y se basa en los trabajos de R. Fenner, de acuerdo con lo cual, alrededor de las excavaciones horizontales de sección circular se formaban 3 zonas:

I. Zona de tensiones disminuidas, en donde las rocas ablandadas se desplazan y por consiguiente se deforman en gran medida. En esta zona el valor de las tensiones no es grande y de ahí su nombre.

II. Zona de tensiones elevadas en la cual se produce la mayor diferencia entre las tensiones σ_x y σ_r y, por ende, tiene lugar la ruptura de la roca.

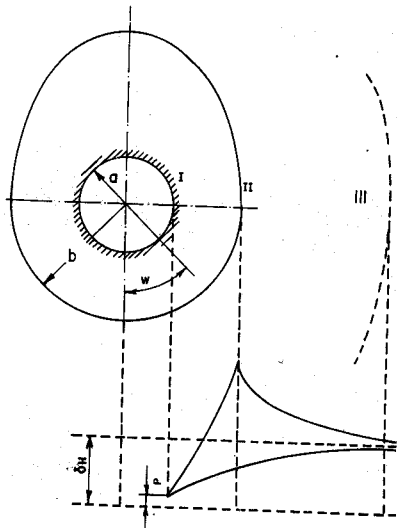


Fig. 68. Esquema de formación de las zonas fundamentales alrededor de la excavación

III. Zona en la que las tensiones no producen la destrucción de las rocas y se pueden producir deformacionesseudoplásticas. Esta zona va a estar limitada por el radio de influencia de la excavación.

Labass examina los frentes de arranque como una galería en la cual su eje se desplaza paralelo a sí.

El asegura que adelantando el frente, en el macizo surge un agrietamiento previo, que es debido a la flexión en las capas del techo. A medida que se va avanzando el frente, se forman nuevas grietas, esto, según él, no va a depender de la profundidad y puede difundirse hasta la misma superficie.

El grado de destrucción de las capas debilitadas en la zona I, según Labass, va a depender del espesor de estas capas; si la potencia de estas capas es pequeña, tiene lugar la separación de las capas según las grietas, en caso contrario, la destrucción ocurre bajo la influencia de las fuerzas de corte según el plano de grietas.

Labass considera que la presión tanto delante como detrás del frente de trabajo no es debida a la formación de la bóveda, sino a las capas de rocas que actúan de forma semejante a vigas en consolas.

Analizando el esquema de cálculo de Labass, en primer lugar señalamos que cada apoyo va a soportar una carga, producida por los siguientes factores:

- a) Peso de la roca que yace sobre él.
- b) Presión producto de la ampliación de la parte inferior del techo directo que se forma.
- c) Reacción del techo básico.

La carga sobre el apoyo (2) producto de la acción del peso de la parte formada de techo directo será:

$$P = L L' (e \delta \cos \alpha + \cdot P)$$

donde:

L — distancia entre filas de apoyos,

L' — distancia entre apoyos en una fila,

e — potencia de la parte formada de techo directo,

δ — peso específico de la roca,

α — ángulo de buzamiento de las capas,

P — presión que surge debida a la ampliación regular de la roca situada perpendicular a los planos de buzamiento. Labass no considera esta presión.

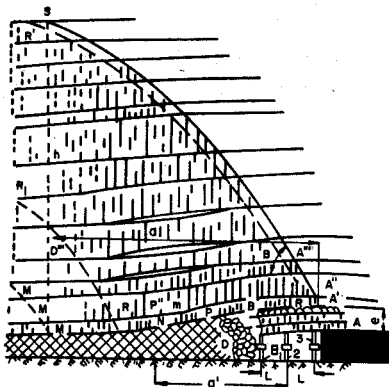


Fig. 69. Esquema de cálculo según Labass para la determinación de la carga sobre el apoyo de la fortificación en el frente

La presión sobre el apoyo 1 después de la extracción de la fila anterior D será:

$$P_1 = L L' e f \cos \alpha + \frac{L L'}{2} e f \cos \alpha$$

Labass supone que la presión de apoyo se transmite al manto de mineral y a los apoyos de la fortificación. Esta presión se

determina por el peso de roca que se encuentra en el triángulo AM'S', de donde la presión por este concepto sobre un apoyo será:

$$P' = Fl' \left(\frac{ah}{6} \delta \cos \alpha + \frac{a}{2} P \right)$$

donde:

a — luz (distancia de cálculo),

F — coeficiente que considera la sustitución de la luz (a) por el valor a' a/2 y h' — h/2.

El considera que en el cálculo de la presión sobre un apoyo el valor de F se puede tomar como 0,1, además introduce el coeficiente δ , que tiene en cuenta la rigidez de la fortificación, y el coeficiente f, que es una función de la flexión del techo básico. Teniendo en cuenta todo esto, propone la siguiente fórmula para determinar la presión sobre un apoyo:

$$P = LL' e \delta f \cos \alpha + 0,1 L' \left(\frac{ah}{2} f \cos \alpha + \frac{a}{2} P \right) Sf$$

El propone que se determine el valor de P para la condición $Sf \rightarrow 1$.

Como críticas a esta hipótesis de Labass podemos señalar:

- 1) En su metodología de cálculo se utilizan incógnitas F, f, s, p.
- 2) Los resultados que se obtienen por sus fórmulas de cálculo se diferencian bastante de los reales.
- 3) El considera para todos los tipos de rocas y en todas las condiciones el mismo esquema, lo cual trae consigo una presentación incorrecta del sistema fortificación-macizo.

El análisis de las hipótesis de presión minera, aplicada en los frentes de arranque, demuestra que la tarea de crear métodos de cálculo que se fundamentan en los parámetros e índices principales del surgimiento de la presión minera aún no se encuentra resuelta y solamente se han obtenido algunos resultados parciales que nos llevan a soluciones en algunos casos específicos.

BIBLIOGRAFÍA

BOKI, B. V.; A. ZIMINA; O. V. TIMOFEEV Y V. V. SMIMIÁKOV: *Tecnología y mecanización compleja en la ejecución de las excavaciones*. Ed. Nedka, URSS, 1972.

BORISOV, A. A.: *Cálculo de la presión minera en dos frentes*. Ed. Nedka, URSS, 1964.

—————: *Mecánica de las rocas*. URSS, 1968.

BURCHTEIN L. S.: *Ensayos estáticos y dinámicos de las rocas*. Ed. Nedka, URSS, 1970.

CHUPRUNOV, G. D.: *Tecnología y mecanización compleja en la ejecución de excavaciones mineras*. Ed. Nedka, URSS, 1970.

KORABLEV, A. A.: *Métodos contemporáneos y equipos para el estudio del estado tensional del macizo rocoso*. Ed. Nauka, URSS, 1969.

KOTLIAROV, C. I.: *Trabajos mineros, ejecución y fortificación de excavaciones subterránea*. 1971.

LIBERMAN, Y. M.: *Presión sobre la fortificación de excavaciones capitales*. Ed. Nauka, URSS, 1969.

NOMTADZE, V. D.: *Métodos de investigación científica de las propiedades físico-mecánicas de las rocas*. Ed. Nedka, URSS, 1972.

MAKCI MOV, A. P.: *Mecánica de rocas y fortificación de excavaciones*. Ed. Nedka, URSS, 1973.

MELBNIKOV, C. I.: *Ejecución y fortificación de excavaciones mineras*. Ed. Nedka, URSS, 1972.

NASONOV, L. N.: *Fortificación de excavaciones mineras*. Ed. Nedka, URSS, 1959.

—————: *Mecánica de rocas y fortificación de excavaciones mineras*. Ed. Nedka, URSS, 1969.

PANOV, A. D.; K. V. RUPPENBIT Y Y. M. LIBERMAN: *Presión minera en las excavaciones preparatorias y de arranque*. URSS, 1959.

PROTODIACONOV, M. M.; M. I. KOIFMAN; C. E. CHIRKOV y otros: *Pasaporte de resistencia de las rocas y métodos de su determinación*. URSS, 1964.

SMIRNIAKOV, V. V.: *Mecánica de las rocas*. Publicación interna, Universidad de Oriente, 1967.

—————: *Observación de la aparición de la presión minera en las condiciones de minas*. URSS, 1972.

SPIVAK, A. N.: *Mecánica de rocas*. Ed. Nedka, URSS, 1969.

STAMATIU, M.: *Mecánica de rocas*. Ed. Didáctica Pedagógica, Rumania, 1962.

BARON, L. I.; E. Z. POZIN Y B. M. LOGUNTSOV: *Determinación de las propiedades de las rocas*. URSS, 1962.

VNIMI: *Exigencias temporales para la composición y para los métodos de pruebas mecánicas de las rocas durante la exploración de yacimientos minerales útiles para la proyección de las excavaciones subterráneas*. URSS, 1966.

—————: *Presión minera, desplazamiento de las rocas*. URSS, 1970.