

Roberto Blanco Torrens

**ELEMENTOS
DE LA MECÁNICA
DE LOS
MACIZOS
ROCOSOS**

EDITORIAL
"FÉLIX VARELA"

LA HABANA, 1998

Edición y corrección: Lic. Mayra del Águila Muñiz
Diseño interior: Ramón Jiménez Sánchez
Diseño de cubierta: Lic Arsenio Fournier Cuza
Composición y diagramación: Dayami Rosabal Hidalgo
Realización y emplane: Frank Herrera García y Lic. Arsenio Fournier Cuza.

@ Roberto Blanco Torrens, 1998
@ Sobre la presente edición:
Editorial Félix Varela, 1998

Editorial Félix Varela
San Miguel No.1111
e/ Mazón y Basarrate, El Vedado
Ciudad de La Habana, Cuba

ISBN 959-258-001-4

ÍNDICE

PRÓLOGO/VII

- CAPÍTULO I.** Características estructurales y propiedades másicas de las rocas/1
- 1.1. Propiedades másicas de las rocas/7
 - 1.2. La presencia del agua en la roca/12
 - 1.3. Agrietamiento del macizo rocoso/14

- CAPÍTULO II.** Resistencia de las rocas. Métodos para su determinación/17
- 2.1. Resistencia a la compresión/19
 - 2.2. Resistencia a la tracción/29
 - 2.3. Resistencia al corte (cizallamiento)/37
 - 2.4. Resistencia a la flexión/40
 - 2.5. Determinación de los índices de resistencia en condiciones naturales, o sea, *in situ*/43
 - 2.6. Pasaporte de resistencia/47
 - 2.7. Métodos para la construcción de los pasaportes de resistencia/60

- CAPÍTULO III.** Características de deformación de las rocas/69
- 3.1. Índices de deformación de las rocas/72
 - 3.2. Determinación E y μ /79
 - 3.3. Deformación de la roca con el tiempo/93
 - 3.4. Modelos reológicos (estructurales)/98
 - 3.5. Estudio de las características reológicas de las rocas/116

CAPÍTULO IV. Índices tecnológicos de las rocas/120

- ✦ 4.1. Fortaleza de la roca/120
- ✦ 4.2. Dureza de la roca/124
- ✦ 4.3. Abrasividad/126
- 4.4. Perforabilidad/127
- 4.5. Explosionabilidad/128
- 4.6. Resistencia de las rocas al corte/128

CAPÍTULO V. Estado tensional del macizo/129

- 5.1. Estado tensional del macizo en su estado natural (macizo no afectado)/129
- 5.2. Estado tensional del macizo alrededor de las excavaciones/134
- 5.3. Análisis de la concentración de tensiones en el contorno de las excavaciones/145
- 5.4. Análisis de la distribución de tensiones alrededor de una excavación en un medio elástico-plástico/148

CAPÍTULO VI. Métodos experimentales para el estudio del estado tensional del macizo/154

- 6.1. Método de polarización óptica/154
- 6.2. Métodos de estudio *in situ*, del estado tensional/156
- 6.3. Método de descarga/157
- 6.4. Método de restablecimiento de tensiones/168
- 6.5. Método de barreno/171
- 6.6. Métodos geofísicos/183

CAPÍTULO VII. Estabilidad del macizo rocoso/188

- 7.1. Formas de pérdida de estabilidad/189
- 7.2. Criterios para la evaluación de la estabilidad del macizo rocoso/191

CAPÍTULO VIII. Hipótesis de presión minera/217

- 8.1. Hipótesis de presión minera para excavaciones horizontales/218
 - ✓ Hipótesis de Protodiakonov/218
 - Teoría de Birbaumer/221
 - ✓ Hipótesis de Tsimbarevich/223
 - Teoría de Slesarev/227
 - Hipótesis de Borisov/234
 - Presión por el piso de la excavación/236
 - Hipótesis de Fenner-Labass/240
 - Hipótesis de Ruppineit/243
 - Hipótesis de Liberman/247
- 8.2. Hipótesis de presión minera para excavaciones verticales/255
 - Hipótesis de Protodiakonov/256
 - Hipótesis de Tsimbarevich/258
 - Hipótesis de Fenner-Labass/262
 - ✓ Hipótesis de Ruppineit/265
 - ✓ Metodologías de cálculo basadas en trabajos experimentales/268

CAPÍTULO IX. Métodos experimentales para el estudio de la presión minera/171

- 9.1. Métodos experimentales de laboratorio/271
 - Método de modelación con el empleo de materiales equivalentes/271
 - Método de modelación centrífuga/281
 - Método combinado de modelación/283
 - Otros métodos de modelación/284
- 9.2. Métodos experimentales en condiciones naturales/285

- 9.2.1. Estudio del proceso de interacción macizo-fortificación/285
 - Determinación de la carga sobre la fortificación/286
 - Métodos indirectos para determinar la carga sobre la fortificación/293
- 9.2.2. Determinación de los desplazamientos que se producen en el macizo/297

CAPÍTULO X. Modelos de interacción macizo-fortificación para el estudio de la presión minera/301

- 10.1. Modelo elástico de interacción/304
- 10.2. Modelo elástico-viscoso de interacción/307
- 10.3. Modelo plástico-rígido de interacción/310
- 10.4. Modelo elástico-plástico homogéneo de interacción/315
- 10.5. Modelo de interacción elástico-plástico heterogéneo/317
- 10.6. Modelo de interacción elástico-plástico-viscoso/319
- 10.7. Modelo de interacción plástico-viscoso/320
- 10.8. Algunas consideraciones finales sobre la utilización de los modelos de interacción para el estudio de la presión minera/321

BIBLIOGRAFÍA/325

PRÓLOGO

El presente título tiene como objetivo servir de texto básico a la asignatura **Mecánica de Rocas** que se imparte al 4to año de la carrera de Ingeniería de Minas.

Su contenido se ha estructurado en 10 capítulos, los cuatro primeros se orientan al estudio de las propiedades de las rocas, los macizos y las vías para su estudio; en los capítulos 5 y 6 se estudia el campo tensional en los macizos rocosos antes y después del laboreo de excavaciones y diferentes métodos que se emplean para su caracterización; en el capítulo 7 se estudian diferentes métodos de valoración de la estabilidad de las excavaciones subterráneas y el macizo rocoso, partiendo de las características y tipos de macizos; por último, en los capítulos 8, 9 y 10 se trata sobre el estudio y determinación de la presión minera.

En el presente título se ofrecen tablas con propiedades físicas, de resistencia y deformación de rocas y minerales de diferentes minas y yacimientos de nuestro país, obtenidas experimentalmente por diferentes investigadores, entre ellos, el autor.

El presente material puede también ser utilizado por los alumnos de la especialidad de Fortificaciones de la Antonio Maceo, y ser de utilidad a ingenieros y profesionales que se ocupen de la proyección, investigación y construcción de minas y obras subterráneas.

Agradecemos por anticipado cualquier crítica, señalamiento o sugerencia que permita mejorar la calidad de nuestro trabajo.

CAPÍTULO I

CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES Y PROPIEDADES MÁSICAS DE LAS ROCAS

Las rocas están constituidas por partículas minerales enlazadas entre sí por las fuerzas de interacción molecular o por sustancias cementantes. Sin embargo, a pesar de esto, ellas no se pueden considerar como cuerpos totalmente monolíticos, ya que presentan poros, oquedades, grietas, etcétera.

Para las rocas es característico la heterogeneidad de su estructura y de su composición (textura). Se entiende por estructura de las rocas la disposición recíproca de las distintas partículas minerales o de los agregados minerales en los que las rocas pueden descomponerse. La estructura comprende la constitución (amorfa o cristalina), las dimensiones y formas de los grupos minerales y el carácter del enlace entre ellos. Los tipos de estructuras más comunes son: la cristalina de grano grueso, la cristalina de grano fino, la criptocristalina y la vidriosa, entre otras.

Por textura de la roca se entiende la disposición de los elementos estructurales y mecánicos en las capas de roca. Los tipos de texturas más conocidos son: másica, esquistosa, estratificada, agrietada y desordenada.

Por su origen las rocas se clasifican en tres grandes grupos: magmáticas, sedimentarias y metamórficas. Como se conoce el origen de la roca no determina, en forma definida, su composición mineralógica y constitución, por lo que su génesis no puede ser tomada como base para su clasificación, según sus propiedades físicas.

Desde el punto de vista de la mecánica de rocas y la construcción subterránea es más utilizada la clasificación de las rocas basada en las características del enlace entre las partículas componentes.

De acuerdo con las características del enlace entre los granos que conforman las rocas se pueden diferenciar los siguientes tipos:

Rocas fuertes: Poseen enlaces elásticos entre las partículas minerales componentes (areniscas, granitos y otras). Estas rocas se caracterizan

por su alta resistencia y por su incompresibilidad. Ellas sólo permiten el paso del agua a través de los poros, grietas y otros vacíos que posean.

Las propiedades de mayor interés, de este tipo de rocas, desde el punto de vista de la mecánica de rocas son: su resistencia, su estoicidad o tesura y la presencia en ellas de zonas de debilitamiento estructural o fracturación.

La resistencia de las rocas se expresa por medio de los denominados índices de resistencia, los cuales pueden ser determinados en trabajos *in situ* o de laboratorio para distintos estados tensionales.

Cualquier macizo rocoso generalmente posee superficies de debilitamiento (estratificación, esquistosidad, agrietamiento, etcétera), por lo que habitualmente la resistencia de la roca en el macizo es menor que la de las muestras que se ensayan en el laboratorio.

Si las superficies de debilitamiento se orientan en una determinada dirección, entonces el macizo va a poseer propiedades mecánicas anisotrópicas; en tanto que si las superficies de debilitamiento no se orientan, o sea se disponen en cualquier orden, las rocas van a poseer casi iguales características mecánicas en todas las direcciones, acercándose a las características de los cuerpos isotrópicos.

Las rocas fuertes en el macizo pueden presentar características preponderantemente elásticas y elastoplásticas, siendo este último estado el más representativo y en dependencia del carácter de aplicación de las cargas estas rocas pueden comportarse como un cuerpo frágil o plástico.

Desde el punto de vista de la construcción subterránea es de interés conocer el comportamiento reológico de estas rocas, o sea las características de deformación con el tiempo.

Por estoicidad o tesura habitualmente se entiende la oposición que presentan las rocas a disminuir su resistencia por efecto de la erosión, el agua, la atmósfera subterránea, la disolución de algunos minerales y otros factores.

Este parámetro se caracteriza por el llamado coeficiente de tesura (o de estoicidad) el cual nos indica en cuánto disminuye la resistencia por estas causas y se calcula por la expresión:

$$K_T = \frac{R'_c}{R_c} \quad (1.1)$$

donde:

- R_c - resistencia lineal a compresión en el momento analizado, MPa
- R'_c - resistencia lineal a compresión inmediatamente después de denudada la roca, MPa.

En los trabajos subterráneos este parámetro es particularmente importante cuando la excavación se vaya a dejar sin fortificar o en los casos que se fortifique, pero no se garantice la aislación de la roca denudada del ambiente subterráneo.

La mayor reducción de la resistencia tiene lugar en las rocas débiles del tipo de los esquistos arcillosos, la menor en las rocas fuertes del tipo de las calizas areniscas, y en las rocas eruptivas. Según datos de la literatura, la resistencia a la compresión de los esquistos arcillosos ubicados directamente en el contorno de la excavación, después de transcurrido un año de su denudamiento disminuye de 3 - 5 veces y esta disminución de la resistencia ocurre a una distancia hasta 1.0 - 1.2 m del contorno de la excavación (Fig. 1.1, curva 1). En las areniscas para este mismo periodo de tiempo la disminución de la resistencia en el contorno resulta de 25 - 40 % y la zona de resistencia disminuida se extiende en 50 - 60 cm hacia el interior del macizo (Fig. 1.1, curva 2). Según las investigaciones realizadas por el autor, para las rocas del tipo de las dunitas y peridotitas, que tienen su mayor difusión en las minas de la zona oriental de Cuba, la disminución de la resistencia de las rocas en el contorno de la excavación resulta de un 20 - 30 % con una zona de afectación de 0.6 - 0.7 m (Fig. 1.1, curvas 3 y 4).

La disminución de la resistencia, Figura 1.1, de las rocas en la zona cercana al contorno cuando se mantienen las tensiones actuantes, conlleva a la destrucción de las rocas y a su desprendimiento. En estos casos como medida profiláctica se recomienda aislar las rocas denudadas de la atmósfera y cuanto más rápido, mejor, debido a que la mayor intensidad de la disminución de la resistencia ocurre en el primer momento después del laboreo de la excavación.

Se puede prevenir la acción de los factores externos sobre las rocas al usar diferentes revestimientos aislantes y torcretado, que se aplica sobre la superficie de las rocas directamente en el frente de trabajo.

Rocas ligadas: Representantes de este tipo de rocas son las arcillas, margas, carbón de piedra, turba, esquistos y otros. Estas rocas están

compuestas por partículas cuyos diámetros oscilan desde 0,0001 - 0,05 mm . En las rocas arcillosas las dimensiones de las partículas son menores que 0,005 mm .

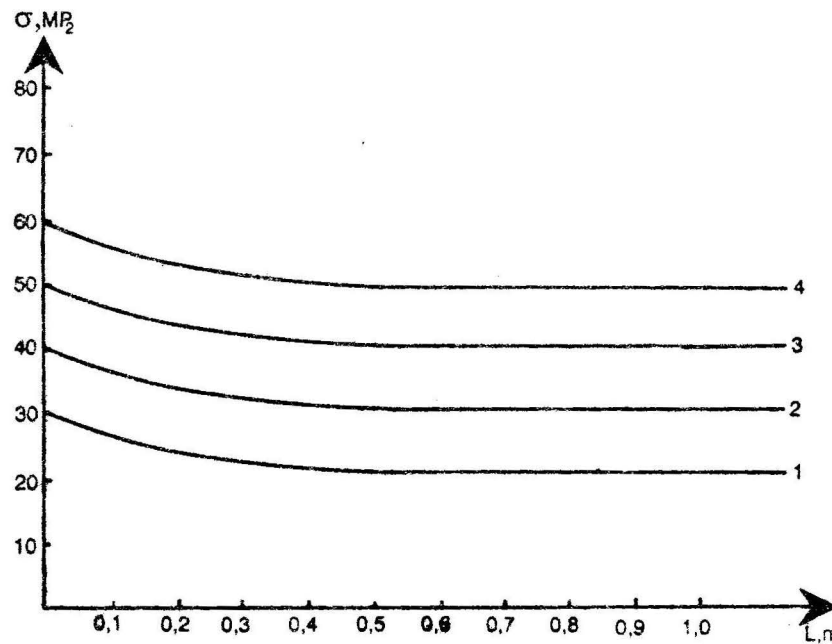


FIGURA I.1. Variación de la resistencia de la roca en dependencia de la distancia al contorno de la excavación. Curva 1: Esquistos arcillosos. Curva 2: Areniscas. Curva 3: Dunitas. Curva 4: Peridotitas.

Las rocas ligadas (las arcillosas) en dependencia de su contenido de agua libre pueden encontrarse en estado sólido, plástico o fluido.

Para las rocas ligadas se cumple la siguiente expresión: (ver Figura I.2)

$$\tau = c + \sigma n \operatorname{Tg} \rho = \sigma n f_0 \quad (1.2)$$

donde:

- c : fuerza de cohesión entre las partículas de roca
- ρ : ángulo de fricción interna
- f_0 : coeficiente de fricción interna.

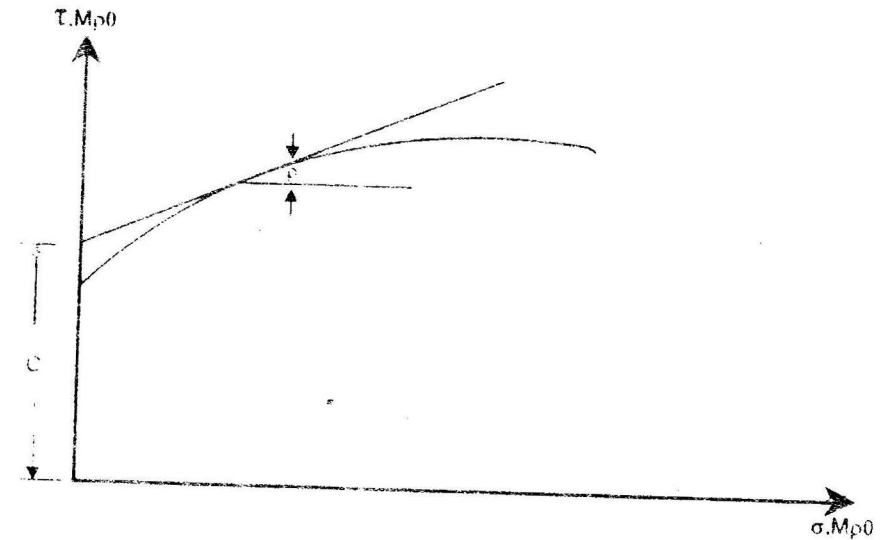


FIGURA I.2. Dependencia $\sigma - \tau$ para las rocas ligadas.

Rocas desligadas: A diferencia de las rocas ligadas, en las que existe una gran cohesión entre las partículas componentes, 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 o nula.

En este tipo de roca la forma se conserva debido al peso de las partículas componentes y a la fuerza de fricción que existe entre ellas.

Para este tipo de roca la magnitud de la tensión crítica al cortante se puede determinar por la expresión:

$$\tau = \tau_1 + \sigma n f_0 \quad (1.3)$$

donde:

- τ_1 : resistencia al corte debido a la cohesión.

Si la cohesión fuese nula, o sea $c = 0$ (ver Figura 1.3)

$$\tau = f_0 \sigma \quad (1.4)$$

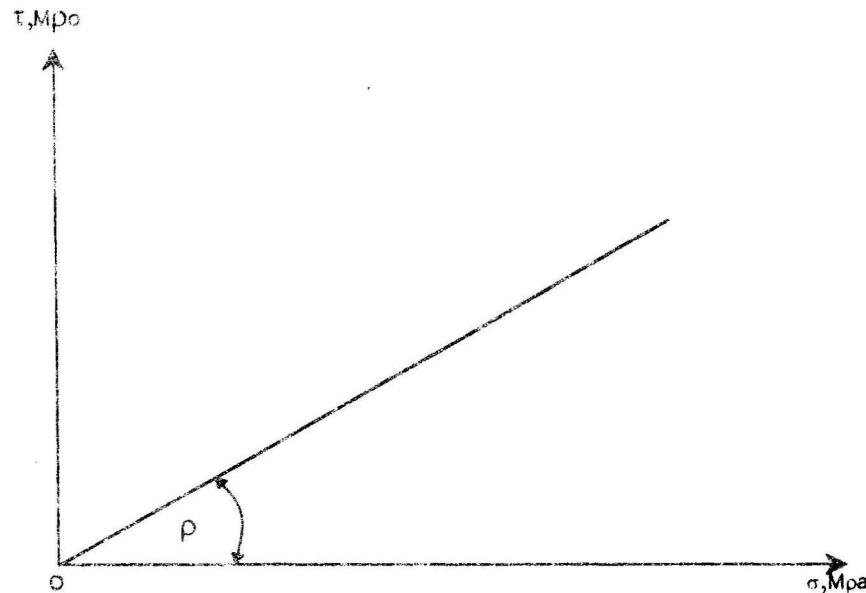


FIGURA 1.3. Dependencia $\sigma - \tau$ para rocas desligadas.

Rocas movedizas: Durante los trabajos de construcción subterránea habitualmente se le presta una especial atención a este tipo de macizo, por las características que él posee y dificultan en gran medida los trabajos subterráneos.

Las rocas movedizas están conformadas por una fase sólida y otra líquida y poseen la propiedad de moverse. La movilidad de estas rocas y el empuje del agua por ello originado es la causa de que se produzcan grandes afectaciones sobre las obras subterráneas.

Los terrenos movedizos se dividen en no desecables (terrenos movedizos típicos) y desecables (seudomovedizos). Los primeros contienen partículas arcillosas y coloidales además de agua combinada, en tanto que los

seudomovedizos se forman por la mezcla de arenas homogéneas sin partículas arcillosas y es por ello que son fácilmente secables, con lo cual aumenta su estabilidad.

1.1. PROPIEDADES MÁNICAS DE LAS ROCAS

Masa volumétrica (γ_r): Se define como la masa de un volumen de roca en su estado natural. La magnitud de γ_r se calcula por la expresión:

$$\gamma_r = \frac{g}{V}; \quad g/cm^3; \quad kg/m^3 \quad (1.5)$$

donde:

g : peso de la muestra, g o kg.

V : volumen de la muestra de roca en su estado natural, cm^3 o m^3 .

Esta propiedad puede ser determinada en condiciones de laboratorio o en trabajos *in situ*.

Peso específico (γ_e): Es el peso de la unidad de volumen de roca en un estado completamente denso. La magnitud de γ_e se puede calcular por la expresión:

$$\gamma_e = \frac{g_s}{V_s}; \quad g/cm^3; \quad kg/m^3 \quad (1.6)$$

donde:

V_s : volumen de la muestra de roca en un estado denso, cm^3 o m^3 .

Para la determinación de esta propiedad en condiciones de laboratorio se utiliza el método picnométrico.

Porosidad de las rocas (N): Es el grado de llenado del volumen de la roca por los poros. Su magnitud se calcula por la expresión:

$$N = \frac{V_p}{V} = \frac{V - V_s}{V} = 1 - \frac{V_s}{V} \quad (1.7)$$

también:

$$N = 1 - \frac{\gamma_r}{\gamma_e} \quad (1.8)$$

Pero como $\frac{\gamma_r}{\gamma_e} = D$, se puede decir que:

$$N = 1 - D \quad (1.9)$$

Esta magnitud que se calcula es la denominada porosidad total que está formada por la porosidad abierta y por la cerrada.

La porosidad abierta (N_a) puede ser determinada en condiciones de laboratorio por el método de saturación y como es lógico ella siempre debe ser inferior a la total, o sea $N_a < N$.

Esponjamiento: Es la capacidad de la roca de aumentar su volumen después de ser separada del macizo. El grado de esponjamiento se evalúa por el denominado coeficiente de esponjamiento (K_e) que se determina por la expresión:

$$K_e = \frac{V_m}{V} \quad (1.10)$$

siendo:

V_m : volumen de roca mullida, m^3

V : volumen de roca en el macizo, m^3 .

La magnitud del coeficiente de esponjamiento para una misma roca depende del método que se utiliza para separar la roca del macizo y de las dimensiones de los pedazos que se obtienen como resultado de esta operación. Con el tiempo la magnitud de K_e disminuye ya que la roca se densifica bajo la acción de la fuerza de gravedad.

Las propiedades máscas de las rocas son utilizadas en las diferentes etapas de la actividad minera. Así tenemos que la densidad de la roca es uno de los parámetros básicos durante los trabajos geofísicos.

La masa volumétrica y el coeficiente de esponjamiento influyen durante la elección del medio de transporte a emplearse y la porosidad de las rocas ejerce una gran influencia sobre las características de resistencia, deformación e hidrodinámicas de las rocas.

En la Tabla 1 se ofrecen valores obtenidos de la literatura de la masa volumétrica y coeficiente de esponjamiento de diferentes tipos de rocas, los cuales vienen relacionados con el grado de fortaleza de la roca; en tanto que en la Tabla 2 se ofrecen valores de las propiedades máscas de las rocas de algunas minas y yacimientos de nuestro país, las que fueron determinadas en trabajos de laboratorio.

TABLA 1. Características de las rocas

Tipo de roca	Coeficiente de fortaleza, f	Masa volumétrica γ , kg/m^3	Coeficiente de esponjamiento K_e	Ángulo de fricción interna ϕ , grados
Las cuarcitas y basaltos más densos y fuertes. Otras rocas que se pueden incluir por su fortaleza	20 o más	2 800 - 3 000	2, 2	82 - 87
Las rocas graníticas, porfírida y cuarcita muy fuertes. Las calizas más fuertes	15 - 18	2 600 - 2 800	2,2	82 - 85
Cuarzo fuerte, calizas y conglomerados muy fuertes, mineral de hierro, mármol y dolomita fuerte.	9 - 15	2 500 - 2 600	2,0 - 2,1	80 - 82
Mineral de hierro, esquistos y areniscas suficientemente fuertes	6 - 9	2 400 - 2 500	2,0	75 - 80
Esquistos areniscos fuertes, calizas y areniscas medianamente fuertes	4 - 6	2 400 - 2 600	1,8 - 2,0	67 - 75
Esquistos arcillosos fuertes, calizas y areniscas no fuertes, conglomerados débiles, esquistos no fuertes, mangas	1,5 - 4	2 500 - 2 700	1,8 - 2,0	64 - 72

TABLA 1. (Continuación)

Tipo de roca	Coefficiente de fortaleza, f	Masa volumétrica y kg/ m³	Coefficiente de esponjamiento, k _e	Angulo de fricción interna, p grado
Esquistos débiles, calizas muy débiles, yeso, sal de piedra, antracitas, margas, carbón de piedra, grava cementada	1,5 a 2,5	1 800 a 2 400	1,4 a 1,7	55 a 62
Arcilla, carbón de piedra débil, terreno arcilloso, grava, loess	0,8 a 1,5	1 500 a 1 800	1,25 a 1,40	38 a 50
Tierra vegetal, turba terrosa-arcillosa, arena húmeda	0,6 a 0,8	1 400 a 1 700	1,20 a 1,30	
Arenas y gravas débiles, tierras amontonadas	0,4 a 0,6	1 500 a 1 600	1,10 a 1,20	25 a 28
Terreno pantanoso y otros terrenos débiles	0,3 y menos	1 500 a 1 700	1,05	16 a 20

TABLA 2. Propiedades másicas de las rocas

Abstracción yacimiento	Tipo de roca	Masa volumétrica g/cm³	Densidad g/cm³	Porosidad total %
Terrenos	Tobos de granos medianos	2,17	2,57	15,7
	Mármol de travertino	2,64	2,73	3,30
	Tobos arenosos	2,47	2,71	8,63
	Tobos densos	2,62	2,74	4,80
	Calizas de granos medios	2,67	2,76	3,60
Sector Mina Blanca El Cobre	Conglomerados tobaceos	2,47	2,69	7,70
	Calizas meteorizadas	2,44	2,67	8,60
	Porfita Conglomerado tobaceo	2,60	2,76	5,75
		2,45	2,63	3,35
Sector Mina Blanca El Cobre	Tobos de granos gruesos	2,55	2,68	5,1
	Tobos densos de granos medios	2,60	2,73	3,1
	Porfita	2,57	2,67	4,1
	Conglomerado tobaceo	2,47	2,69	8,3
Tipo Caren	Durita res serpentizada	2,68	2,81	5,61
	Peridotita	2,64	2,79	3,58
Tipo Caren	Peridotita serpentizada	2,71	2,84	4,80
	Mármol de granos	2,63	2,76	4,94
Mina Folia	Mármol de hierro	3,95	4,35	6,10
	Scam granítico	3,74	4,09	9,30
	Porfita	2,79	2,84	1,65
	Granito	2,71	2,75	1,40

TABLA 2. (Continuación)

Mina o yacimiento	Tipo de roca	Masa volumétrica g/cm ³	Densidad g/cm ³	Porosidad total %
Mina corralito	Serpentinita poco agrietada	2,64	2,73	3,41
	Mineral de cromo	3,26	-	-
	Serpentina medianamente agrietada	2,59	2,71	4,63
	Peridotita	2,79	2,89	6,45
Merceditas	Dunita no serpentinizada	2,55	2,78	8,3
	Dunita serpentinizada	2,48	2,69	7,9
	Peridotita	2,61	2,84	8,2
	Mineral de cromo	3,71	3,87	4,1
Amores	Peridotita	2,56	2,81	8,9
	Dunita	2,48	2,73	9,2
	Cromita	3,83	3,97	4,03
Trasvase este-oeste	Serpentinita	2,13	2,61	18,3
	Gabro-deabassa	2,47	2,60	5,6
	Serpentinita	2,24	2,58	13,1

1.2. LA PRESENCIA DEL AGUA EN LA ROCA

Las rocas siempre contienen una determinada cantidad de agua, la cual puede ser químicamente ligada, físicamente ligada y libre.

Se llama agua químicamente ligada a la que entra a formar parte de la red cristalina de los minerales. La eliminación o transformación de esta agua provoca la destrucción del mineral.

El agua físicamente ligada está estrechamente unida, por las fuerzas moleculares de atracción, a las partículas de las rocas sólidas, cubriéndolas en forma de película. La cantidad de esta agua depende de la mojabilidad de la roca.

Se entiende por mojabilidad de una roca a la capacidad que ella tiene de recubrirse con una película líquida. La mayoría de las rocas poseen una

buena característica de mojabilidad, lo cual va ligado a su capacidad de absorción, o sea a la capacidad de la roca de concentrar sobre sí moléculas de agua por la atracción electrostática.

La cantidad de agua físicamente ligada se valora por los índices de hidroscopicidad y máxima capacidad de humedad molecular.

La máxima hidroscopicidad (H_{max}) es la mayor cantidad de humedad que es capaz de absorber la roca del aire cuando existe una humedad relativa del 94 %.

En tanto la humedad molecular (H_m) es el agua retenida, por las fuerzas moleculares de atracción, sobre la superficie de la roca.

Con respecto al agua libre ella puede encontrarse en forma de agua capilar retenida en los poros de pequeñas dimensiones por las fuerzas de suspensión capilar y en forma de agua gravitacional, relleno de los poros grandes. Esta agua gravitacional se traslada en las rocas por la acción de la gravedad o la presión.

La máxima cantidad de agua libre (capilar y gravitacional), que puede contener una roca se caracteriza por su humedad total (W), siendo:

$$W = \frac{g_F - g_s}{g_s} \quad (1.11)$$

siendo:

g_F : peso de la roca saturada en agua, g

g_s : peso de la roca seca, g.

Para caracterizar la existencia del agua libre de las rocas en su estado natural se utiliza el denominado índice de humedad natural (W_n) que caracteriza la cantidad de agua que contiene una roca en su estado natural.

$$W_n = \frac{g - g_s}{g_s} \quad (1.12)$$

La humedad tiende a disminuir las características de resistencia de las rocas, así tenemos que el llamado coeficiente de reblandecimiento (K_R) rela-

ciona la resistencia a compresión de una roca saturada en agua con su resistencia a la humedad natural, o sea:

$$K_R = \frac{R_c^s}{R_c^R} \quad (1.13)$$

donde:

R_c^s : resistencia de la roca saturada, MPa

R_c^R : resistencia de la roca con su humedad natural, MPa.

Este coeficiente en rocas estables ante el agua debe ser superior a 0.75.

Otra acción negativa que puede provocar el agua es la hinchazón de la roca, o sea el aumento de su volumen al saturarse de agua.

1.3. AGRIETAMIENTO DEL MACIZO ROCOSO

Como es conocido el agrietamiento de los macizos rocosos es la principal causa de afectación de su continuidad. En la Geología Estructural el término grieta tiene un significado bastante amplio que va desde las grandes rupturas producidas por fenómenos tectónicos hasta afectaciones microscópicas; en dicha disciplina se estudia todo lo relacionado con la formación de las grietas, las leyes del desarrollo del proceso de agrietamiento en la corteza terrestre y la clasificación de las grietas.

Por su parte en la Mecánica de Rocas y otras disciplinas afines a ella el término se comprende como una superficie de separación por medio de la cual se produce una ruptura del campo deformacional.

En la actualidad son usadas diferentes clasificaciones del agrietamiento en dependencia del objetivo que se persiga, tales como: la genética, la ingeniería geológica, la geométrica y la hidrogeológica entre otras.

El estudio del agrietamiento, en la Mecánica de Rocas, se enfoca a partir del rol que él desempeña en el debilitamiento del macizo rocoso y por el efecto que esto produce en la estabilidad de las excavaciones subterráneas, en los taludes, obras y construcciones.

En las últimas tres décadas se ha realizado una intensa investigación del agrietamiento del macizo rocoso, lo cual se encamina a la resolución de las más variadas tareas tanto geológicas, hidrogeológicas, mineras y relativas a la construcción subterránea.

Las principales direcciones en que se desarrollan estas investigaciones tienen como objetivos.

- Lograr crear una metodología integral para la valoración del agrietamiento del macizo rocoso.
- Establecer la relación existente entre el agrietamiento y la estructura tectónica del macizo rocoso.
- Establecer la relación entre el agrietamiento y las características de resistencia del macizo, así como la influencia de esto en la estabilidad del sistema excavación-macizo.
- Proponer una clasificación ingenieril única del agrietamiento.
- Profundizar en el estudio de las causas del agrietamiento.
- Desarrollar métodos específicos de evaluación del agrietamiento que permitan tareas concretas.

El agrietamiento según la causa por la que se forma puede ser natural y artificial. El agrietamiento natural está ligado a las particularidades del origen del macizo rocoso y a los cambios en él producidos a causa de los procesos endógenos y exógenos, así como a los efectos de la erosión.

El agrietamiento artificial se produce como resultado de la acción sobre el macizo de diferentes afectaciones ligadas a los procesos tecnológicos del laboreo y construcción de diferentes obras. En particular ejercen un efecto significativo en la formación de este agrietamiento, también denominado secundario, los trabajos con explosivos.

Para la evaluación del agrietamiento del macizo rocoso existen un gran número de métodos, los cuales se unen en los siguientes grupos: métodos geológicos, métodos físicos, métodos de resistencia, métodos de producción y métodos de modelación.

Los más usados en la esfera de la construcción subterránea son los métodos geológicos y de producción que se realizan en condiciones *in situ* y los de modelación que se hacen en trabajos de laboratorio.

Para el cálculo de la influencia del agrietamiento sobre las características de resistencia del macizo rocoso, comúnmente, se emplea el coeficiente de debilitamiento estructural, K_d el cual caracteriza la relación entre la resistencia de una roca agrietada respecto a una monolítica. El valor de K_d

depende de un gran número de factores, causa por la cual es difícil establecerlo con exactitud. La dependencia de K_d de algunos factores se da en la Tabla 3.

TABLA 3. Valores del coeficiente k_d

Límite de la resistencia lineal a comp. MPa	Relación L/l_c							
	1	2	4	6	8	10	12	14
4	1,0	0,90	0,75	0,70	0,65	0,60	0,60	0,60
8	1,0	0,85	0,70	0,60	0,55	0,50	0,50	0,50
20	1,0	0,80	0,60	0,50	0,45	0,40	0,35	0,35
40	1,0	0,75	0,50	0,40	0,35	0,30	0,25	0,25
60	1,0	0,65	0,45	0,35	0,30	0,25	0,20	0,20

CAPÍTULO II

RESISTENCIA DE LAS ROCAS. MÉTODOS PARA SU DETERMINACIÓN

Se entiende por resistencia de las rocas la propiedad que poseen éstas 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, y 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); 4. Resistencia de las rocas al corte o cizallamiento (τ).

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:

$$R_c = (10 \text{ a } 30) R_r$$

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

$$\tau_c \approx \sqrt{\frac{R_c \cdot R_r}{3}}$$

Por último es 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, se puede decir que para rocas ensayadas a compresión se obtiene la siguiente relación:

$$R_c''' \approx (1.5 \text{ a } 2.5) R_c''$$

$$R_c'' \approx 8 R_c'$$

donde:

R_c''' , R_c'' y R_c' : resistencia a la compresión en estados triaxiales, biaxiales y axiales respectivamente.

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

$$R_\infty < R_o$$

donde:

R_o : límite de resistencia para una carga instantánea, MPa

R_∞ : límite de resistencia para una carga aplicada un largo tiempo, MPa.

Como ya se mencionó, 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, se analizan los diferentes índices de resistencia.

2.1. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

Generalmente, el límite de resistencia a compresión de las rocas (R_c) se determina para un estado uniaxial, o sea, sometiendo 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 se analizan los distintos métodos empleados en el laboratorio para la determinación del límite de resistencia a compresión en estado uniaxial.

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, permitiéndose variaciones entre los límites de 40-45 mm y diferencias entre altura y diámetro de hasta un 5%. También se permiten utilizar formas cúbicas de 5 x 5 x 5 cm³.

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 5-10 kg/cm² por segundo. El cálculo de R_c se realiza con una exactitud de hasta 10 kgf/cm² (MPa).

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

$$R_c = \frac{P_{\max}}{F_o} \quad (2.1)$$

donde:

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

F_o : área transversal inicial de la muestra, cm².

De haber realizado el ensayo con una muestra cuya relación h/d ≠ 1, se recomienda para el cálculo la siguiente fórmula:

$$R'_c = \frac{9 R_c}{7 + 2 \frac{d}{h}} \frac{9 P_{\max}}{\left(7 + 2 \frac{d}{h}\right) F_o} \quad (2.2)$$

donde:

R_c : resistencia de la roca cuando la muestra tiene una relación h/d igual a 1, kgf/cm²;

h : altura de la muestra, cm;

d : diámetro de la muestra, cm;

R'_c : resistencia de la roca cuando la muestra tiene una relación h/d distinta de 1, kgf/cm².

La magnitud que se obtiene del límite de resistencia axial a compresión depende de una serie de factores, entre los que se pueden mencionar los siguientes:

- La forma de la muestra.
- × La altura de la muestra.
- × El efecto de escala.
- × La velocidad de aplicación de la carga.

× La forma de aplicación de la carga.

- Correcta preparación de las muestras.

Forma de la muestra

Las investigaciones desarrolladas al efecto han demostrado que el límite de resistencia lineal a compresión de muestras regulares no depende de la forma de su sección transversal.

Ahora bien, es de todos conocido que no siempre es factible el empleo para los ensayos de muestras regulares, lo cual puede deberse a variadas causas: necesidad de realizar los ensayos en forma rápida; no contar con el equipamiento necesario; que las rocas presenten características no adecuadas para la preparación de tales muestras y otras.

Es por esta razón que en los últimos 30 años han alcanzado difusión métodos de determinación de la resistencia lineal a compresión, utilizando muestras semirregulares e irregulares.

Los resultados obtenidos del ensayo con muestras semirregulares son bastante cercanos a los obtenidos para muestras regulares, no así para el caso de empleo de muestras irregulares.

Más elementos sobre ambos métodos se dan posteriormente.

Altura de la muestra

A partir de las investigaciones realizadas se ha llegado a la conclusión de que con el aumento de la altura de la muestra (para una sección constante) se disminuye su límite de resistencia a la compresión lineal.

Sobre la base de los criterios de la literatura y los resultados de los trabajos de laboratorio, en los que el autor ha tomado parte, es posible plantear que una relación h/d de 1,5 a 2,5 no produce una variación significativa en el límite de resistencia, aunque sí se debe señalar que en el rango de 0,9 a 1,2 es donde se obtiene un coeficiente mínimo de variación de estos valores.

Efecto de escala

Por efecto de escala se entiende la dependencia existente entre la resistencia de las muestras en relación con sus dimensiones. Existen diferentes teorías que tratan de explicar físicamente la esencia de este fenómeno, tales como: la teoría estadística, la energética, la tecnología y otras.

Ahora bien el principal objetivo de estudio del efecto de escala, relacionado con la resistencia de la roca, es que a partir de los resultados de laboratorio se pueda valorar la resistencia de esa roca en el macizo, lo que como se conoce tiene una enorme importancia tanto para la valoración del macizo como tal, como a la hora de calcular los parámetros del proceso de laboreo y elegir el equipamiento que se va a utilizar. En la actualidad se ha llegado a la conclusión de que existen dos efectos de escala; uno denominado efecto de escala volumétrica o principal y otro efecto de escala superficial o complementario.

Según el efecto de escala volumétrico la resistencia de la roca a medida que aumenta su volumen disminuye, esto se explica por el aumento de la posibilidad, en tales casos, de que en la roca existan zonas debilitadas.

Por su parte el efecto de escala superficial plantea que la resistencia de la roca va a aumentar con el tamaño de las muestras. En este caso, el efecto de escala depende de la afectación o deterioro que sufre la superficie de la muestra de roca en su preparación para los ensayos, y a partir del hecho de que esta afectación se manifiesta por igual para muestras grandes y pequeñas, se llega a la conclusión de que su efecto se hace más significativo en las pequeñas.

A la hora de analizar los resultados obtenidos en el laboratorio con vista a evaluar las características del macizo, tiene un gran significado el efecto de escala primario que nos representa porque se mejoran las características de la roca (en muestras de pequeño tamaño para su ensayo en el laboratorio) con respecto a la escala real que ella tiene en el macizo.

Velocidad de aplicación de la carga

Cuando las muestras son ensayadas en la prensa existe la posibilidad de poner diferentes velocidades de aplicación de la carga a partir de las características de las muestras, tales como: formas, dimensiones, constitución, tipo de roca, etc.

Sobre este aspecto se han realizado numerosas investigaciones y en general se plantea que cuando se aumenta la velocidad de aplicación de la carga se produce un aumento de la resistencia ensayada.

No obstante también se ha comprobado que el aumento de resistencia que se produce con aumentos significativos de la velocidad de aplicación de las cargas no es sustancial.

Forma de aplicación de la carga

Como resultado de la fricción que surge en los planos de contacto de superficies de la muestra y los platos de la prensa, se produce un estado tensional complejo y una distribución irregular de las tensiones.

Por esta razón se recomienda para los ensayos utilizar diferentes tipos de juntas, buscando, en la medida de las posibilidades que el material de la junta tenga un coeficiente de fricción interna cercano al de la roca que se ensaya.

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. Se hace referencia al método conocido como método de los punzones axiales.

En este caso la muestra de roca que se va a ensayar debe ser preparada en forma de disco, de diámetro entre 30-100 mm, en tanto que el espesor de los 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. (Ver figura II.1.)

Se recomienda utilizar para el ensayo con rocas débiles, punzones con un área de 1 cm², en tanto que para el ensayo con rocas de una mayor fortaleza, punzones con una sección de 0,5 cm².

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

$$R_c = \frac{P}{F_{calc}} \quad (2.3)$$

donde:

P : carga aplicada en el momento en que la muestra se destruye, kgf;

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.

El valor del área de cálculo se obtiene con ayuda del gráfico que se da en la Figura. II.2.

En realidad este método debido a que provoca la ruptura de la muestra en un estado tensional complejo se considera un método de determinación indirecto de la resistencia de la roca al triaxial.

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 del 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 recibido una gran difusión los métodos de determinación de los índices de resistencia, utilizando muestras semirregulares e irregulares. En primer término, se examina brevemente el método de ensayo a la compresión, utilizando muestras semirregulares. Este método, como ya se mencionó, 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 deben ensayar son muy pequeñas y se hace muy difícil la preparación de muestras regulares.

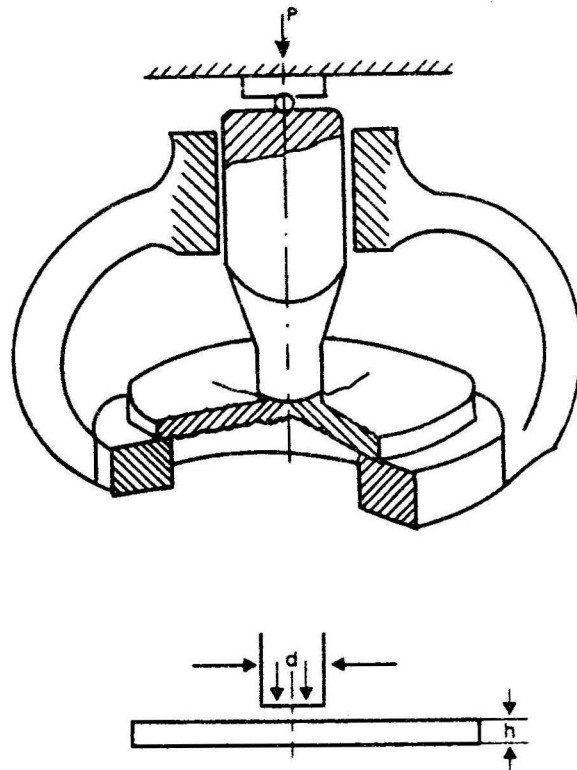


FIGURA II.1. Ensayo de la roca a compresión por el método de los punzones axiales.

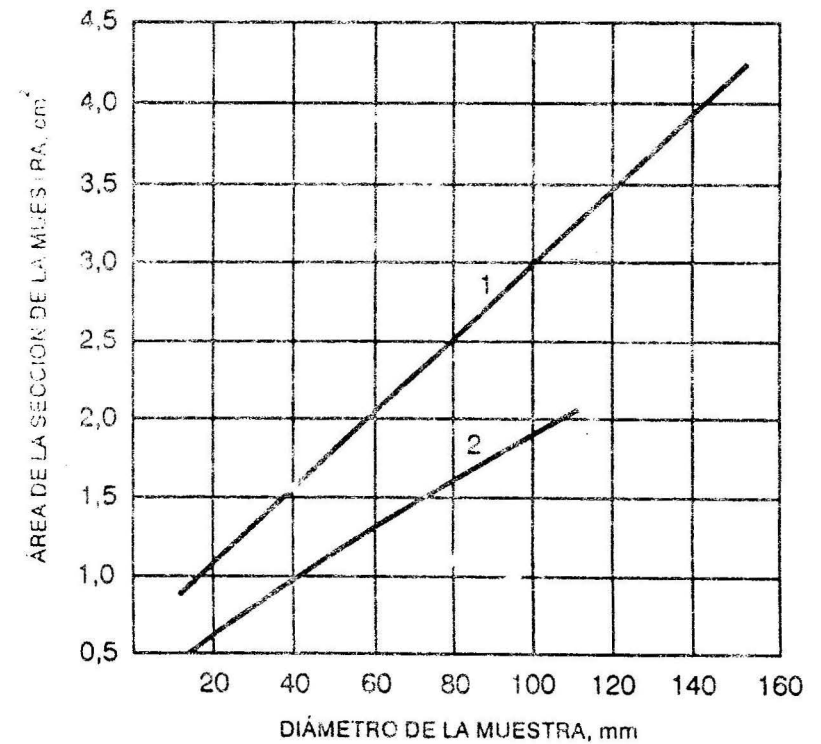


FIGURA II.2. Gráfico para la determinación del área de cálculo.

El método consiste en la destrucción de las muestras en la prensa, las cuales se preparan al pulir 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 tal como se obtuvieron, además, 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 debe ser menor que 20 mm, mientras que la mayor no debe exceder de 200 mm. (Ver Figura II.3.)

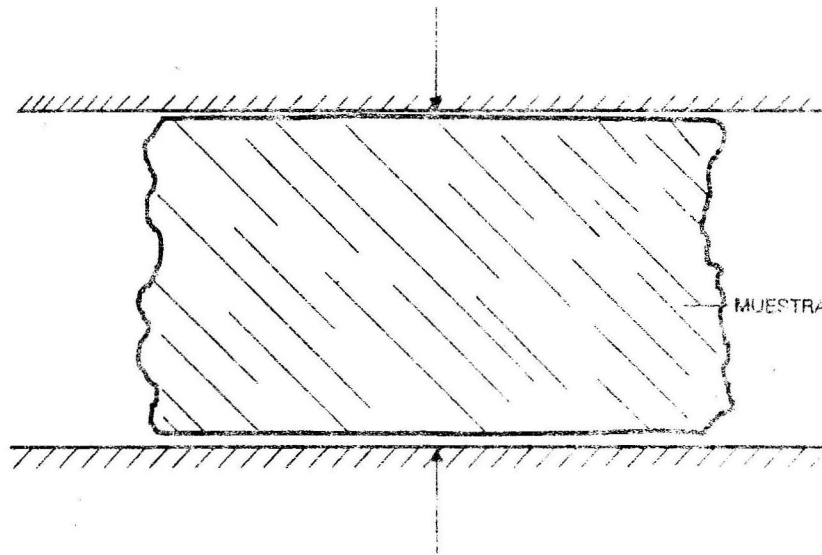


FIGURA II.3. Ensayo a compresión con muestras semiregulares.

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:

$$R_c = \frac{8P}{\left(7 + \frac{2b}{h}\right)a \cdot b} \quad (2.4)$$

donde:

- P : carga de destrucción, kgf
- h : altura de la muestra, cm
- a : ancho medio de la muestra, cm
- b : largo medio de la muestra, cm .

Con respecto al método de determinación de la resistencia a compresión, usando muestras irregulares, se puede decir que es un método simple y

que no requiere de un gran trabajo de preparación de las muestras, ya que se puede hacer en forma manual con el empleo de cinzel y martillo.

Para el ensayo se utilizan pedazos de rocas en los que sus 3 dimensiones perpendiculares no se diferencian entre sí más de 1,5 veces, estos pedazos que van a servir de muestras deben tener aproximadamente el mismo volumen que se recomienda sea aproximadamente de 100 cm³. 15-2

El ensayo se realiza colocando la muestra entre los platos de la prensa, y se coloca de tal forma que su dimensión máxima coincida con la dirección de aplicación de la carga. (Ver Figura II.4.)

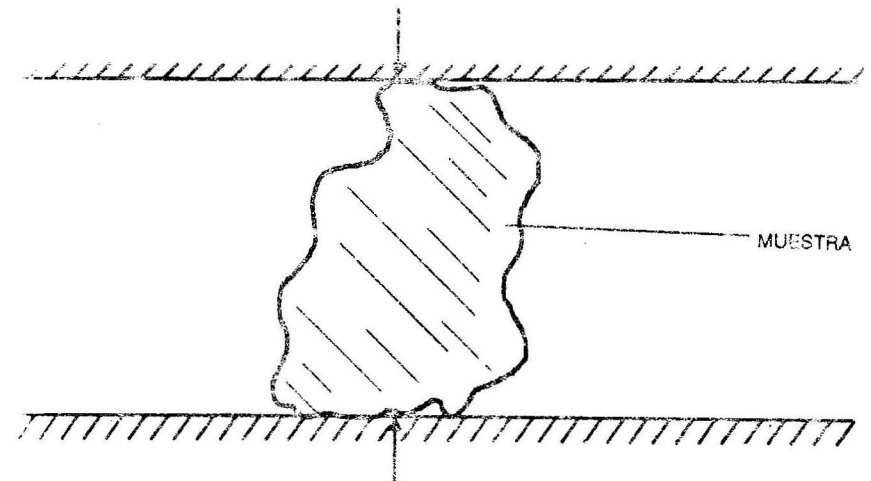


FIGURA II.4. Determinación de la resistencia del área de la roca con muestras irregulares.

La velocidad de aplicación de la carga que se recomienda es de 15 mm/min.

Para cada muestra se recomienda hacer de 15 a 25 determinaciones dando como resultado el valor promedio.

La resistencia de muestra a la destrucción (R) se determina por la siguiente expresión:

$$R = P \left(\frac{\gamma_v}{g} \right)^{2/3} \quad (2.5)$$

donde:

- P : esfuerzo de destrucción, kgf
- γ_v : masa volumétrica de la roca ensayada, cm
- g : peso medio de cada pedazo de roca ensayado, g .

El valor que se obtiene según este método es orientativo y se relaciona con el valor - R_c - (resistencia lineal a compresión a partir del ensayo con muestras regulares) por la siguiente relación:

$$R = (0,17 \text{ a } 0,19) R_c \quad (2.6)$$

Como es por 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 da resultados mucho mas 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 triaxiales.

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 triaxiales según su función.

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

$$P_l = G \quad (2.7)$$

$$P_v = G + P \quad (2.8)$$

Mientras que en los triaxiales 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 por medio 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 triaxiales la presión hidrostática o la lateral se mantiene constante y la axial gradualmente aumenta, se puede lograr la destrucción

de la muestra de roca, esto también se puede alcanzar al mantener la presión axial constante y disminuir 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 triaxiales, las muestras producto de su baja consistencia y fortaleza, no poseen una gran representatividad.

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

Primer grupo: Triaxiales para el ensayo de rocas en el caso de presiones laterales (hasta 6 kgf/cm^2), o sea, para una presión lateral media.

Segundo grupo: Triaxiales para el ensayo de rocas en el caso de presiones laterales altas (hasta 60 kgf/cm^2).

Tercer grupo: Triaxiales para el ensayo de rocas en el caso de presiones laterales muy altas (más de 60 kgf/m^2).

Por último, se pasa a señalar distintos instrumentos y equipos que son necesarios para poder realizar la determinación de las propiedades de resistencia en un estado triaxial.

Triaxial de una potencia tal que corresponde a la de la roca que se va a ensayar.

Instalaciones para la determinación de la densidad y humedad de la roca.

Cronómetro.

Cuaderno de anotación.

2.2. RESISTENCIA A LA TRACCIÓN

Este es uno de los índices principales usados en la evaluación de la resistencia de las rocas. El límite de resistencia a la tracción puede ser determinado al utilizar distintos métodos, así como también se pueden usar muestras de formas regulares, semirregulares e irregulares. En primer lugar se analiza el método de determinación del límite de la resistencia a la

tracción, 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. (Ver Figura II.5.)

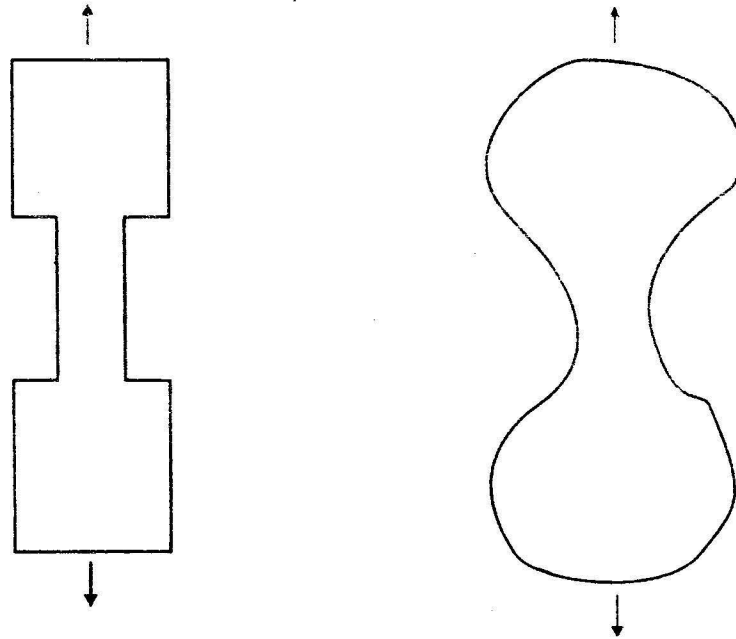


FIGURA II.5. Formas de las muestras para el ensayo a tracción directa.

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

$$R_T = \frac{P}{F} \quad (2.9)$$

donde:

P : fuerza máxima de ruptura, kg

F : sección transversal inicial de la muestra, cm .

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 exigen un gran trabajo en su preparación.

A continuación, se analiza 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. (Ver Figura II.6.)

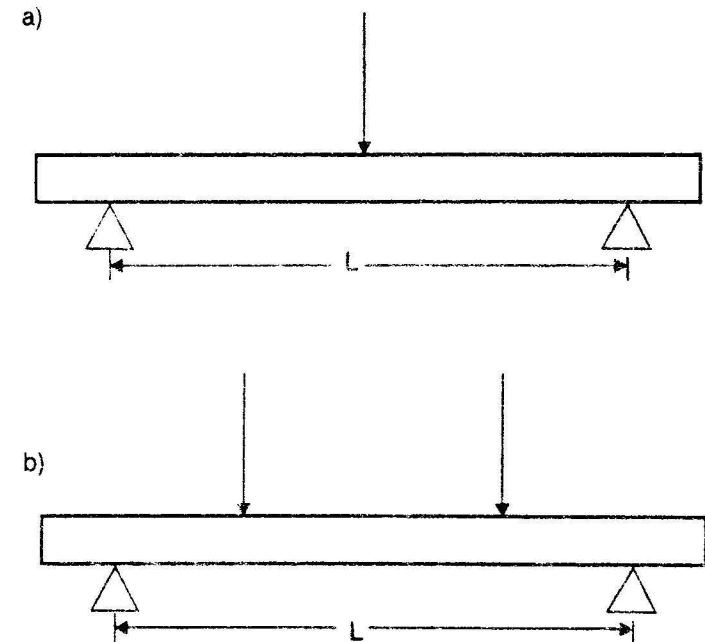


FIGURA II.6. Esquema de ensayo a tracción por el método de flexión.

Este método consiste en lo siguiente: La muestra, en 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:

Altura h : siempre mayor que 30 mm .

Ancho b : $(0,5/1,0) h$, pero nunca menor que 30 mm .

Longitud l : siempre mayor o igual a $9 h$.

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

$$R_T = \frac{6 M_f}{A b h^2} \quad (2.10)$$

donde:

A : coeficiente de flexión

M_f : momento flector de destrucción, kg/cm.

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

La determinación del límite de resistencia a la tracción al usar el método de los punzones axiales, se recomienda para rocas resistentes. Para el ensayo, se utilizan muestras en forma de discos con las mismas características que señalaron cuando se habló 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 las paredes del agujero, donde produce tensiones a tracción en las secciones radiales de la muestra. (Ver Figura II.7.)

El límite de la resistencia a la tracción $-R$ - según este método se puede determinar mediante la expresión:

$$R_T = K_p \cdot P \frac{d}{D - d} \quad (2.11)$$

donde:

P : presión ejercida por el punzón, kgf/cm²

K_p : coeficiente que tiene en cuenta las características plásticas de la resina conque se lleva el orificio.

Aquí resulta difícil establecer para diferentes materiales el valor de K_p en dependencia del régimen de carga.

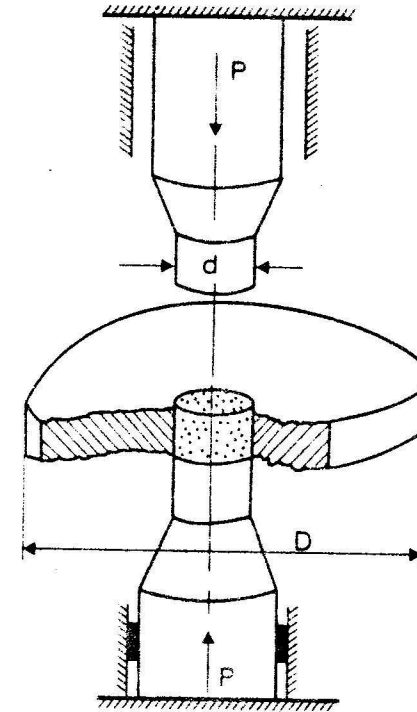


FIGURA II.7. Esquema de ensayo a tracción para el método de los punzones axiales.

Por ello más frecuentemente para el cálculo del R_T se usa la misma expresión vista para el caso de la resistencia a compresión, pero entrando a calcular el valor del área de cálculo según el gráfico dado en la Figura II.8.

A continuación se analiza el método de determinación del límite de resistencia a la tracción, llamado del Brasil. Este método para determinar la resistencia a la tracción fue analizado por vez primera en Brasil en el año 1949, de donde proviene su nombre; consiste en ensayar una muestra de forma cilíndrica que ha sido acostada entre los platos de una prensa para someterla a carga. (Ver Figura II.9.)

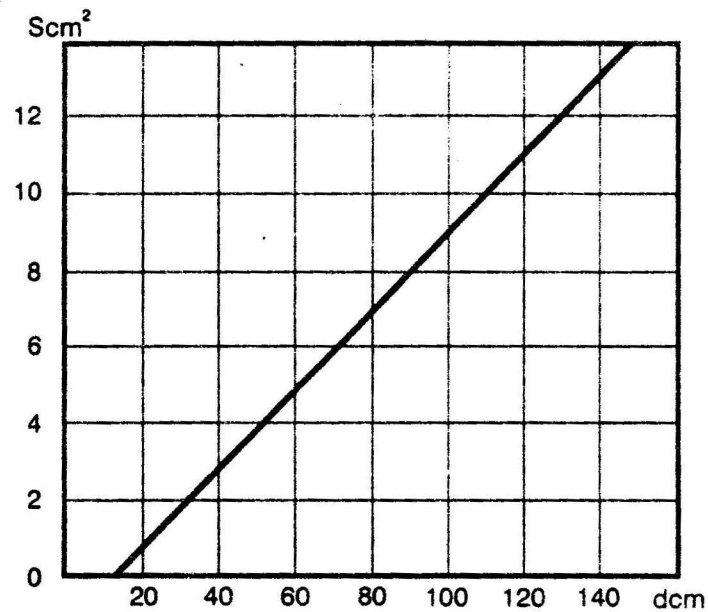


FIGURA II.8. Gráfico para la determinación del área de cálculo.

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

$$R_T = \frac{2P}{\pi dl} = 0,637 \frac{P}{dl}, \text{ kgf/cm}^2 \quad (2.12)$$

donde:

P : esfuerzo de destrucción, kgf

d : diámetro de la muestra, cm

l : longitud de la muestra, cm .

Se recomienda que las muestras usadas para el ensayo tengan una longitud y diámetro de 40 a 45 mm y que la velocidad de aplicación de la carga oscile de 1,0 a 5,0 kgf/cm por segundo.

Para la determinación de la resistencia a tracción se usan muestras semirregulares de cualquier configuración, pero con una sección delgada de 2 a 4 cm .

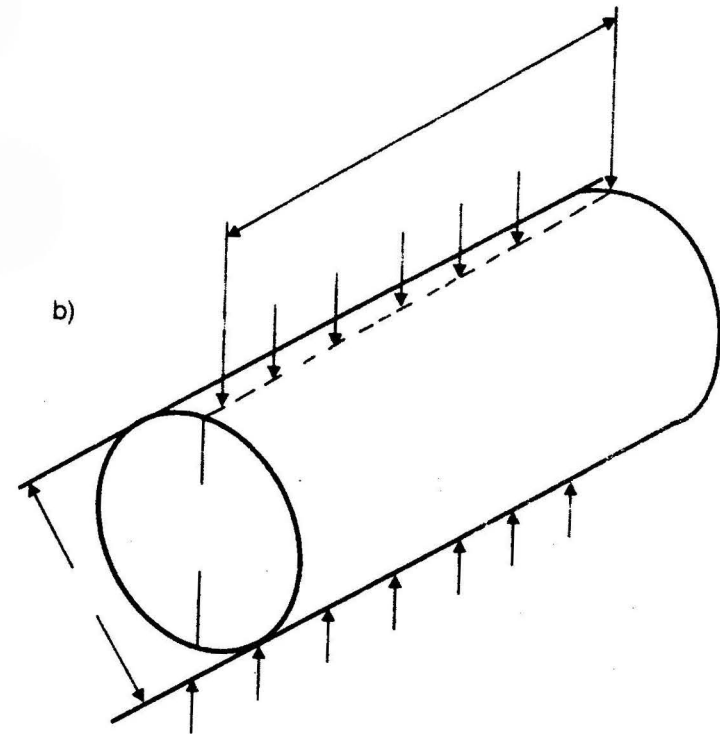
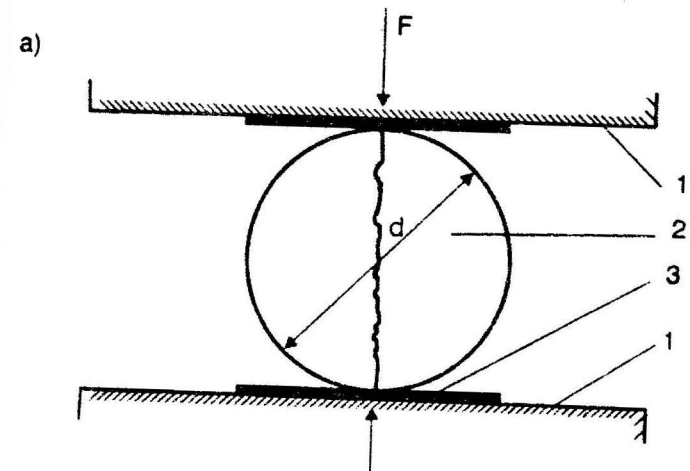


FIGURA II.9. Esquema de ensayo a tracción por el método Braziliense

Este ensayo a tracción con muestras semirregulares se obtiene del empleo del método conocido como de corte y fragmentación, creado en el año 1961 en el Instituto A.A. Skochinski de Moscú.

Inicialmente a partir de testigos o monolitos de rocas se obtienen secciones delgadas de cualquier configuración, que se pulen y se comprueba el paralelismo de la superficie de corte.

Inicialmente se obtiene una muestra como se ilustra en la Figura II.10.

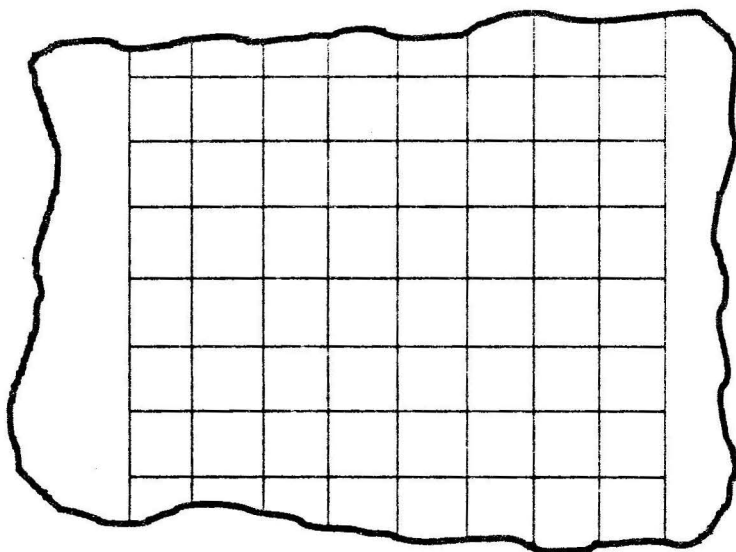


FIGURA II.10. Preparación de las muestras para el ensayo por el método de corte con fragmentación.

Con la ayuda de cuñas biseladas de 3 a 6 mm de radio la muestra anterior se corta como se muestra en la Figura II.11. Debe garantizarse que ambas cuñas actúen en un mismo plano.

Las cuñas deben aplicarse muy cerca de los bordes de los discos (magnitud -e- en la Figura II.10). Recomendándose que el valor de (e) sea por los menos de 1,5 veces el de h.

De este ensayo se obtienen una serie de muestras en forma de cubos semirregulares, los que puedan ser ensayados posteriormente a compresión según la metodología ya estudiada.

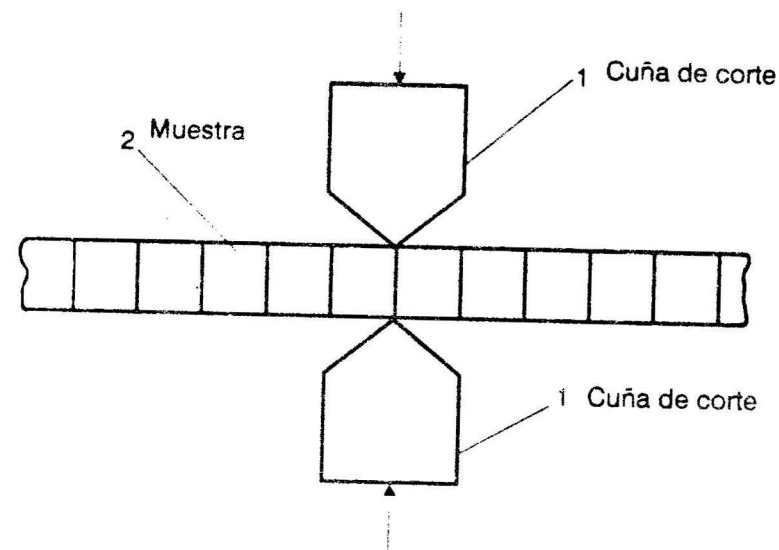


FIGURA II.11. Esquema de ensayo por el método de corte y fragmentación.

Para el cálculo de la resistencia a tracción según este método se puede emplear la expresión:

$$R_t = K_a \cdot \frac{P}{a \cdot b} \quad (2.13)$$

donde:

- P : carga de ruptura, kgf
- a y b : aristas de la muestra, cm
- K_a : coeficiente que tiene en consideración la relación entre el diámetro y la altura de la muestra. Su valor para este caso oscila de 0,65 a 0,80.

3. RESISTENCIA AL CORTE (CIZALLAMIENTO)

Por resistencia al corte o al cizallamiento se entiende la resistencia que hace 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:

$$\tau_c = \frac{P}{F} \quad (2.14)$$

Son conocidos gran cantidad de métodos, que han sido recomendados por varios 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:

- Método con el corte directo de las muestras.
- Método basado en la torsión de las muestras.
- 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 de corte, se subdivide en:

- Con una superficie de corte.
- Con dos superficies de corte.
- 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 empleado en este método se puede determinar.

Para el caso de muestras cilíndricas:

$$\tau_c = \frac{M_{T \max}}{W} \quad (2.15)$$

siendo:

$$W = \frac{\pi r^3}{2} \quad (2.16)$$

donde:

- $M_{T \max}$: momento de torsión máxima, kgf/cm
 W : módulo de resistencia a la torsión, cm³
 r : radio de la sección peligrosa de la muestra, cm.

Mientras que para el caso de sección rectangular:

$$\tau_c = \frac{M_{T \max}}{K_2 (2a)^3 \cdot 2b} \quad (2.17)$$

donde:

- a : magnitud del lado menor de la sección transversal, cm
 b : magnitud del lado mayor de la sección transversal, cm
 K_2 : coeficiente que depende de la relación b/a .

Por último se examina 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, en este caso, las muestras son sometidas al corte en una dirección con ayuda de esfuerzos anteriores que actúan a presión. Para éste ensayo se utiliza una instalación que posee dos matrices con las cuales podemos realizar distintas mediciones variando su ángulo (α) de inclinación. (Ver Figura II.12.)

Se recomienda utilizar los valores de α en un rango de 30 a 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:

$$\sigma = \frac{Q}{S} \quad (2.18)$$

donde:

- Q : carga actuante en el momento de destrucción de la muestra, kgf
 S : área de corte de la muestra, cm².

Las tensiones normales y tangenciales serán:

$$\sigma_n = \frac{Q \cos \alpha}{S} \quad (2.19)$$

$$\tau_n = \frac{Q \sin \alpha}{S} \quad (2.20)$$

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 .

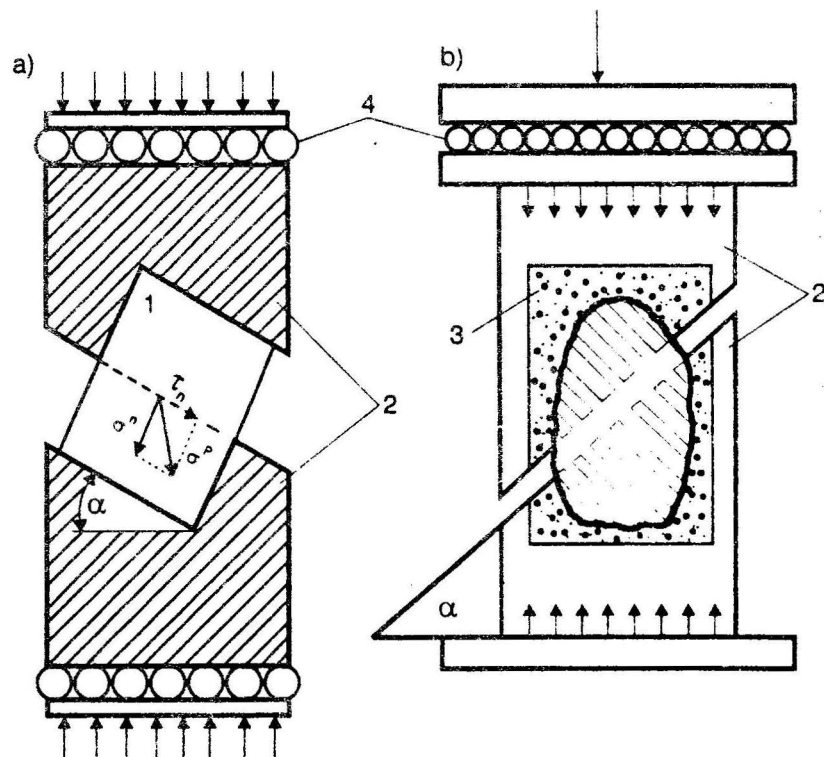


FIGURA II.12. Determinación de la resistencia al cortante por el método de corte con compresión.

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

2.4. 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. (Ver Figura II.13.)

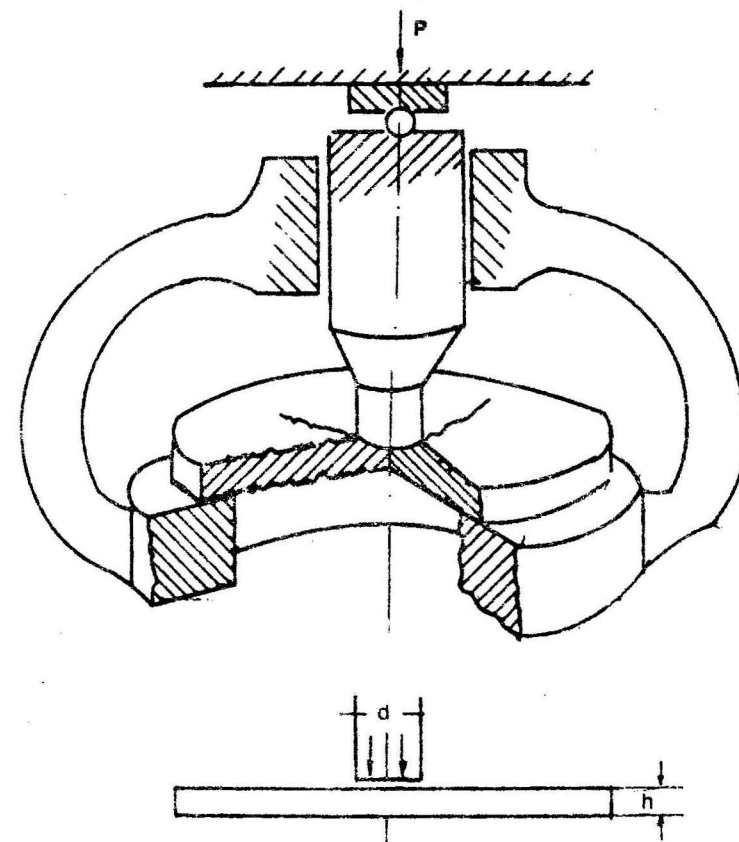


FIGURA II.13. Esquemas para la determinación de la resistencia a flexión.

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 dos 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:

$$R_f = \frac{M_f}{W_f} \quad (2.21)$$

donde:

M_f : momento flector que corresponde a la fuerza de ruptura, kgf/cm
 W_f : módulo de sección del área flectada, el cual se puede determinar de la siguiente expresión, en cm^3 .

$$W = I \cdot \frac{h}{2} \quad (2.22)$$

donde:

I : momento de inercia, cm^4
 h : altura de la muestra, cm.

Según K. Rupineit, la fórmula anterior sólo se debe aplicar en aquellos casos en que la relación l/h sea mayor que 8 a 10 (donde l es la longitud de la muestra).

Para el caso 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:

$$R_f = \frac{M_f}{W_f} - 0,266 \frac{P_{\text{máx}}}{F} \quad (2.23)$$

donde:

$P_{\text{máx}}$: carga de ruptura, kgf
 F : sección transversal de la muestra, cm^2 .

2.5. 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 laboratorios, ahora bien, los resultados obtenidos por estos métodos muchas veces se diferencian de la realidad de un modo sensible, lo cual es producto de una serie de factores entre los que podemos citar como principales el factor de escala y el estado tensional.

Se pueden diferenciar dos grandes grupos de métodos empleados para la determinación de las propiedades de las rocas en el macizo.

1. Método de medición directa de los índices de resistencia en el macizo, mediante los ensayos mecánicos de volúmenes de rocas comparativamente mayores que los empleados en los trabajos de laboratorio. Aquí se puede ensayar a compresión, al corte, a la flexión y demás.

2. Métodos que se basan en producir sobre las rocas distintos tipos de efectos (golpes, perforación, corte, presión, etcétera). Los cuales no son objeto de estudio en el presente capítulo.

Según el primer grupo de métodos, la determinación de las propiedades de las rocas se realiza con la utilización de distintas instalaciones especiales de carga del tipo de almohadas hidráulicas, gatos hidráulicos, prensas y otras.

La sección del macizo en la cual se quieren determinar las propiedades de las rocas, se corta, se separa del resto del mismo y se obtiene una especie de pilar que sólo se mantiene unido al resto por una base o lado. Las formas de este pilar pueden ser muy variadas y sus dimensiones van a depender de la instalación de carga que se vaya a utilizar.

Existen numerosos esquemas para la determinación de las propiedades de las rocas *in situ* algunos de los cuales se verán a continuación.

En una excavación en ejecución, se deja una columna de roca, a la cual se le da, dentro de las posibilidades, una configuración geométrica regular, después, con la ayuda de un gato hidráulico de una potencia de 150-200 t, la columna se carga hasta la destrucción. (Ver Figura II.14.)

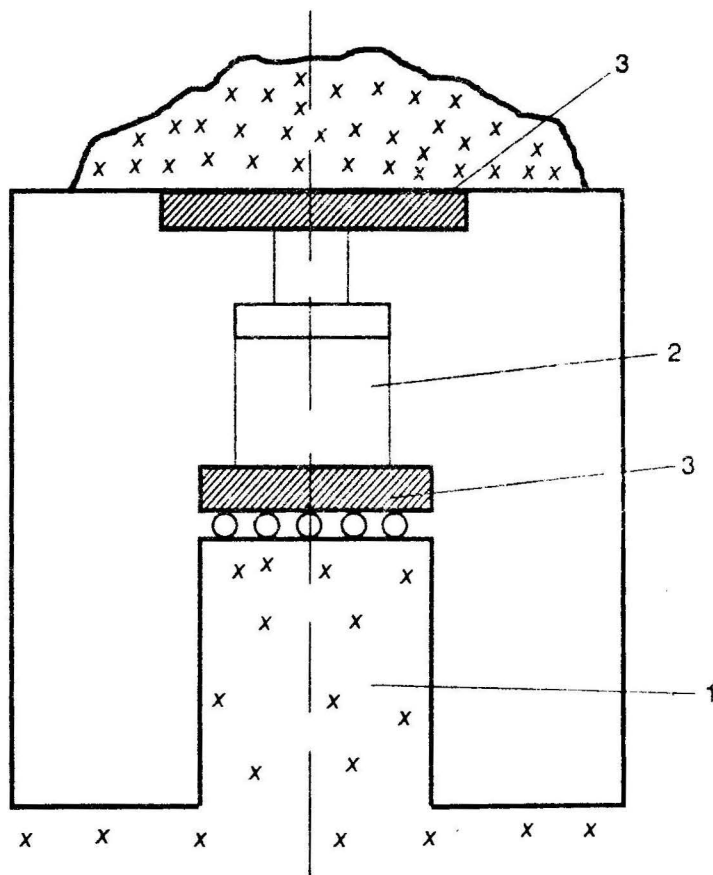


FIGURA II.14. Esquema para la determinación *in situ* de la resistencia a compresión.

En el proceso de carga de la columna se mide la deformación que ésta experimenta. Con este esquema se puede obtener la resistencia de las rocas a la compresión y el módulo de elasticidad.

Para el estudio de la resistencia de las rocas al cortante, puede ser utilizado el esquema que se representa en la Figura II.15.

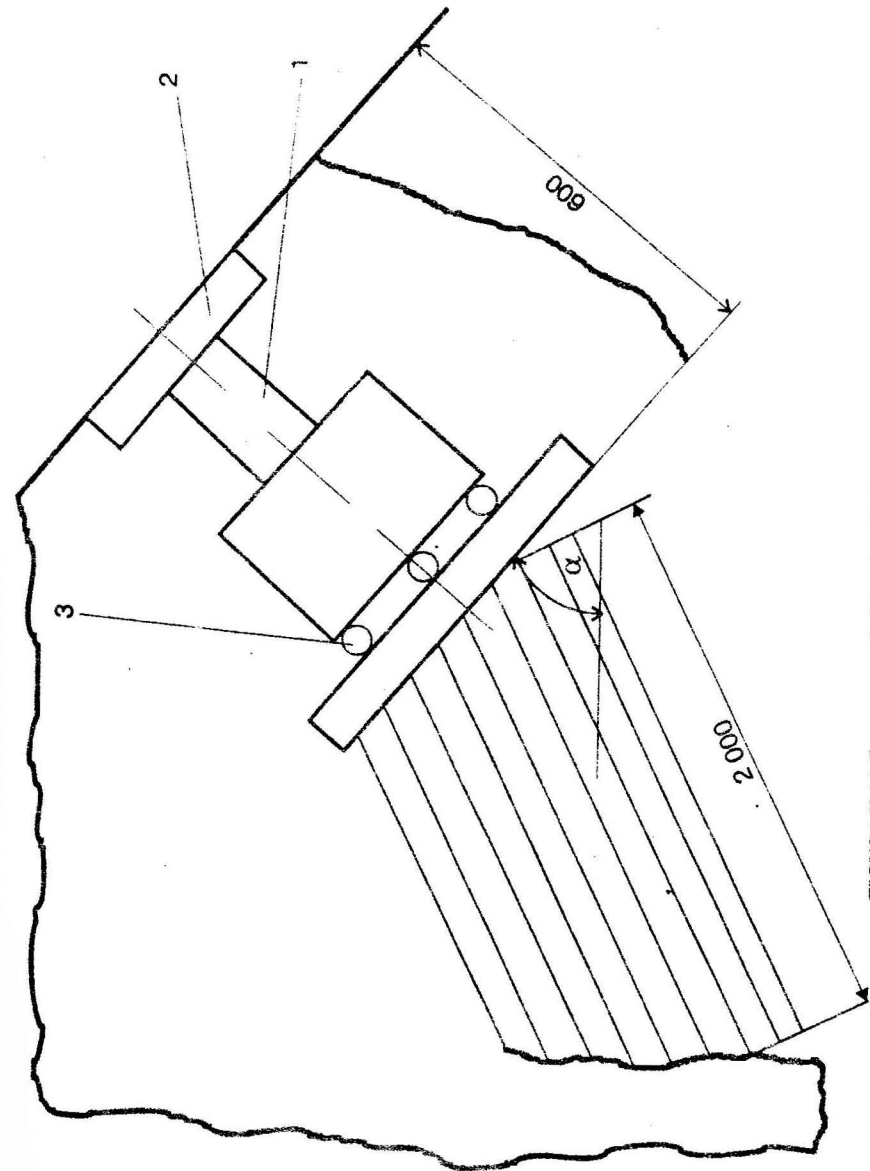


FIGURA II.15. Esquema para la determinación *in situ* de la resistencia al cortante.

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 de deformación 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, lo que es posible emplear actualmente debido a los adelantos de la ciencia.

En la Tabla 4 se ofrecen los valores de algunas características de resistencia de las rocas minerales de varias minas y yacimientos de nuestro país, las que fueron determinadas en trabajo de laboratorio.

TABLA 4. Características de la resistencia de las rocas

Mina	Tipo de roca	Resistencia promedio a compresión MPa	Resist. promedio tracción MPa	Observaciones
Barranca	Tobas de grano medio	42,7	-	Las determinaciones se realizaron en el laboratorio de Mecánica de Rocas de la Universidad de Chile utilizando muestras regulares.
	Mineral de manganeso	26,3	-	
	Tobas arenosas de granos medios	36,5	-	
	Calizas de granos medios	101,8	-	
	Conglomerado tobáceo	42,9	-	
	Calizas meteorizadas	41,6	-	
Sector Mina Blanca El Cobre	Porfírita	53,5	4,6	Idem
	Conglomerado tobáceo	23,0	2,8	
	Mineral de cobre	50,3	4,2	
Sector Gitanilla El Cobre	Tobas de granos gruesos	76,2	5,7	Idem
	Tobas densas de granos medios	81,3	7,4	
	Porfírita	125,00	4,9	
	Conglomerado	63,6	5,4	
Corralito	Serpentinita poco agrietada	54,2	7,3	La determinación se realizó en el laboratorio de Mec. de Rocas del ISMM. Para la compresión se emplearon muestras irregulares en tanto que para la tracción muestras regulares.
	Mineral de cromo	66,7	8,9	
	Serpentinita medianamente agrietada	48,8	7,6	
	Peridotita	70,7	9,3	

TABLA 4. (Continuación)

Mina	Tipo de roca	Resist. promedio a compresión MPa	Resist. promedio tracción MPa	Observaciones
Cayo Guan	Dunita no Serpentinizada	64,5	10,3	Se realizó en el ISMM. Se realizaron muestras regulares o irregulares para el ensayo a compresión.
	Dunita Serpentinizada	76,2	11,7	
	Peridotita	66,3	9,8	
Cronita	Peridotita	62,2	8,4	Idem
	Peridotita Serpentinizada	53,4	7,1	
	Mineral de cromo	59,6	8,1	
Merceditas	Dunita no Serpentinizada	72,4	8,9	Idem
	Dunita Serpentinizada	70,6	8,2	
	Peridotita	64,2	8,7	
	Mineral de Cromo	81,6	9,3	
Amores	Peridotita	56,1	8,1	Idem
	Dunita	63,4	7,8	
	Cronita	78,3	8,9	
Trasvace Mayari	Serpentinita	42,5	-	Se realizó en el ISMM. Se utilizaron muestras regulares.
	Gabro-Diabassa	39,3	-	
	Serpentinita	23,9	-	
	Meteorizada	-	-	

2.6. PASAPORTE DE RESISTENCIA

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

trucción 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.

No obstante a esto, experimentalmente ha sido fundamentado, que cualquier cuerpo sólido en dependencia de las condiciones de carga puede destruirse tanto por la acción de fuerzas normales como por la acción de fuerzas tangenciales. Pudiendo ocurrir la destrucción del material aún cuando se hayan producido pequeñas deformaciones (para el caso de cuerpos frágiles) o después de sufrir deformaciones significativas (cuerpos plásticos y viscosos).

En la actualidad existen muchas teorías de resistencia, las cuales se oponen unas a otras (en lo referente al criterio de destrucción del material). Las teorías de resistencia más difundidas y que a continuación se examinan son las siguientes:

Teoría de la mayor tensión normal: Esta teoría formulada por Galileo en el año 1688 se considera una de las más antiguas.

Según esta teoría la situación de peligro para cualquier material ocurre cuando las máximas tensiones normales actuantes alcanzan un valor que se considera crítico, aquí no se consideran para nada la acción de otras tensiones.

Debido a lo anterior, la diferencia de comportamiento de los materiales sometidos a estados lineales, biaxiales y triaxiales no se considera. Esto limita considerablemente la aplicación de esta teoría tanto para materiales frágiles como para los plásticos-viscosos y por ende para la roca.

La condición de resistencia según esta teoría se da por la siguiente expresión:

$$\sigma_1 \leq [\sigma] \quad (2.24)$$

donde:

σ_1 : tensión normal máxima que actúa.

$[\sigma]$: resistencia permisible para el material en cuestión.

Teoría de la deformación máxima: Es otra de las teorías más antiguas, formulada por Mariott en el año 1682.

A diferencia de la teoría anterior en ésta se parte del criterio de que el estado crítico del material viene dado por su deformación (alargamiento o acortamiento).

Para el caso de un estado tensional volumétrico, dentro de los límites de deformación elástica, la condición de resistencia se da por la expresión:

$$\varepsilon_{max} = \frac{1}{E} [\sigma_1 - \mu (\sigma_2 + \sigma_3)] \leq \frac{\sigma}{E} \quad (2.25)$$

donde:

ε_{max} : deformación máxima

σ_1, σ_2 y σ_3 : componentes normales del estado tensional

E : módulo de elasticidad

μ : coeficiente de presión *0.15 a 0.30*

Experimentalmente se ha comprobado que esta teoría para cuerpos frágiles da resultados satisfactorios, no así para materiales plásticos y viscosos.

Teoría de la mayor tensión tangencial. Esta teoría, formulada por Coulomb en el año 1773, considera que la destrucción del material se produce al cortante.

La condición de resistencia según esta teoría, viene dada por la expresión:

$$\tau_{max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \leq [\tau] \quad (2.26)$$

donde:

$[\tau]$: es la resistencia permisible al cortante del material.

Experimentalmente se ha demostrado que esta teoría da resultados satisfactorios para materiales con propiedades plásticas y que tengan valores cercanos de los límites de resistencia a compresión y tracción.

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 y σ_3 son las tensiones principales en el punto estudiado y τ las magnitudes de las tensiones tangenciales en los planos analizados. (Ver Figura II.16.)

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.

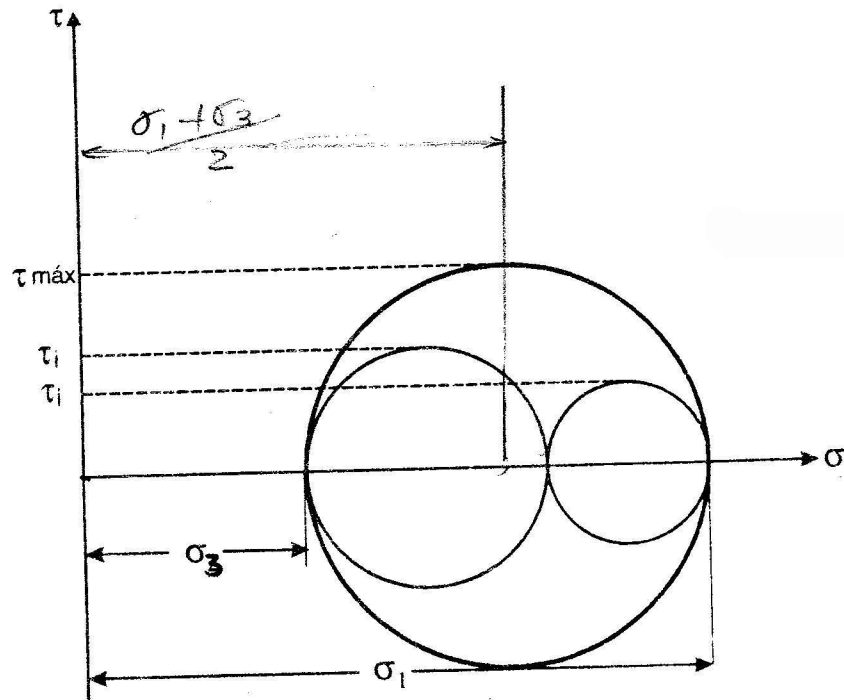


FIGURA II.16. Círculo de Mohr.

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 sólo al tener 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 representa en forma de círculos de tensiones en un diagrama común. Este conjunto de círculos tiene una envolvente. (Ver Figura 2.17.)

La peligrosidad de uno u otro estado tensional va a estar determinada por los círculos que la representan en el gráfico, en dependencia de que corten a la envolvente o queden 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:

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

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

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = f\left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}\right) \quad (2.27)$$

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

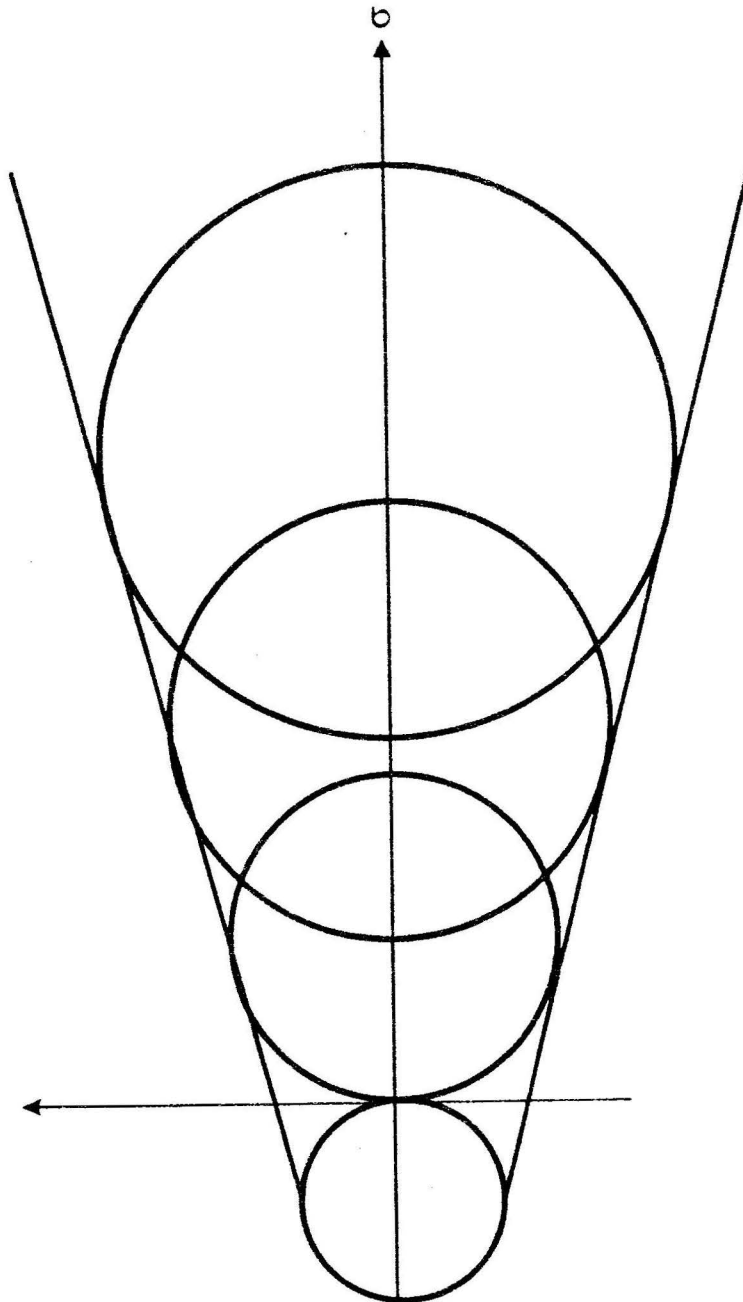


FIGURA II.17. Envolvente a los círculos de Mohr.

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

- Debe ser continua y simétrica en relación con el eje, cerrada en la zona de tracción y abierta en la zona de compresión.
- La derivada de esta curva en todo su intervalo desde el valor de σ_T hasta el valor de $\sigma_c \approx \infty$ debe ser igual o mayor que 0.
- La envolvente corta en la zona de tracción del eje en un punto $\sigma = \sigma_T$ y $\tau = 0$, los puntos de la envolvente situados a la izquierda de dicho punto no existen.
- 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; si conocemos la ecuación de la envolvente o tenemos 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. (Ver Figura II.18.)

En el gráfico, se representa 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 lineal. La curva ABD es la envolvente a los círculos de tensiones.

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

$$\tau = C + \sigma_n \tan \rho \quad \rho = C + \sigma_n f_o \quad (2.28)$$

donde:

- ρ : ángulo de fricción interna. En el gráfico corresponde al ángulo formado entre el eje de abscisa b y la tangente BD a la envolvente;
- f_o : coeficiente de fricción interna;
- C : parte de la ordenada que es cortada por la tangente BD a la envolvente y que corresponde a la fuerza de cohesión.

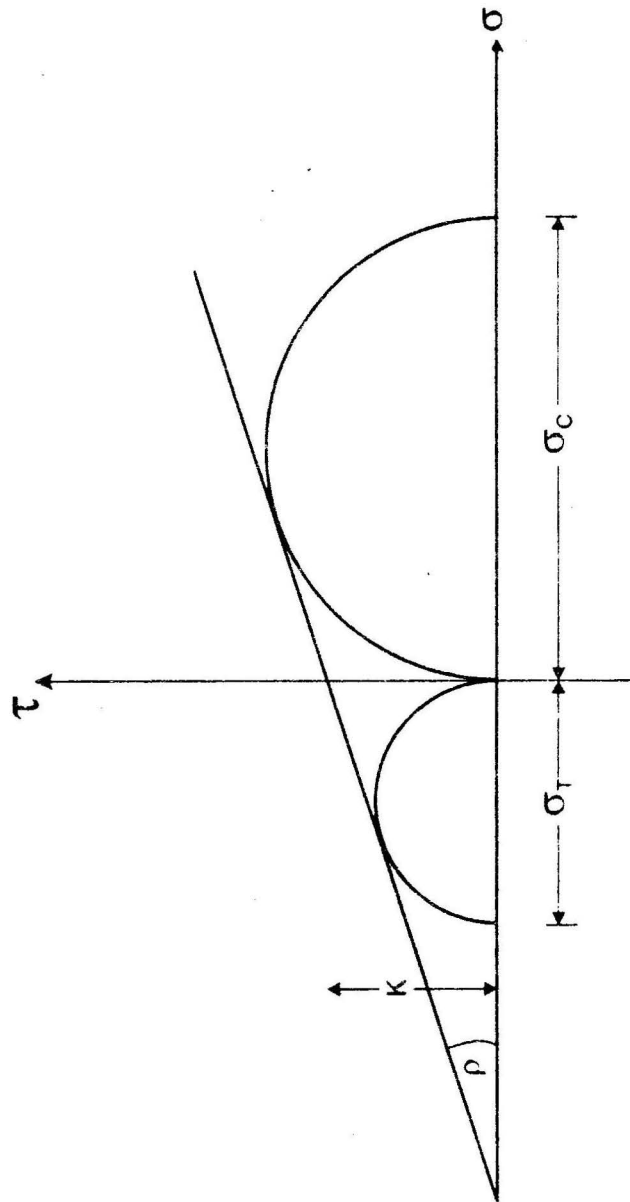


FIGURA II.19. Representación de una envolvente lineal.

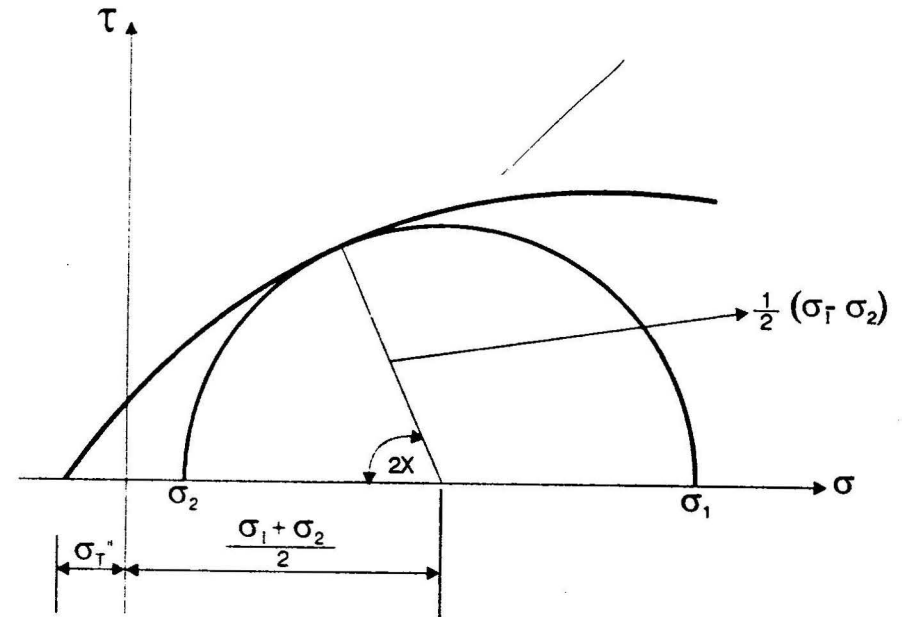


FIGURA II.20. Envolvente cicloidal.

Esta forma de envolvente sólo sirve para evaluar las características mecánicas en un pequeño diapasón de resistencia .

Envolvente parabólica

Esta forma de envolvente, en coordenadas se expresa por la siguiente ecuación:

$$|\tau|^m = \lambda (\sigma + \sigma_T^*) \quad (2.34)$$

para $1 < m < 2$

donde:

λ : una constante que tiene dimensiones de tensión.

La envolvente parabólica tiene un radio de curvatura igual a cero en el punto en que ella corta al eje σ .

Envolvente hiperbólica

La ecuación de la envolvente hiperbólica se da por la siguiente expresión:

$$\sigma + \sigma_T = a (\cos \text{hip } 2t - 1) \quad (2.35)$$

$$\tau = b (\text{sen hip } 2t) \quad (2.36)$$

donde:

a y b : constantes que determinan la posición de la asíntota (1) a la hipérbola. (Ver Figura II.21.)

El diámetro del círculo de curvatura en la cúspide de la hipérbola es igual a $2b/a$ y también es igual a la resistencia a tracción (σ_T). Designando la relación b/a igual a $T_g \eta$ se puede escribir la ecuación de la envolvente de la siguiente forma:

$$\tau = \frac{\sigma_T}{2T_g \eta} \text{sen hip } 2t \quad (2.37)$$

y

$$\sigma + \sigma_T = \frac{\sigma_T}{2T_g^2 \eta} (\cos \text{hip } 2t - 1) \quad (2.38)$$

La magnitud de $T_g \eta$ se puede obtener de la expresión:

$$T_g \eta = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{\sigma_c}{\sigma_T} - 3} \quad (2.39)$$

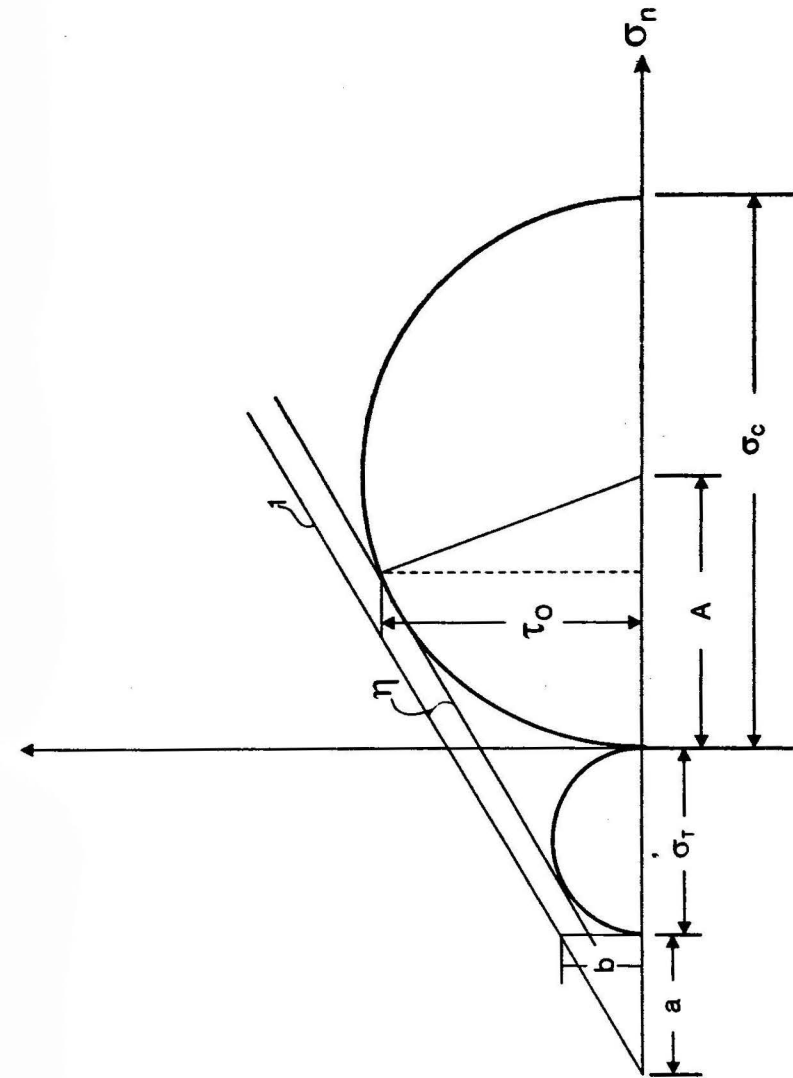


FIGURA II.21. Envolvente hiperbólica.

2.7. MÉTODOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LOS PASAPORTES DE RESISTENCIA

En la actualidad se emplean cinco métodos para la construcción de pasaportes de resistencia, los cuales son:

- a) Método de compresión triaxial
- b) Método de corte con compresión
- c) Método de punzones axiales.
- ch) Método de cálculo
- d) Método basado en los resultados de σ_c y σ_T .

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; 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 al establecer 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 deben 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 x, y y σ_1 la tensión principal según la dirección del eje longitudinal de la muestra. (Plano vertical.)

Variando las magnitudes de las tensiones principales σ_2 y σ_3 obtenemos los distintos valores límites para σ_1 y por la diferencia entre las tensiones principales máximas (σ_1) y mínimas (σ_3) se construyen los correspondientes círculos de tensiones, después de lo cual se construye la envolvente a ellos.

Métodos de corte con compresión

Los experimentos se realizan en instalaciones especiales para el ensayo de esfuerzos al cortante, o sea, en las llamadas matrices de corte. Varian-

do la inclinación de la superficie de corte, o sea, el ángulo α , se van obtenemos distintos valores para las fuerzas normales y tangenciales.

Habitualmente, en los trabajos de laboratorio se varía el ángulo 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 se analice y después se construye la dependencia $\tau = f(\sigma)$ la cual se expresa como la envolvente a los círculos de tensiones de Mohr. (Ver Figura II.22.)

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:

$$\tau = \frac{P}{h \cdot d} \sin \alpha \quad (2.40)$$

$$\sigma = \frac{P}{h \cdot d} \cos \alpha \quad (2.41)$$

donde:

P : carga límite kgf

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 creado por 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, además con los resultados se construyen los círculos de tensiones límites para más tarde trazar la envolvente a ellos.

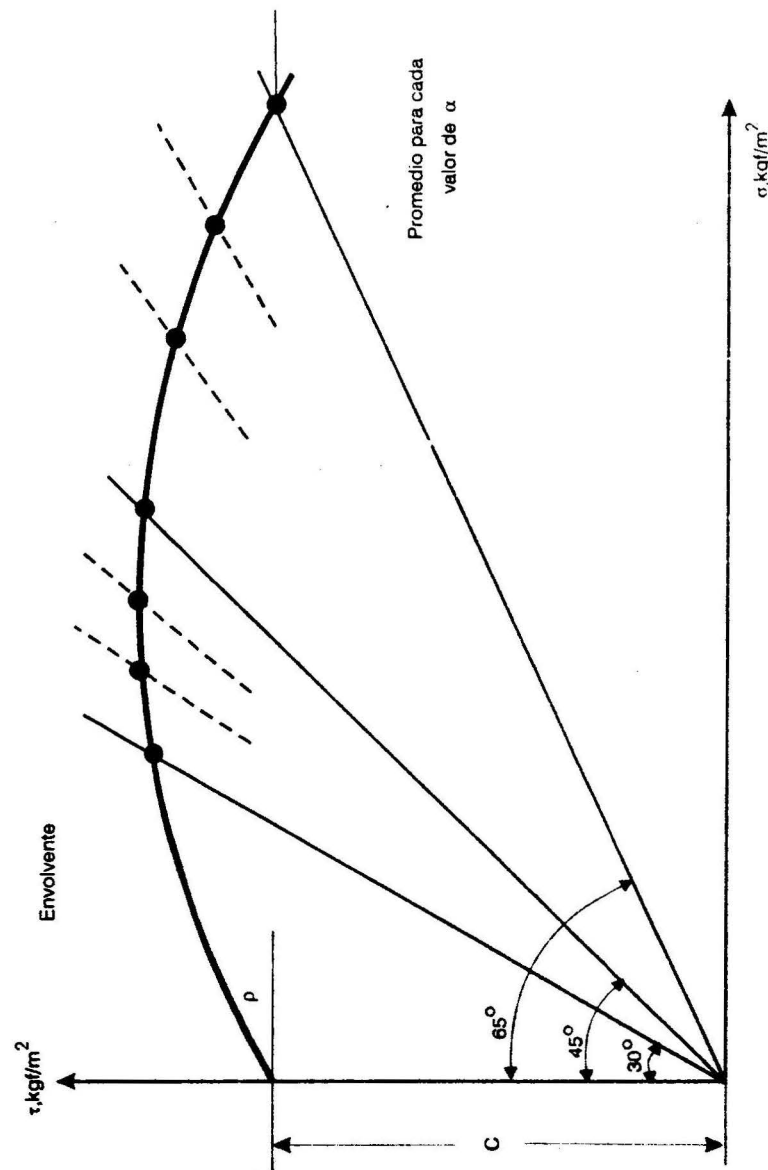


FIGURA H.22. Pasaporte de resistencia por método de corte con compresión.

Construcción de la envolvente por el método de cálculo

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

$$y = y_{\max} \left[\frac{x^2}{x^2 + a^2} \right]^{\frac{3}{8}} \quad (2.42)$$

donde:

$y = \tau$: 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 unilateral, kgf/cm².

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

$y_{\max} = \tau_{\max}$: 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 $\tau_{\max}/a$ 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.

A partir de lo anteriormente expuesto, se puede expresar aproximadamente la ecuación de la envolvente:

$$l = \left(\frac{k^2}{k^2 + 1} \right)^{\frac{3}{8}} \quad (2.43)$$

donde:

$k = \frac{x}{a}$: un parámetro de cálculo.

Si se admite que la relación $\tau_{\max}/a \approx 0,73$ entonces para la construcción de la envolvente es suficiente conocer la resistencia de la roca a tracción y compresión en estados uniaxiales. Para la construcción de la envolvente mediante el empleo de este método, se recomienda utilizar los valores de los parámetros de cálculo dados en la Tabla 5.

TABLA 5. Parámetros de cálculo de Protodiaconov

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
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	0,3477	0,1567	0,508	3,25
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	0,721	0,1855	0,0875	0,387	4,48
0,02	0,0532	0,1446	0,0685	0,344	5,04
0,01	0,316	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	6,82
0,004	0,0158	0,0566	0,0275	0,202	7,35

TABLA 5. (Continuación)

K	L	$K_1 + q_1$	q_1	q_2	q_2 / q_1
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	0,0132	10,0
0,0009	0,0052	0,0255	0,126 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	0,085 0,0185	0,0091	0,107	11,8
0,0004	0,0028	0,0163	0,0080	0,100	12,5
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

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 , se pueden calcular al utilizar la tabla, los parámetros adimensionales y el coeficiente a , y después construir la curva. Para una mejor ilustración de este método se desarrolla 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:

$$\bar{\sigma}_c = \sum_{i=1}^{c+R} \frac{\sigma_{ci}}{R_i} \quad (2.44)$$

$$\bar{\sigma}_T = \sum_{i=1}^{c+R} \frac{\sigma_{Ti}}{R_i} \quad (2.45)$$

donde:

R_c : número de ensayos a la compresión

R_T : número de ensayos a la tracción.

2. Se determinan los valores de q_1 , q_2 y $k_1 + q_{1c}$ para lo que se usa la relación:

$$\frac{\bar{\sigma}_c}{\bar{\sigma}_T} = \frac{q_2}{q_1} \quad (2.46)$$

y la Tabla 5 vista anteriormente.

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

$$a_1 = \frac{\bar{\sigma}_c}{2} \cdot \frac{1}{q_2} \quad (2.47)$$

$$a_2 = \frac{\bar{\sigma}_T}{2} \cdot \frac{1}{q_1} \quad (2.48)$$

$$a = \frac{a_1 + a_2}{2} \quad (2.49)$$

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

$$\sigma_T'' = a(k_1 + q_2) \quad (2.50)$$

Si esto se cumple, el cálculo es correcto.

5. Se halla el valor de: τ_{max}

$$\sigma_T - \mu > \sigma_T$$

$$\tau_{max} = 0,73 \text{ a} \quad (2.51)$$

6. Por último se procede a la construcción de la curva a partir de la ecuación:

$$y = y_{max} \left(\frac{x^2}{x^2 + a^2} \right)^{1/8} \quad (2.52)$$

Si los valores de $\bar{\sigma}_c$ y $\bar{\sigma}_T$ (empleados 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:

$$\Delta_c = \sqrt{\frac{\sum (\sigma_{ci} - \bar{\sigma}_c)^2}{R_c - 1}} \quad (2.53)$$

$$\Delta_T = \sqrt{\frac{\sum (\sigma_{Ti} - \bar{\sigma}_T)^2}{R_T - 1}} \quad (2.54)$$

donde:

Δ_c : error medio cuadrático para las tensiones a compresión

Δ_T : error medio cuadrático para las tensiones a tracción.

y se determina la tensión del cálculo a compresión y a tracción:

$$\sigma'_c = \bar{\sigma}_c - \tau_c \frac{\Delta_c}{\sqrt{R_c}} \quad (2.55)$$

y

$$\sigma'_t = \bar{\sigma}_t - \tau_t \frac{\Delta_t}{\sqrt{R_t}} \quad (2.56)$$

donde:

τ_c y τ_t : coeficiente de *Student* para la compresión y tracción respectivamente para un por ciento de probabilidades dado.

Después de esto, se entra en la metodología, con los valores de σ'_c y σ'_t en lugar de los valores de $\bar{\sigma}_c$ y $\bar{\sigma}_t$.

Método basado en los resultados de σ_c y σ_t

Según este método, experimentalmente se determinan los valores de σ_c y σ_t en estados uniaxiales. Después, en un sistema de coordenadas se construyen los círculos de tensiones límites y se traza la tangente a ellos, la cual en una primera aproximación se considera como la envolvente. Debido a que según este método solamente se conocen dos puntos, la envolvente que se obtiene tiene forma rectilínea.

La determinación de la magnitud del coeficiente de fricción interna (ρ) y el valor de la cohesión (c) se realiza por medio de las expresiones ya conocidas.

CAPÍTULO III

CARACTERÍSTICAS DE DEFORMACIÓN DE LAS ROCAS

La deformación de la zona del macizo rocoso que rodea a las excavaciones es la forma general en que se manifiestan los fenómenos mecánicos durante el laboreo de las excavaciones.

Para un estudio integral de los diferentes estados deformacionales que se pueden producir se utiliza el denominado diagrama total de deformación. (Ver Figura. III.1.)

Para la obtención de este diagrama es necesario el empleo de prensas especiales que posean una alta rigidez o prensas normales pero equipadas con equipos de regulación que permitan realizar los ensayos a una velocidad de deformación constante.

En la parte derecha del diagrama se representan las deformaciones longitudinales que sufre la muestra, en tanto que a la izquierda las transversales.

A continuación con el empleo de este diagrama se hace un análisis de las particularidades en el proceso de deformación de las rocas.

Inicialmente cuando la deformación comienza desde o hasta un valor ϵ_1 como consecuencia de la acción de la fuerza exterior, se produce el cierre de los defectos existentes en la roca (poros, grietas), esto explica el carácter no lineal de este sector de la curva de deformación (oa y o'a' en la Figura III.1).

Posteriormente a esto, la roca se sigue deformando dentro de los límites elásticos a consecuencia de la compresión elástica del esqueleto de la roca. Este sector del diagrama tiene un carácter lineal (ab y a'b' en la figura).

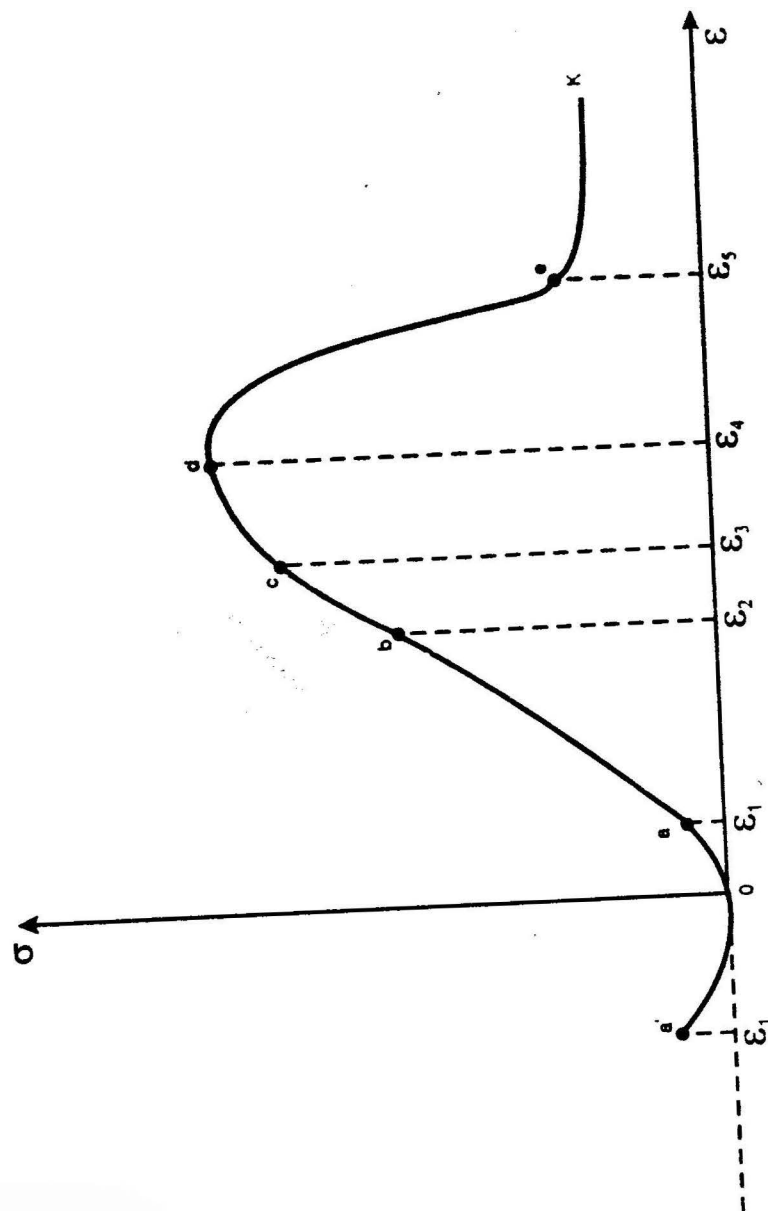


FIGURA III.1. Diagrama de las deformaciones totales de la roca.

El posterior desarrollo de la deformación conduce a la manifestación del proceso de agrietamiento en la roca ensayada, como resultado de lo cual tiene lugar el crecimiento gradual del coeficiente de deformación transversal lo que conduce a la afectación de la dependencia lineal entre tensión y deformación transversal (sector b'c' en el gráfico). Durante esta etapa la dependencia tensión-deformación lineal conserva su estado. Sin embargo al producirse deformaciones no lineales, el coeficiente que relaciona las tensiones y las deformaciones pierde su sentido como módulo de elasticidad y se debe utilizar el denominado módulo de deformación que tiene un valor algo menor que el de elasticidad.

Una vez que se alcanza una magnitud de la deformación ϵ_3 , (que está ligada a la resistencia a largo plazo de las rocas), comienza un proceso de desarrollo de las grietas que conduce a que se deje de manifestar el carácter lineal de la relación $\sigma - \epsilon$ (sectores cd y c'd').

Alcanzada la deformación límite (que corresponde al límite de resistencia de la roca en cuestión, puntos d y d' de la figura), un posterior desarrollo de este proceso es acompañado de un intenso crecimiento del volumen de la muestra y con la caída gradual de su resistencia.

En el punto e del diagrama tiene efecto la separación de la muestra ensayada en pedazos y por tal efecto no es posible considerar su proceso de deformación en un estado lineal.

La magnitud de la roca en el punto e se denomina resistencia mínima o residual.

En resumen el diagrama de deformación total de las rocas se puede dividir en tres sectores que caracterizan tres estudios del proceso de deformación.

- Deformación hasta el límite de resistencia (od)
- Deformación después del límite de resistencia (de)
- Sector denominado de destrucción ruinoso (ek).

Esta situación puede representarse en un esquema lineal.

3.1. ÍNDICES DE DEFORMACIÓN DE LAS ROCAS

Todas las rocas poseen en una mayor o menor cuantía características elásticas. Por elasticidad se entiende la propiedad que tienen algunos materiales de recobrar su forma inicial, después que cesa la causa que lo deformó.

Como reglas las rocas (aún las que poseen características elásticas) no concuerdan totalmente con la Ley de Hooke. (Ver Figura III.2.)

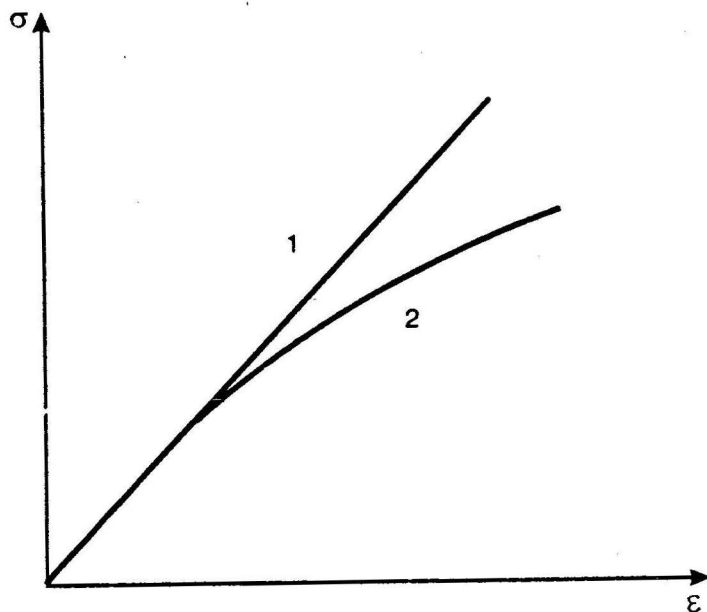


FIGURA III.2. Diagrama de deformación elástica.

1. Según Ley de Hooke.
2. Para rocas elásticas.

Los principales índices que caracterizan el proceso de deformación de las rocas, que poseen características elásticas, son el coeficiente que relaciona las tensiones y deformaciones (E), el coeficiente de deformación transversal (μ) y el denominado módulo de elasticidad de 2do orden (G).

Para un estado deformacional elástico por debajo del límite de resistencia de la roca, E se corresponde con el módulo de elasticidad y caracteriza la relación entre la tensión normal (σ) y la magnitud de la deformación producida (ϵ) en la dirección en que actúa la fuerza, o sea:

$$E = \frac{\sigma}{\epsilon} \quad (3.1)$$

En esta situación e se corresponde con el módulo de torsión y también es constante.

A diferencia de los metales el límite de elasticidad de las rocas tiene un carácter muy complejo, ya que pueden manifestarse deformaciones residuales incluso para cargas actuantes no muy grandes. Atendiendo a esto para los cálculos en Mecánica de Roca y Construcción Subterránea en muchas ocasiones se recomienda emplear en vez del módulo de elasticidad el denominado módulo de deformación de las rocas (E_1) que se determina por la relación entre el límite de la resistencia lineal σ'' y la deformación producida (ϵ''). (Ver Figura III.1) o sea:

$$E_1 = \frac{\sigma''}{\epsilon''} \quad (3.2)$$

Las rocas, como es conocido, son materiales que se caracterizan por su anisotropía y no resisten por igual las tensiones a compresión y las de tracción. Como regla se obtiene que la magnitud de E obtenida con ensayos a compresión es mayor que dicho valor obtenido con ensayos a tracción. La diferencia en las características de deformación durante la compresión y la tracción se puede explicar por la diferencia existente entre ambos procesos de deformación. Como se vio durante la deformación con compresión se producen varias etapas sucesivas (cerrado de las grietas existentes en la roca, formación de nuevas grietas producto de la carga actuante y el desarrollo de este proceso hasta la destrucción de la roca), en tanto cuando el esfuerzo actuante es a tracción todos estos procesos suceden casi simultáneamente.

Otro aspecto a señalar es la dependencia de las características de deformación de las rocas del tipo de estado tensional existente. Se conoce que el módulo de elasticidad (deformación) para un estado volumétrico, es mayor que en uno lineal. Esto se explica por la variación de la densidad de las

rocas al pasarse de un estado tensional a otro, haciéndose la diferencia más significativa en rocas porosas.

La velocidad con que se produce la carga de la roca también ejerce una significativa influencia sobre la magnitud del módulo de deformación. Las múltiples investigaciones realizadas al respecto señalan que la magnitud de este índice crece con la velocidad del proceso de carga.

Se puede decir que para velocidades de carga de 100 MPa/s el valor promedio de E es de 1,5 a 2,8 veces mayor que para velocidades de 0,1 MPa/s. Esta diferencia se explica por el hecho de que para pequeñas velocidades de carga, conjuntamente con las deformaciones elásticas, aparecen deformaciones elástico-viscosas las que para grandes velocidades de carga no tienen tiempo de manifestarse.

La deformación de las rocas, como la de otros materiales, no sólo se manifiesta según la dirección en que está aplicada la carga sino también perpendicularmente a dicha dirección. Es por ello que otro índice básico en el proceso deformacional es el coeficiente de deformación transversal μ .

El coeficiente de deformación transversal es la relación entre la deformación transversal (ϵ_t y la longitudinal $-\epsilon_L$ en un estado lineal, de compresión o tracción), o sea:

$$\mu = \frac{\epsilon_t}{\epsilon_L} \quad (3.3)$$

En ocasiones en la literatura en lugar de (μ) se utiliza el denominado número de Poisson que equivale a $1/\mu$.

En un campo de deformación lineal este coeficiente de deformación transversal (μ) se conoce como coeficiente de Poisson y se da como una magnitud constante para cada tipo de roca. Este concepto varía para estados deformacionales no lineales. Las investigaciones realizadas demuestran que $\mu \neq \text{const.}$ para otros estados deformacionales.

Durante un proceso reiterado de carga y descarga de la roca la magnitud de la deformación plástica decrece en tanto que la magnitud de la deformación elástica tiende a un determinado límite. (Ver Figura III.3.)

En esta situación de carga y descarga reiterada de la roca es característico que se formen los llamados pétalos de histéresis.

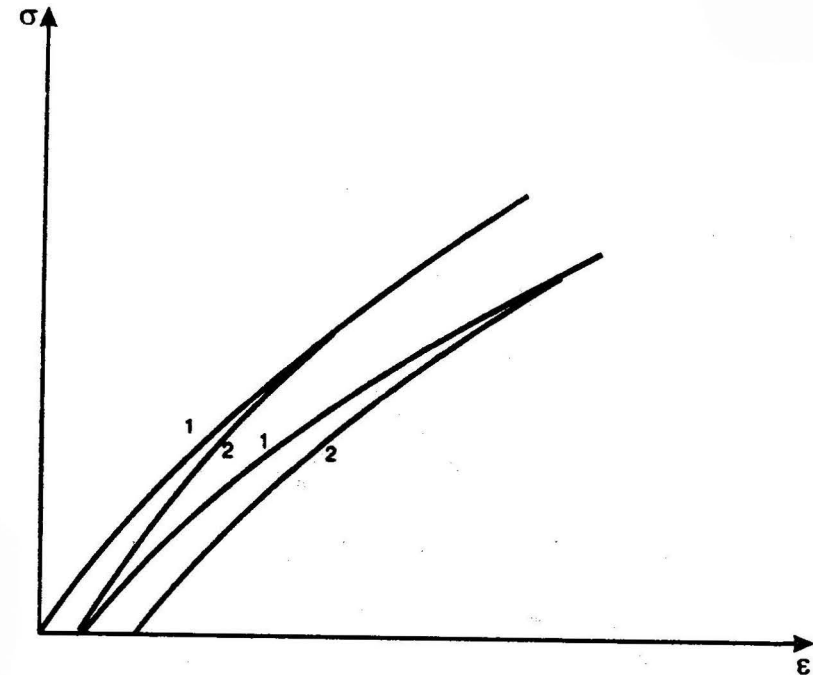


FIGURA III.3. Diagrama tensión deformación para un proceso reiterado de carga-descarga.

Habitualmente las deformaciones elásticas aparecen inmediatamente durante el proceso de carga y desaparecen también rápidamente cuando estas cargas cesan, sin embargo hay ocasiones en que parte de la deformación elástica que se produce no cesa inmediatamente, sino que permanece por espacio de horas o incluso de días. A este fenómeno se le denomina remanencia elástica.

Como se planteó inicialmente las rocas frecuentemente sufren deformaciones plásticas. Se denomina plasticidad de un material a la propiedad que él tiene de conservar la deformación producida al cesar la fuerza que la produjo.

Para una evaluación cuantitativa del grado de plasticidad de la roca no existe un parámetro único aceptado por todos, aunque la mayoría de los investigadores utilizan, para evaluar este índice, el denominado coeficiente de plasticidad (K_p), el cual es igual a la relación entre el trabajo total inver-

tido para la destrucción de la roca ($A_{dest.}$) con respecto al trabajo gastado en la deformación elástica ($A_{elast.}$), o sea:

$$K_p = \frac{A_{dest.}}{A_{elast.}} \quad (3.4)$$

Este coeficiente K_p será mayor que la unidad, exceptuando el caso de una destrucción frágil de la roca cuando $K_p = 1$ (Figura III.4).

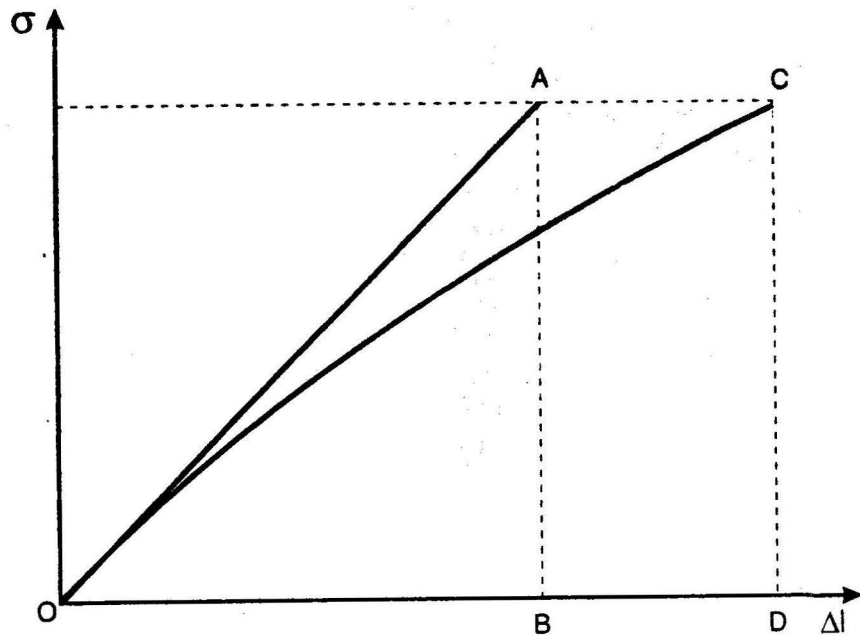


FIGURA III.4. Gráfica que caracterizará el fenómeno de remanencia elástica.

La existencia de características elásticas o plásticas en la roca, al igual que en otros cuerpos sólidos, en gran medida va a estar relacionado con las condiciones en que actúa la carga.

Así tenemos, por ejemplo, que para una carga de acción instantánea muchos cuerpos y diferentes tipos de rocas (areniscas, esquistos y otras) se destruyen en pedazos en una forma típicamente frágil. Estas mismas rocas para una aplicación gradual de la carga se comportan como un medio elástico, o sea la deformación que se produce en ellas va a estar en dependencia de la carga que actúa. Por último para un período largo de aplicación de la carga en estas rocas aparecen deformaciones residuales o sea aparecen características plásticas en la roca. A tenor de lo señalado la fragilidad, elasticidad y plasticidad en las rocas tienen un carácter relativo y estos índices pueden considerarse no como propiedades de las rocas en sí, sino como una forma de su estado.

En la Figura III.5 se representan varias curvas que representan varias formas de comportamiento de las rocas.

La curva 1 del gráfico representa una roca muy elástica donde las deformaciones hasta el límite de elasticidad son muy pequeñas. Esta roca se rompe al sobrepasarse el límite de elasticidad, o sea se comporta como un cuerpo frágil.

La curva 2 representa una roca con características preponderantemente elásticas en las que después de sobrepasarse el límite de elasticidad la roca se deforma un poco plásticamente antes de romperse.

La curva 3 es característica de las rocas que sufren deformaciones elástico-plásticas y que poseen un límite de elasticidad no muy alto. Estas rocas sufren deformaciones plásticas de importancia.

La curva 4 representa la forma de comportamiento de rocas plásticas las que no tienen un límite de elasticidad definido y prácticamente desde el inicio de aplicación de la carga se deforman plásticamente.

Por último la curva 5 representa la forma de comportamiento de un material plástico ideal.

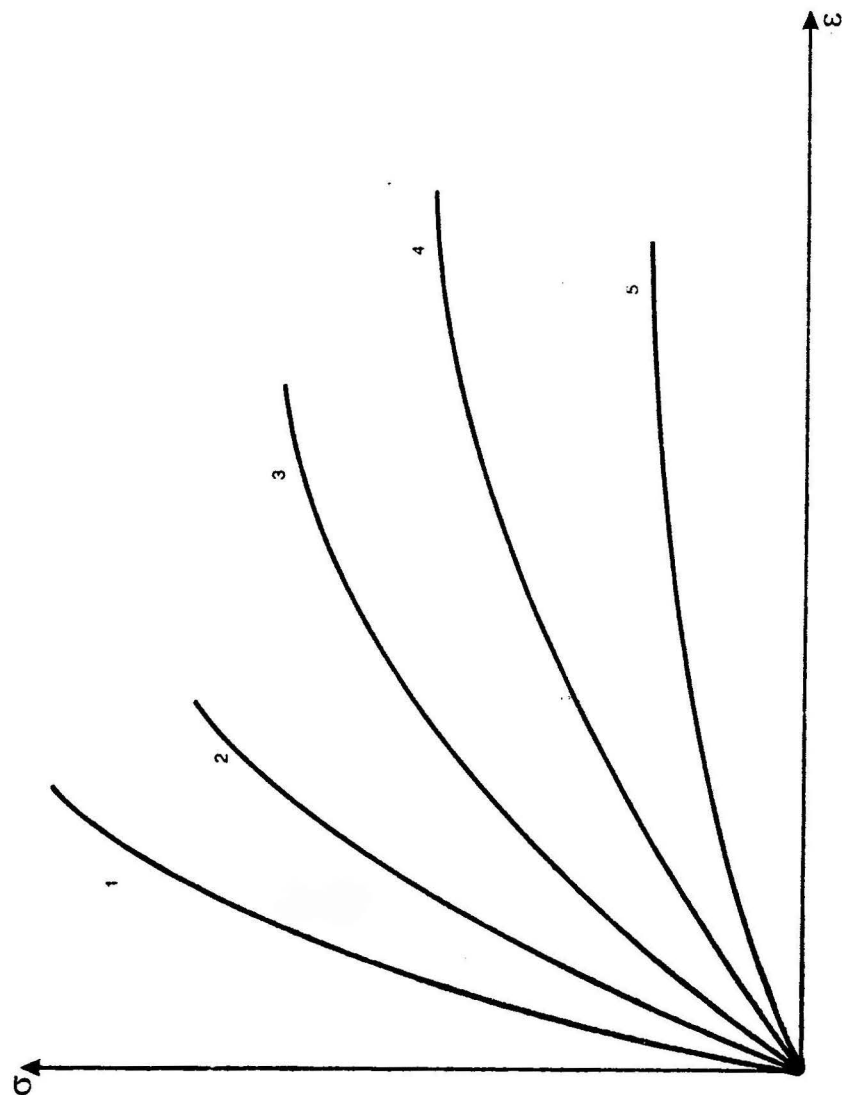


FIGURA III.5. Curvas características de deformación de las rocas

3.2. DETERMINACIÓN DE E Y μ

La determinación de E puede realizarse tanto en condiciones de laboratorio como *in situ*, o sea, directamente en el macizo. Para la obtención de E en condiciones de laboratorio las muestras habitualmente se ensayan a compresión, aunque este índice también se puede determinar con ensayos de flexión y a tracción, siendo esta última variante poca empleada. La esencia de cualquiera de estas vías de determinación de E consiste en la medición, en la forma más precisa posible, de la deformación que sufre la muestra de roca al ser cargada.

Conjuntamente con estos métodos denominados tradicionales, son empleados los ultrasonoros que se fundamentan en la medición de la velocidad de traslación de las ondas longitudinales a través de la roca (una muestra, o un sector del macizo).

A continuación se examinan algunos métodos de laboratorio comúnmente usados para la determinación de E .

En primer lugar se hace referencia a un método usado frecuentemente en nuestro país, que es el que se basa en la medición de las deformaciones que sufre la muestra con el empleo de indicadores tipo reloj (se usan dos indicadores para medir la deformación longitudinal y cuatro para medir la transversal). (Ver Figura III.6.) X

Para este ensayo se recomienda usar muestras de formas cilíndricas con una altura de 8 a 14 cm y un diámetro de 4 a 8 cm. Se debe observar que la relación entre altura y diámetro oscile de 1,5 a 2,0.

Para el ensayo debe garantizarse que las muestras tengan las caras bien pulidas y sean paralelas con una desviación inferior a 0,05 mm.

Antes del inicio del ensayo debe definirse la carga máxima que se va a emplear. Se recomienda que ésta oscile entre un 50 y un 60 % del límite de resistencia a la compresión de la roca que se ensaya.

Se recomienda realizar el ensayo con una velocidad de aplicación de la carga de 1,0 MPa/s (10 kgf/cm²/s).

El ensayo se debe realizar en 4 o 5 etapas de carga y descarga registrándose en cada etapa los valores finales e iniciales de la carga y los de la deformación.

Las magnitudes de E y μ se obtienen al utilizar las siguientes expresiones:

$$E = \frac{(P_f \cdot P_i)}{F \cdot \Delta l}, \text{ MPa} \quad (3.5)$$

y

$$\mu = \frac{\epsilon_t}{\epsilon_l} = \frac{\bar{\Delta} d / d}{\bar{\Delta} l / l} = \frac{l \bar{\Delta} d}{d \bar{\Delta} l} \quad (3.6)$$

donde:

P_f y P_i : carga final e inicial en cada etapa, kgf;

l : altura de la muestra antes de ser aplicada la carga, cm;

Δl : deformación longitudinal al crecer la carga de P_i a P_f (en cada etapa) cm;

F : área transversal de la muestra, cm²;

ϵ_t y ϵ_l : deformaciones transversales y longitudinales que sufre la muestra;

d : dimensión transversal de la muestra.

Los valores de $\bar{\Delta} l$ y $\bar{\Delta} d$ se obtienen con las expresiones:

$$\bar{\Delta} l = \sum_{l=i}^{l=n} \frac{\Delta l_i}{n} \quad (3.7)$$

$$\bar{\Delta} d = \sum_{l=i}^{l=n} \frac{\Delta d_i}{n} \quad (3.8)$$

donde:

Δl_i : deformaciones longitudinales en cada indicador para cada etapa, cm

Δd_i : deformación transversal en cada indicador para cada etapa.

Estos valores se obtienen por:

$$\Delta l_i = A_f - A_i \quad (3.9)$$

$$\Delta d_i = b_f - b_i \quad (3.10)$$

siendo:

A_f y A_i : lectura final e inicial de la deformación longitudinal en cada indicador para cada etapa, cm;

$b_f - b_i$: lectura final e inicial de la deformación transversal en cada indicador para cada etapa, cm.

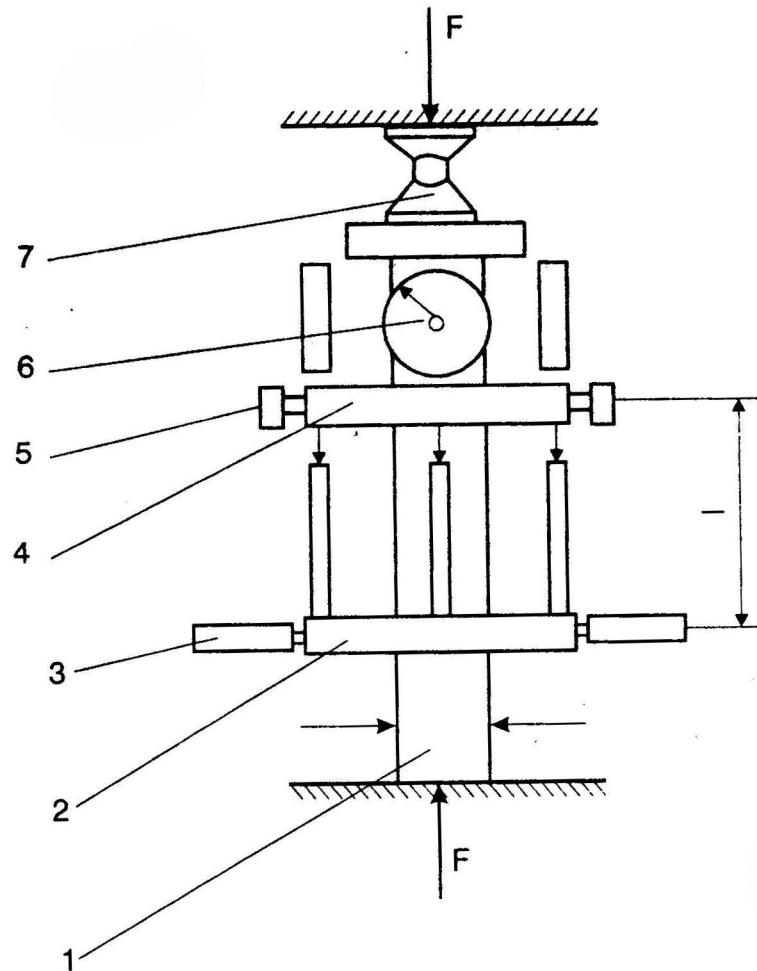


FIGURA III.6. Esquema de ensayo para la determinación del módulo de elasticidad.

Otro método para la determinación de E es el conocido como método del extensómetro de espejo. Este método permite obtener la deformación longitudinal y transversal.

Para cada roca que se comporta según la Ley de Hooke la magnitud de E se puede obtener por la expresión:

$$E = \frac{(P_f - P_i)}{F(\Delta l_2 - \Delta l_1)}, \text{ MPa} \quad (3.11)$$

donde:

- P_f : carga final del intervalo de carga en estudio, kgf;
- P_i : carga inicial de dicho intervalo, kgf;
- l : longitud de la muestra o del sector de medición, cm;
- F : sección transversal de la muestra, cm;
- Δl_2 : deformación final en el intervalo de carga que se analiza, cm;
- Δl_1 : deformación inicial en el mismo intervalo, cm.

Para las rocas que no se comporten según la Ley de Hooke, la magnitud de E se debe calcular para cada intervalo (utilizar la expresión 3.11) y más tarde calcular su valor promedio E_{prom} , utilizar la expresión:

$$E_{prom.} = \frac{\sum E_i}{n}, \text{ MPa} \quad (3.12)$$

siendo:

n : el número de etapas de medición.

A pesar de ser muy precisos (se alcanzan precisiones hasta de un 1%) los extensómetros de espejos presentan como inconveniente el hecho de que son muy delicados y propensos a las averías. Otro factor a tener en cuenta es que para su uso es necesario tener una iluminación muy buena y un espacio libre alrededor de la zona de ensayo, aspectos que no siempre son factibles de garantizar.

Debido a lo anteriormente señalado este método para ensayos de grandes cantidades de muestras de rocas es poco utilizado.

Otro método de ensayo a compresión para la determinación de E es el de los punzones axiales. Para ello se preparan dos muestras en forma de disco con idéntico diámetro y espesor. en una de estas muestras (disco) se le hace un agujero central (de 11.35 mm), el cual se rellena con un material plástico.

En este ensayo se recomienda usar punzones de 1 cm² de sección transversal. La deformación en las muestras durante el ensayo se determina al utilizar captadores de cables de 0,04 a 0,05 mm de diámetro los cuales se fijan a las muestras.

La magnitud de E se calcula por la expresión:

$$E = \frac{P}{F_o \cdot \epsilon_R} \quad (3.13)$$

donde:

- P : carga ruptura, kgf.
- F_o : área de cálculo de la muestra, cm,
- ϵ_R : deformación relativa de la muestra, que se mide según el arco de la superficie de la muestra.

La magnitud del módulo de elasticidad durante los ensayos a flexión puede ser determinada al utilizar diferentes esquemas de ensayo.

Para el caso de una muestra en forma de barra que descansa sobre dos apoyos, sin tenerse en cuenta la tensión tangencial, la magnitud se puede calcular por la expresión:

$$E = \frac{PL^3}{48f \cdot I} \quad (3.14)$$

donde:

- P : magnitud de la carga que actúa, kgf.
- L : longitud entre los apoyos sobre los que descansa la muestra, cm.
- I : momento de inercia de la sección transversal de la muestra, cm.
- f : flecha que sufre la muestra, cm.

Para el caso de una muestra con idéntico esquema de carga, pero teniendo en cuenta la tensión tangencial (cuando la relación entre la longitud de cálculo y la altura de la muestra $-h-$ es pequeña) se utiliza la expresión:

$$E = \frac{PL^3}{48 fI} \left(1 + 2,95 \frac{h^2}{l^2} - 0,02 \frac{h}{l} \right), \text{ MPa} \quad (3.15)$$

Para el caso en que la muestra se ensaye como una barra en consola, la magnitud de E se puede calcular por la expresión:

$$E = \frac{P L^3}{3 fI} \quad (3.16)$$

En las tres variantes vistas la tarea fundamental que se debe resolver de forma experimental es la medición de la flecha (f) que sufre la muestra al ser cargada, para ello se pueden emplear diferentes esquemas e instrumentos de medición (indicadores, extensómetros, etcetera).

En la actualidad tienen gran difusión en la determinación E y μ los denominados métodos acústicos, los cuales permiten estudiar de una forma más profunda la estructura y las propiedades elásticas, de resistencia y viscosidad de las rocas.

Los avances alcanzados en el desarrollo de los medios acústicos se deben, entre otras causas, al nivel científico-técnico alcanzado, en particular al desarrollo de la electrónica, en lo que se refiere a la medición de impulsos en pequeños intervalos de tiempo.

Los métodos acústicos utilizados para la determinación de los índices elásticos (E y μ) se pueden ubicar en dos grandes grupos:

- Método de impulso
- Método de resonancia.

El primero de ellos se fundamenta en la determinación de la velocidad de las señales acústicas, según este método se puede determinar E y tanto en muestras (condiciones de laboratorio) como en el macizo.

Por su parte el método de resonancia se fundamenta en la medición de la frecuencia de ondulación de las ondas en la muestra.

Método de impulso

La determinación del módulo de elasticidad utilizando el método de impulso tiene un significado propio para la resolución de tareas relacionadas con la acción de cargas dinámicas, pero debido a la simplicidad y perspectiva de este método y en particular a la posibilidad de su empleo para determinar la magnitud de E en el macizo, los resultados obtenidos con su empleo son ampliamente utilizados para resolver tareas relacionadas con la acción de cargas estáticas.

A continuación en la Figura III.7 se da un esquema generalizado para la determinación del módulo de elasticidad a partir de la medición de la velocidad de traslación de la señal acústicas.

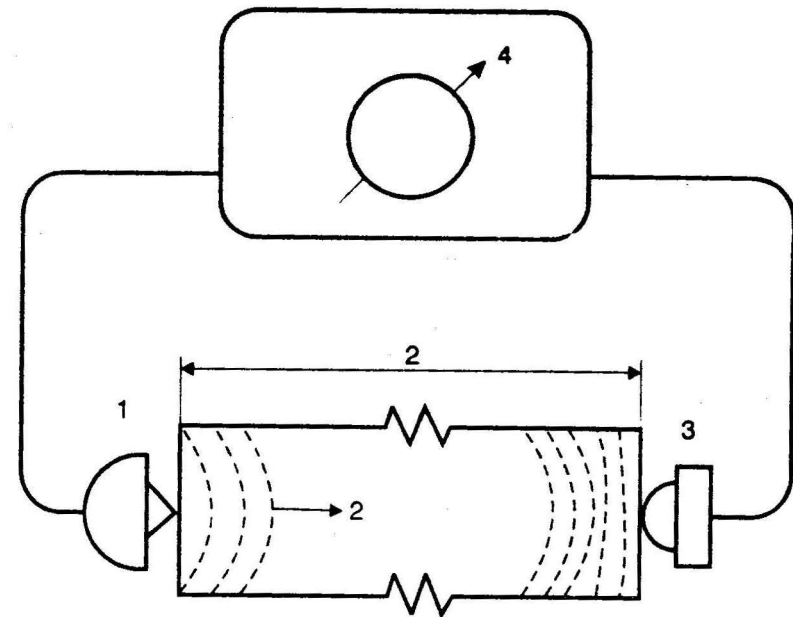


FIGURA III.7. Esquema para la determinación de E por el método de impulso.

La instalación consta del emisor de radiaciones (1) el que produce en las muestras de rocas (2) donde se ensayan señales acústicas cortas. En el captador de señales (3) las ondulaciones mecánicas se transforman en ondulaciones de las tensiones eléctricas.

El tiempo que transcurre desde que es emitida la señal hasta que es recepcionada por el captador se determina con el empleo de un microsecundómetro (4).

Conociendo la longitud de la muestra (l) y el tiempo que se demora en pasar la señal a través de ella (t) se puede señalar la velocidad de traslación (v) de la señal o sea:

$$V = \frac{l}{t} \quad (3.17)$$

La velocidad de traslación de la señal acústicas por una muestra que tenga una pequeña sección transversal está en dependencia del módulo de elasticidad de la muestra (E) y su densidad (ρ) lo que se da por la siguiente expresión:

$$V = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (3.18)$$

Por lo que:

$$E = \rho V^2 \quad (3.19)$$

La exactitud en la determinación de la velocidad de traslación de las ondas elásticas en las muestras de rocas se eleva con el aumento de la longitud de la muestra que se ensaya, o cuando la roca es más resistente. Un error en la medición de $\pm$ un 2% se considera normal.

La relación entre la longitud de onda λ , la velocidad de traslación V y la frecuencia de ondulación f se da por la siguiente expresión:

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

No es útil una gran frecuencia durante los trabajos, ya que la longitud de onda se puede hacer 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 (diafinidad) acústica de la roca. Por ello se recomienda utilizar muestras con una longitud (l) en las que $l > (3 \text{ a } 4) \lambda$.

Se diferencia la velocidad de las ondas longitudinales en un medio limitado (macizo rocoso) V_L^M y en la muestra V_L . Para la obtención de ondas claras y precisas durante su traslado por la muestra es necesario que la relación entre el radio de la muestra y la longitud de la onda cumpla la condición $a/\lambda < 0.5 \text{ a } 0.6$.

La velocidad de traslación de las ondas longitudinales en el macizo V_L^M se puede determinar por la expresión:

$$V_L^M = \frac{E(1 - \mu)}{\rho(1 + \mu)(1 - 2\mu)} \quad (3.20)$$

Con respecto a la velocidad de traslación de las ondas transversales (V_t) se puede decir que ellas no sufren de dispersión geométrica, o sea la magnitud de dicha velocidad no depende del tamaño de la muestra o del macizo que se estudia y se puede terminar por la expresión:

$$V_t = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (3.21)$$

donde:

G : módulo de elasticidad o torsión.

Por último la magnitud de μ puede determinarse por la expresión:

$$\mu = \frac{0.5 \left(\frac{V_L^M}{V_t} \right) - 1}{\frac{V_L^M}{V_t}} \quad (3.22)$$

O sea para la determinación de las características elásticas de las rocas por el método de impulso es necesario la velocidad de traslación tanto de las ondas longitudinales como de las transversales.

La velocidad de traslación de los impulsos en las rocas anisotrópicas va a depender de la dirección. Por ejemplo en rocas estratificadas la velocidad del impulso en una dirección perpendicular a la estratificación es menor que cuando es paralela a ella.

La velocidad de traslación de las ondas elásticas longitudinales depende de las características del estado tensional, magnitud de las tensiones, humedad, porosidad, temperatura, textura y densidad de las rocas.

Método de resonancia

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

En la Figura III.8 se da un esquema simplificado para la determinación del módulo de elasticidad según este método.

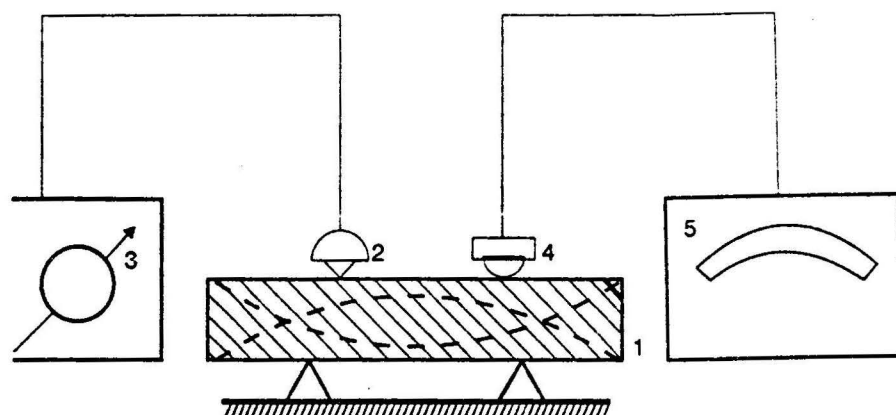


FIGURA III.8. Esquema para la determinación de E por el método de resonancia.

Las ondulaciones mecánicas que atraviesan la muestra (1) son producidas por el radiador (2), el cual se alimenta por el generador de frecuencia sonora (3) y transforma las ondas eléctricas recibidas en mecánicas.

Los receptores de sonido (4), reciben las ondulaciones mecánicas que se producen en las muestras transformándolas en eléctricas, después de lo cual estas ondulaciones eléctricas van a un amplificador (5) y desde ahí a un elemento 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 en la muestra alcanza su mayor magnitud. Por consiguiente, la línea lumínica vertical que se ve en la pantalla tiene la mayor longitud cuando coincide la frecuencia de las oscilaciones en la muestra, con la frecuencia del generador.

De tal forma a partir de la desviación máxima del rayo se puede registrar el momento de coincidencia de la frecuencia del generador con la de las oscilaciones en la muestra.

Una vez determinada la frecuencia de resonancia (f_0) y conociendo la longitud (l) de la muestra se puede determinar la velocidad de traslación en las ondas longitudinales por la muestra con el empleo de la siguiente expresión:

$$V_L = 2 f_0 \cdot l \quad (3.23)$$

Sustituyendo el valor de v de la expresión (3.18) se obtiene:

$$\sqrt{\frac{E}{\rho}} = 2 f_0 \cdot l \quad (3.24)$$

Por lo que:

$$E = 4 f_0^2 l^2 \cdot \rho \quad (3.25)$$

Conjuntamente con los métodos de laboratorio antes visto se conocen una serie de métodos para la determinación del módulo de elasticidad en condiciones naturales. Uno de ellos el del Pilar de Roca que se carga a compresión con un gato (Ver Figura II.14) examinado en el capítulo anterior.

Otro método para determinar el módulo de elasticidad *in situ* consiste en lo siguiente:

En la pared desnuda de una excavación con el empleo de un cemento de rápido fraguado se fijan tres anclas de 20 x 20 mm de sección, estas anclas se introducen a una profundidad de 160 mm y deben tener una distancia entre sí de 20 cm. (Ver Figura III. 9.)

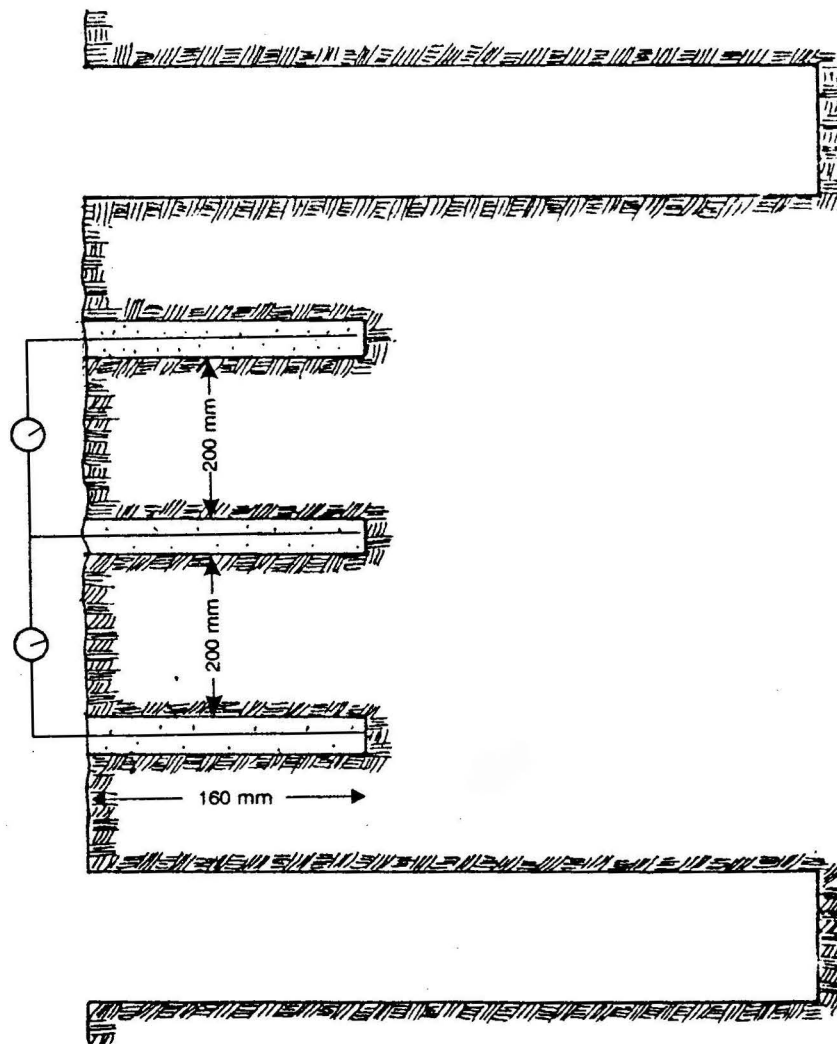


FIGURA III.9. Esquema para la determinación de E en condiciones *in situ*

Entre las anclas se colocan alambres de medición mediante los cuales se mide la tensión inicial, utilizando indicadores de reloj u otra vía.

Después que transcurren 10 - 12 horas de colocadas las anclas y hecha la medición inicial se hace una ranura de corte de 60 a 80 cm de ancho y 70 cm de profundidad con una altura de 40-50 mm. Esta ranura inicialmente se limpia y después dentro de ella se coloca un gato hidráulico que cubra totalmente el área de la ranura. Los espacios que permanezcan libres se rellenan con una mezcla a partes iguales de cemento y arena fina.

Después que esta mezcla fragüe (12-15 horas) se procede a la carga del macizo para lo que se debe aumentar la presión gradualmente.

Las deformaciones que se producen en los alambres se registran y a partir de ello y con el valor de la tensión actuante se construye un gráfico $\sigma - \epsilon$. Se recomienda que el ensayo se realice hasta valores de las tensiones que sobrepasan en 20-40 kgf/cm² su valor inicial.

En la Tabla 6 se ofrecen valores de E y μ de diferentes tipos de rocas de nuestro país, determinados en condiciones de laboratorio y en la Tabla 7 valores comparativos del ensayo de E y μ con cargas dinámicas y estáticas.

TABLA 6. Características elásticas de las rocas

Mina o yacimiento	Tipo de roca	Velocidad ondas longitudinales m/s	Módulo de elasticidad MPa	Coefficiente de Poisson
El Cobre Sector Mina Blanca	Porfírita	-	$4,8 \cdot 10^4$	0,28
	Conglomerado tobáceo	-	$2,5 \cdot 10^4$	0,26
	Mineral de cobre	-	$3,6 \cdot 10^4$	0,26
El Cobre Sector Gitanilla	Tobas de granos gruesos	-	$2,7 \cdot 10^4$	-
	Tobas densas de granos medios	-	$3,2 \cdot 10^4$	0,29
	Porfírita	-	$3,7 \cdot 10^4$	0,27
	Conglomerado tobáceo	-	$4,6 \cdot 10^4$	0,29
Trasvase este-oeste	Serpentinita	4045,9	$3,21 \cdot 10^4$	-
	Gabro-diabasa	5735,5	$7,4 \cdot 10^4$	-
	Serpentinita meteorizada	3216,9	$2,02 \cdot 10^4$	-

TABLA 7. Composición entre los valores de E y μ obtenidos de ensayos dinámicos y estáticos

Tipo de roca	Valores de E_s	Valores de μ_s	Valores de E_c		Valores de μ_c	Relación E_c/E_s
			Tracción	Compresión		
Areniscas arcillosas	$6,5 \cdot 10^4$	-	$4,5 \cdot 10^4$	$4,9 \cdot 10^4$	-	1,30 a 1,45
Areniscas de granos gruesos	$1,85 \cdot 10^5$	-	$1,3 \cdot 10^5$	-	-	1,40
Argilita	$2,01 \cdot 10^5$	-	$1,73 \cdot 10^5$	-	-	1,20
Areniscas de granos finos	$2,14 \cdot 10^5$	0,17 a 0,20	-	$1,72 \cdot 10^5$	0,11 a 0,13	1,24
Granodiorita	$6,24 \cdot 10^5$	0,18 a 0,24	-	$5,48 \cdot 10^5$	0,11 a 0,16	1,18
Caliza	-	0,22 a 0,31	-	-	0,13 a 0,16	-

3.3. DEFORMACIÓN DE LA ROCA CON EL TIEMPO

Es conocido, de la práctica minera, que la deformación en las rocas varía con el tiempo. Por ejemplo se sabe que los desplazamientos de las rocas desnudas que contornean las excavaciones tienden a desarrollarse con el transcurso del tiempo, que los desplazamientos en las rocas del techo de los frentes largos en las excavaciones de arranque dependen, entre otros factores, de velocidad de avance del frente de trabajo y así se podrían citar otros muchos ejemplos. Es por ello que para resolver muchos problemas en minería y en la construcción subterránea, el conocimiento de las características elásticas y plásticas de las rocas obtenidas mediante ensayos de laboratorio o *in situ* con cargas aplicadas en corto tiempo, resulta insuficiente y se hace necesario conocer el comportamiento de la roca bajo la acción de cargas aplicadas un largo periodo de tiempo.

Las propiedades reológicas de las rocas son las que caracterizan su comportamiento al deformarse con el tiempo.

Las rocas al deformarse, en dependencia de sus características y del estado tensional actuante, pueden comportarse en algunos casos de forma similar a un cuerpo sólido y en otros como cuerpos viscosos, manifestándose en estos últimos casos las características de fluidez.

La fluidez de las rocas puede ser plástica o viscosa. La fluidez plástica se manifiesta sólo en aquellos casos en que la magnitud de la tensión actuante sobrepasa el límite de fluidez de la roca. En tanto que la fluidez viscosa puede surgir en cualquier momento y desarrollarse para cualquier magnitud de la tensión.

Para la caracterización de las propiedades reológicas de las rocas son muy utilizados los conceptos de: escurrimiento de la deformación y relajamiento de las tensiones.

Escurrecimiento: Es la capacidad que tienen las rocas de deformarse con el tiempo bajo la acción de cargas constantes, (Figura III. 10).

Relajamiento: Es el fenómeno mediante el cual se observa en la roca una disminución gradual, con el transcurso del tiempo, de las tensiones actuantes sin que se varíe su estado deformacional (Figura III. 11).

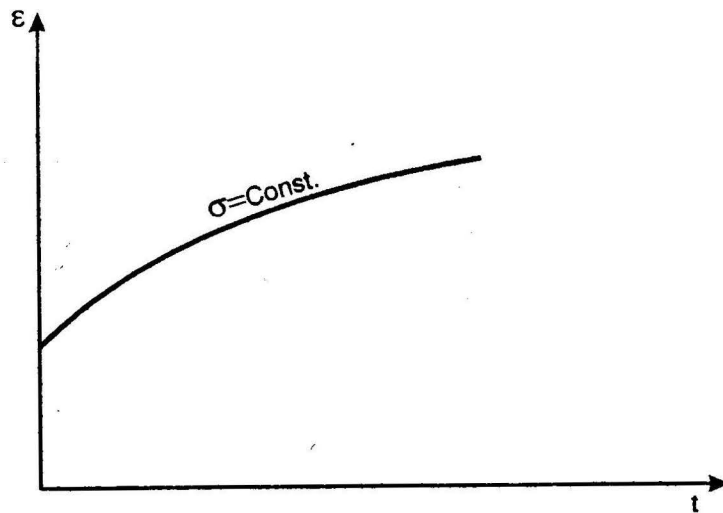


FIGURA III.10. Curva que caracterizará el escurrimiento de las deformaciones.

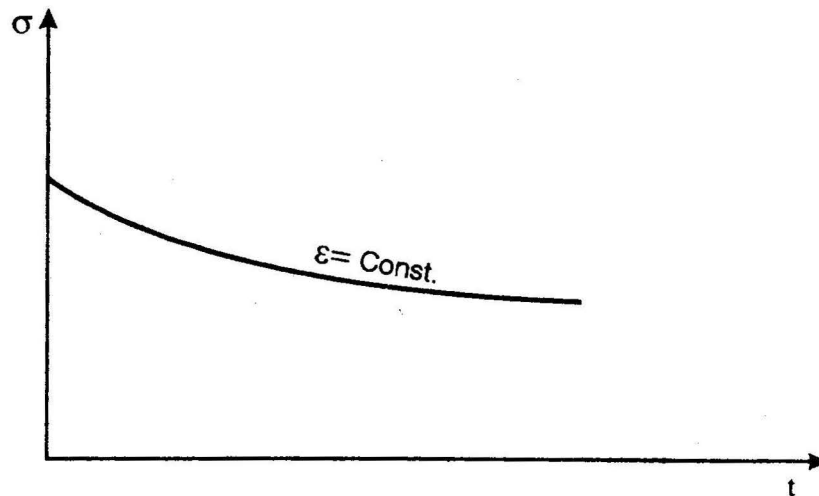


FIGURA III.11. Curva que caracterizará el relajamiento de tensiones.

En las rocas de acuerdo a su constitución, características y condiciones de yacencia pueden manifestarse, para una carga constante deformaciones con diferentes características y grados de intensidad. De tal forma se obtiene que el escurrimiento en las rocas puede presentarse en dos formas, por eso las rocas se dividen en dos clases. La primera clase a la que pertenecen la mayoría de las rocas (areniscas, esquistos, calizas, etcétera), se caracteriza porque las deformaciones al cabo de un tiempo cesan de aumentar, o sea tienen un carácter amortiguado (Figura III. 12).

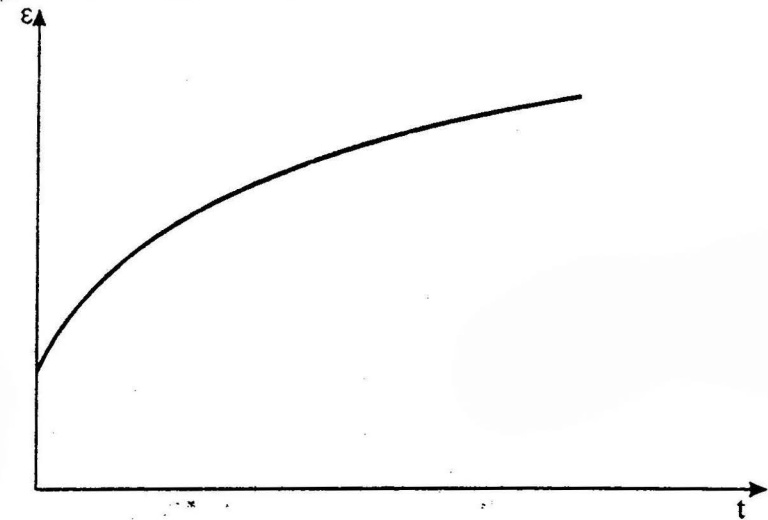


FIGURA III.12. Curva del escurrimiento para el caso de deformaciones amortiguadas.

En tanto que la segunda clase, a la cual pertenecen las arcillas y los esquistos arcillosos entre otros, se caracteriza por presentar un carácter no amortiguador en su deformación. (Figura III. 13).

Las investigaciones realizadas han permitido establecer las exigencias principales que deben satisfacer las ecuaciones de las curvas del escurrimiento, y son:

Para las rocas del primer tipo:

1. Una carga instantánea es correspondida con una deformación instantánea, existiendo entre ellas una dependencia lineal.
2. La deformación aumenta con el transcurso del tiempo.

3. Para una carga constante la magnitud de la deformación tiende a un determinado límite, el cual va a depender de la magnitud de la carga actuante.
4. El límite al cual tiende la magnitud de la deformación tiene una relación no lineal con la carga actuante.

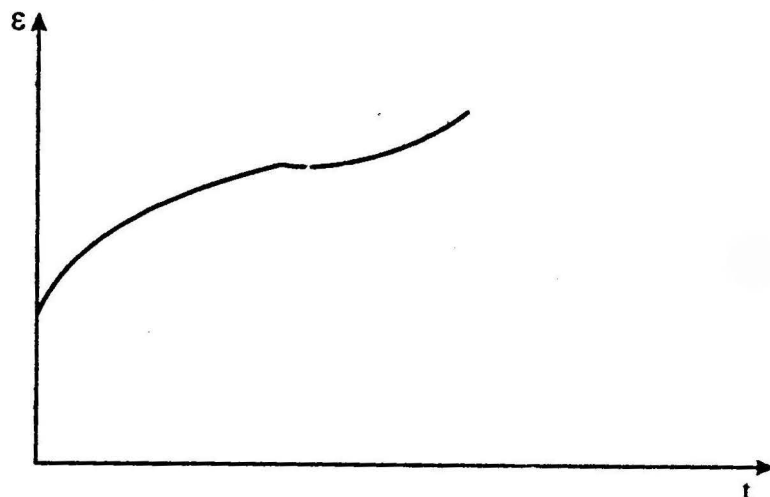


FIGURA III.13. Curva de escurrimiento cuando las deformaciones no son amortiguadas.

En tanto que para las rocas del segundo tipo:

1. No se establece una deformación límite.
2. En un período inicial (no muy extenso) la curva de escurrimiento posee carácter esponencial, para rápidamente pasar a tener una forma lineal.
3. La velocidad de deformación es directamente proporcional a la carga aplicada.

En su forma más completa el carácter de deformación de las rocas, con el tiempo, puede ser caracterizado por la curva de escurrimiento representada en su forma general (Figura III.14).

En esta curva de escurrimiento se pueden diferenciar cuatro etapas de deformación.

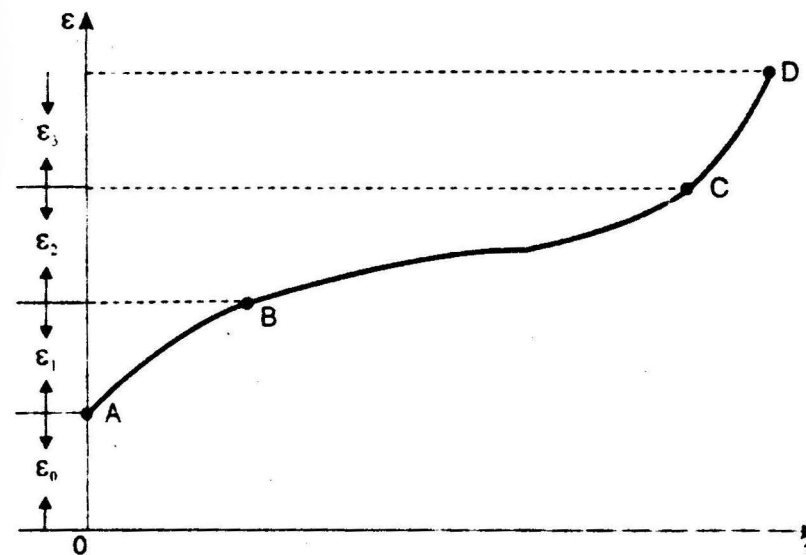


FIGURA III.14. Curva de escurrimiento representada en su forma más general.

El tramo OA se corresponde con la deformación inicial que se produce instantáneamente. En dependencia de la magnitud de la carga actuante esta deformación puede ser totalmente elástica (cuando se produce debido a la compresión elástica del esqueleto mineral y a la eliminación en el aire y el agua) y en parte puede ser inelástica (cuando se manifiestan en cierto grado deformaciones irreversibles) lo cual se debe a microdestrucciones que sufre la roca.

El tramo AB de la curva corresponde a un estado de escurrimiento amortiguado (aquí $\dot{\epsilon} \rightarrow 0$). Pueden ocurrir también deformaciones elásticas e inelásticas.

El tramo BC de la curva se corresponde con un estadio de escurrimiento no establecido, con una velocidad de deformación constante (o sea $\dot{\epsilon} = \text{const.}$). Esta etapa de deformación se caracteriza por la destrucción de los enlaces estructurales en la roca y por esto la deformación, al producirse la descarga, es sólo en parte reversible.

Por último el tramo CD de la curva se corresponde con un aumento de la velocidad de deformación, esto va acompañado de la intensificación del

proceso de destrucción, la aparición y desarrollo de las grietas y al final la destrucción de la roca. Este tramo se corresponde con la etapa denominada de fluidez creciente.

A partir de lo antes expuesto el escurrimiento total de las rocas en su forma más generalizada, puede ser caracterizado por la siguiente expresión:

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_0 + \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 \quad (3.26)$$

donde:

- ε_0 : deformación inicial;
- ε_1 : deformación durante el escurrimiento amortiguado;
- ε_2 : deformación para la etapa de escurrimiento con la velocidad constante;
- ε_3 : deformación durante la fluidez.

Se reitera que el caso analizado (Figura III.14) es el más general para las rocas, por lo que cada caso concreto al ser estudiado puede tener otras características.

La relación entre las variables (tensiones, deformaciones, velocidad de deformación y tiempo) que conforman las ecuaciones reológicas de estado de las rocas se establecen sobre la base de la etapa del escurrimiento de las deformaciones. En la mecánica de roca para enfrentar esta tarea han recibido una mayor difusión la teoría elástico-plástica-viscosa de los cuerpos y la teoría hereditaria del escurrimiento.

3.4. MODELOS REOLÓGICOS (ESTRUCTURALES)

En la teoría deformacional, elástico-plástica de la roca, para el estudio de las propiedades reológicas se utiliza el método denominado de los modelos estructurales. Este método consiste en sustituir la roca por una combinación de elementos mecánicos, los cuales cada uno posee determinadas propiedades, elasticidad, viscosidad, etcétera. (Figura III.15.)

En calidad de elementos que poseen solamente propiedades elásticas se emplean resortes elásticos (Figura III.15 a).

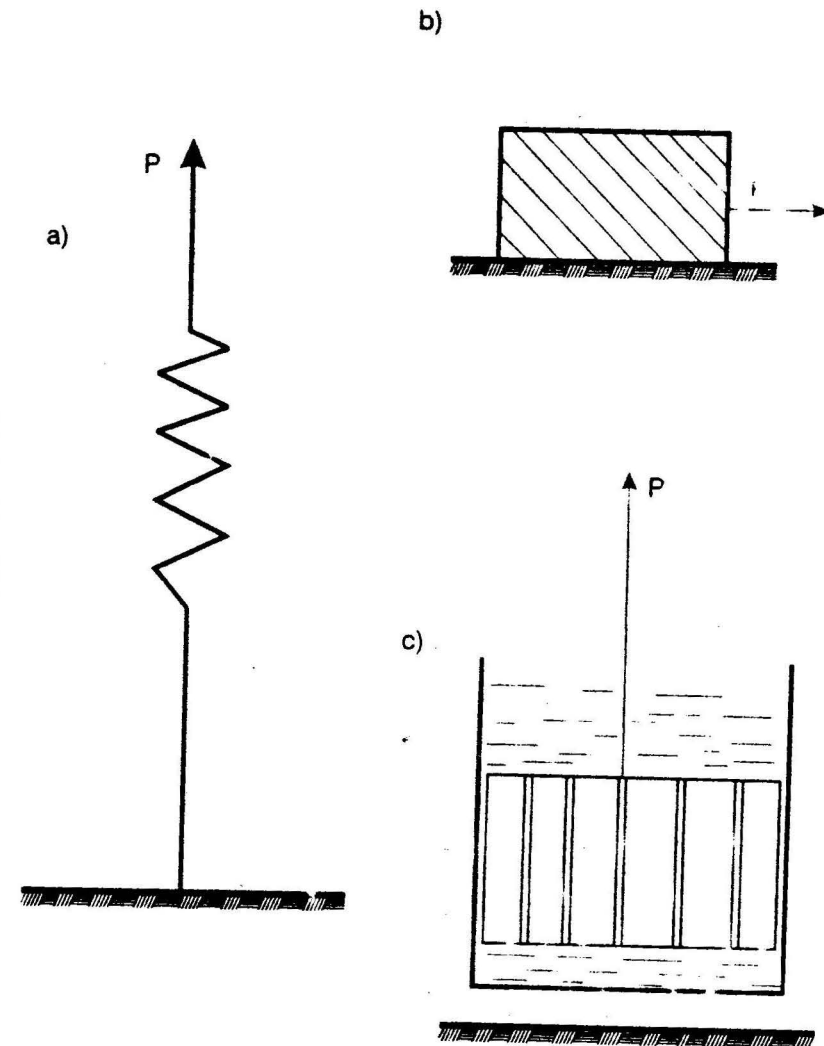


FIGURA III.15. Elementos usados en la construcción de los modelos estructurales.

- a) Elemento elástico
- b) Elemento plástico
- c) Elemento viscoso

Se conoce que el esfuerzo de este resorte es proporcional a su deformación, o sea:

$$\sigma = \epsilon \cdot E \quad (3.27)$$

donde:

E : coeficiente de proporcionalidad, el cual caracteriza las propiedades elásticas del elemento.

Como elementos viscosos se emplean un recipiente que contenga un líquido viscoso y un pistón con orificios (Figura III. 15b).

Para este elemento viscoso no se cumple la proporcionalidad entre tensiones y deformaciones, ya que en este caso la magnitud de las deformaciones no sólo va a depender de las tensiones sino también del tiempo de acción de ellas, o sea la deformación viscosa es variable y depende del tiempo.

Es cómodo caracterizar esta dependencia del tiempo de la deformación viscosa por la variación que sufre la deformación en cierto intervalo de tiempo, es decir por la velocidad de deformación unitaria, o sea por $\epsilon' = \frac{d\epsilon}{dt}$ y la velocidad de deformación sea proporcional a la tensión:

$$\sigma(t) = \eta \cdot \epsilon \quad (3.28)$$

donde:

η : constante de proporcionalidad entre las tensiones y la velocidad de deformación unitaria del elemento viscoso.

Como elemento plástico (Figura III. 15c) se emplea un cuerpo en reposo que descansa en una superficie plana. Es conocido que las propiedades plásticas de las rocas se empiezan a manifestar cuando se alcanza un cierto valor de las tensiones.

Para el caso en que las tensiones actuantes σ sean menores que el límite de fluidez (σ_f) de las rocas no se produce deformación plástica. Si las tensiones actuantes exceden de σ_f entonces se producirá una deformación plástica (la que para una $\sigma_f = \text{const.}$ puede desarrollarse con una velocidad constante).

A partir de estos elementos se hace la combinación deseada, o sea el modelo estructural, buscando que las propiedades generales de este modelo se correspondan con la de la roca que se estudia.

Como criterio para evaluar la eficiencia del modelo elegido se utiliza el grado de correspondencia entre la ecuación de estado del modelo y la de la roca. Para ello se valora el grado de convergencia que exista en los gráficos $\epsilon = f(\sigma, t)$ obtenidos en ambos casos.

Para estudiar las propiedades reológicas de las rocas existen una gran cantidad de modelos estructurales (reológicos) conformados con los elementos antes vistos. Estos modelos pueden ser simples o bastante complejos (formados por muchos elementos). A continuación se estudian algunos de los modelos más utilizados para caracterizar las propiedades reológicas de las rocas.

Modelos de Maxwell

Este modelo consiste en la unión en serie de un elemento elástico y uno viscoso (Ver Figura III. 16).

Según este modelo las tensiones que se producen en ambos elementos serán iguales en tanto que las deformaciones son diferentes. La deformación total del modelo $-\epsilon_t-$ será igual a la suma de las deformaciones de los elementos, o sea:

$$\epsilon_t = \epsilon_c + \epsilon_v \quad (3.29)$$

Analizando el modelo se observa que al aplicarse la carga P inicialmente se produce una deformación elástica instantánea en el muelle (en correspondencia con la Ley de Hooke), después se desarrolla un proceso de deformación a velocidad constante debido al paso del líquido a través de los orificios del émbolo.

Si se elimina la acción de la fuerza P el modelo recupera parte de su forma inicial (el muelle) en tanto que la parte de la deformación correspondiente a la viscosa, objetivamente es irreversible (o sea el muelle no va a descender).

Si se le da al modelo una deformación constante, o sea se estira el muelle y se fija, en esta situación el émbolo seguirá moviéndose hacia arriba hasta que el alargamiento del muelle desaparezca o sea hasta el momento en que toda la deformación elástica se transforme en viscosa.

La ecuación de estado para este modelo se puede obtener al derivar la deformación total con respecto al tiempo, o sea:

$$\frac{d\epsilon_t}{dt} = \frac{1}{E} \frac{d\sigma}{dt} + \frac{\sigma}{E \cdot t_0} \quad (3.30)$$

donde:

t_0 : constante, que tiene dimensión de tiempo.

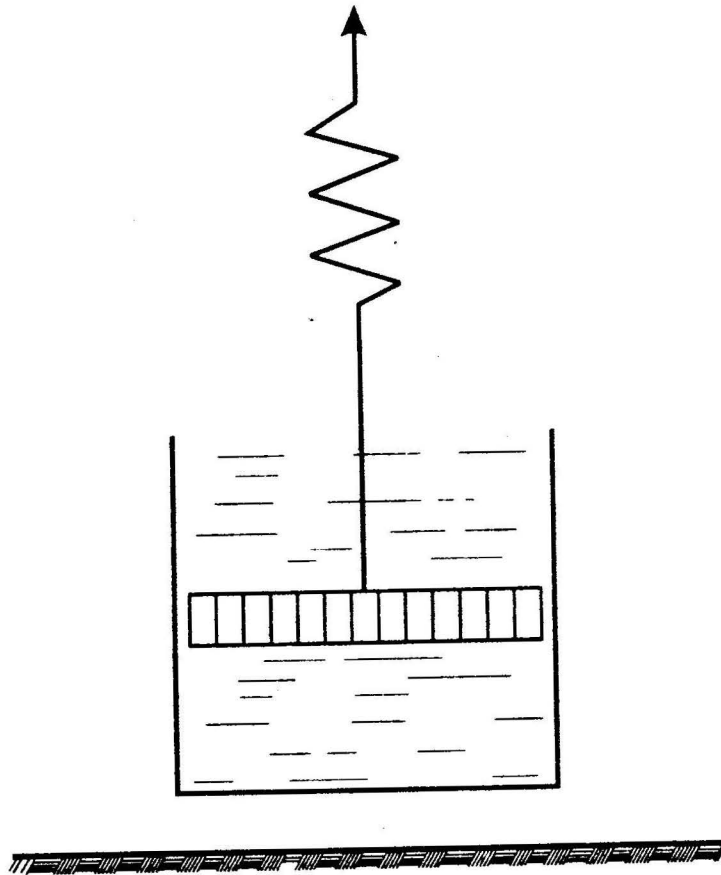


FIGURA III.16. Modelo de Maxwell.

La expresión (3.30) se puede escribir

$$\frac{d\epsilon t}{dt} = \frac{\sigma}{Et_0} + \frac{\sigma}{E} \quad (3.31)$$

A esta expresión se le denomina ecuación de estado del Modelo de Maxwell.

A partir de esta ecuación se estudian las propiedades de este modelo para lo que se analizan diferentes condiciones de trabajo.

a) Se analiza el caso en que se aplica una carga constante.

En esta situación de estado se transforman en:

$$\epsilon = \epsilon_0 + \frac{\sigma}{E} \frac{t}{t_0} = \frac{\sigma}{E} \left(1 + \frac{t}{t_0} \right) \quad (3.32)$$

Aquí la magnitud ϵ_0 es la deformación elástica inicial, siendo su magnitud igual a σ/E .

Analizando esta expresión (3.32) se ve que para el caso de aplicación de una fuerza constante, la deformación que sufre el Modelo de Maxwell es igual a la deformación inicial ϵ_0 más una deformación que se obtiene numéricamente de multiplicar esta deformación inicial por un coeficiente linealmente creciente (t/t_0) cuyo valor está dado por el tiempo de acción de la carga (t) y la magnitud del coeficiente t_0 .

b) Para el caso en que la deformación es constante.

Del análisis de la ecuación de estado se obtiene:

$$\sigma + t_0 \frac{d\sigma}{dt} = 0 \quad (3.33)$$

Al resolver la expresión (3.33) y realizar las transformaciones pertinentes se obtiene:

$$\sigma = \sigma_0 e^{-t/t_0} \quad (3.34)$$

La esencia física del coeficiente t_0 (tiempo de relajamiento) se puede obtener de la condición $t = t_0$. En tal caso se obtiene:

$$\sigma = \sigma_0 e^{-1} = \frac{\sigma_0}{e} \quad (3.35)$$

Esta expresión muestra cómo las tensiones en este modelo, para una deformación constante, disminuyen en e veces con respecto a su magnitud inicial.

El período de relajamiento t_0 es una característica importante de las propiedades reológicas de las rocas. La magnitud de t_0 para las rocas varía

en grandes límites, por ejemplo para las arcillas no plásticas el tiempo de relajamiento es de 2 ó 3 semanas en tanto que para el caso de las calizas fuertes puede alcanzar miles de años.

En dependencia del tiempo de acción de la tensión, un mismo tipo de roca puede comportarse como un cuerpo sólido o como uno fluido.

Analizando la expresión (3.35) se ve que para una magnitud del tiempo (t) muy pequeña en relación con el tiempo de relajamiento, o sea para:

$$t \ll t_0 \quad (3.36)$$

Se obtiene que:

$$\sigma \approx \sigma_0 \quad (3.37)$$

o sea el cuerpo (roca) se puede considerar no viscoso.

En cambio si:

$$t \gg t_0 \quad (3.38)$$

se obtiene:

$$\sigma \ll \sigma_0 \quad (3.39)$$

y la roca se comporta como un cuerpo fluido.

Del análisis de dicha expresión (3.34) se ve que cuando se mantiene por mucho tiempo una deformación constante, según este modelo, las tensiones se relajan y tienden a cero. En la práctica sólo se comportan así las arcillas.

La deformación de las arcillas por acción de una carga constante, también se corresponde con la dependencia $\varepsilon(t)$ de este modelo. Por eso se ha llegado a la conclusión de que el Modelo de Maxwell reproduce lo suficientemente aproximado el mecanismo de deformación de estas rocas (arcillas, esquistos arcillosos, o sea rocas de la 2da clase según la forma de manifestarse el escurrimiento).

Para el estudio de las rocas de la 1ra clase este modelo no se recomienda.

Modelo de Voight

Es la unión en serie de un elemento elástico y uno viscoso (Figura III.17).

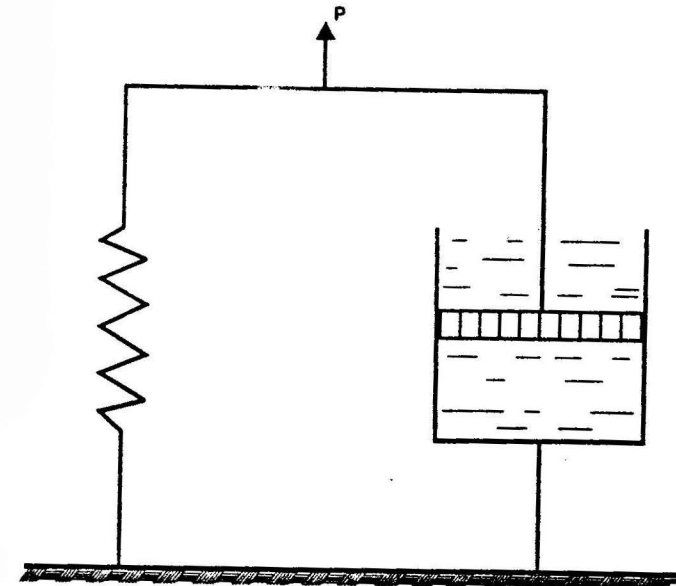


FIGURA III.17. Modelo de Voight.

En este modelo al aplicarse la fuerza no se produce una deformación elástica instantánea. Aquí la deformación va a crecer desde o para un tiempo inicial igual a cero, hasta un valor determinado por la magnitud de la fuerza aplicada.

Al eliminarse la acción de la fuerza de deformación se hace nula. En este caso no se observa relajamiento.

La ecuación de estado de este Modelo de Voigt se obtiene de sumar, las tensiones que se producen en el elemento elástico y en el viscoso, o sea:

$$\sigma t = \sigma e + \sigma v \quad (3.40)$$

siendo:

$$\sigma e = E \cdot \varepsilon \quad (3.41)$$

y

$$\sigma v = K \cdot \dot{\varepsilon} \quad (3.42)$$

por lo que:

$$\sigma t = E \cdot K \cdot \dot{\varepsilon} \quad (3.43)$$

siendo:

K : coeficiente que caracteriza la viscosidad del elemento analizado.

A partir de la ecuación de estado del Modelo de Voigh (expresión 3.44) se pueden entrar a analizar diferentes situaciones.

a) Caso de una tensión constante ($\sigma = \text{const.}$)

Se parte del análisis de la ecuación de estado resolviéndola respecto a ϵ .

$$\left(\frac{\sigma}{E} - \epsilon\right) dt = \frac{K}{E} d\epsilon \quad (3.44)$$

después de una serie de operaciones y transformaciones se obtiene:

$$\epsilon = \frac{\sigma}{E} \left(1 - e^{-\frac{tE}{K}}\right) \quad (3.45)$$

La expresión obtenida representa la dependencia de la deformación que sufre el modelo de la tensión constante que actúa y del tiempo. Como se ve de la expresión las deformaciones aumentan según una ley exponencial al

tender a una magnitud máxima de $\frac{\sigma}{E}$

b) Caso en que la deformación es constante e igual a la inicial

($\epsilon = \epsilon_0 = \text{const.}$)

A partir del análisis de la ecuación de estado del modelo para este caso se obtiene:

$$\sigma = E \cdot \epsilon_0 \quad (3.46)$$

Este resultado contradice el comportamiento real de las rocas bajo la acción de carga con una deformación constante (en estos casos para mantener una deformación constante debe disminuir la tensión actuante. Este fenómeno, o sea el relajamiento de tensiones, no se manifiesta en este Modelo de Voight.

En la naturaleza no existen tales rocas que no se relajan, por esta causa las dependencias que se obtienen entre σ , ϵ y t según este modelo se recomiendan emplear solamente para cálculos aproximados.

Modelo de Poynting-Thomson

Del análisis hecho a los modelos de Maxwell y Voight se saca la conclusión que para obtener ecuaciones de estado que reflejen con más aproximación las propiedades de la mayoría de las rocas, es necesario construir combinaciones (modelos más complejos) formadas por tres, cuatro y más elementos.

Uno de los modelos estructurales que ha recibido mayor uso es el de Poynting-Thomson, el cual está formado por dos elementos elásticos y uno viscoso, disposición que se puede ver en la Figura III.18.

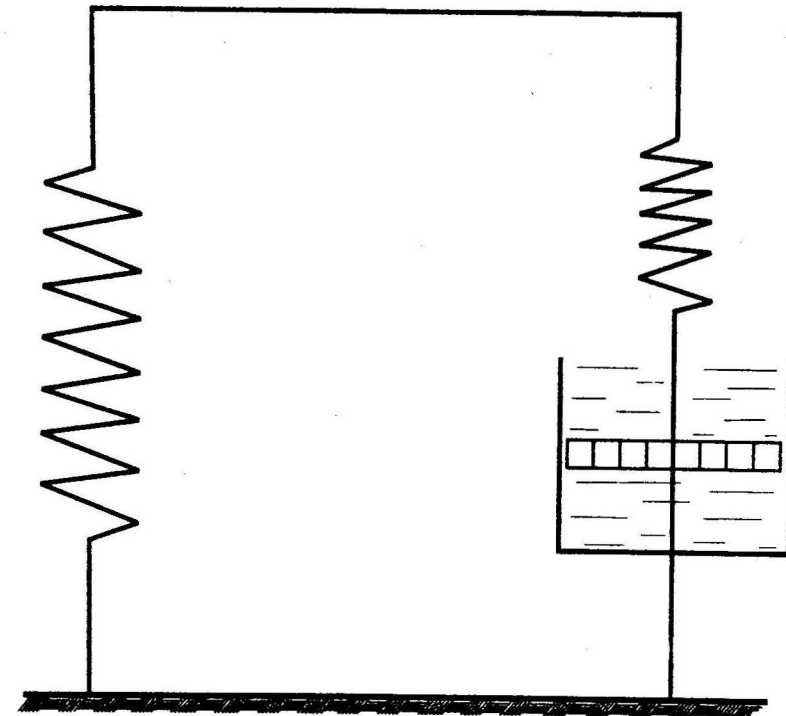


FIGURA III.18. Modelo de Poynting-Thomson.

Es evidente que al aplicarse la fuerza P se va a producir instantáneamente una deformación elástica en ambos muelles; posteriormente la deformación va a crecer a causa del alargamiento de estos muelles.

La deformación, según este análisis, tiene un límite dado por la magnitud de la fuerza aplicada y por la elasticidad del muelle (1). Si se elimina la fuerza de deformación inmediatamente va a disminuir hasta un determinado límite que está dado por el grado en que se alargó el muelle (2) y más tarde cae gradualmente hasta cero.

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

$$\sigma v + \sigma e_2 = \sigma e_1 = \sigma \quad (3.47)$$

$$\varepsilon v = \varepsilon e_2 \quad (3.48)$$

$$\varepsilon e_1 + \varepsilon e_2 = \varepsilon t \quad (3.49)$$

$$\sigma v = K \cdot \varepsilon v \quad (3.50)$$

$$E_1 \cdot \varepsilon e_1 = \sigma e_1 \quad (3.51)$$

$$E_2 \varepsilon e_2 = \sigma e_2 \quad (3.52)$$

Para obtener la ecuación de estado del modelo estructural (reológico) estudiado es necesario excluir del sistema de ecuaciones planteado anteriormente las tensiones (σv , σe_1 , y σe_2) y las deformaciones (εv , εe_1 , y εe_2) de los distintos elementos que conforman el modelo y ponerlo en función de la deformación y tensión total (ε y σ) y de las características de elasticidad y plasticidad (E_1 , E_2 y K).

Después de realizadas todas las operaciones matemáticas se obtiene la siguiente expresión:

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{1}{E_0} \frac{d\sigma}{dt} + \frac{1}{t_R} \left(\frac{\sigma}{E_\infty} - \varepsilon \right) \quad (3.53)$$

o

$$\varepsilon t_R E_\infty + E_\sigma \varepsilon = \sigma t_R + \sigma \quad (3.54)$$

donde

- E_0 : módulo inicial de elasticidad (para $t = 0$),
- E_∞ : módulo prolongado de elasticidad (para $t \rightarrow \infty$),
- t_R : tiempo de retardo, que caracteriza la velocidad del crecimiento de la deformación para una carga constante, su magnitud se halla por la expresión siguiente:

$$t_R = \frac{E_0 \cdot t_0}{E_\infty} \quad (3.55)$$

y

t_0 : tiempo de relajamiento.

La expresión (3.54) es la ecuación reológica de un medio elástico con escurrimiento limitado y con la capacidad de relajarse.

Si se supone que el proceso de deformación se produce extremadamente lento, entonces la velocidad de variación de las tensiones (σ) y de las deformaciones (ε) tendrán una magnitud pequeña, que se puede despreciar en comparación con las magnitudes de σ y ε . Para tal caso la ecuación del estado adquiere el siguiente aspecto.

$$E_\infty \cdot \varepsilon = \sigma \quad (3.56)$$

que no es más que la Ley de Hooke para un largo tiempo de aplicación de la carga.

Por el contrario si se supone un proceso de deformación muy rápido entonces las magnitudes σ y ε serán mucho mayor, comparativamente, que las de $\dot{\sigma}$ y $\dot{\varepsilon}$. Para el caso de una deformación instantánea los valores de $\dot{\sigma}$ y $\dot{\varepsilon}$ se pueden despreciar y entonces la ecuación de estado adquiere la siguiente forma:

$$E_0 \cdot \varepsilon = \sigma \quad (3.57)$$

o sea la Ley de Hooke diferenciada con respecto al tiempo, donde E es el modo instantáneo de elasticidad.

Es fácil mostrar que las ecuaciones de estado de los modelos más simples Voight y Maxwell son casos particulares del modelo de Poynting-Thomson. Por ejemplo para el caso del Modelo de Voight se vio que no se produce una deformación elástica instantánea, ya que el modelo posee un elemento viscoso que no permite una deformación elástica en caso de aplicar una carga instantánea.

Como se vio anteriormente el Modelo de Voight no se relaja y para el caso de deformaciones constantes ($\varepsilon = \text{const.}$) las tensiones no varían su magnitud, o sea $\dot{\sigma} = 0$

Para esta situación a partir de la ecuación de estado de este modelo (expresión 3.55) se obtiene:

$$\varepsilon t_R \cdot E + E_x \cdot \varepsilon = \sigma \quad (3.58)$$

que no es más que la ecuación de estado del Modelo de Voight.

En tanto que para obtener la ecuación de estado del Modelo del Maxwell a partir de la ecuación de estado (expresión 3.34) sólo es necesario hacer el módulo prolongado de elasticidad igual a cero ($E_x = 0$).

$$E_0 t_0 \frac{d\varepsilon}{dt} + \sigma t_R + \sigma \quad (3.59)$$

A continuación se pasa a analizar la ecuación de estado del módulo en estudio para diferentes situaciones de carga.

a) Para una carga constante ($\sigma = \text{const.}$), se obtiene:

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{\sigma}{t_R E_x} - \frac{\varepsilon}{t_R} \quad (3.60)$$

Resolviendo esta ecuación se obtiene:

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_x - (\varepsilon_x - \varepsilon_0) e^{-t/t_R} \quad (3.61)$$

que no es más que la ecuación del escurrimiento.

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma}{E_x} \quad \text{- deformación final estabilizada}$$

$$\varepsilon_0 = \frac{\sigma}{E_0} \quad \text{- deformación inicial instantánea}$$

b) Para el caso de deformación constante ($\varepsilon = \text{const.}$) se obtiene:

$$d\sigma = \frac{E_0}{t_R} \left(\varepsilon \frac{\sigma}{E_x} \right) dt \quad (3.62)$$

y

$$\sigma(t) = \sigma_x + (\sigma_0 - \sigma_x) e^{-t/t_0} \quad (3.63)$$

que es la expresión de relajamiento.

En este caso cuando t aumenta ilimitadamente las tensiones se relajan hasta una magnitud finita y no hasta cero como ocurre con el Modelo de Maxwell.

De las expresiones obtenidas (3.61 y 3.63) se puede observar que las deformaciones tienen un carácter amortiguado ($\varepsilon \rightarrow 0$), en tanto que las tensiones no se relajan totalmente.

Modelo de San-Venan

Es un modelo que caracteriza la fluidez plástica y consiste en la combinación de un cuerpo que no descansa en una superficie rugosa, unido a un muelle. (Ver Figura III.19.)

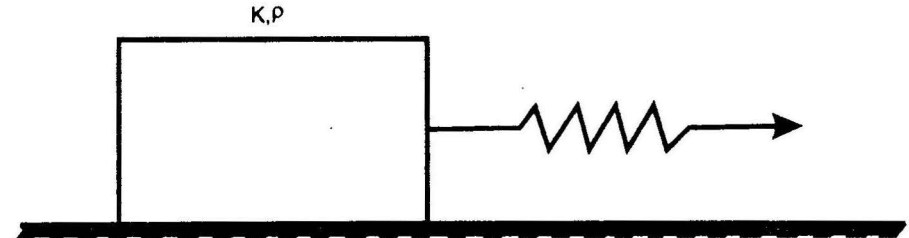


FIGURA III.19. Modelo de San -Venan.

Es evidente que para este modelo al aplicarse la fuerza P el muelle se estirará y el cuerpo no se moverá mientras esta fuerza no sea superior a la fuerza de fricción. Cuando la fuerza aplicada sobrepasa a la fricción el alargamiento del muelle cesa y el cuerpo se desplaza.

Al eliminarse la fuerza actuante el muelle alargado se recogerá, pero el cuerpo se queda en el lugar hasta el cual se desplazó. O sea en este modelo se producen de forma evidente dos tipos de deformaciones: la elástica (reversible) y la plástica (no reversible).

En este modelo no se produce relajamiento de tensiones.

Este modelo de San Venan es representativo de un medio ideal plástico.

Este modelo durante el proceso de carga recuerda al de Maxwell, sin embargo entre ellos existe una diferencia sustancial que consiste en que en el Modelo de Maxwell, la fluidez se inicia para fuerzas de pequeña magnitud, en tanto que en el de San Venan es necesario, como se vio, que la fuerza aplicada pase de un determinado valor.

Modelo de Bingham

Consiste en adicionar en serie un elemento viscoso al Modelo de San Venan (Figura III.20).

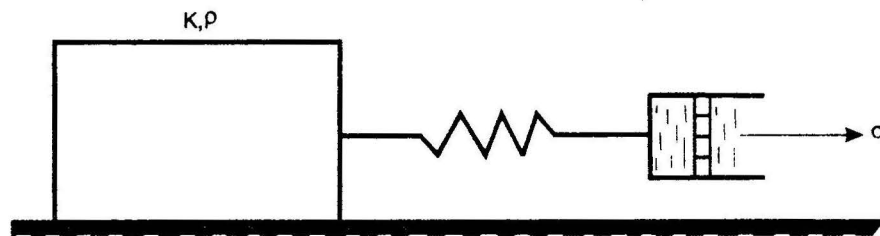


FIGURA III.20. Modelo Bingham.

En este modelo al aplicarse una fuerza P que sobrepase la de fricción surge al igual que en el caso anterior la fluidez, pero con diferencia de que la tensión en este caso crece a medida que aumenta la fuerza P .

Para una fuerza constante dada, la velocidad de formación va a ser también constante. Al eliminarse la fuerza actuante la deformación elástica desaparece, en tanto que la plástica -viscosa permanece. En este modelo no

se produce el relajamiento de tensiones; también caracteriza la forma de deformación de algunas rocas en determinadas condiciones, o sea cuando la deformación, o gran parte de ella, se produce la fuerza (tensiones) actuantes sobrepasa el límite de fluidez. Esto puede ocurrir en excavaciones laboreadas a gran profundidad donde por ejemplo rocas del tipo de la argilita y de la alebrolita tienden a la hinchazón.

Analizando el modelo se ve que al aplicarse la fuerza P , inicialmente se produce solamente una deformación elástica. En lo sucesivo cuando la fuerza P sobrepasa la fuerza de fricción se inicia una deformación plástica (que es irreversible). Si la fuerza decrece por debajo de esta magnitud la fluidez cesa.

Si no se considera en este análisis la parte plástica de la deformación la ecuación reológica de este modelo se representa por la siguiente expresión:

$$\sigma_t = \sigma_{plást} + \sigma_{visc} \quad (3.64)$$

Siendo

$$\sigma_{plást} = \sigma_f \sqrt{3} \quad (3.65)$$

y

$$\sigma_{visc} = K \frac{d\epsilon}{dt} \quad (3.66)$$

Y sustituyendo los valores de $\sigma_{plást}$ y σ_{visc} en la expresión (3.64) se obtuvo:

$$\sigma_t = \sigma_f \sqrt{3} + K \frac{d\epsilon}{dt} \quad (3.67)$$

donde:

σ_f : límite de fluidez.

Modelo de Shvedor

Se obtiene de la unión en serie del Modelo de Maxwell con el de San-Venan.

Este modelo cuando se le aplica una fuerza que no sobrepasa el límite de fluidez (σ_f) se comporta como un medio elástico, en tanto que cuando la fuerza aplicada (P) sobrepasa al límite de fluidez se producen deformaciones inelásticas (el cuerpo se desplaza).

Cuando se produce la descarga la parte de la deformación elástica correspondiente al muelle (1) desaparece y la parte de la deformación elástica que corresponde al muelle (2) se transforma en viscosa.

Para una deformación constante la tensión en el muelle (2) se relaja, en tanto que en el muelle (1) no se produce relajamiento de tensiones.

La ecuación de estado para este modelo viene dada por la expresión:

$$\sigma + \sigma t_0 = \sigma_f \sqrt{3} + k\varepsilon \quad (3.68)$$

Si se analiza esta ecuación:

Caso A:

Si $\sigma = \sigma_0 = \text{const}$ se obtiene la siguiente expresión:

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{\sigma_0 - \sigma_f \sqrt{3}}{t_0} \quad (3.69)$$

Siendo la resolución de esta ecuación la expresión:

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \frac{\sigma_0 - \sigma_f \sqrt{3}}{t_0} t \quad (3.70)$$

Caso B:

Si $\varepsilon = \varepsilon_0 = \text{const}$ se obtiene

$$\sigma + \frac{\sigma}{t} = \frac{\sigma_f \sqrt{3}}{t_0} \quad (3.71)$$

Siendo la resolución de la anterior ecuación:

$$\sigma = \sigma_f \sqrt{3} + c e^{-t/t_0} \quad (3.72)$$

Las ecuaciones de estado de todo los modelos estudiados se pueden generalizar en la expresión:

$$A_1 + A_2 \varepsilon + A_3 t = A_4 \sigma + A_5 \dot{\sigma} \quad (3.73)$$

Analizando esta expresión se obtiene:

Si $A_1 = A_2 = 0$ El Modelo de Maxwell

Si $A_1 = A_3 = 0$ El Modelo de Voight

Si $A_1 = 0$ El Modelo de Poynting-Thomson

Si $A_2 = A_3 = A_5 = 0$ El Modelo de San-Venan

Si $A_2 = A_3 = 0$ El Modelo de Bingham

Si $A_1 = 0$ El Modelo de Shvedor.

Todos los modelos estudiados anteriormente se pueden ubicar en dos grupos: En uno de ellos se pueden ubicar los modelos que presentan una deformación que crece con el tiempo para una tensión constante según una dependencia lineal (Maxwell, San Venan, Bingham y Shvedor). Para estos modelos es característicos que el coeficiente A_2 , dado en la ecuación general (expresión 3.73) sea igual a cero ($A_2 = 0$).

Los otros modelos (Poynting-Thomson y Voight) representan una deformación que crece según una ley exponencial, para ellos $A_2 \neq 0$.

Las rocas desde el punto de vista de sus propiedades reológicas constituyen los cuerpos más complejos que existen, es por ello que los modelos estructurales antes estudiados sólo pueden describir su comportamiento en forma aproximada.

Para lograr una descripción más detallada de las propiedades reológicas de las rocas es necesario aumentar el número de elementos que conforman estos modelos, lo que trae consigo un gran aumento en el orden de las ecuaciones diferenciales y por ende una gran complejidad.

Es por esta causa que tiene un gran interés práctico el uso de la forma integral de las ecuaciones de estado de los cuerpos que poseen propiedades elástico-plástico-viscosas.

El rasgo más característico de los procesos reológicos, en particular del escurrimiento de las deformaciones, lo constituye la dependencia entre la deformación que se observa en un momento determinado y el carácter de toda la historia de su deformación.

Una particularidad de la mayoría de las rocas, como demuestra la experiencia práctica, es la dependencia lineal entre el aumento de las deformaciones y el crecimiento de las tensiones en cualquier momento, o lo que es igual la manifestación del escurrimiento lineal.

Esto permite emplear en la descripción del proceso de deformación con el tiempo de las rocas la teoría lineal de deformación hereditaria. Según esta teoría la deformación total de la roca, en cualquier momento se va a componer de dos partes: una deformación elástica que se produce en el momento en que se aplica la carga y la deformación dada por el escurrimiento (deformación reológica).

Matemáticamente lo señalado con anterioridad se expresa:

$$\varepsilon_t = \frac{1}{E} \left[\sigma_t \int_0^t L(t \cdot \tau) \sigma(\tau) d\tau \right] \quad (3.74)$$

En dicha expresión la función $L(t, \tau)$ expresa las propiedades hereditarias de las rocas.

3.5. ESTUDIO DE LAS CARACTERÍSTICAS REOLÓGICAS DE LAS ROCAS

El estudio de las características reológicas de las rocas se puede realizar por diferentes métodos, tales como: medición de la deformación con el transcurso del tiempo con la aplicación de una carga constante a compresión; medición de la variación de la tensión para una deformación constante a compresión y la medición de la deformación a flexión de la roca (muestra) para una carga constante. Para los dos primeros métodos señalados se utilizan prensas de muelle.

EL método más difundido es la medición de la deformación en la muestra de roca sometida a la acción de una carga constante a compresión. Para ello se utiliza una prensa de muelle como la que se ilustra en la Figura III.21.

Esta prensa de muelle consta de: las dos columnas o apoyos (1) por las que se desplazan libremente los travesaños (2). El travesaño inferior descansa sobre varios muelles (3). La muestra de roca (4), que se recomienda sea de forma cilíndrica y de 70 mm de diámetro y 140 mm de altura, se coloca sobre una plataforma (5) que descansa sobre el travesaño inferior.

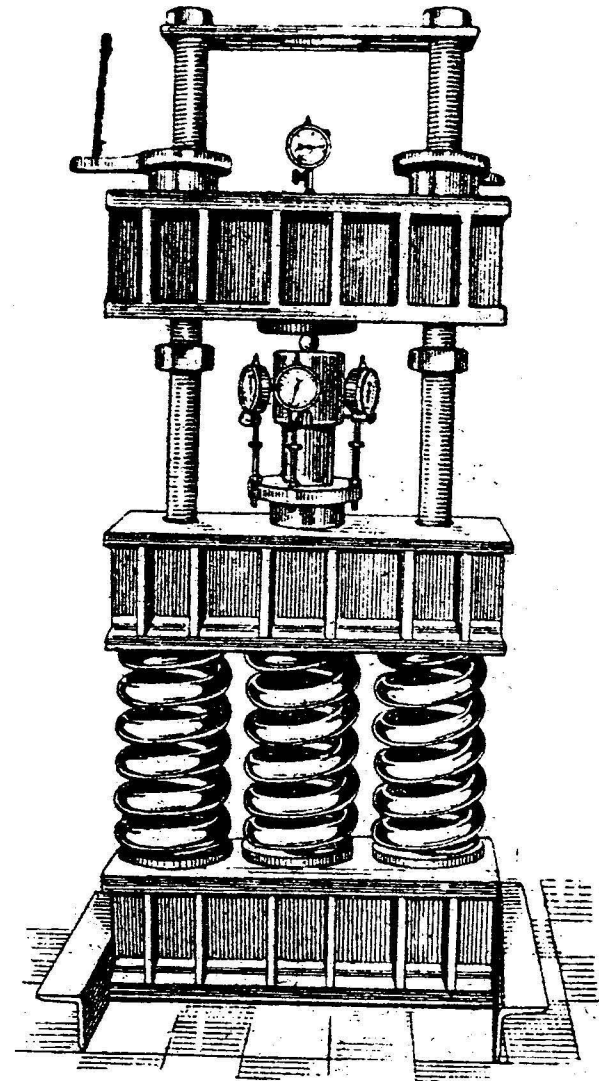


FIGURA III.21. Representación de una prensa de muelle.

Por la parte superior de la muestra se coloca un cabezal (6) al cual van fijados 4 indicadores de reloj (7), los que deben tener una precisión de 0,001 mm y que se destinan a medir el asentamiento de la muestra bajo la acción de la carga.

Los resultados de los ensayos a compresión simple para cargas constantes dan para cada magnitud de la tensión a que se ensaye una serie de valores de deformación en dependencia del tiempo.

Para la realización de este ensayo se recomienda cumplimentar las siguientes condiciones:

- Garantizar una distribución uniforme de las tensiones en las caras de la muestra.
- Garantizar una carga constante durante todo el tiempo de ensayo.
- Emplear formas que permitan medir la deformación con precisión.

Los parámetros reológicos (coeficiente del proceso de escurrimiento) se recomiendan determinar del resultado de varios ensayos.

Se conoce que las características del escurrimiento en la mayoría de las rocas se pueden dar por la expresión:

$$\varepsilon = (\varepsilon_0 - \varepsilon_\infty)^{-1/t_k} + \varepsilon_\infty \quad (3.75)$$

A partir de esto la constante t_k se puede hallar resolviendo la anterior ecuación o sea:

$$t/t_k = \log \frac{\varepsilon_0 - \varepsilon_\infty}{\varepsilon - \varepsilon_\infty} \quad (3.76)$$

Si se dice que:

$$Z = \log \frac{\varepsilon_0 - \varepsilon_\infty}{\varepsilon - \varepsilon_\infty} \quad (3.77)$$

Se sustituye este valor en la expresión (3.76) y se obtiene:

$$t = Z \cdot t_k$$

Colocando t en la abscisa y Z en la ordenada de un gráfico se puede obtener directamente la magnitud del parámetro reológico t_k . Otro método de determinación de los parámetros reológicos que ha recibido cierta difusión es el que se basa en ensayar la roca (muestras) a la flexión transversal.

Este método consiste en lo siguiente: Las muestras se preparan en forma de vigas cuadradas o cilíndricas con una sección aproximada de 20 x 20 mm y una longitud de 160 mm, estas muestras descansan sobre dos apoyos y son sometidas a la acción de una carga concentrada en su centro.

Este ensayo se realiza durante un periodo prolongado (varios meses) y se mide la flexión que sufre la viga. La carga aplicada no debe ser mayor que el 80 % de la ruptura.

Los parámetros del escurrimiento se pueden obtener por la siguiente expresión:

$$\frac{\varepsilon(t) - \varepsilon_0}{\varepsilon_0} = \frac{\delta t^{1-\alpha}}{1-\alpha} \quad (3.78)$$

donde:

$\varepsilon(t)$: la flexión de la muestra en el momento dado,

ε_0 : deformación inicial (elástica),

δ y α : parámetros reológicos.

Habitualmente la determinación de los parámetros reológicos se realiza en dos etapas. En la primera se establece el límite de resistencia y el carácter deformacional de la muestra que se ensaya. Para economizar tiempo en esta etapa se ensayan muestras con diferentes cargas, aumentándose éstas en forma escalonada hasta un 20 o 30 % de la destrucción.

En la segunda etapa se debe establecer el carácter de desarrollo de los procesos reológicos y determinar los parámetros de dicho proceso.

En esta etapa las muestras se van a ensayar a distintas cargas, por ejemplo 20, 40, 60 y 80 % de la destrucción y se obtienen las deformaciones con el tiempo en cada caso hasta que se estabiliza el proceso de escurrimiento.

Los ensayos reológicos se diferencian de los demás tipos de ensayo por su duración y continuidad, estos ensayos pueden durar varios meses. Esto trae consigo altas exigencias en lo que se refiere a la estabilidad y confiabilidad de los equipos de carga y medición.

CAPÍTULO IV

× ÍNDICES TECNOLÓGICOS DE LAS ROCAS

En la industria minera frecuentemente son utilizados los denominados índices tecnológicos que caracterizan el comportamiento de la roca bajo la acción de un proceso tecnológico dado por el trabajo de un equipo o instrumento.

Entre los índices tecnológicos más utilizados están: la fortaleza de la roca, la dureza, la abrasividad, la perforabilidad, la explosionabilidad y la resistencia al corte.

× 4.1. FORTALEZA DE LA ROCA

En minería el uso de este concepto está muy difundido y se introdujo en la práctica minera por M. M. Protodiákonov (padre) a inicios del presente siglo.

Este término se puede emplear tanto para caracterizar las rocas según su resistencia a la destrucción durante los diferentes trabajos mineros, como también en lo relativo a la estabilidad de las ecuaciones.

Por eso es común utilizar este término para definir en general la resistencia de la roca a la destrucción.

La medida de fortaleza de la roca se da por el denominado coeficiente de fortaleza (f).

Diferenciando las rocas en categorías según el valor del coeficiente de fortaleza Protodiakonov propuso la clasificación de las rocas según su fortaleza, la cual aún hoy en día goza de gran difusión (ver Tabla 8).

Según esta clasificación todas las rocas se agrupan en 110 categorías, las más fuertes están en la categoría I y tienen un coeficiente de fortaleza de 20, en tanto que las más débiles están en la categoría X y su coeficiente de fortaleza es inferior a 0,5.

TABLA 8. Clasificación de las rocas según su fortaleza

Categoría	Grado de fortaleza de la roca	Tipo de roca	Coefficiente de fortaleza
I	El más alto grado de fortaleza	Los basaltos y cuarcitas más fuertes viscosas y densas. Otras rocas que por su fortaleza se pueden incluir	
II	Muy fuerte	Rocas graníticas muy fuertes esquistos pedregosos. Cuarcitas menos fuertes que las mencionadas arriba. Las calizas más fuertes	20
III	Fuertes	Granito (denso) y rocas graníticas calizas y areniscas muy fuertes. Conglomerados fuertes. Mineral de hierro muy fuertes	10
IIIa	Fuertes	Calizas (fuertes). Granitos no fuertes. Mármol y dolomita fuerte	8
IV	Lo suficientemente fuertes	Areniscas ordinarias, minerales de hierro	6
IVa	<i>Idem</i>	Esquistos arenosos, areniscas esquistosas	5
V	De fortaleza media	Esquistos arcillosos fuertes, calizas y areniscas no fuertes, conglomerados débiles	4
Va	<i>Idem</i>	Distintos esquistos no fuertes. Margas densas	3
VI	algo débiles	Esquistos débiles, areniscas muy blandas, piedra de sal, yeso, suelo congelado, antracita. Marga ordinaria. Areniscas destruida, canto rodado cementado, grava, suelo pedregoso	2

TABLA 8. (Continuación)

Categoría	Grado de fortaleza de la roca	Tipo de roca	Coefficiente de fortaleza
Vla	Idem	Terreno de cascajo, esquistos diluidos carbón de piedra fuerte, arcilla endurecida	1.5
VII	Débiles	Arcilla densa, piedra de carbón débil, suelo arcilloso	1.0
VIIa	Idem	Arcilla arenosa débil, grava loess	0.8
VIII	Terrosos	Tierra vegetal, tierra arcillosa débil, arena seca, turba	0.6
IX	Friable	Arena, grava blanda, carbón extraído, deslizamiento de tierra	0.5
X	Movedizas	Terreno movedizo, terreno cenagoso, loess disuelto y otros terrenos disueltos	0.5

Para la determinación de la fortaleza existen muchos métodos, los cuales se dividen en experimentales y no experimentales. Entre los primeros los más difundidos son: a partir de la destrucción a compresión lineal de muestras regulares y el método de trituración.

Determinación del coeficiente de fortaleza a partir de la magnitud de la resistencia lineal a compresión. Es el método que más se usa para obtener el valor de f .

El método consiste en determinar la resistencia de la roca a la compresión lineal (R_c) y hallar f por la expresión:

$$f = \frac{R_c}{100} \quad (4.1)$$

Atendiendo a que algunos tipos de rocas fuertes y muy fuertes, cuya resistencia a la compresión lineal sobrepasan los 2 000 kgf/cm² (200 MPa), lo cual daría, utilizando la fórmula anterior, valores de f superiores a 20 es que para estos tipos de rocas (fuertes muy fuertes) para la obtención de f son utilizadas otras expresiones, siendo entre ellas la más aceptada la siguiente:

$$f = \frac{R_c}{300} \sqrt{\frac{R_c}{30}} \quad (4.2)$$

Si se compara en un gráfico los valores de f obtenidos por las expresiones 4.1 y 4.2 (Figura IV.1) vemos que cuando se usa la expresión (4.2) se obtienen para rocas débiles valores más altos de f (en comparación con la expresión 4.1), por ejemplo para $R_c = 200$ kgf/cm² se obtienen $f = 3,1$ para $R_c = 300$ kgf/cm² se obtiene $f = 4,2$, en tanto que para rocas fuertes y muy fuertes sucede lo inverso, por ejemplo para $R_c = 1\,500$ kgf/cm² se obtiene $f = 12,1$ y para $R_c = 2\,000$ kgf/cm² $f = 14,8$.

Determinación del coeficiente de fortaleza por el método de trituración

Según este método se preparan muestras de 20 a 40 mm de dimensión y 20 a 50 g de peso. Esta muestra se introduce en el equipo de ensayo y es sometida a la acción de un peso de 2,4 kg que se deja caer desde una altura de 60 mm. En dependencia de la resistencia de la roca esta acción se puede repetir varias veces, como resultado de esto se va a formar una masa de roca triturada que se pasa por una zaranda con agujeros de 0,5 mm. Este ensayo se hace 5 veces (o sea para 5 muestras) el producto de estos 5 ensayos que pasa por la zaranda (o sea fracciones menores que 0,5 mm) se deposita en un recipiente graduado que tiene un diámetro de 23 mm. La magnitud de f en este caso se calcula por la expresión:

$$f = 20 \, ng / hr \quad (4.3)$$

donde:

ng : número de golpes a que se sometió la muestra,

hr : la altura a que llega la masa triturada de roca (inferior a 0,5 mm) en el recipiente graduado.

Se recomienda realizar un número tal de golpes que el valor de hr no sea menor de 20 mm y no mayor de 60 mm.

Los valores de f obtenidos por el autor al usar este método, en general convergen bastante con los valores de f obtenidos por la vía anterior.

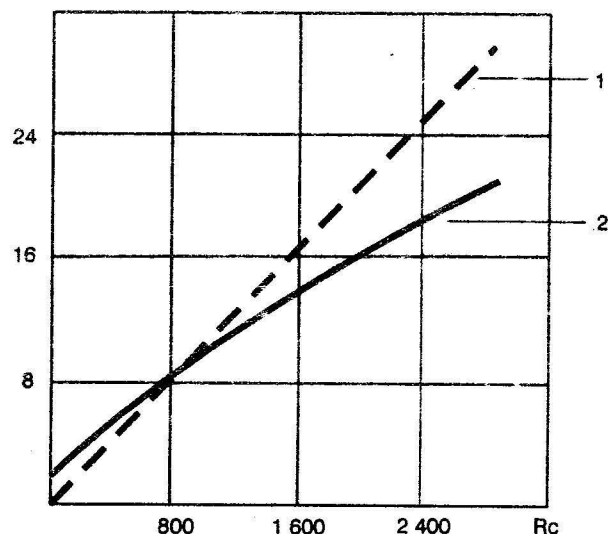


FIGURA IV. 1. Variación del coeficiente de fortaleza.

1. Obtenido por la relación $Rc/100$.

2. Obtenido por la relación $Rc/300 + \sqrt{\frac{Rc}{30}}$

4.2. DUREZA DE LA ROCA

Es la propiedad de las rocas de oponer resistencia a la acción puntual sobre ellas (en ocasiones se define como la resistencia que ellas ofrecen a ser penetradas por un objeto duro).

Para el caso de los minerales la dureza se evalúa a partir de la escala de Mohs, la cual está conformada por diez minerales que son usados como etalones:

Para el caso de las rocas no se emplea esta escala, ya que ellas habitualmente están conformadas por varios minerales y por ende su dureza va a estar dada por una combinación de estos valores

En dependencia de la forma en que se produzca la acción sobre la roca; o sea si es gradual o mediante un golpe, se distingue la dureza estática y la dinámica.

En general los métodos de determinación de la dureza estática usados para los metales (métodos de Rockwell, Brinell) son poco utilizados en las rocas.

Para la determinación de la dureza en las rocas habitualmente son utilizados métodos que se basan en la formación de huellas u hoyos en la superficie de las muestras de roca, como son el método del estampado y el de los punzones.

Según el método del estampado la muestra de roca se coloca entre los platos de la prensa y es sometida a la acción de las estampas.

La dureza se puede determinar por la expresión:

$$De = \frac{PR}{S} \quad (4.4)$$

donde:

De : dureza de la roca

PR : carga de ruptura, kgf

S : área de la estampa (troquel).

La muestra debe tener una altura aproximada a los 50 mm y poseer dos caras paralelas (el resto de las caras de la muestra pueden tener incluso formas irregulares).

Para el ensayo se deben emplear estampas cilíndricas con un área de apoyo de 2 a 5 mm.

Este método de ensayo requiere de la preparación de la muestra con dos caras paralelas, lo cual trae consigo un aumento del volumen de trabajo durante la preparación de las muestras.

Esta desventaja se elimina utilizando el método de los punzones que parte del mismo criterio que el anterior método, pero no exige que las caras de la muestra estén pulidas, ni que sean paralelas.

En este caso el resultado que se obtiene se diferencia del anterior, por lo que para diferenciarlo muchos autores lo denominan resistencia al contacto.

El método de los punzones es aplicable en rocas frágiles, las muestras deben tener un espesor de 100 a 120 mm y un volumen de 150 a 200 cm.

La magnitud de la resistencia al contacto (R_{cont}) se puede determinar por la expresión:

$$R_{cont} = \frac{\sum_{i=1}^n PR}{\eta Sp} \quad (4.5)$$

donde:

η : número de ensayos para cada muestra.

Sp : área de trabajo del punzón.

Según la experiencia práctica se conoce que:

$$R_{cont} \approx 0,6 \text{ a } 0,65 \text{ De} \quad (4.6)$$

La dureza dinámica (Dd) de las rocas se puede determinar por el Método de Shore que consiste en lo siguiente: Sobre la superficie de la muestra ensayada se lanza, desde una altura determinada, un percutor que posee una punta esférica de diamante. A partir del valor promedio del rebote, obtenido de la medición en una serie de lanzado, en distintas partes de la muestra, se obtiene la dureza de la roca.

4.3. ABRASIVIDAD

Por abrasividad de las rocas se entiende la capacidad que ellas poseen de desgastar por fricción a los instrumentos. La abrasividad habitualmente se valora por el material desgastado en contacto con la roca.

Para la evaluación cuantitativa de la abrasividad se utiliza el denominado coeficiente de abrasividad Ka . Para la determinación de este coeficiente Ka existen varios métodos, entre ellos: el método que establece la dependencia entre la pérdida de peso de la corona de perforación con respecto a la distancia perforada, el que relaciona la pérdida de peso de una varilla de acero en relación con el número de ensayos realizados entre otros. A continuación se hace referencia al método basado en el desgaste por fricción que sufre un disco por unidad de longitud recorrida.

Este método posee algunas ventajas. Para cargas no muy grandes se alcanzan grandes presiones de contacto entre el disco y la muestra ensayada, la superficie de contacto del disco varía constantemente lo que facilita su mantenimiento, el ensayo se puede realizar en forma rápida.

El coeficiente de abrasividad Ka según este método se calcula por la expresión:

$$Ka = \frac{\Delta Va}{P}, \text{ cm}^3/\text{m} \cdot \text{kg} \quad (4.7)$$

donde:

ΔVa : desgaste por unidad de longitud recorrido, cm^3/m

P : fuerza aplicada, kgf.

4.4. PERFORABILIDAD

Por perforabilidad de las rocas se entiende la resistencia relativa que ellas ofrecen a su destrucción por el instrumento de perforación.

En calidad de unidad de medición se emplea la longitud de barreno perforado por 1 minuto de perforación pura para condiciones estándares o la cantidad de tiempo de perforación neta que se invierte en perforar un metro de barreno para condiciones estándares.

La perforabilidad de las rocas depende de sus propiedades físico-mecánicas, de las características del instrumento de perforación (dimensiones, tipos, etcétera) y del régimen de trabajo (potencia del golpe, número de revoluciones, presión axial y otros parámetros). Como es lógico de esto se deduce que la perforabilidad de la roca se debe determinar para cada tipo de perforación e instrumento de perforación por separado.

Los índices de perforabilidad obtenidos, para determinados parámetros que se tomen constante, se utilizan habitualmente para normar los procesos de perforación y clasificar las rocas según su perforabilidad.

4.5. EXPLOSIONABILIDAD

Por explosionabilidad se entiende el grado de resistencia que ofrece la roca a ser destruida por la explosión. Cuantitativamente este índice se caracteriza por la cantidad de sustancia explosiva necesaria para la trituration de 1m³ de roca del macizo (gasto específico de sustancia explosiva). Algunos autores expresan este índice a partir del metraje de barrenos a perforar para garantizar la trituration de 1m³ de roca del macizo.

Los valores de este índice van a depender tanto de las propiedades de las rocas como del tipo de SE empleado y de otros aspectos del proceso de carga de los barrenos.

Conociendo este índice se puede determinar el gasto de SE para un determinado trabajo, confeccionar los respectivos pasaportes de perforación y explosivo y normarlos de trabajo de voladura.

4.6. RESISTENCIA DE LAS ROCAS AL CORTE

La esencia de los métodos experimentales contemporáneos para la determinación de la resistencia al corte de las rocas consiste en que con el empleo de equipos especiales se limita el trabajo de los diferentes equipos que se utilizan en los frentes.

El experimento se monta de tal forma que no sólo sea posible obtener el gasto de trabajo en una operación dada, sino también la cantidad de roca destruida e incluso su grado de trituration. La práctica ha demostrado que las características de la resistencia al corte de las rocas obtenidas por esta vía se corresponden con los indicadores reales de los diferentes procesos y por ende pueden ser utilizados para los cálculos de los diferentes órganos de trabajo de las máquinas de laboreo.

CAPÍTULO V

ESTADO TENSIONAL DEL MACIZO

En su estado natural, antes de ser afectado por los trabajos, el macizo rocoso se encuentra en un estado tensional de equilibrio, producido fundamentalmente por la acción del peso de la roca (fuerza de gravedad).

Al realizarse en el macizo cualquier tipo de trabajo el equilibrio que en él existe se afecta produciéndose una redistribución de tensiones, proceso el cual puede tener una mayor o menor tensidad y duración en dependencia del carácter y magnitud de la afectación.

Esta redistribución de tensiones que ocurre en el macizo al ser afectado, en la mayoría de los casos, posee un carácter bastante complejo, surgiendo en las rocas que rodean a las excavaciones concentraciones de tensiones las que en determinadas circunstancias pueden provocar el desplazamiento y destrucción de estas rocas y por ende afectan la integridad de la excavación hasta llegar a su destrucción, de no tomarse las medidas pertinentes.

5.1. ESTADO TENSIONAL DEL MACIZO EN SU ESTADO NATURAL (MACIZO NO AFECTADO)

Habitualmente, en la literatura, este análisis se hace por separado para dos tipos clásicos de macizos: 1ro macizo rocoso y semirrocoso (rocas firmes y ligadas) y 2do para macizo conformado por rocas sueltas y desligadas. En el presente título sólo se hace referencia al primer tipo de macizo, que abarca en lo fundamental nuestra esfera de estudio.

Estado tensional en macizos rocosos o semirrocosos

Para este tipo de macizo se puede considerar que hasta una profundidad dada, (la cual varía entre otros factores según el tipo de roca), él se encuentra en un estado elástico, (casi elástico) o sea en un medio que se corresponde aproximadamente a la Ley de Hooke.

Habitualmente este tipo de macizo para hacer su estudio más simple se idealiza y se considera homogéneo e isotrópico.

El estado tensional del macizo rocoso está dado por la profundidad, la densidad de la roca, la estructura y características de yacencia de las rocas, y las propiedades de éstas y por los movimientos no tectónicos que se producen en la corteza terrestre.

El estado tensional del macizo a partir de las premisas antes mencionadas, se puede evaluar a partir del análisis de un cubo elemental de roca, de dimensiones unitarias, que está situado en el macizo a una profundidad H (ver Figura V.1).

Se considera que este cubo elemental, bajo la acción del peso de la columna de roca que yace sobre él, se encuentra en equilibrio.

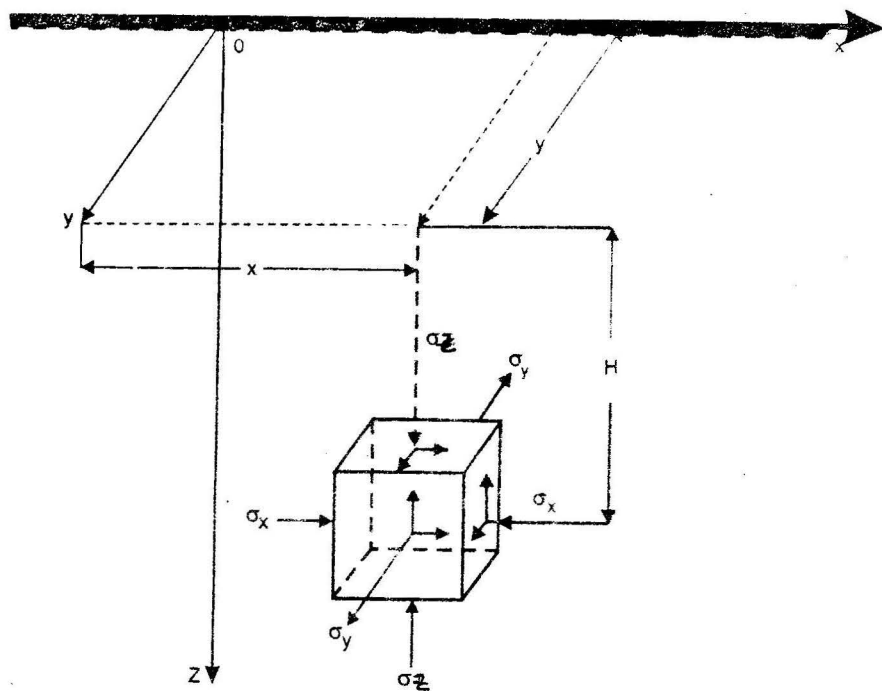


FIGURA V.1. Esquema de análisis del estado tensional del macizo.

La componente vertical σ_z vendrá dada por el peso de la columna y se puede determinar por la expresión:

$$\sigma_z = \gamma \cdot H \quad (5.1)$$

donde:

γ : masa volumétrica promedio de las rocas que yacen sobre el cubo elemental.

Como resultado de la acción de esta fuerza, según la vertical, el cubo tiende a ensancharse según los planos horizontales, lo que no le es permitido por las rocas que lo rodean. Esto provoca el surgimiento de las tensiones horizontales σ_x y σ_y . La magnitud de estas tensiones horizontales depende de las propiedades de las rocas, las cuales se estudian en cada caso en dependencia del modelo geomecánico de macizo que se tome.

Para el caso que se analiza (medio elástico homogéneo e isotrópico) se considera que las magnitudes de las tensiones horizontales son iguales, o sea $\sigma_x = \sigma_y$ debido a la ausencia de deformación según esos planos (x, y) relacionándose dichas tensiones con la vertical por la expresión:

$$\sigma_x = \sigma_y = \lambda \sigma_z \quad (5.2)$$

siendo:

λ : coeficiente de empuje lateral.

Para determinar el valor de este coeficiente de empuje lateral se parte del criterio, antes señalado, de que el cubo elemental está en equilibrio, o sea $\epsilon = 0$ (no hay deformación). Sobre esta base y tomando como principal cualquiera de los planos horizontales x o y se puede decir que:

$$\epsilon = \epsilon_{xx} - \epsilon_{yx} - \epsilon_{zx} = 0 \quad (5.3)$$

se conoce que:

$$\epsilon_{xx} = \frac{\sigma_x}{E}; \quad \epsilon_{yx} = \mu \frac{\sigma_y}{E} \quad y \quad \epsilon_{zx} = \mu \frac{\sigma_z}{E} \quad (5.4)$$

donde:

σ_x, σ_y y σ_z : tensiones normales que actúan sobre las del cubo elemental;

$\epsilon_{yx}, \epsilon_{yx}$ y ϵ_{zx} : deformaciones producidas por las tensiones σ_x, σ_y y σ_z respectivamente según la dirección x .

μ : coeficiente de Poisson

E : módulo de elasticidad de la roca.

Si se sustituye en la expresión (5.3) los valores obtenidos de ϵ_x , ϵ_y y ϵ_z en la expresión (5.4) se obtiene:

$$\left(\frac{\sigma_x}{E} - \mu \frac{\sigma_y}{E} - \mu \frac{\sigma_z}{E} \right) \quad (5.5)$$

o sea:

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{\mu}{1 - \mu} \sigma_z \quad (5.6)$$

Por lo que para este caso se obtiene que:

$$\lambda = \frac{\mu}{1 - \mu} \quad (5.7)$$

Si el macizo, por ejemplo, se considerase un medio elástico homogéneo isotrópico-transversal, con la disposición horizontal del plano de isotropía, como fue anteriormente analizado, se obtiene que el valor de λ será:

$$\lambda = \frac{\mu_2}{1 - \mu_2} \quad (5.8)$$

Para un caso más general en que los planos de isotropía estén inclinados (no sean horizontales) se obtiene la siguiente distribución de tensiones en el macizo:

$$\sigma_z = \gamma_H \quad (5.9)$$

y

$$\sigma_x = \lambda_x \gamma_H, \sigma_y = \lambda_y \gamma_H \quad (5.10)$$

o sea aquí, en el caso general, las tensiones que actúan en planos horizontales desiguales ($\sigma_x \neq \sigma_y$), además de que sobre el plano vertical, paralelo al eje y va a actuar una tensión tangencial dada por la expresión:

$$\tau_{yz} = \lambda_{yz} \cdot \gamma_H \quad (5.11)$$

Debido a todo lo señalado anteriormente las tensiones principales, en este caso no coinciden con la dirección de los ejes principales, como es normal ver.

En ocasiones cuando para el estudio del macizo se utilizan los modelos geomecánicos-elástico-viscoso y elástico-plástico-viscoso, debido a la variación de las propiedades de las rocas con el tiempo (manifestación de las propiedades reológicas) para un tiempo infinitamente grande se puede considerar que el campo tensional del macizo va a ser hidrostático, o sea:

$$\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z = \gamma_H \quad (5.12)$$

Para el análisis de los macizos cuyas características se corresponden con las del modelo geomecánico-elástico-plástico-homogéneo, es necesario determinar profundidad límite (H_L).

El valor de este parámetro se puede obtener a partir de la ecuación de estado límite estudiada para dicho modelo, o sea:

$$\sigma_1 = \sigma_2 + \beta \sigma_3 \quad (5.13)$$

Si se hace:

$$\sigma_1 = \sigma_z = \gamma_H \quad (5.14)$$

y

$$\sigma_3 = \sigma_x = \sigma_y = \lambda \gamma_H \quad (5.15)$$

para el caso más simple:

$$\lambda = \frac{\mu}{1 - \mu} \quad (5.16)$$

Se obtiene:

$$H_L = \frac{\sigma_c}{\gamma \left(1 - \beta \frac{\mu}{1 - \mu} \right)} \quad (5.17)$$

Para el caso en que la profundidad de estudio sea mayor que H , se obtiene el valor mínimo de las tensiones horizontales según este modelo, dado por la expresión:

$$\sigma_3 = \sigma_x = \sigma_y = \frac{\sigma_1 - \sigma_c}{\beta} \quad (5.18)$$

o sea:

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{\gamma_H - \sigma_c}{\beta} \quad (5.19)$$

Y en este caso la magnitud del empuje lateral vendrá dada por la expresión:

$$\lambda = \frac{1}{\beta} \left(\frac{\gamma_H}{R_c} - 1 \right) \quad (5.20)$$

Los casos estudiados para diferentes modelos geomecánicos del macizo rocoso son los más representativos y utilizados para el análisis del estado tensional.

5.2. ESTADO TENSIONAL DEL MACIZO ALREDEDOR DE LAS EXCAVACIONES

El laboreo de las excavaciones subterráneas trae consigo una variación del estado tensional existente en el macizo, como resultado de lo cual en el contorno de estas excavaciones se producen concentraciones de tensiones. La concentración de tensiones se caracteriza por el denominado coeficiente de concentración de tensiones cuya magnitud está dada por la relación entre la magnitud de las tensiones después de laboreada la excavación y la que existía en el mismo punto del macizo antes del laboreo (en el macizo no afectado).

Como resultado de las investigaciones realizadas se ha podido establecer que el carácter de distribución de las tensiones alrededor de la excavación depende de una serie de factores, siendo los principales: forma y dimensiones de la sección de la excavación y su grado de acabado y las características preponderantes del macizo rocoso (modelo geomecánico).

Este proceso de concentración de tensiones se manifiesta en su forma más intensa en el contorno de las excavaciones y tiende a disminuir a medida que nos alejamos de dicho contorno hasta que llega un momento en que el valor del coeficiente de concentración de tensiones se aproxima a la unidad, o sea no hay concentración de tensiones, o lo que es igual, a esa distancia del contorno de la excavación el macizo no fue afectado.

Este parámetro (distancia del contorno a la que el macizo no se afecta) se denomina zona de influencia de la excavación y en lo fundamental depende del tipo de macizo y del ancho (o altura en casos muy particulares) de la excavación. Habitualmente su magnitud se toma de 3 a 5 veces la del ancho (altura de la excavación).

Para poder analizar el carácter de la redistribución de las tensiones que tiene lugar al laborearse la excavación, es necesario partir de un tipo dado de macizo rocoso (Modelo geomecánico). Habitualmente en Mecánica de Roca lo más difundido es efectuar este análisis considerando el macizo como un medio elástico homogéneo e isotrópico.

En primer lugar, como caso más simple, se analiza una excavación de sección circular ubicada a una suficiente profundidad $H \gg R_0$; siendo H la profundidad de la excavación y R_0 el radio de su sección.

A partir de esto se analiza una tarea clásica de la teoría de la elasticidad del estado tensional-deformacional que se produce alrededor de un anillo circular (ver Figura V.2).

De la teoría de elasticidad se conoce que las tensiones que se producen por el lado exterior y el interior del anillo vienen dadas por las expresiones:

$$P = p_0 + p_2 \cos 2\theta \quad (5.21)$$

y

$$q = q_2 \sin 2\theta$$

donde:

p : tensiones radiales

q : tensiones tangenciales.

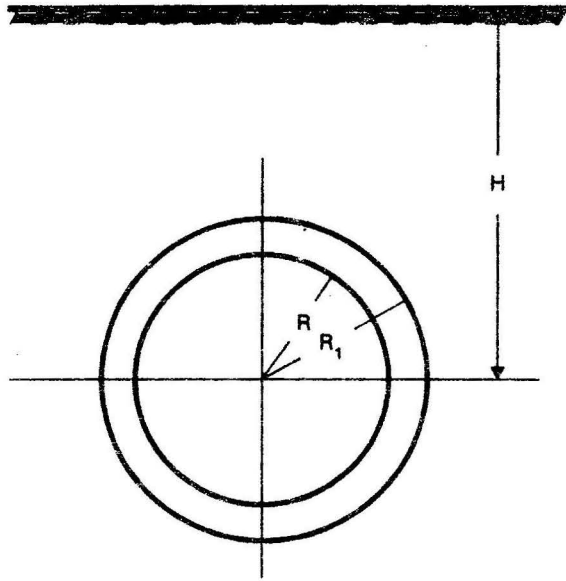


FIGURA V.2. Esquema de análisis de una excavación de sección circular en medio elástico.

Para el caso en que el radio exterior (R_1) del anillo tienda a infinito se obtiene una superficie elástica debilitada por un agujero circular, o sea el modelo de una excavación de sección circular en un macizo elástico.

Como se conoce las tensiones en coordenadas cartesianas son fáciles de obtener por lo que haciendo $\theta = 0^\circ$ y 90° se obtienen los valores de σ_z y σ_y .

$$\sigma_z = p_0 + p_2 \quad (5.22)$$

$$\sigma_y = p_0 - p_2$$

de donde:

$$p_0 = \frac{\sigma_z + \sigma_y}{2} \quad (5.23)$$

y

$$p_2 = \frac{\sigma_z - \sigma_y}{2}$$

A partir de esto se puede entrar a determinar las tensiones que se producen en el contorno de una excavación de sección circular en un medio considerado elástico.

Las tensiones iniciales que actúan en el macizo son:

$$\sigma_z^0 = \gamma H \quad (5.24)$$

$$\sigma_y^0 = \lambda \gamma H \quad (5.25)$$

Las cuales dadas en un sistema de coordenadas polares serían (según la expresión 5.21).

$$\begin{aligned} \sigma_R^0 &= P_0^0 + P_2^0 \cos 2\theta \\ \sigma_\theta^0 &= P_0^0 - P_2^0 \cos 2\theta \\ \tau_{\theta R}^0 &= q_2^0 \sin 2\theta \end{aligned} \quad (5.26)$$

Esto se obtiene utilizando las fórmulas conocidas de transformación de un sistema de coordenadas a otro, o sea:

$$\begin{aligned} \sigma_R &= \frac{\sigma_z + \sigma_y}{2} + \frac{\sigma_z - \sigma_y}{2} \cos 2\theta \\ \sigma_\theta &= \frac{\sigma_z + \sigma_y}{2} - \frac{\sigma_z - \sigma_y}{2} \cos 2\theta \\ \tau_{R\theta} &= q = \frac{\sigma_z - \sigma_y}{2} \sin 2\theta \end{aligned} \quad (5.27)$$

De lo expresado se conoce que:

$$P_0^0 = \frac{\sigma_z - \sigma_y}{2} = \frac{H\gamma + \lambda H\gamma}{2} = \frac{H\gamma(1 + \lambda)}{2} \quad (5.28)$$

$$p_2 = \frac{\sigma_z - \sigma_y}{2} = \frac{\gamma H - \lambda \gamma H}{2} = \frac{H\gamma(1-\lambda)}{2} \quad (5.29)$$

y

$$\tau_{R\theta} = q = \frac{\gamma H - \lambda \gamma H}{2} = \frac{\gamma H(1-\lambda)}{2} \quad (5.30)$$

Las tensiones complementarias que actúan en el contorno de las excavaciones son iguales en magnitud a las iniciales, pero de signos contrarios.

O sea:

$$\begin{aligned} p_0' &= -p_0^0 \\ p_2' &= -p_2^0 \end{aligned} \quad (5.31)$$

y

$$q_2' = -q_2^0$$

Por lo que:

$$\sigma_R' = -p_2^0 \cos 2\theta \quad (5.32)$$

$$q_2' = -q_2^0 \sin 2\theta \quad (5.33)$$

Con respecto a las tensiones complementarias normales a las tangenciales (σ_θ) que se producen en el contorno, ellas se pueden calcular a partir de la expresión:

$$\sigma_\theta' = -[p_0' + (p_2' - 2q_2') \cos 2\theta] \quad (5.34)$$

Si se sustituyen los valores de p_0' , p_2' y q_2' por los obtenidos en las expresiones (5.31) en la expresión (5.34) se obtiene:

$$\sigma_\theta' = p_0^0 - 3p_2^0 \cos 2\theta \quad (5.35)$$

y las tensiones totales:

$$\sigma = \sigma^0 + \sigma' \quad (5.36)$$

que se producen en el contorno de la excavación serán:

$$\sigma_R = 0 \quad (5.37)$$

$$\tau_{R\theta} = 0$$

y

$$\sigma_\theta = 2p_0^0 - 4p_2^0 \cos 2\theta \quad (5.38)$$

Sustituyendo los valores de p_0^0 y p_2^0 obtenidos en las expresiones (5.28) y (5.29) se obtiene la expresión:

$$\sigma_\theta = \gamma H [(1+\lambda) - 2(1-\lambda) \cos 2\theta] \quad (5.39)$$

Para valores de $\theta = 0, \pi$, o sea el punto A y A' de la Figura V.3 se obtiene:

$$\sigma_\theta = \gamma H [(1+\lambda) - 2(1-\lambda)] \quad (5.40)$$

o sea:

$$\sigma_\theta = \gamma H (3\lambda - 1) \quad (5.41)$$

En el análisis realizado se le ha dado a las tensiones a ^{compresión} presión un signo positivo, por lo que analizando la expresión 5.41 se ve que para que aparezcan tensiones a tracción es necesario que σ_θ sea negativo para lo cual:

$$\lambda < \frac{1}{3}$$

De λ ser mayor que esta magnitud por el techo de las excavaciones de sección circular actuarán sólo tensiones a compresión. Si se analizan valores de $\theta = \frac{\pi}{2}, \frac{3\pi}{2}$ etcétera (punto B y B') la magnitud de σ_θ será:

$$\sigma_\theta = \gamma H (3 - \lambda) \quad (5.42)$$

Aquí el valor de $(3 - \lambda)$ representa el coeficiente de concentración de tensiones. EL máximo valor de este coeficiente se obtiene hipotéticamente para el caso $\lambda = 0$ (o sea cuando no hay presión lateral).

En tanto que para el caso de un estado tensional hidrostático se obtiene una magnitud de la tensión normal a la tangencial dada por sustituir el valor $\lambda = 1$ en la expresión 5.39.

$$\sigma_{\theta} = 2\gamma H \quad (5.43)$$

Con respecto al campo tensional que se produce en la zona del macizo que rodea a una excavación de sección circular éste puede describirse por las siguientes expresiones:

$$\sigma_R = \gamma H \left[\frac{1+\lambda}{2} \left(1 - \frac{R_0^2}{R^2} \right) + \frac{1-\lambda}{2} \left(1 + 3 \frac{R_0^4}{R^4} - \frac{4R_0^2}{R^2} \cos 2\theta \right) \right] \quad (5.44)$$

$$\sigma_{\theta} = \gamma H \left[\frac{1+\lambda}{2} \left(1 + \frac{R_0^2}{R^2} \right) - \frac{1-\lambda}{2} \left(1 + \frac{3R_0^4}{R^4} \right) \cos 2\theta \right] \quad (5.45)$$

$$\tau_{R\theta} = -\gamma H \left[\frac{1-\lambda}{2} \left(1 - \frac{3R_0^4}{R^4} + \frac{2R_0^2}{R^2} \right) \sin 2\theta \right]$$

donde:

R_0 : radio de la excavación

R : distancia desde el centro de la excavación al punto analizado.

Si $R_0 = R$ se cae en el caso anterior de las tensiones en el contorno de la excavación.

La zona de influencia de una excavación de sección circular tendrá también una forma circular y estará limitada por un círculo concéntrico.

De la práctica y del análisis de las expresiones vistas se obtiene que la influencia de la excavación para valores superiores a $R_i = (3-4) R_0$, ya es poco significativa, ya que a dicha distancia la variación del estado tensional

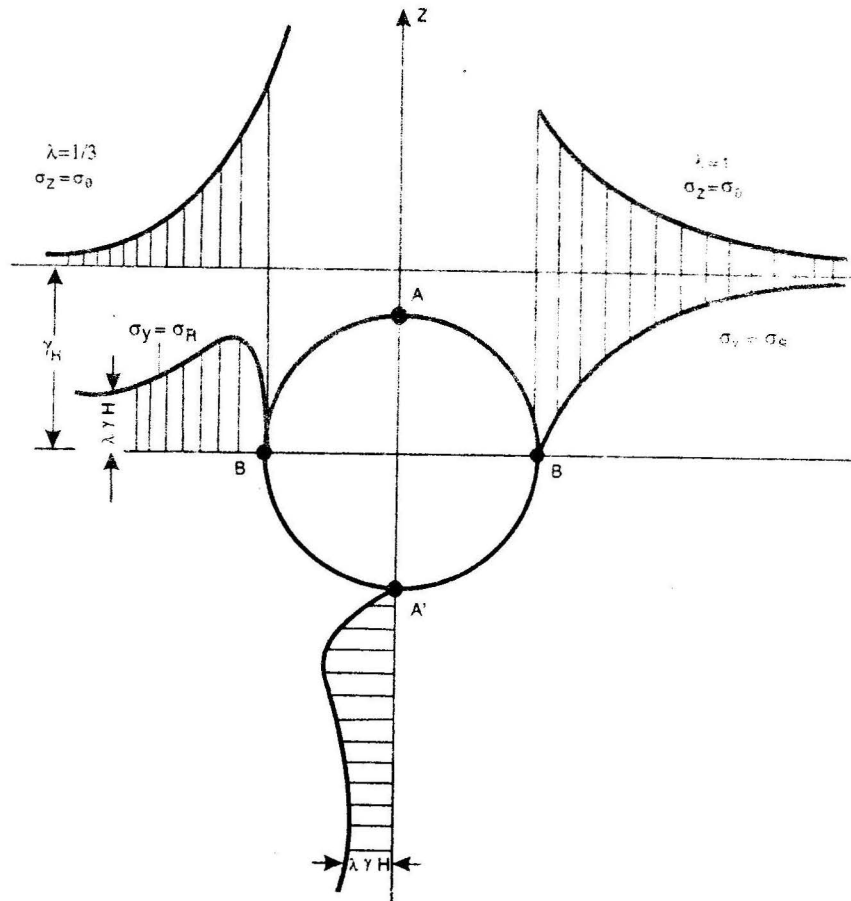


FIGURA V.3. Distribución de tensiones alrededor de una excavación circular.

del macizo con respecto al inicial no sobrepasa un 10 %. Para mayores distancias (por ejemplo $R_1 = 6 R_0$) la variación de las tensiones con respecto al valor inicial es alrededor de un 4 %, y para $R = 10 R_0$ la diferencia apenas llega a un 1 %.

Hasta aquí se analizó el caso de una excavación circular situada a una suficiente profundidad $H \gg R_0$, a causa de lo cual el estado tensional inicial se consideró homogéneo.

Para el caso de una excavación circular ubicada a poca profundidad (ver Figura V.4).

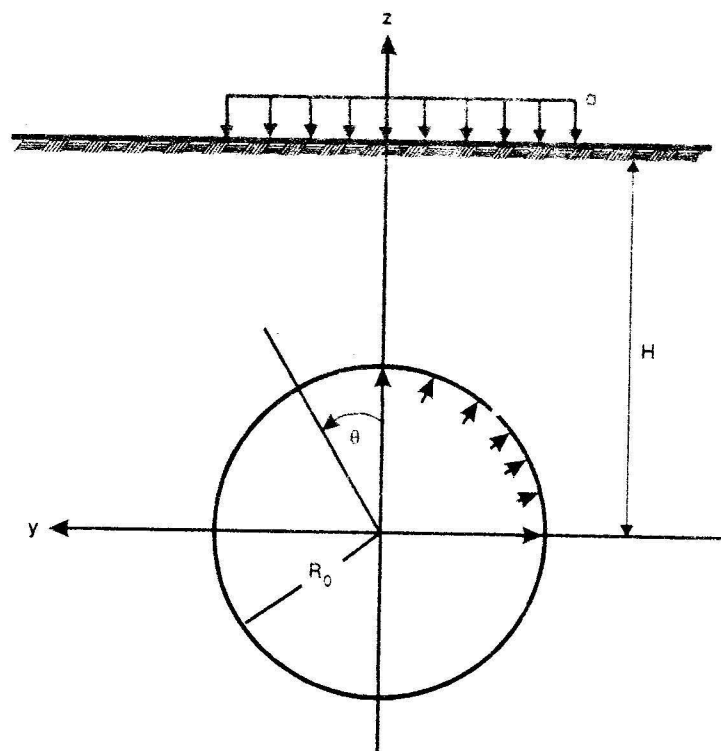


FIGURA V.4. Esquema de cálculo del estado tenso-deformacional alrededor de excavaciones situadas a poca profundidad.

Sobre el estado tenso deformacional que se produce alrededor de la excavación va a influir significativamente la cercanía de la superficie.

La resolución de la tarea planteada ha sido enfrentada en forma similar por una serie de autores, Aramanovich, Goldberg, Goodman, Savin y otros.

Para ello se considera un macizo cargado por su propio peso que ha sido debilitado por una excavación de sección circular.

En este caso el estado tensional inicial viene dado por las expresiones:

$$\sigma_z^0 = \gamma (H - Z) \quad (5.46)$$

$$\sigma_r^0 = \lambda \gamma (H - Z) \quad (5.47)$$

y las tensiones normales a las tangenciales (σ_θ) en el contorno de la excavación se determinan por la expresión:

$$\sigma_\theta = \gamma H \left[(1 + \lambda) - 2(1 - \lambda) \cos 2\theta \right] - \quad (5.48)$$

$$- \frac{R_0}{H} \left[\left(\frac{1 - 2\mu}{2(1 - \mu)} + \lambda \right) \cos 2\theta - (1 - \lambda) \cos 3\theta \right]$$

Si se compara esta expresión con la 5.39 se ve que su primer término de la derecha no es más que tensión normal para una excavación situada a cierta profundidad.

Para el caso más general, o sea para resolver la tarea de distribución de tensiones en un plano elástico debilitado por un agujero no circular en la teoría de la elasticidad, comúnmente, se emplea el método conocido como de la representación conformada.

Según dicho método una excavación de cualquier forma de sección puede ser sustituida por una equivalente de sección circular a partir de la ecuación de conformación, la cual va a variar en cada caso concreto.

Por ejemplo para el caso de una excavación de sección elíptica (con su eje mayor según la vertical) (ver Figura V.5) ubicada en un macizo elástico-isotrópico a una suficiente profundidad $H \gg a$.

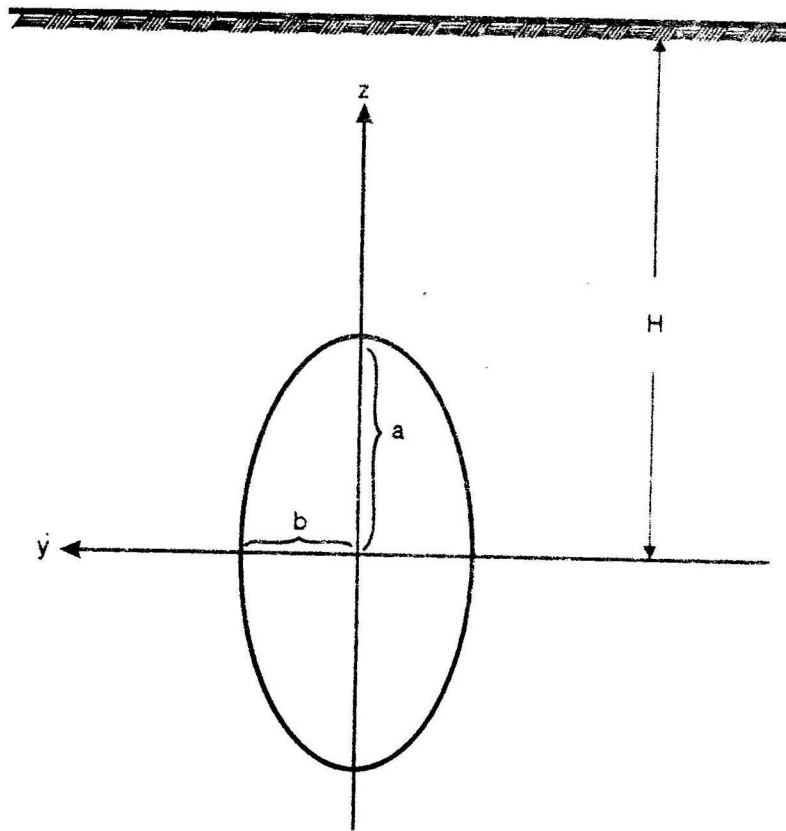


FIGURA V.5. Esquema para el cálculo de las tensiones que se producen por el contorno de una excavación de sección rectangular.

La ecuación de conformación se representa:

$$Z = W(f) = R \left(f + \frac{m}{f} \right) \quad (5.49)$$

donde:

$$R = \frac{a+b}{2}$$

$$m = \frac{a-b}{a+b}$$

y

$$f = \rho^{\theta}$$

siendo:

a, b : parámetros de la elipse

ρ : radio de los círculos equivalentes

f : función que representa el plano de los círculos equivalentes.

A partir de la expresión general $Z = W(f)$, puede resolverse la tarea para cualquier forma de sección de las excavaciones, como es lógico tomando en cada caso dicha expresión un valor determinado.

5.3. ANÁLISIS DE LA CONCENTRACIÓN DE TENSIONES EN EL CONTORNO DE LAS EXCAVACIONES

Es conocido que cuando se laborea una excavación tiene lugar por su alrededor la redistribución de tensiones, produciéndose por todo su contorno una concentración de tensiones.

A partir de los estudios experimentales y analíticos realizados al efecto se ha podido establecer que las características de este proceso de redistribución y la magnitud de la concentración de las tensiones en el contorno de las excavaciones dependen en gran medida de la forma y dimensiones de la sección de las excavaciones, del grado de acabado que tengan las excavaciones en su laboreo y de la magnitud del coeficiente de empuje lateral.

Como es conocido para las rocas las tensiones más peligrosas son las de tracción.

Acorde a los estudios realizados basados en la teoría de la elasticidad, las tensiones a tracción pueden surgir por el techo de las excavaciones de cualquier forma de sección transversal para determinadas magnitudes

del coeficiente de empuje lateral λ , denominándose esta magnitud crítica (λ_{crit}). En un macizo considerado elástico e isotrópico es conocido que para excavaciones de sección rectangular en el techo de las excavaciones van a surgir como norma tensiones a tracción para valores del coeficiente de empuje lateral inferior a 0,75 (o sea $\lambda < 0,75$), en tanto que por los hastiales (laterales) se producen tensiones a compresión.

En este caso, estas tensiones a tracción que surgen por el techo y piso de la excavación a medida que se alejan de su contorno van disminuyendo hasta que a una distancia dada del contorno las tensiones se hacen nulas y a partir de entonces comienzan a manifestarse tensiones a compresión que van creciendo hasta alcanzar una magnitud similar a la que existía en el macizo antes del laboreo de la excavación (ver Figura V.6).

Para este caso la mayor concentración de tensiones se observa en esquinas de las excavaciones (para ángulos rectos o cercanos a este valor); a medida que la configuración de la sección de la excavación se hace más suave (se le da cierta curvatura al contorno en las esquinas) la magnitud del coeficiente de concentración de tensiones disminuye.

Con respecto a excavaciones de sección circular como ya se vio las tensiones a tracción van a surgir por el techo para valores del coeficiente de empuje lateral inferiores a 0,33 (o sea $1/3$); tanto que para secciones elípticas (en particular para el caso en que ellas tengan su eje vertical mayor que el horizontal) esta condición aún se hace menor, o sea para dichas formas de sección se hace más difícil el surgimiento de tensiones a tracción e incluso se pueden presentar situaciones en que dicho coeficiente sea menor que la unidad.

La magnitud real del coeficiente de empuje lateral, del radio de curvatura que se le da al contorno en las esquinas de la excavación y el grado de irregularidad (acabado) que presentan las excavaciones sólo es posible determinarlo en forma aproximada.

Es por ello que a la hora de evaluar la estabilidad de las excavaciones deben emplearse en los cálculos los valores más adversos del coeficiente de empuje lateral.

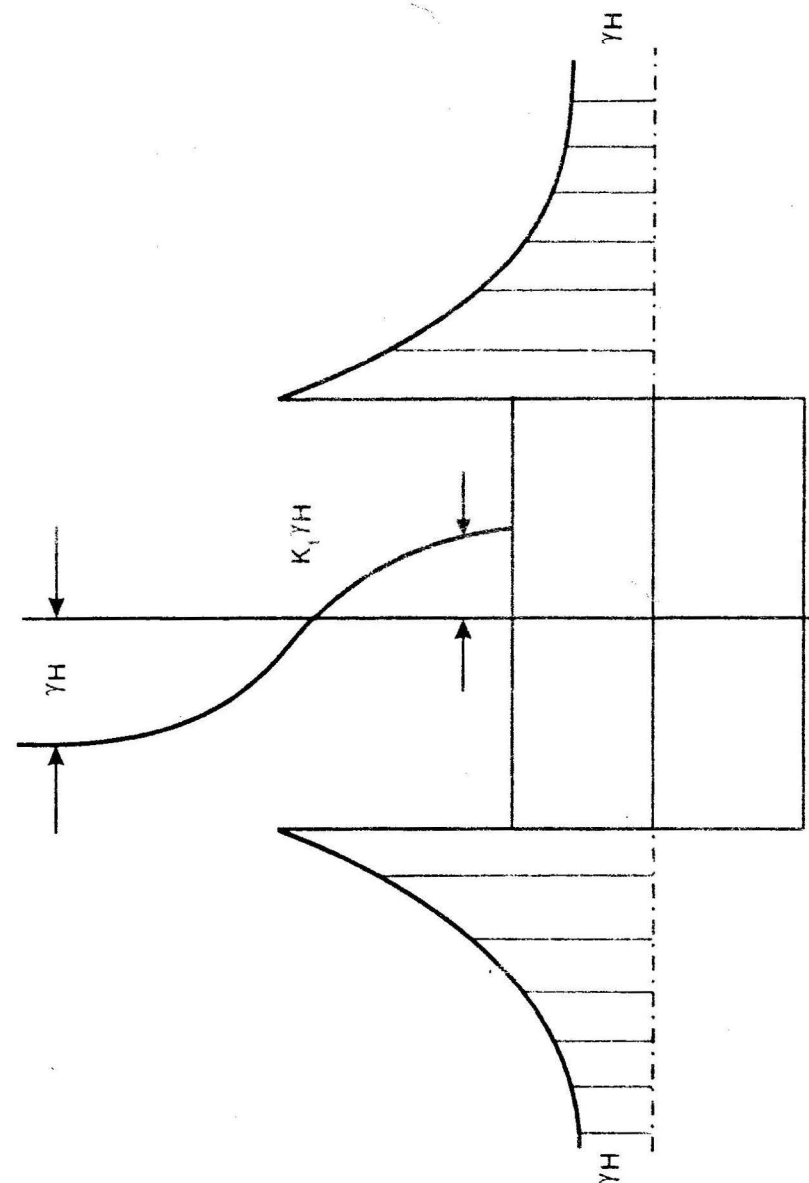


FIGURA V.6. Diagrama de concentración de tensiones alrededor de una excavación rectangular.

En la práctica es común considerar como valor más crítico (λ_{crit}) del coeficiente de empuje lateral una magnitud igual a 0,25; debido a que un valor inferior de λ se produce raramente; tanto que para magnitudes mayores que él las condiciones que se obtienen con respecto al valor del coeficiente de concentración de tensiones se hacen más favorables.

A continuación en la Tabla 9 se ofrecen algunos valores del coeficiente de concentración de tensiones por los lados y techos de la excavación en dependencia de la forma de la sección de la excavación y la magnitud de λ_{crit} .

TABLA 9. Magnitudes del coeficiente de concentración de tensiones

Forma de la sección de excavación	Relación ancho altura	λ_{crit}	Valores de coeficiente de concentración de tensiones para $\lambda_{crit} = 0.25$	
			Por el techo	Por los lados
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	0,77	- 0,64	3,50
Rectangular	5 : 1	0,91	- 0,67	4,00

5.4. ANÁLISIS DE LA DISTRIBUCIÓN DE TENSIONES ALREDEDOR DE UNA EXCAVACIÓN EN UN MEDIO ELÁSTICO-PLÁSTICO

En muchas ocasiones para obtener una representación de la distribución de tensiones alrededor de una excavación lo más cercano posible a la realidad no sólo se debe tener en cuenta el modelo elástico del macizo, sino valorar manifestación de estados tenso-deformacionales no lineales.

Existen diferentes variantes de estados tenso-deformacionales que se pueden representar a la hora de analizar la redistribución de tensiones alrededor de una excavación. A continuación se estudian brevemente las más usuales.

Variante de un macizo elástico lineal-plástico ideal

Este es el caso en que se pasa de un estado frágil de destrucción a uno plástico.

En la Figura V.7 se representa el diagrama tenso-deformacional que caracteriza a un macizo de este tipo.

Las resoluciones de esta tarea sobre la redistribución de tensiones alrededor de las excavaciones fueron elaborados por Fenner, N. Talobre y H. Kastner.

Si las tensiones que se producen alrededor de la excavación no sobrepasan en ningún punto los límites, la tarea se resuelve según lo establecido por la teoría de la elasticidad anteriormente vista.

Si por el contrario las tensiones exceden de los valores límites se produce una redistribución que se caracteriza por presentar dos zonas, una que bordea al contorno, donde se producen deformaciones plásticas y otra más alejada en la que la deformación es lineal (elástica).

Las tensiones en la zona plástica vienen dadas por las expresiones:

$$\sigma_R = \left(\frac{R}{R_0} \right)^{\alpha-1} \left[P_i + \frac{Rc}{\alpha-1} \right] - \frac{Rc}{\alpha-1} \quad (5.50)$$

$$\sigma_\theta = \alpha \left(\frac{R}{R_0} \right)^\alpha \left[P_i + \frac{Rc}{\alpha-1} \right] - \frac{Rc}{\alpha-1} \quad (5.51)$$

y

$$\tau_{R\theta} = 0 \quad (5.52)$$

donde:

R_0 : radio de la excavación

$\frac{1 + \sin \rho}{1 - \sin \rho}$: coeficiente de empuje pasivo de la roca

ρ : ángulo de fricción interna de la roca

P_i : presión interna que actúa uniformemente distribuida

Rc : resistencia lineal a compresión de la roca.

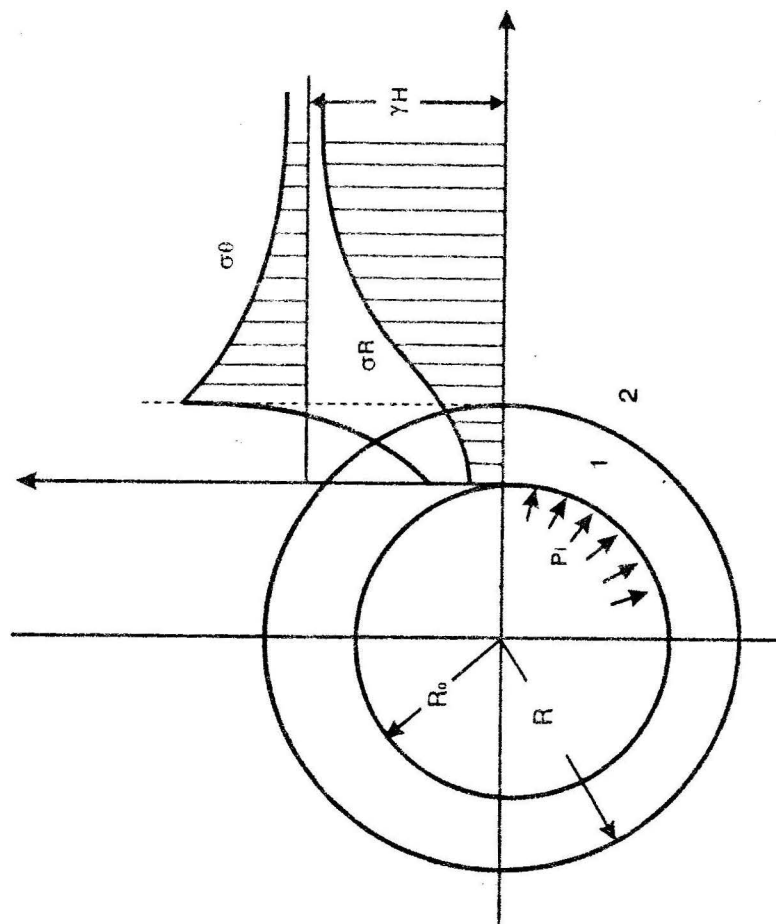


FIGURA V.7. Diagrama tenso-deformacional para un medio frágil ideal.

En tanto que las tensiones en la zona elástica se caracterizan por las expresiones:

$$\sigma_R = \frac{R_1^2}{R} \sigma_R(R_1) + \left(1 - \frac{R_1^2}{R^2}\right) \gamma H \quad (5.53)$$

$$\sigma_\theta = -\frac{R_1^2}{R^2} \sigma_R(R_1) + \left(1 + \frac{R_1^2}{R^2}\right) \gamma H \quad (5.54)$$

y

$$\tau_{R\theta} = 0 \quad (5.55)$$

donde:

R_1 : radio que limita la zona de deformación plásticas y elásticos (radio crítico);

$\sigma_R(R_1)$: tensión que se produce a una distancia igual al radio crítico (R_1) del contorno.

Analizando lo expresado por los sistemas de expresiones para ambas zonas se ve que para la zona de deformación plástica (zona interior) la tensión va a crecer a medida que nos alejamos del contorno en tanto que en la zona elástica a medida que nos alejamos del contorno ella tiende a γH .

Variante de un macizo con fragilidad ilimitada

Para la resolución de esta tarea se presupone que durante la destrucción de una zona de macizo afectada por un estado tensional superior a su límite de resistencia éste en forma súbita pierde su cohesión, conservando sólo cierta resistencia residual sobre la base del ángulo de fricción interna.

En este caso se produce una pérdida de cohesión espontánea, a partir del contorno de la excavación, lo cual se corresponde con la disminución de los valores de σ_θ . Esto último se debe a la pérdida de resistencia del material.

Durante este proceso de disminución de la tensión σ_θ se presupone que la magnitud σ_R no varía.

Según P. Egger la distribución de las tensiones en este caso es la representada en la Figura V.8.

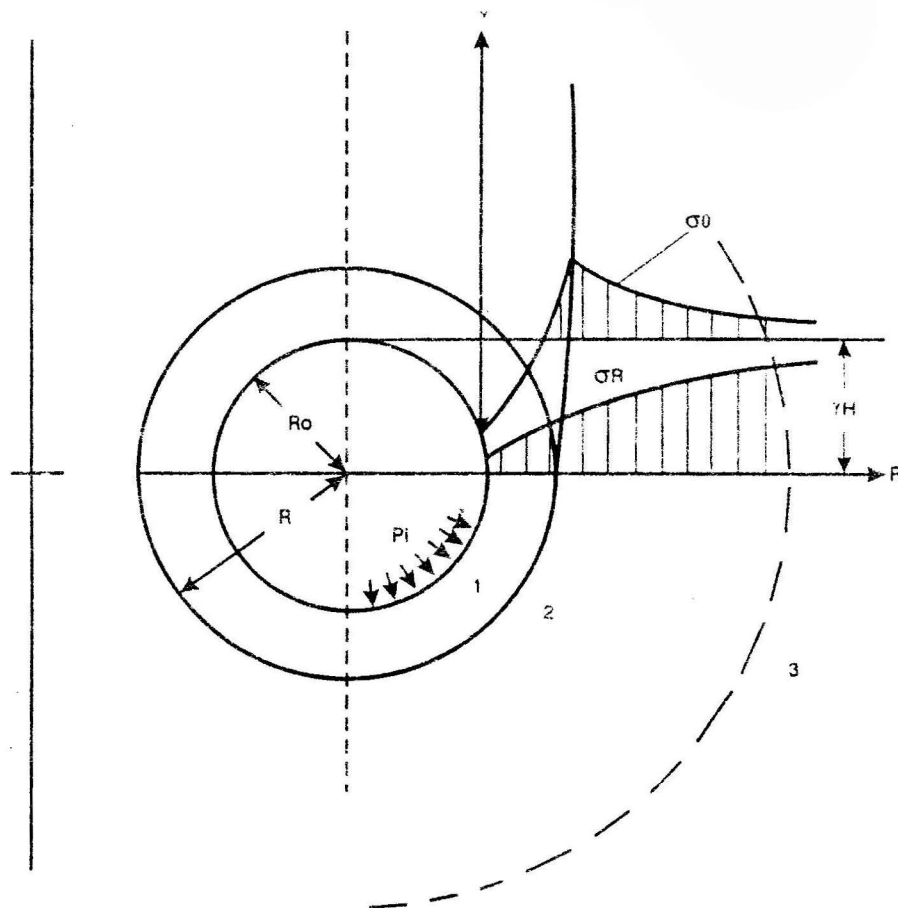


FIGURA V.8. Diagrama tenso-deformacional para un medio de fragilidad ilimitada.

Según él en este caso lo más importante es la obtención de la expresión para hallar el radio crítico (R_1).

$$R_1 = R_0 \left[\frac{1}{\alpha + 1} \frac{2\gamma H - R_c}{P_i} \right]^{\frac{1}{\alpha - 1}} \quad (5.56)$$

Del análisis de la expresión se ve que cuando existe una presión P_i desde el interior de la excavación (reacción de la fortificación) se pueden obtener diferentes valores de R_1 .

En tanto que cuando $P_i = 0$ (no hay fortificación), el radio de la zona de destrucción tiende al infinito.

CAPÍTULO VI

MÉTODOS EXPERIMENTALES PARA EL ESTUDIO DEL ESTADO TENSIONAL DEL MACIZO

Los métodos experimentales para el estudio del estado tensional del macizo y de las variaciones que en él se producen a causa de los trabajos que en él se realizan se dividen en dos grupos: método de laboratorio y método *in situ* o sea los que se realizan directamente en las condiciones naturales del macizo.

El método de laboratorio que habitualmente se emplea para el estudio del estado tensional del macizo y de la redistribución de tensiones que en él se producen cuando se laborean las excavaciones, es el denominado método de polarización óptica, también conocido como método fotoelástico.

6.1. MÉTODO DE POLARIZACIÓN ÓPTICA

Este método permite establecer el carácter de distribución de las tensiones y las magnitudes del campo tensional en zonas del macizo que circulan a obras de cualquier tipo y configuración, siempre y cuando el proceso deformacional transcurra sin la ruptura de la continuidad del medio en estudio (macizo).

El empleo de este método se fundamenta en las siguientes condiciones teóricas:

- En el medio que se estudia se cumple la Ley Hooke, o sea la ley de proporcionalidad directa entre tensiones y deformaciones.
- En la propiedad de los cuerpos isotrópicos transparentes (vidrio orgánico, bakelita y otros), de transformarse bajo la acción de cargas, en cuerpos birrefractante, coincidiendo en estos cuerpos los planos de polarización con la dirección de las tensiones principales.
- En el Teorema de Levi, en el que se plantea que en casos de soluciones planas las constantes elásticas (E, μ) no entran en las ecuaciones de equilibrio.

Para el estudio de la variación o redistribución del campo tensional alrededor de una o varias excavaciones en una placa de un material ópticamente activo (bakelita, vidrio orgánico u otros) se realiza al conservar la semejanza geométrica, agujeros, los cuales representan las excavaciones en estudio, esta placa se coloca en la instalación de polarización óptica en el camino del rayo (ver Figura VI.1).

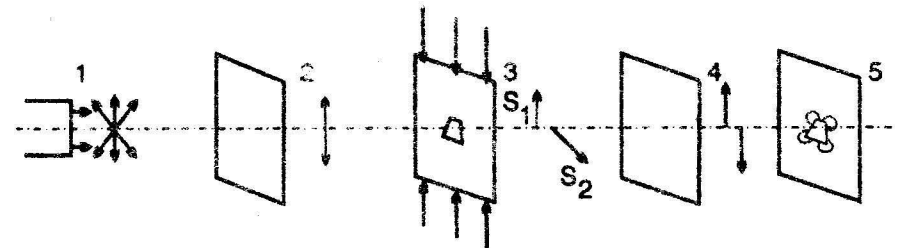


FIGURA VI.1. Esquema de una instalación de polarización óptica.

1) fuente, 2) polarizador, 3) modelo, 4) analizador, 5) pantalla

El rayo de luz al pasar a través del polarizador continúa ondulando en un solo plano (ver Figura VI.1). Cuando la luz polarizada pasa a través de la placa cargada (modelo), tiene lugar la separación del rayo polarizado según dos planos (S_1 y S_2) los que son perpendiculares entre sí y coinciden con la dirección de las tensiones principales.

Debido a la anisotrópica, los rayos S_1 y S_2 que pasan a través de la placa lo hacen a distintas velocidades, o sea un rayo adelanta al otro; siendo la diferencia de distancia entre ellos proporcional a la diferencia que existe entre las tensiones principales ($\sigma_1 - \sigma_2$).

Lo anteriormente expresado se puede escribir de la siguiente forma:

$$D = c \cdot e (\sigma_1 - \sigma_2) \quad (6.1)$$

donde:

- D : diferencia de paso entre los rayos
- c : constante óptica del material de que está hecho el modelo
- e : espesor de la placa usada.

Del análisis de la expresión anterior se ve que para poder obtener la diferencia entre σ_1 y σ_2 es necesario conocer D , c y e . El espesor de la placa e y la magnitud de la constante óptica son características propias del modelo y por ende pueden ser conocidas. En tanto que para determinar la diferencia de paso D existen varios métodos entre los cuales los más difundidos son el método de los polos, el método de compensación y el de confrontación de luces.

↘ El método de polarización óptica puede, además de los modelos planos, emplearse para el análisis en condiciones volumétricas, con este método se pueden obtener los siguientes resultados.

- El campo de tensiones que se forma alrededor de las excavaciones.
- El carácter de la concentración de tensiones en el contorno de las excavaciones.
- La zona de influencia que se forma alrededor de las excavaciones.

6.2. MÉTODOS DE ESTUDIO *IN SITU* DEL ESTADO TENSIONAL

Las tensiones que se producen en la zona del macizo alrededor de las excavaciones y el carácter de su distribución en las condiciones reales, se pueden diferenciar significativamente de los valores obtenidos por la vía analítica o por los métodos de laboratorio, debido a que en uno y otro caso para su estudio el macizo rocoso en un mayor o menor grado se ha idealizado, representándolo como un medio elástico, homogéneo e isotrópico.

Es por esta causa que tanto para la teoría como para la práctica en minería, posee una esencial importancia el poder realizar mediciones directas del estado tensional en el macizo rocoso.

↘ Se pueden diferenciar dos grupos de métodos para el estudio del estado tensional del macizo: los mecánicos que se basan en la medición de la deformación que experimenta la roca y los geofísicos que se fundamentan en la medición de la variación de las propiedades físicas de las rocas en el macizo o de parámetros de los campos físicos en la zona de estudio.

↘ Dentro de los métodos mecánicos para el estudio del estado tensional del macizo los más difundidos son: método de descarga (total y parcial); método de reestablecimiento de las tensiones en el macizo (método de la

compensación de tensiones y de la diferencia de presión); método de medición del proceso de deformación que se produce en el macizo a causa del laboreo de la excavación (método del barreno con el empleo de extensómetros y deformómetros).

↘ Como métodos geofísicos para el estudio del estado tensional del macizo se pueden señalar los siguientes: métodos que se fundamentan en la utilización activa del campo físico (acústicos, radiométricos, térmicos y otros), métodos basados en el registro de la variación del campo físico natural o del surgido a causa del laboreo de la excavación (eléctrico, magnético, sismoeléctrico y electrosísmico entre otros), métodos fundamentados en la determinación de la magnitud de las características residuales (secundarias) del estado tensional del macizo rocoso. ↘

Los métodos antes mencionados con un mayor o menor grado de exactitud, permiten estudiar el carácter de la distribución de las tensiones alrededor de las excavaciones y su variación con el tiempo. Más complejo resulta el obtener valores de la magnitud de las tensiones que se producen, ya que esto exige el conocimiento de las propiedades de deformación de la rocas en el macizo, lo que va ligado con determinadas dificultades técnicas.

A continuación se pasa a hacer un estudio detallado de algunos de los métodos de estudio *in situ* del estado tensional del macizo mencionado.

6.3. MÉTODO DE DESCARGA

↘ Este método se basa en la utilización de las características de reversión elástica del medio. Para ello se supone que al ser descargado artificialmente un sector del macizo (al ser destruido su enlace con el resto del macizo) se produce el restablecimiento elástico de la forma y dimensiones de este sector.

Este método se recomienda emplear en macizos con características elásticas y que estén constituidas por rocas lo suficientemente fuertes que permitan realizar la descarga artificial sin su destrucción. ↘

↘ La determinación del estado tensional del macizo, según este método consiste en medir la deformación que experimenta un sector del macizo al ser este descargado y el posterior cálculo de las tensiones por las fórmulas conocidas de la teoría de la elasticidad.

Con el empleo de este método, según la variante utilizada, puede obtenerse tanto el estado tensional a cierta profundidad en el macizo, como en la superficie de la zona denudada, a continuación se analizan algunas variantes de este método de descarga.

Método de descarga del testigo en el barreno

Según esta variante se estudia el estado tensional a cierta profundidad, consiste en lo siguiente: En una superficie denudada de la excavación se perfora a una profundidad dada un barreno, cuyo diámetro puede oscilar entre 100 y 200 mm en dependencia de la resistencia de la roca, más tarde con discos especiales de pulir, que se fijan a la barra de la perforadora, se pule el frente del barreno.

Después de esto en el frente del barreno se fijan varios extensómetros. (habitualmente de 2 a 4).

Estos extensómetros se deben comprimir fuertemente contra el frente del barreno con el objetivo de garantizar una cohesión suficiente con dicha superficie (ver Figura VI.2).

Más tarde en este barreno se perfora un testigo cuya profundidad debe ser lo menos igual al diámetro del barreno. El testigo obtenido será el elemento descargado y sufrirá un ensanchamiento elástico que se registrará por los equipos de medición (captadores) colocados previamente en el frente del barreno.

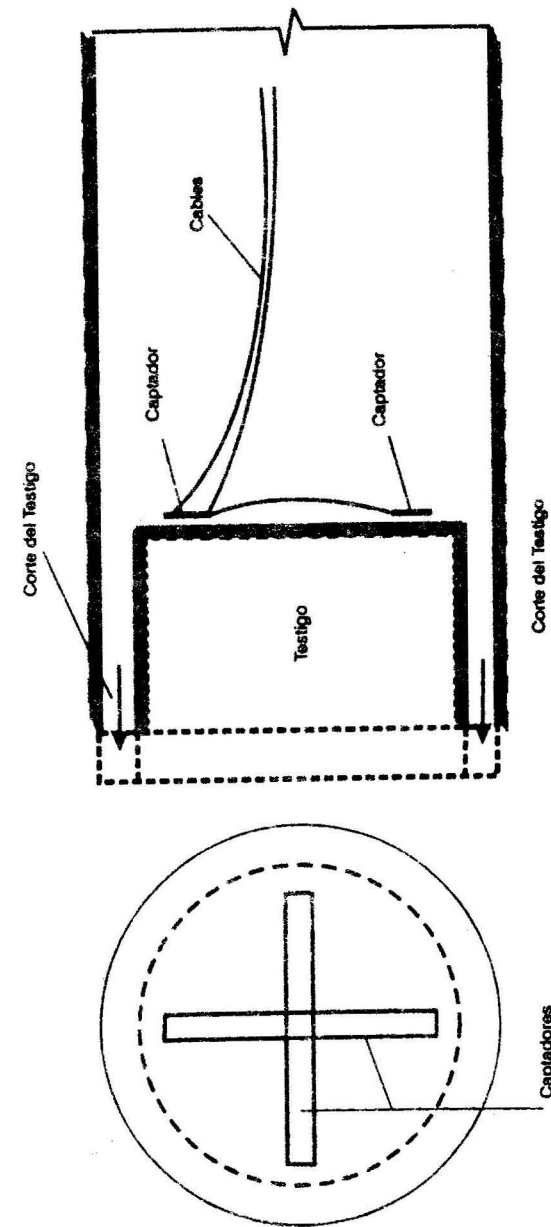


FIGURA VI.2. Esquema del método de descarga del testigo en el barreno.

Si se poseen datos suficientemente fiables sobre la dirección de una de las tensiones principales (por ejemplo según la vertical a causa de la fuerza de gravedad, entonces para la realización de este experimento es posible colocar solamente dos extensómetros, uno según la horizontal y otro por la vertical a 90° (ver Figura VI.3).

En este caso se puede realizar el cálculo de las tensiones a partir de las deformaciones medidas por las expresiones:

$$\sigma_1 = \frac{E}{1-\mu^2}(\epsilon_1 + \mu \epsilon_2) \quad (6.2)$$

$$\sigma_2 = \frac{E}{1-\mu^2}(\epsilon_2 + \mu \epsilon_1) \quad (6.3)$$

$$\tau = \frac{E}{2(1+\mu)}(\epsilon_1 - \epsilon_2) \quad (6.4)$$

donde:

σ_1 y σ_2 : tensiones principales

τ : tensión tangencial

ϵ_1 y ϵ_2 : deformaciones correspondientes

E y μ : constantes elásticas.

Los valores de las constantes elásticas (E y μ) habitualmente se determinan en trabajos de laboratorio a partir del ensayo de muestras obtenidas del propio testigo.

Si la dirección de las tensiones principales no se conoce entonces es necesario emplear un sistema de tres o cuatro extensómetros. Para el caso de empleo de tres extensómetros puede realizarse una disposición de ellos a 45° (ver Figura VI.3).

En este caso las expresiones para el cálculo de las tensiones son:

$$\sigma_{1,2} = \frac{E}{2} \left[\frac{\epsilon_1 + \epsilon_3}{1-\mu} \pm \frac{1}{1-\mu} \sqrt{(\epsilon_1 - \epsilon_3)^2 + [2\epsilon_2 - (\epsilon_1 + \epsilon_3)]^2} \right] \quad (6.5)$$

$$\tau = \frac{E}{2(1+\mu)} \sqrt{[(\epsilon_1 - \epsilon_3)^2 + [2\epsilon_2 - (\epsilon_1 + \epsilon_3)]^2]} \quad (6.6)$$

$$\text{Tg } 2\theta = \frac{2\epsilon_2 - (\epsilon_1 + \epsilon_3)}{\epsilon_1 - \epsilon_3} \quad (6.7)$$

donde:

θ : ángulo formado por la tensión principal y el eje de ubicación del extensómetro 1 (ver Figura VI.3).

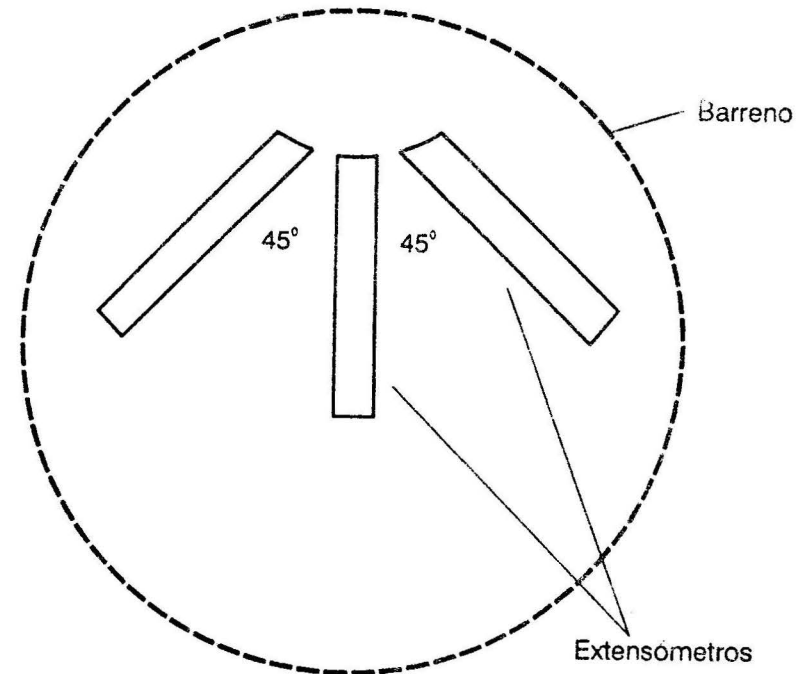


FIGURA VI. 3. Esquema de disposición de tres extensómetros a 45°.

Para el caso de tres extensómetros, pero con una disposición de ellos a 60° (ver Figura VI.4).

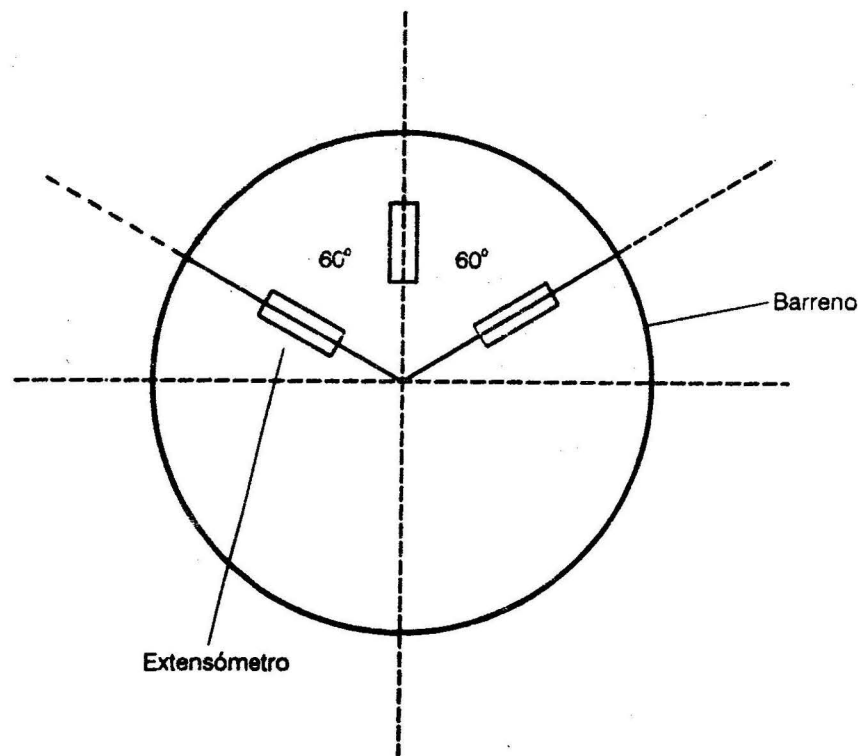


FIGURA VI. 4. Esquema de disposición de tres extensómetros a 60°.

En este caso las expresiones para el cálculo de las tensiones son:

$$\sigma_{1,2} = E \left\{ \frac{\epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3}{3(1-\mu)} \pm \frac{1}{1-\mu} \sqrt{\left(\epsilon_1 - \frac{\epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3}{3} \right)^2 + \left(\frac{\epsilon_2 - \epsilon_3}{\sqrt{3}} \right)^2} \right\} \quad (6.8)$$

$$\tau = \frac{E}{1+\mu} \sqrt{\left(\epsilon_1 - \frac{\epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3}{3} \right)^2 + \left(\frac{\epsilon_2 - \epsilon_3}{\sqrt{3}} \right)^2} \quad (6.9)$$

$$\operatorname{Tg} 2\theta = \frac{\frac{1}{\sqrt{3}} (\epsilon_2 - \epsilon_3)}{1 - \left(\frac{\epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3}{3} \right)} \quad (6.10)$$

En algunos casos en que se requiere una precisión de los resultados, se colocan cuatro extensómetros en el frente del barreno según el esquema que se muestra en la (Figura VI.5).

En este caso las expresiones para el cálculo de las tensiones son:

$$\sigma_{1,2} = \frac{E}{2} \left[\frac{\epsilon_1 + \epsilon_4}{1-\mu} \pm \frac{1}{1+\mu} \sqrt{(\epsilon_1 - \epsilon_4)^2 + \frac{4}{3} (\epsilon_2 - \epsilon_3)^2} \right] \quad (6.11)$$

$$\tau = \frac{E}{2(1+\mu)} \sqrt{(\epsilon_1 - \epsilon_4)^2 + \frac{4}{3} (\epsilon_2 - \epsilon_3)^2} \quad (6.12)$$

$$\operatorname{Tg} 2\theta = \frac{2(\epsilon_2 - \epsilon_3)}{\sqrt{3}(\epsilon_1 - \epsilon_4)} \quad (6.13)$$

Las variantes hasta aquí analizadas del método de descarga permiten obtener el estado tensional a cierta profundidad en el macizo. A continuación se procede a analizar dos variantes de este método de descarga dirigidas al estudio del estado tensional en la superficie desnuda.

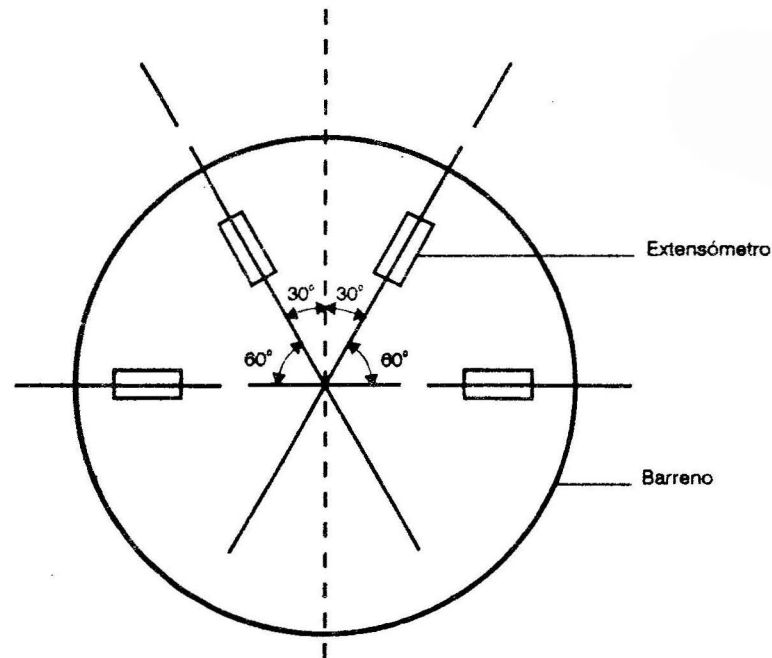


FIGURA VI.5. Esquema para el caso en que se disponen cuatro extensómetros en el frente del barreno.

Variante de Obert

Una de las variantes de medición del campo tensional en los hastiales de las excavaciones subterráneas, basada en el principio de la descarga total de un sector del macizo, es la propuesta por L. Obert y que consiste en lo siguiente.

En la zona desnuda del macizo (hastial de la excavación) se perforan algunos pares de pequeños barrenos, en los que con la utilización de un mortero de rápido endurecimiento se colocan clavijas metálicas. La distancia entre clavijas - l - , en cada par de barrenos, es la base de medición. Esta distancia l se toma habitualmente de 15 a 25 cm y va a depender del tipo de extensómetro que se emplee (ver Figura VI.6).

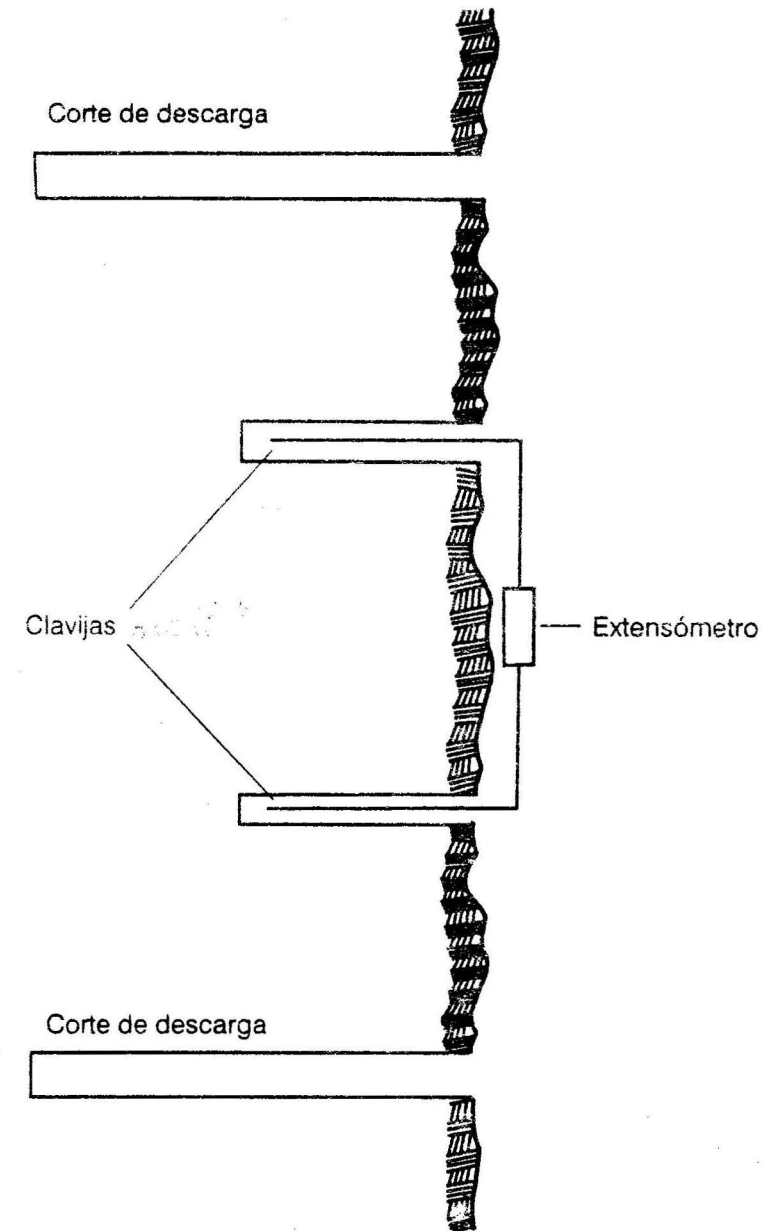


FIGURA VI.6. Esquema de medición de Obert.

Como extensómetro pueden emplearse diferentes captadores eléctricos de resistencia, indicadores, tipo reloj y otros.

Al ser colocados los extensómetros se registra su posición correspondiendo ésta al estado tensional existente en el macizo. Después a una cierta distancia de las clavijas se hacen dos cortes paralelos con lo que se produce la descarga en la zona del macizo que se estudia.

Conociendo la deformación experimentada (se mide) y las constantes elásticas de la roca en cuestión (esto se puede obtener, como en el caso anterior por trabajos de laboratorio), se pueden entrar a calcular las tensiones en la zona denudada por las expresiones:

$$\sigma_1 = \frac{E}{1-\mu^2} (\varepsilon_1 + \mu \varepsilon_2) \quad (6.14)$$

$$\sigma_2 = \frac{E}{1-\mu^2} (\varepsilon_2 + \mu \varepsilon_1) \quad (6.15)$$

Para el empleo de estas expresiones se parte del criterio de que la dirección del extensómetro coincide con la dirección de una de las tensiones principales.

El campo de aplicación de esta variante es limitado debido a la trabajosidad que trae consigo, en particular, a la hora de efectuar las ranuras de descarga.

Variante de descarga parcial de la zona denudada

Esta variante de descarga consiste en lo siguiente:

En la pared de la excavación, formando un triángulo equilátero, se colocan tres extensómetros (ver Figura VI.7).

En los vértices de este triángulo (1) se perforan barrenos de 10 - 12 mm de diámetro en los cuales se fijan clavijas metálicas. Después de instalada la estación extensométrica se registra el valor inicial de las tensiones y se procede a perforar un barreno de poca profundidad (3) (de 90 - 100 mm) y de diámetro (40-50 mm) en el centro del triángulo.

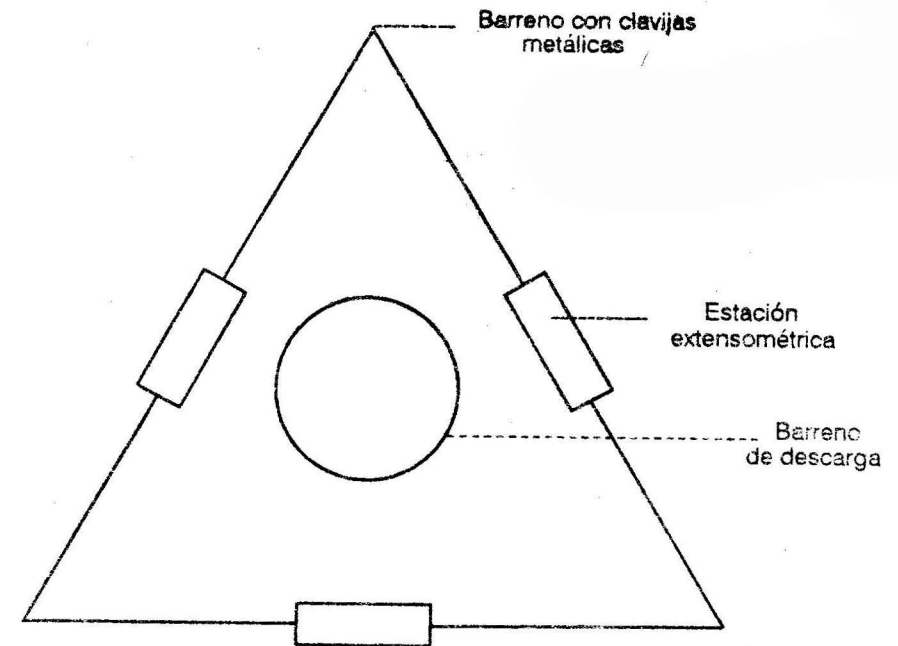


FIGURA VI.7. Esquema de descarga parcial.

Cuando se perfora el barreno de descarga las rocas que lo rodean se deforman elásticamente y los referidores (clavijas metálicas) se desplazan hacia el centro del triángulo (o sea sufren un desplazamiento radial, V_1 , V_2 y V_3) y relativamente unos a otros (o sea un desplazamiento tangencial V_{01} , V_{02} y V_{03}). Estas deformaciones son medidas por los tres extensómetros.

Utilizando la resolución de Kirsch se plantean las siguientes expresiones:

$$\sigma_1 = \sigma_2 = 2\sqrt{3} G \left[\frac{\Delta_{12} + \Delta_{23} + \Delta_{31}}{\mu_2} \pm \frac{\Delta_{12} + \Delta_{23} + \Delta_{31}}{\mu_1} \right] \quad (6.16)$$

$$\operatorname{Tg} 2\theta = \frac{\sqrt{3} (A_{31} - A_{12})}{A_{12} + A_{31} - 2 A_{23}} \quad (6.17)$$

y

$$\Delta_{12} = (V_1 + V_2) \cos 30^\circ + (V_{0-2} - V_{0-1}) \cos 60^\circ \quad (6.18)$$

$$\Delta_{23} = (V_2 + V_3) \cos 30^\circ + (V_{0-3} - V_{0-2}) \cos 60^\circ \quad (6.19)$$

$$\Delta_{31} = (V_3 + V_1) \cos 30^\circ + (V_{0-1} - V_{0-3}) \cos 60^\circ \quad (6.20)$$

$$\mu_1 = \frac{R_b^2}{R} \cdot x \quad (6.21)$$

$$\mu_2 = \frac{R_b^2}{R} \quad (6.22)$$

$$x = (3 \div 4) \mu \quad (6.23)$$

donde:

R_b : radio del barreno central, cm;

R : radio desde el centro del barreno hasta el centro de las clavijas, cm;

G : módulo de elasticidad a torsión;

μ : coeficiente de Poisson;

θ : ángulo entre la dirección de la tensión σ_1 y el eje x .

6.4. MÉTODO DE RESTABLECIMIENTO DE TENSIONES

Este método es también conocido como método de la almohada hidráulica y su empleo se recomienda en rocas fuertes.

Se fundamenta en la determinación de las tensiones que se producen en el proceso de restablecimiento de las deformaciones elásticas de un sector descargado del macizo rocoso durante su recarga por vía artificial, o sea según este método inicialmente se descarga parcialmente y después mediante el empleo de una almohada hidráulica (variante más usada) se vuelve a cargar hasta alcanzar los valores originales del estado tensional.

Con el empleo de este método es posible determinar, tanto la tensión inicial existente en el macizo, así como la variación que éstas experimentan.

La ventaja de este método es que no necesita para su uso del conocimiento de las características elásticas del macizo rocoso, como desventaja se le puede señalar el hecho de que sólo es posible emplearlo a pocas profundidades del contorno de la excavación (hasta 3,0 m).

El método consiste en lo siguiente: En la superficie denudada del macizo (por ejemplo hastiales de la excavación) se hacen varias ranuras verticales de 240 - 280 mm de altura, las cuales tienen como promedio una profundidad de 1,0 - 1,8 m. En estas ranuras verticales se fijan extensómetros especiales de cuerda (1) los cuales pueden medir la deformación de dicha superficie denudada.

Una vez colocada la instalación de medición se registra el valor nulo de las tensiones, después de esto se realiza un corte horizontal o vertical (o ambos a la vez) en la zona estudiada del macizo lo que provoca su descarga parcial (ver Figura VI.8).

La zona descargada del macizo rocoso (2) posee aproximadamente una forma elíptica. Como consecuencia de la descarga parcial las tensiones caen desde un valor inicial hasta uno final y las rocas se deforman registrándose dichas deformaciones en los extensómetros.

Más tarde, después de descargado el macizo, en la ranura de descarga se coloca la denominada almohada hidráulica (3) la cual se recubre con una mezcla de cemento. Una vez endurecida la mezcla a esta almohada hidráulica mediante la acción de una bomba (4) a la que va unida se le aumenta la presión hasta alcanzar la magnitud del estado tensional que existía en el macizo antes de su descarga, esto tiene efecto cuando la lectura en los captadores sea igual a la inicial.

Este proceso de carga puede repetirse varias veces con el objetivo de obtener como resultado valores promedios.

Variando la profundidad de la ranura de corte se puede obtener el estado tensional del macizo desde el contorno de la excavación hasta una determinada profundidad.

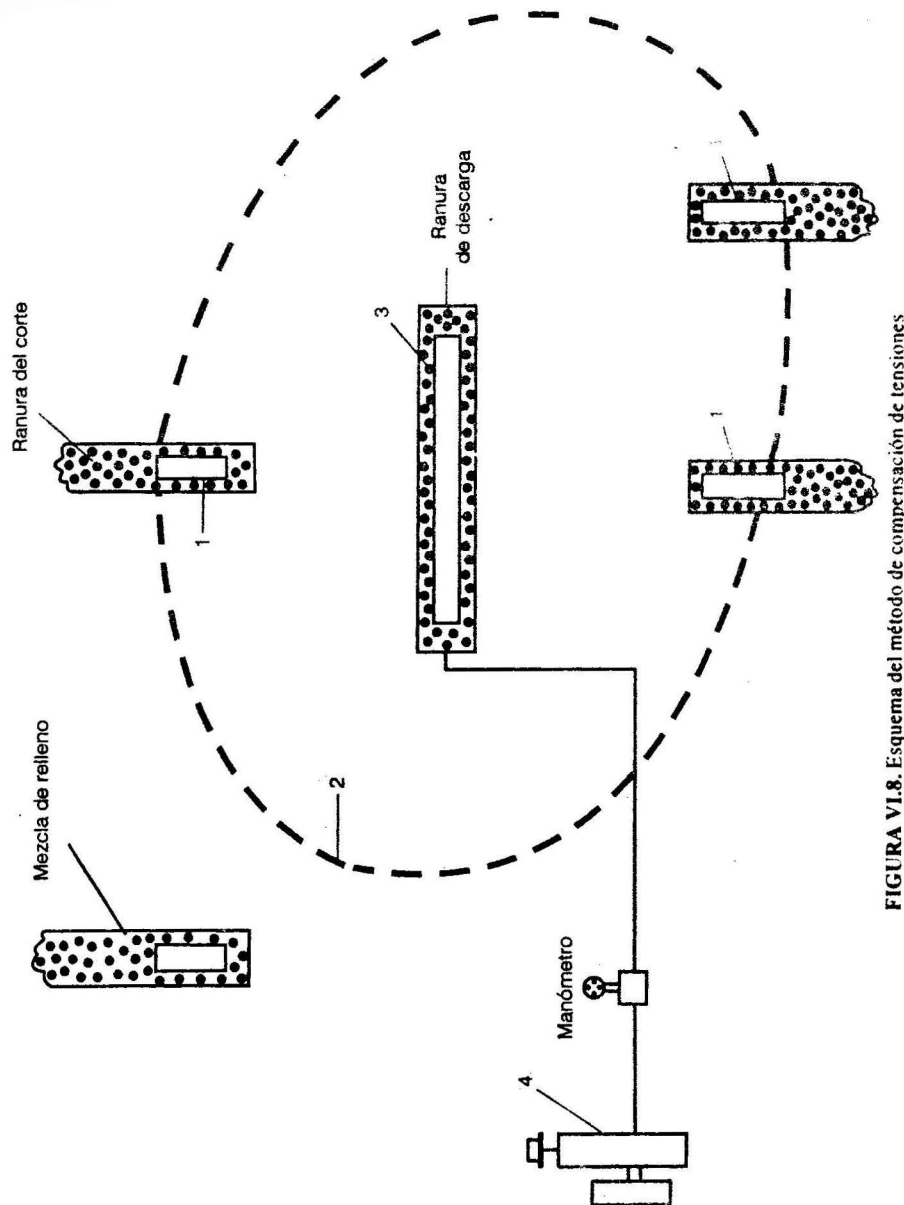


FIGURA VI.8. Esquema del método de compensación de tensiones

El error que se comete durante la determinación del campo tensional por este método oscila de un 15 a un 30 %, lo cual se debe a la heterogeneidad del macizo en la zona cercana a la excavación, la calidad del equipo de medición y su instalación, además por la diferencia de las propiedades elásticas entre el macizo y la almohada hidráulica.

6.5. MÉTODO DEL BARRENO

Este método se fundamenta en el estudio de la deformación (transversal o longitudinal) que sufre el barreno perforado en la zona del macizo que se investiga.

La deformación que se produce en el barreno está ligada con la variación del estado tensional que sufre el macizo y se mide con el empleo de deformómetros o con captadores de tensión.

Los deformómetros, que como su nombre indican, son instrumentos destinados a medir deformación, son considerados instrumentos «pasivos» que ofrecen poca resistencia a la deformación del barreno, en tanto que los captadores de tensiones que se utilizan para medir tensiones son considerados «elementos activos» en el proceso y ofrecen una resistencia significativa a la deformación del barreno.

Los deformómetros dan información sobre la variación de las dimensiones lineales del barreno, al igual que los captadores sobre la variación del campo tensional en la zona de medición.

El método del barreno se utiliza para: la evaluación del estado tensional en el macizo, el estudio de la zona de presión de apoyo y el estudio de la estabilidad de las zonas desnudas.

Estudio del estado tensional con el empleo de deformómetros

El empleo de los deformómetros en minería, para el estudio del estado tensional del macizo empezó a recibir difusión en la década de los años 60. Inicialmente los deformómetros se utilizaban para obtener una valoración comparativa del estado tensional en tanto que en la actualidad como se señaló anteriormente su empleo es más ambicioso.

Con la colocación de deformómetros en diferentes puntos de la zona del macizo que se estudia, se puede obtener información sobre la variación de su estado tensional, se pueden definir en el macizo las zonas de tensiones elevadas y disminuidas (magnitudes de las tensiones y dimensiones de estas

zonas), valorar la magnitud de la zona de influencia de las excavaciones y otras.

Los logros alcanzados en la construcción de los deformómetros y la experiencia acumulada en su empleo han permitido que en la actualidad ellos puedan ser empleados para la evaluación de zonas profundas del macizo.

Para la transformación del parámetro obtenido, **deformación** (medida por el deformómetro) en el parámetro buscado, **tensión** se utiliza una resolución plana de la teoría de la elasticidad para un medio debilitado por un agujero circular y afectado por tensiones a tracción.

Esta tarea fue resuelta en la teoría de la elasticidad por Kirsch y difundida en el estudio de los macizos rocosos por Kun, Fenner y otros.

En su forma más general la dependencia entre las tensiones actuantes y la variación del diámetro de un agujero circular, para un medio elástico, homogéneo e isotrópico viene dada por la expresión siguiente propuesta por E. Leeman:

$$\Delta l = \frac{D}{E} \left[(\sigma_x + \sigma_y) + 2(\sigma_x - \sigma_y)(1 - \mu^2) \cos 2\varphi \right] + 4\tau_{xy} \left(1 - \mu^2 \right) \sin 2\varphi - \mu \sigma_z \quad (6.24)$$

donde:

Δl : variación del diámetro del agujero (barreno) en dependencia de la orientación del deformómetro dentro del barreno, que se determina por el ángulo φ ;

D : diámetro inicial del agujero (barreno);

$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ y τ_{xy} : componentes de la tensión;

φ : ángulo entre la lectura inicial y la dirección de las restantes mediciones;

Sobre la base de esta expresión teórica Leeman propuso las siguientes dependencias analíticas, que sirven para la evaluación aproximada del estado tensional del macizo caracterizado, en el caso más general, por los componentes de un estado tensional volumétrico ($\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}$ y τ_{zx}) y la deformación transversal del barreno que obtiene por el deformómetro.

Si se considera que $\tau_{yz} = \tau_{zx} = 0$, y que la dirección de una de las tensiones principales es conocida. Entonces para determinar la magnitud de los componentes desconocidos del campo tensional ($\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ y τ_{xy}) es necesario medir la valoración del diámetro (Δl) del barreno en cuatro direcciones diferentes. Por ejemplo se toman valores de $\varphi = 0; 90; 30$ y 60 grados con respecto al eje x .

Para este caso las dependencias, que relacionan tensión y deformación vienen dadas por las expresiones.

$$\Delta l_{0;90} = \frac{D}{E} \left[(\sigma_x + \sigma_y) \pm 2(\sigma_x - \sigma_y)(1 - \mu^2) - \mu \sigma_z \right] \quad (6.25)$$

$$\Delta l_{30;60} = \frac{D}{E} \left[(\sigma_x + \sigma_y) \mp (\sigma_x - \sigma_y)(1 - \mu^2) + 2\sqrt{3}\tau_{xy}(1 - \mu^2) - \mu \sigma_z \right] \quad (6.26)$$

donde:

$\Delta l_{0;30;60;90}$: deformación del diámetro del barreno para dichos valores respectivos del (ángulo φ con respecto al eje x).

$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ y τ_{xy} : componentes del campo tensional.

E y μ : constantes elásticas de las rocas.

Si se considera que $\tau_{xy} = \tau_{yz} = \tau_{zx} = 0$ y que las tensiones σ_x, σ_y , y σ_z son las tensiones principales que actúan según los ejes x, y y z ; en este caso es necesario medir la variación del diámetro del barreno por tres direcciones, por ejemplo $\varphi = 0; 90$ y 30° .

Aquí las expresiones usadas serán la (6.25) y la siguiente:

$$\Delta l_{30} = \frac{D}{E} \left[(\sigma_x + \sigma_y) - (\sigma_x - \sigma_y)(1 - \mu^2) - \mu \sigma_z \right] \quad (6.27)$$

Si se considera que $\tau_{xy} = \tau_{yz} = \tau_{zx} = 0$ y que $\sigma_z = 0$, o sea el macizo se encuentra en un estado biaxial. En este caso sólo se necesita obtener la

variación del diámetro del barreno en dos direcciones por ejemplo $\phi = 0$ y 90° o $\phi = 30$ y 60° .

La expresión que relaciona en este caso, las tensiones y deformaciones se obtiene a partir de la 6.25 y 6.26, pero haciendo $\sigma_z = 0$ y $\tau_{xy} = 0$ respectivamente, o sea:

$$\Delta l_{0;90} = \frac{D}{E} \left[(\sigma_x + \sigma_y) \pm 2 (\sigma_x - \sigma_y) (1 - \mu^2) \right] \quad (6.28)$$

$$\Delta l_{30;60} = \frac{D}{E} \left[(\sigma_x + \sigma_y) \mp (\sigma_y - \sigma_x) (1 - \mu^2) \right] \quad (6.29)$$

A partir de la transformación de estas expresiones se pueden obtener las dependencias que permitan calcular las tensiones principales σ_x y σ_y .

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{E}{4D} \left[(\Delta l_{90} + \Delta l_{0}) \pm \frac{\Delta l_{90} - \Delta l_{0}}{2(1 - \mu^2)} \right] \quad (6.30)$$

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{E}{D} \left[(\Delta l_{60} + \Delta l_{30}) \mp \frac{\Delta l_{60} - \Delta l_{30}}{(1 - \mu^2)} \right] \quad (6.31)$$

Una caracterización total del estado tensional existente en la zona del macizo que se estudia mediante la valoración de los componentes del campo tensional ($\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$) se puede obtener mediante la medición con los deformómetros en seis direcciones diferentes de la deformación radial que se produce en dos barrenos ubicados en un mismo plano formando entre sí un ángulo α .

Este esquema, propuesto por Leeman presupone medir en cada barreno la deformación radial en tres direcciones diferentes. La dependencia básica que relaciona la deformación radial medida en los dos barrenos, viene dada por la siguiente expresión.

$$\begin{aligned} \Delta l_i = \frac{D}{E} & \left[(\sigma_x \cos^2 \alpha + \sigma_y + \sigma_z \sin^2 \alpha - 2 \tau_{zx} \sin 2 \cos \alpha) + \right. \\ & + 2 (\sigma_x \cos^2 \alpha - \sigma_y \sin^2 \alpha - 2 \tau_{zx} \sin \alpha \cos \alpha) (1 - \mu^2) \cos 2\phi_1 + \\ & + 4 (\tau_{xy} \cos \alpha - \tau_{yz} \sin \alpha) (1 - \mu^2) \sin 2\phi_2 - \mu (\sigma_x \sin \alpha + \\ & \left. + \sigma_z \cos \alpha + 2 \tau_{xy} \sin \alpha \cos \alpha) \right] \end{aligned} \quad (6.32)$$

donde:

α : ángulo entre barrenos

ϕ_1 y ϕ_2 : ángulo de inclinación de los instrumentos (deformómetros) en cada barreno.

Dándole valores a α y ϕ se puede obtener un sistema de ecuaciones que permita el cálculo de las magnitudes del campo tensional.

Es necesario aclarar que todas las expresiones de cálculo, vistas, parten de un cierto grado de idealización de la zona del macizo que se estudia, aspecto el cual se debe tener en cuenta a la hora de valorar su grado de confiabilidad.

Con el objetivo de aumentar la confiabilidad de los resultados obtenidos es necesario aumentar el número de mediciones a efectuar y tomar como magnitud resultante la media aritmética.

El error que se comete con el empleo de este método para la obtención del estado tensional nunca es menor de un 15 a un 20 %. Esto está dado por el propio error que introduce el instrumento de medición (deformómetro). El empleo de expresiones analíticas de transformación que en mayor o menor grado idealizan la zona del macizo en estudio, la exactitud con que se determinen las constantes elásticas (E y μ) de las rocas y particularidades en la colocación y fijación del deformómetro en el barreno.

Los deformómetros habitualmente constan de las siguiente partes: cuerpo, elemento de medición sensible, elemento para su fijación en el barreno, parte que trasmite el movimiento de la pared del barreno a un transformador y parte eléctrica (esta última en los deformómetros fotoelásticos no existe).

En dependencia del tipo de elemento de sensibilidad que posean existen variados tipos de deformómetros, por ejemplo: de cuerda, reostáticos, inductivos, fotoelásticos y otros.

Por la difusión que ha alcanzado su empleo en minería a continuación se hace una breve referencia a los deformómetros de cuerda y fotoelásticos.

El elemento de fijación de los deformómetros de cuerda habitualmente se hace en forma de muelle (1 y 3) (ver Figura VI.9).

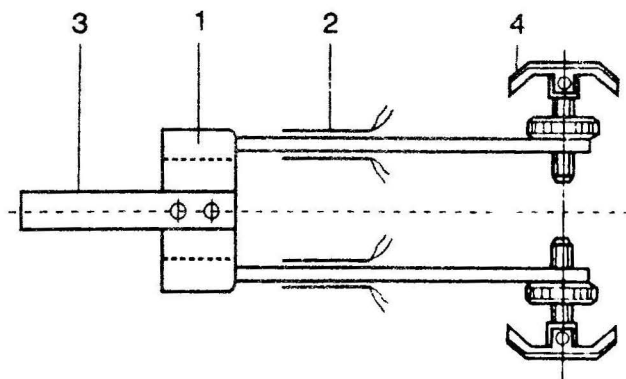


FIGURA VI.9. Esquema de trabajo de un deformómetro de cuerda.

En tanto el elemento para transmitir el desplazamiento de la pared del barreno (4) se fija a ésta (a la pared) y por la acción del proceso de deformación del macizo sufre flexión la cual se transmite al extensómetro de cuerda (2).

Con respecto a los deformómetros fotoelásticos ellos están compuestos por un cuerpo cilíndrico (1), dentro del cual se ubica el elemento de sensibilidad hecho de un material ópticamente activo (2). (Figura VI.10)

La transmisión de la deformación que sufren las paredes del barreno al elemento ópticamente activo se produce mediante muelles (3) acoplados a varillas guías (4).

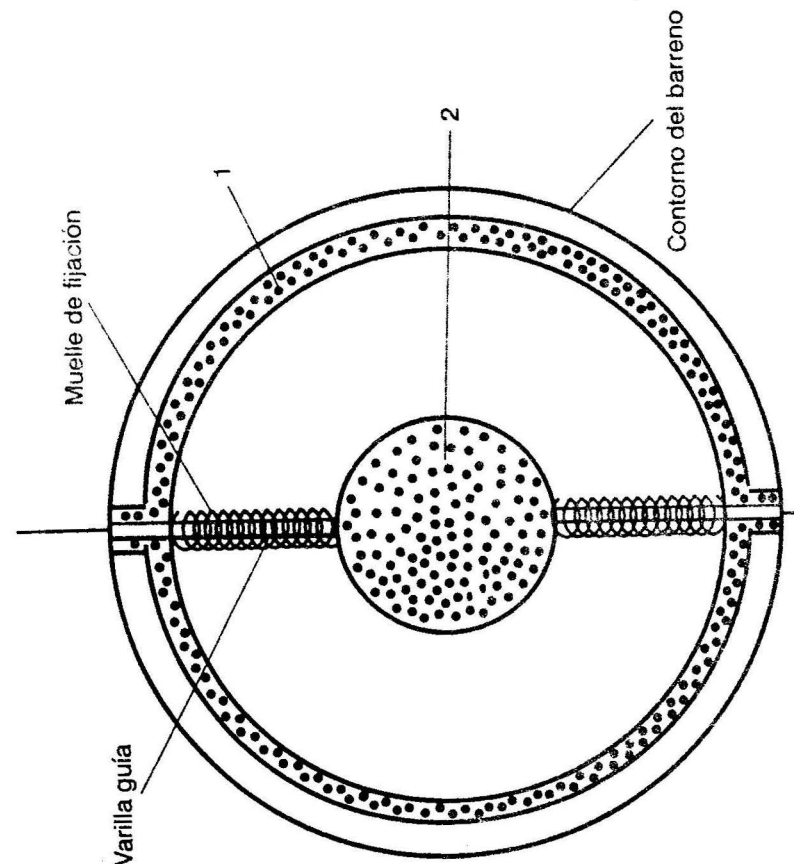


FIGURA VI.10. Esquema de un deformómetro fotoelástico.

Estudio del estado tensional con el empleo de captadores

Los captadores de tensión en el método del barreno cumplen en lo esencial igual función que los deformómetros, o sea registrar el proceso de deformación de la roca en el barreno.

La diferencia es que aquí con este método se mide directamente el campo tensional o su variación.

Para ello es necesario previamente, en condiciones de laboratorio, calibrar los captadores que se van a emplear, con este fin se utilizan modelos que posean características elásticas lo más cercanas posibles a la de la zona del macizo que se desea estudiar.

La relación entre la variación de tensiones que sufre la roca en el barreno y la que sufre el captador se establece a partir de una serie de suposiciones preliminares: se considera a la zona del macizo estudiado como un medio elástico, homogéneo e isotrópico, se parte del criterio de que el barreno fue hecho a gran profundidad, que el captador fue colocado a una distancia suficiente de la boca y del frente del barreno, que la sección transversal del barreno y la del captador se encuentran en un estado volumétrico o plano de deformación y por último que las direcciones de las tensiones principales coinciden con las de los ejes de coordenadas x, y y z .

Un modelo simple planteado para el análisis de la tarea, lo es una placa elástica con un agujero circular en el que se coloca un anillo elástico o tuerca. El radio exterior (R_e) de este anillo o tuerca coincide con el radio del agujero.

Para esta situación la magnitud de las tensiones en el medio estudiado va a depender de las condiciones del contacto entre el anillo y las paredes del agujero.

Según Kirsch, Coutingo, Sezawa y otros la placa elástica está sometida a una carga uniformemente distribuida (a tracción o compresión) según un plano vertical (ver Figura VI.11).

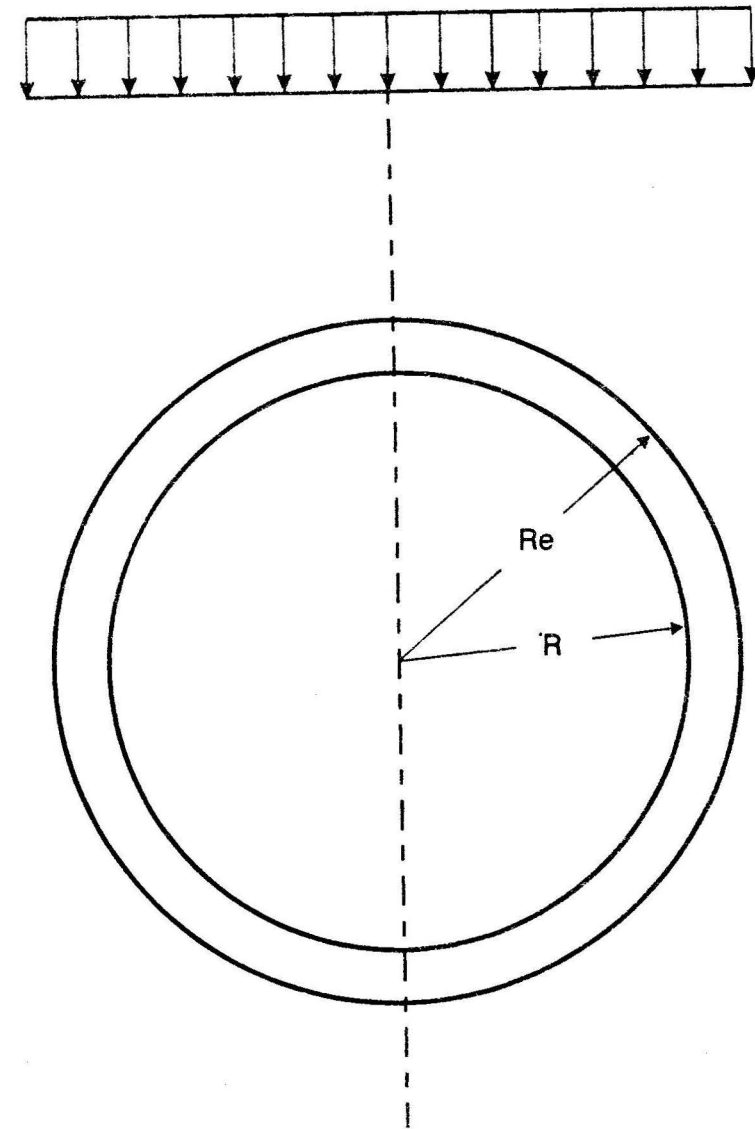


FIGURA VI.11. Esquema de una placa elástica con un agujero central, sometida a una carga vertical distribuida.

La relación entre la tensión en el anillo (σ_a) con respecto a la que actúa en el medio estudiado (σ_m) viene dada por la expresión:

$$\frac{\sigma_a}{\sigma_m} = (1 - \mu_m)^2 \left[\frac{1}{\frac{E_m}{E_a} (1 + \mu_m)(1 + \mu_a)(1 - \mu_m a)} + \frac{2}{\frac{E_m}{E_a} (1 + \mu_a)(1 + \mu_m)(3 - 4\mu_m)} \right] \quad (6.33)$$

donde:

E_m y E_a : módulo de elasticidad del medio y del anillo respectivamente;

μ_m y μ_a : coeficiente de Poisson del medio y del anillo respectivamente.

El análisis de esta expresión muestra lo siguiente:

- Si los módulos de elasticidad del medio y del anillo son iguales ($E_m = E_a$) entonces la tensión en el medio y la que se estudia en el anillo van ser iguales.
- La magnitud del coeficiente de Poisson del medio (μ_m) y del anillo (μ_a) ejercen poca influencia sobre las tensiones.

El método del barreno con el empleo de captadores de tensión se acostumbra a emplear según tres variantes; una para medir la tensión total que existe en el macizo después de haber realizado diferentes trabajos mineros, otra para la determinación de las tensiones complementarias provocadas por dichos trabajos y otra para medir la variación de las tensiones principales.

Según la primera variante es necesario preliminarmente crear en el captador una determinada tensión y registrar la variación de tensiones. Aquí si el estado tensional inicial del macizo es cercano al hidrostático entonces en

el contorno del barreno es necesario que actúe una presión igual, por el contrario si es del tipo $\sigma_z > \sigma_x = \sigma_y$, la presión en el contorno del barreno se

toma igual a $\frac{\sigma_z(1+\lambda)}{2}$

Para la determinación de las tensiones complementarias en el captador se deben crear tensiones preliminares mínimas, que garanticen un contacto denso y continuo del captador y las paredes del barreno. Para el caso en que este experimento sea prolongado es necesario en los resultados de las mediciones introducir coeficientes que tengan en cuenta las propiedades reológicas de las rocas.

Para la determinación de la variación de las magnitudes de las tensiones principales se pueden emplear dos esquemas; según el primer esquema la dirección de las tensiones principales se conocen y no varían, los captadores se colocan en el barreno según los ejes x , y , y z . La variación de las tensiones en este caso se calculan por las siguientes expresiones:

$$\Delta \sigma_1 = \frac{1}{k_i} (\Delta \sigma_z + \Delta \sigma_y - \Delta \sigma_x) \quad (6.34)$$

$$\Delta \sigma_2 = \frac{1}{k_i} (\Delta \sigma_z + \Delta \sigma_x - \Delta \sigma_y) \quad (6.35)$$

$$\Delta \sigma_3 = \frac{1}{k_i} (\Delta \sigma_x + \Delta \sigma_y - \Delta \sigma_z) \quad (6.36)$$

donde:

$\Delta \sigma_x$, $\Delta \sigma_y$ y $\Delta \sigma_z$: magnitud de la variación de las tensiones en los captadores según los ejes x , y y z respectivamente;

k_i : coeficiente que tiene en cuenta la interacción elástica entre el captador y el medio.

Según el segundo esquema es necesario conocer la dirección de una de las tensiones principales.

Los captadores de tensiones más utilizados en la actualidad son los hidráulicos, los eléctricos y los fotoelásticos.

Los captadores hidráulicos constituyen un instrumento de medición en el que la deformación de la pared del barreno se transforma en un parámetro

relacionado con la variación de la tensión en el macizo con el empleo del líquido contenido en el equipo.

Durante el trabajo de estos captadores hidráulicos como parámetros a medir están la variación de volumen y de presión del líquido y su gasto.

El captador hidráulico (Figura VI.12) está constituido por una cápsula resinosa (1), vasos de aceros (2) que hermetizan las caras centrales (3) y poseen orificios que permiten el paso del líquido hacia el espacio interior de la cápsula resinosa.

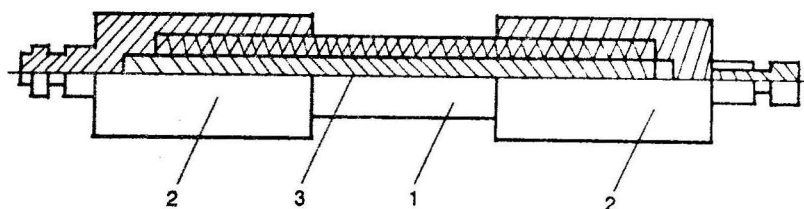


FIGURA VI.12. Captador hidráulico.

Este captador por un lado se une con la tubería en tanto que por el otro extremo está herméticamente cerrado.

El equipamiento en su conjunto para el estudio del estado tensional además del captador hidráulico (4) incluye una tubería capaz de soportar altas presiones (5), un manómetro (6) y una bomba manual (7) (ver Figura VI.13).

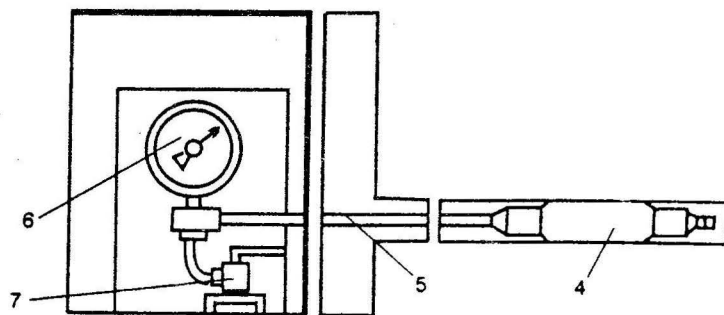


FIGURA VI. 13. Esquema de trabajo del captador hidráulico.

Se recomienda utilizar también un medidor del gasto del líquido y un captador complementario para medir la variación del diámetro del barreno.

La medición de las tensiones del macizo con el empleo de este tipo de captador consta de las siguientes etapas: preparación del captador en el barreno y como es lógico la medición como tal.

6.6. MÉTODOS GEOFÍSICOS

Como es por todos conocido los métodos geofísicos (los que 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, obteniéndose algunos éxitos significativos en esa 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 fundamentan su empleo en el estudio de distintas características del macizo rocoso (acústicas, sísmicas, eléctricas, magnéticas y otras), las que dependen como se conoce del estado tensional del macizo.

El grado de desarrollo y de utilización práctica de los métodos geofísicos no es igual en todos los casos. En la actualidad los métodos más empleados y que han alcanzado más éxito son el acústico y el sísmico (en ocasiones algunos autores unen estos dos métodos en uno, el sismo-acústico). Una menor difusión han recibido los otros métodos (radiométrico, electrométrico, térmico y magnético), debido a la necesidad de crear y perfeccionar el uso de equipos sofisticados que pueden ser utilizados en las condiciones *in situ*.

El empleo de los métodos geofísicos para el estudio del estado tensional se considera muy perspectivo debido a que ellos presentan dos ventajas significativas: la magnitud de las tensiones se puede obtener a partir de las mediciones efectuadas, en forma directa y es posible realizar investigaciones en grandes áreas del macizo.

Los métodos geofísicos más utilizados para el estudio del estado tensional del macizo rocoso son: el acústico, el sísmico, el electrométrico, el térmico y el radiométrico. A continuación se analizan estos métodos.

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 éste.

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 desnudas 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 sísmico (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 utilizan la dependencia entre las velocidades de difusión de las ondas longitudinales y transversales y las propiedades elásticas, lo cual puede conocerse por las expresiones que daremos a continuación:

$$V_L = \sqrt{\frac{E(1+\mu)}{\rho(1+\mu)(1+2\mu)}} \quad (6.37)$$

$$V_T = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\mu)}} \quad (6.38)$$

donde:

V_L y V_T : velocidad de difusión de las ondas longitudinales y transversales respectivamente en el macizo;

ρ : densidad del macizo estudiado;

E y μ : constante elástica.

Método electrométrico

Este método se denomina también como método eléctrico activo y se fundamenta en la relación existente entre la resistencia eléctrica de la roca y la magnitud y condiciones de carga.

Esta dependencia puede tener diferentes características para distintos tipos de roca. Aquí las propiedades de las rocas que más influyen son su porosidad y humedad.

Por la acción de cargas lineales o volumétricas sobre el macizo la resistencia eléctrica específica de la roca disminuye.

A partir de los trabajos de laboratorio realizados se ha establecido lo siguiente:

- En las rocas, en las cuales no existe agua libre, la disminución de la resistencia eléctrica se condiciona en lo esencial en el mejoramiento del contacto entre los granos componentes y la disminución del volumen de poros.
- En las rocas con agua, con el aumento de ésta la resistencia eléctrica disminuye y se hace mínima cuando se produce su saturación.
- La destrucción de la roca va acompañada con un aumento brusco de la resistencia eléctrica.
- En la práctica se emplea bastante este método para el estudio de la variación de la distribución de las tensiones alrededor de las excavaciones y la descripción del cuadro de dicha distribución.

La interpretación de las mediciones *in situ* realizadas de la resistencia eléctrica de las rocas, se basa en las correlaciones preliminarmente establecidas entre estado tensional-resistencia eléctrica, y se obtienen del ensayo de muestras de roca o directamente en el macizo con la utilización de un gato o almohada hidráulica.

En este caso la medición en el macizo se realiza con el empleo de varios electrodos, la forma en que se realiza la medición depende de las condiciones minero-técnicas y del objetivo de la investigación. pero en esencia consiste en registrar una medición inicial, después descargar la zona en estudio del macizo mediante una ranura y posteriormente darle carga mediante un gato, almohada u otra instalación.

Método térmico

La base teórica que sustenta el empleo de los métodos térmicos para el estudio del estado tensional del macizo viene dada por la relación existente entre la velocidad de propagación de las ondas elásticas y la conductividad térmica de las rocas.

$$\lambda = \frac{L}{3} \gamma \cdot V_L \cdot C_0 \quad (6.39)$$

donde:

- λ : conductividad térmica de la roca
- L : parámetro que caracteriza un cristal cúbico
- V_L : velocidad de las ondas longitudinales
- γ : densidad de la roca
- C_0 : calor específico de la roca.

Debido a que la velocidad de las ondas elásticas en el macizo dependen del estado tensional en él actuante, cuando él varía debe producirse una variación del parámetro λ - y de la conductividad de la temperatura (K) del macizo.

Método radiométrico

Como fundamento del método radiométrico, para el estudio del estado tensional está el efecto de disminución de intensidad de los rayos gamma al

atravesar la zona del macizo en estudio, estando esta disminución en dependencia de la densidad (γ) de las rocas.

Se conoce que a medida que las tensiones aumentan la absorción por el medio (macizo) de rayo gamma aumenta (esto como es lógico a partir de un mismo macizo). Sin embargo aquí, durante el empleo de este método, se debe tener en cuenta que si las tensiones se aumentan mucho, acercándose a sus límites se puede obtener un cuadro invertido, o sea una disminución de la absorción lo que se explica por el surgimiento de agrietamiento en el macizo.

Este metodo se utiliza principalmente para obtener una evaluación cualitativa del estado tensional alrededor de las excavaciones. Una ventaja significativa del método consiste en la poca afectación que produce la variación de humedad del macizo en los resultados que con él se obtienen.

CAPÍTULO VII

ESTABILIDAD DEL MACIZO ROCOSO

Por estabilidad de las rocas denudadas se entiende su capacidad de resistir la aparición y manifestación de la presión minera sin destruirse. En las excavaciones horizontales las superficies denudadas son el techo, hastiales (lados) y piso, en tanto que en las verticales los lados.

En las zonas cercanas al contorno de las excavaciones y como consecuencia de la concentración de tensiones que en esa zona se produce, puede ocurrir que la magnitud de las tensiones actuantes sobrepasen el límite de resistencia de la roca, lo que trae consigo su deformación o destrucción.

→ La parte del macizo rocoso dentro de cuyos límites y como consecuencia de la excavación laboreada se producen desplazamientos, deformaciones y hasta la destrucción de las rocas se denomina, como ya se señaló, zona de influencia de la excavación.

Por la estabilidad de las excavaciones subterráneas se define la capacidad que ellos poseen de conservar la forma y dimensiones requeridas de su sección transversal durante todo el tiempo previsto de explotación.

La estabilidad del sistema macizo-excavación depende de un gran número de factores, entre ellos los más importantes son:

- Propiedades físico-mecánicas de las rocas.
- Grado de agrietamiento del macizo y unido a esto el número de sistema de grietas existentes, sus orientaciones respecto a la dirección de la excavación, material de que están rellenas las grietas entre otros aspectos.
- Tensiones actuantes en el macizo (antes y después de hecha la excavación).
- Forma y dimensiones de la sección de la excavación.
- Método de laboreo de la excavación y lugar de ubicación de ella en el macizo.
- Cantidad de agua que hay en el macizo.

En la actualidad, uno de los problemas más debatidos en la esfera de mecánica de roca y la construcción subterránea, es cómo valorar la estabilidad de las excavaciones subterráneas desde el punto de vista cuantitativo, y existen numerosos criterios para ello, los cuales se basan en el uso de uno u otro indicador que permite clasificar al macizo en categorías, según su estabilidad.

7.1. FORMAS DE PÉRDIDAS DE ESTABILIDAD

Sobre la base de los estudios efectuados se diferencian tres formas características de pérdida de estabilidad en el macizo rocoso:

- Desprendimientos de sectores de rocas fracturadas a causa de su propio peso.
- Desplazamiento, deformación y destrucción de la roca en las zonas de concentración de tensiones.
- Desplazamiento significativo de la roca denudada sin que se produzca en ella una destrucción apreciable.

Pérdida de estabilidad por desprendimiento

La pérdida de estabilidad del macizo por el desprendimiento a causa de su propio peso de una zona fracturada es característico de los macizos rocosos afectados (estratificados, agrietados, con planos de clivajes y otros).

El mecanismo con que se produce esta pérdida de estabilidad es bastante simple de explicar. El peso de la roca que yace sobre la excavación es mayor que la resistencia al cortante de la roca por lo que la roca se separa del macizo y cae en la excavación (ver Figura VII.1).

El pronóstico de la posible ocurrencia de este fenómeno es bastante difícil debido al gran por ciento de causales que pueden incidir. Para ello habitualmente se parte de un modelo de bloque del macizo (modelo para un medio discreto).

Pérdida de estabilidad por desplazamiento deformación y destrucción de la roca en el contorno de la excavación

En este caso la pérdida de estabilidad se produce cuando las tensiones actuantes en el contorno de las excavaciones sobrepasan el valor de la resistencia de la roca.

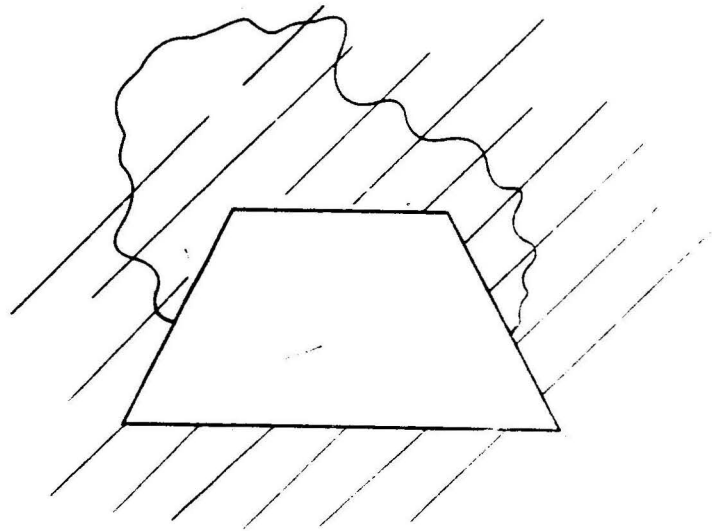


FIGURA VII.1. Esquema del desprendimiento de un sector del macizo

La condición de estabilidad del macizo, en el caso mas general, viene dada por la siguiente expresión:

$$\sigma - Rc < 0 \quad (7.1)$$

donde:

$$Rc - \sigma > 0$$

σ : tensiones actuantes

Rc : resistencia a compresión de la roca.

A partir de esta expresión general pueden analizarse variantes particulares en dependencia del grado de precisión de la tarea.

Pérdida de estabilidad por desplazamiento significativo de la roca sin su destrucción

Aquí el macizo se considera como un medio elástico-plástico homogéneo en el que se van a producir desplazamientos y deformaciones significativas en la roca del contorno de la excavación sin su destrucción.

En este caso a una profundidad (H) de la excavación mayor que la límite (He), o sea $H > He$, alrededor de la excavación se forma una zona de deformaciones plasticas sin la destrucción de la roca.

La profundidad límite He se puede determinar a partir de la condición de equilibrio límite dada para un medio elástico-homogéneo.

$$\sigma_1 - \sigma_c + \beta \sigma_3 \quad (7.2)$$

donde:

$$\beta: \text{coeficiente igual a } \frac{1 + \sin \rho}{1 - \sin \rho}$$

y de la condición de la magnitud de las tensiones σ_R y σ_θ en el contorno. Se conoce que $\sigma_R = 0$ y $\sigma_\theta = 2 \gamma H$, también se conoce que para un estado

$$\text{tensional lineal; } \sigma_3 = 0 \text{ y } \sigma = \frac{2 K \cos \rho}{1 - \sin \rho}$$

por lo que se obtiene que:

$$He = \frac{\sigma_c}{2 \gamma} - \frac{K \cos \rho}{2 (1 - \sin \rho)} \quad (7.3)$$

7.2. CRITERIOS PARA LA EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD DEL MACIZO ROCOSO

Como se dijo inicialmente existen numerosos criterios para evaluar la estabilidad del macizo. En el presente título se va hacer referencia a los métodos más difundidos de evaluación de la estabilidad, relacionando su empleo al modelo geomecánico del macizo y a la forma preponderante de pérdida de estabilidad que presente el macizo, tratando en lo posible de sistematizar dicho análisis.

En primer término se hace referencia a macizos que posean superficies de debilitamiento (contactos entre capas de roca, esquistosidad, estratificación y otros). Según estas superficies de debilitamiento la resistencia al cortante es menor que por otras direcciones no coincidentes con ella.

Esta situación se puede caracterizar según los círculos límites de Mohr (ver Figura VII.2).

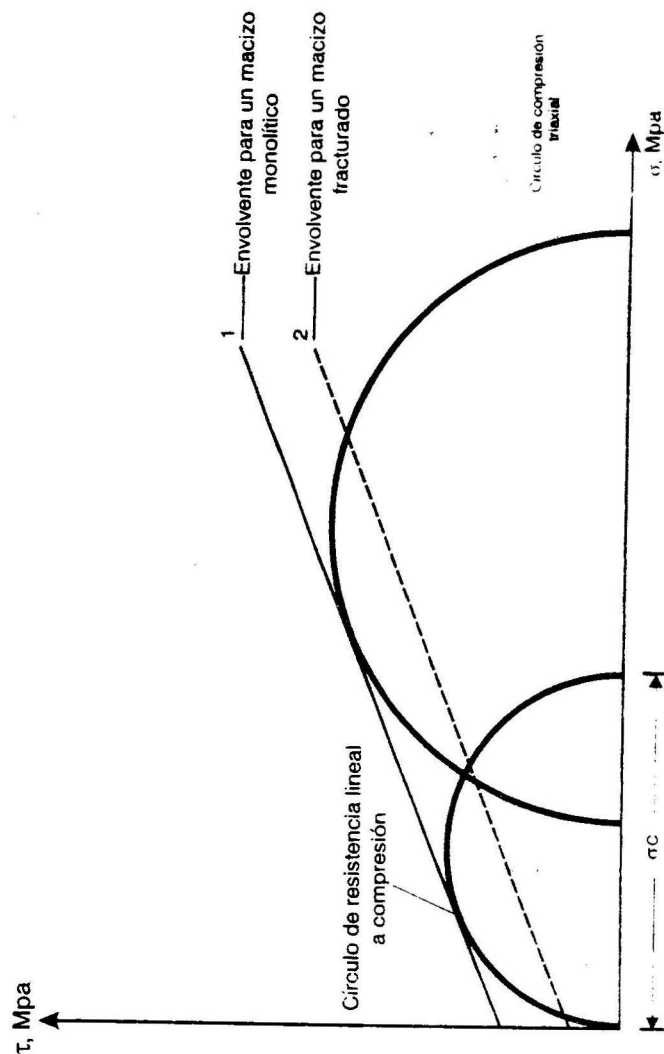


FIGURA VII.2. Esquema comparativo de pasaportes de resistencia para una misma roca, en macizos monolíticos y fracturados.

- 1 Envolvente para un macizo monolítico.
- 2 Envolvente para un macizo fracturado.

En ambas la condición de estado límite se caracteriza por la misma forma de expresión (se considera en este caso al macizo rocoso como un medio rígido-plástico).

$$\tau = K + \sigma n \tau g p \quad (7.4)$$

Para el caso de macizos con superficies de debilitamiento se usan valores de K y p para dichos planos de debilitamiento que son menores que los existentes para zonas monolíticas del macizo.

Según Isakson los planos de debilitamiento afectan la estabilidad del macizo si se cumple la siguiente condición:

$$\tau \leq 0,1 n \frac{\sigma c}{\sigma t} l \quad (7.5)$$

donde:

- τ : distancia entre superficies de debilitamiento;
- l : dimensión máxima de la sección de la excavación;
- n : coeficiente adimensional que depende de la profundidad de la excavación, resistencia de la roca y característica de la superficie de debilitamiento;
- σc : resistencia lineal a compresión;
- σt : límite de resistencia a tracción.

Si se cumple la expresión anterior la pérdida de estabilidad ocurre debido a la ruptura de la continuidad del macizo por la superficie de los planos de debilitamiento con la consiguiente caída a la excavación de capas de roca.

Para los casos de los macizos rocosos que no presentan anisotropías significativas o en los que éstas no influyen en el grado de estabilidad existentes, como ya se señaló, un gran número de criterios y metodologías para la evaluación de la estabilidad.

Numerosos métodos de pronóstico de la estabilidad del macizo se fundamentan en la evaluación y caracterización del agrietamiento que él posea, relacionando esto con la pérdida de estabilidad que el macizo experimenta.

Entre dichos métodos los más relevantes son los siguientes: El método de RQD propuesto por Deere en 1963, el método elaborado por Bieniawski, el método propuesto en el Instituto Geotécnico de Noruega (NGI) por Barton Lien y Lunde y el método desarrollado en Rusia por Bulichev y otros.

A continuación se estudiarán los métodos antes señalados por la gran aplicación que tienen.

Método de Deere (RQD)

X Deere propone en su método obtener un índice cuantitativo de la estabilidad del macizo, a partir de criterios cualitativos, basado en el porcentaje de recuperación que se obtiene de un testigo. El *Rock Quality Designation (RQD)* define qué por ciento de testigo se recupera en partes de 100 mm o más, es decir:

$$RQD \% = \frac{\text{longitud recuperada del testigo en pedazos} > 100}{\text{longitud total del testigo}} \times 100 \quad (7.6)$$

Según el autor se presupone que para la obtención del testigo se usa perforación con diamantes.

A partir de los valores de *RQD* obtenidos, Deere propone la siguiente clasificación cualitativa de las rocas (Tabla 10).

TABLA 10. Clasificación de la calidad de las rocas (según Deere)

Valores de <i>RQD</i> en %	Calidad de la roca
25	Muy mala
De 25 a 50	Mala
De 50 a 75	Normal
De 75 a 90	Buena
De 90 a 100	Muy buena

Método de Bieniawski

Bieniawski para la evaluación de la estabilidad del macizo rocoso parte del análisis de cinco factores que él considera fundamentales.

1. El *RQD* de Deere.
2. La resistencia del macizo no afectado.

Para caracterizar este parámetro él emplea la resistencia lineal a compresión dada por Deere y Miller (ver Tabla 11).

3. Espacio entre grietas.

Para el empleo de este parámetro Bieniawski usa la clasificación dada por Deere (ver Tabla 12).

4. Estado de las grietas, rugosidad de su superficie, tipo de relleno, etcétera.
5. Presencia de agua.

TABLA 11. Clasificación de la resistencia de la roca no afectada (según Deere Miller)

Descripción	Resistencia lineal		Tipos de rocas
	kgf/cm ²	MPa	
Muy poco resistentes	0 a 250	0 a 25	Talco, salgoma
Poco resistentes	250 a 500	25 a 50	Carbón, veso, margas
Mediamente resistentes	500 a 1 000	50 a 100	Esquistos, areniscas, calizas
Resistentes	> 1 000	> 100	Cuarcita, gabbro-basalto

TABLA 12. Tipos de macizos a partir de los espacios entre grietas (según Deere)

Descripción	Espacio entre grietas	Características de la continuidad del macizo
Muy separadas	> 3 m	Monolítico
Separadas	De 1 a 3 m	Semimonolítico
Moderadamente separadas	De 0.3 a 10 m	En bloque
Coreanas	De 50 mm y 30 mm	Fracturado
Muy coreanas	< 50 mm	Muy fracturado (triturado)

Tomando en consideración estos cinco parámetros, Bieniawski propone su clasificación para caracterizar la estabilidad de los macizos agrietados (ver tablas 13, 14, 15 y 16).

TABLA 13. Parámetros de su clasificación y sus rangos

Parámetros		Rango de valores							
1	Resistencia del macizo	Índice de resistencia a carga puntual	> 8 MPa	4-8 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa	Se utiliza el ensayo compr. lineal		
		Resistencia lineal a compresión	> 200 MPa	100-200 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	10-25 MPa	3-10 MPa	1-3 MPa
	Puntuación		15	12	7	4	2	1	0
2	Calidad del testigo de perforación RQD		90-100 %	75-90 %	50-75 %	25-50 %	25 %		
		Puntuación	20	17	13	8	3		
3	Espaciamiento entre grietas		> 3m	de 1-3 m	de 0,3-1,0 m	de 50-300 mm	< 50 mm		
		Puntuación	30	25	20	10	5		
4	Características del agrietamiento		Superficie muy rugosa sin separación. Rocas fuertes	Superficie muy rugosa. Separación de hasta 1mm. Rocas fuertes	Superficie algo rugosa. Separación < 1mm. Roca débil	Superficie con espejo de falla < 5mm. Aberturas de 1-5 mm, grietas continuas	Salbanlos suaves > 5 mm, grietas con aberturas > 5mm. Fracturas continuas		
		Puntuación	25	20	12	6	0		

TABLA 13. (Continuación)

Parámetros		Rango de valores				
5	Existencia de agua subterránea	Caudal por 10 m de túnel	Ninguna	Hasta 25/min	de 25-125 L / min	> 125 L / min
		Relación entre presión de agua en la fractura y la tensión principal	0	0,0-0,2	0,2-0,5	0,5
		Condiciones generales	Seco	Húmedo	Agua con presión moderada	Severos problemas con el agua
	Puntuación		10	7	4	0

TABLA 14. Ajuste de la puntuación según la orientación de las grietas

Orientación del rumbo y buzamiento de las grietas	Muy favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy desfavorable
Puntuación	0	-2	-5	-10	-12

TABLA 15. Clase de macizos rocosos determinados por la puntuación total

Puntuación	100 a 81	80 a 61	60 a 41	40 a 21	< 20
Clase	I	II	III	IV	V
Descripción del macizo rocoso	Muy bueno	Bueno	Regular	Malo	Muy malo

TABLA 16. Características de los macizos según su clase

Clase	I	II	III	IV	V
Período de auto-sustentación promedio	10 años para 5,0 m	6 meses para 4,00 m	1 semana para 1 3,0 m	5 horas para 1,5 m	10 minutos para 0,5 m
Cohesión del macizo	300 MPa	200 - 300 KPa	150 - 200 KPa	100 - 150 KPa	< 100 KPa
Ángulo de fricción interna del macizo	> 450	400 - 450	350 - 400	300 - 350	< 300

Métodos de evaluación según la estabilidad del macizo propuesto por Barton-Lien-Lunde

Este método consiste en dar una ^{evaluación} ~~cuantitativa~~ de un índice cualitativo del macizo rocoso Q .

Como tal el método constituye un desarrollo y perfeccionamiento de otros métodos, Deere (EE.UU.); Nikolaev (Rusia), que utilizan la clasificación de las rocas según su indicador de calidad el RQD .

Este método puede ser empleado tanto en la etapa de proyecto, como en la etapa de construcción (como medio de ajuste y control).

Según los autores para utilizarlo en la etapa de proyecto (con el estudio de testigos) se requieren una serie de requisitos en la perforación y obtención del testigo que no siempre son factibles de cumplimentar en nuestro país. Por esta causa hasta estos momentos su mayor empleo en nuestras condiciones es como vía de control de excavaciones que se ejecutan.

El método consiste en lo siguiente:

1ro. Calcular el factor de estabilidad Q por la siguiente expresión:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF} \quad (7.7)$$

donde:

- RQD : índice que nos da la calidad del macizo;
- J_n : índice que se toma según la cantidad de sistemas de grietas;
- J_r : índice que caracteriza la continuidad y rugosidad de la superficie de las grietas;
- J_a : índice que depende del grado de alteración de las grietas y de las características de relleno de las grietas;
- J_w : índice que caracteriza la humedad de las rocas;
- SRF : índice que nos dice el debilitamiento que sufre el macizo (a causa del agrietamiento).

Los valores de cada índice se obtienen:

RQD se adquiere del estudio de testigos de perforación o directamente *in situ* en las excavaciones. Su valor se toma a partir del grado de recuperación en los testigos, midiendo los fragmentos hasta una precisión de 0,5 cm. El valor alcanzado se redondea hasta el valor más próximo múltiplo de 5,0. Si el valor que se logra es inferior a 10,0 se toma dicho valor. Según el valor de RQD obtenido, se hace la siguiente clasificación:

- Macizo muy bueno - Cuando el RQD oscila de un 90-100 %.
- Macizo bueno - Cuando el RQD oscila de un 75-90 %.
- Macizo regular - Cuando el RQD oscila de un 50-75 %.

Macizo malo - Cuando el *RQD* oscila de un 25-50 % .

Macizo muy malo - Cuando el *RQD* oscila de un 10-25 % .

Jn - La determinación del valor de este índice parte de clasificar el macizo estudiado según el número de sistemas de grietas.

Macizo sin grietas $Jn = 1,0$

Macizo con un sistema de grietas $Jn = 2,0$

Macizo con un sistema de grietas y estratificación o presencia de grietas sin orientar $Jn = 3,0$.

Macizo con dos sistemas de grietas $Jn = 4,0$.

Macizo con dos sistemas de grietas y estratificación $Jn = 6,0$.

Macizo con tres sistemas de grietas $Jn = 9,0$.

Macizo con tres sistemas de juntas y estratificación $Jn = 12,0$.

Macizo con cuatro o más sistemas de grietas $Jn = 15,0$.

Macizo agrietado en grado superlativo (triturado) $Jn = 20,0$

Jr - Su valor se toma según el grado de continuidad y de rugosidad del sistema de grietas que se considere más crítico. Se plantea la siguiente clasificación:

Para grietas discontinuas $Jr = 4,0$.

Para grietas onduladas continuas con superficies rugosa $Jr = 3,0$.

Para grietas continuas onduladas y lisas $Jr = 2,0$.

Para grietas continuas y planas $Jr = 1,5$.

Para grietas planas rellenas con un mineral secundario, o cuando sus superficies no tienen contacto $Jr = 1,0$.

Ja - Se analiza para el sistema de grietas que se considera más crítico o preponderante. Se plantea la siguiente clasificación:

Para grietas soldadas (o sea, hay unión entre las paredes de la grieta) $Ja = 0,75$.

No hay relleno, pero las paredes de las grietas no están alteradas $Ja = 1,0$.

Las grietas están rellenas de arena o roca fragmentada (no hay arcilla) $Ja = 2,0$.

Grietas con el relleno de limo o de limo arenas $Ja = 3,0$.

Grietas rellenas con microcaolinita, grafito y otros $Ja = 4,0$.

Grietas rellenas con un material areno-arcilloso $Ja = 5,0$.

Grietas rellenas con materiales que contengan arcilla $Ja = 6,0$ a $8,0$.

Grietas amplias, rellenas con arcilla $Ja = 8,0$ a $20,0$.

Jw - En dependencia de la cantidad de agua existente en el macizo:

Para macizos secos $Jw = 1,0$.

Para macizos mojados (húmedos) $Jw = 0,6$ a $0,8$.

Para macizos en los que el flujo es grande $Jw = 0,5$.

Para macizos en los que el flujo es grande y se produce relleno de las juntas $Jw = 0,3$.

Para macizos con flujos muy grandes $Jw = 0,10$ - $0,20$.

SRF- Se toma a partir del estudio estructural del macizo, según la siguiente clasificación:

Macizo donde abundan zonas fracturadas muy *SRF* - 10 a 20,0 propensas al derrumbe.

Macizo donde existen zonas fracturadas *SRF* - 7,5 propensas al derrumbe o fallas.

Macizo donde existen zonas fracturadas *SRF* - 5,0 fallas o rocas deslizadas.

Macizo donde existen rocas débilmente *SRF* - 2,5 ligadas con muy baja cohesión, agrietamiento no significativo y zonas de falla no pronunciadas.

Macizo sin agrietamiento significativo *SRF* - 1,0 se considera normal.

2do. A partir de los valores obtenidos para los diferentes índices se calcula *Q* por la fórmula (7,7). Los valores de *Q* pueden oscilar desde 0.001 a 100 o más.

A continuación se pasa a calcular por algunos de los métodos conocidos la máxima luz sin revestir L_{max} que se permite según las condiciones de estabilidad previstas, teniendo en cuenta el tipo de excavación.

Conociendo los valores de *Q* y L_{max} se puede pasar a calcular qué luz se le puede dar a una excavación sin revestir.

Método desarrollado por Bulichev

La estabilidad propone caracterizarla por el índice S , según la siguiente expresión:

$$S = f \frac{K_m}{K_n} \cdot \frac{K_R^* \cdot K_n^*}{K_t^* \cdot K_a^* \cdot K_\alpha} \quad (7.8)$$

Los valores marcados con asterisco coinciden con los vistos en la fórmula de Barton (expresión 7.7).

donde:

f : fortaleza de la roca por Protodiakonov

K_m : coeficiente que caracteriza la influencia que tiene sobre la estabilidad del macizo el grado de agrietamiento del mismo: su valor se determina en dependencia del módulo de agrietamiento relativo (n).

siendo:

$$n = \frac{2a}{l} \quad (7.9)$$

a : semiancho de la excavación

l : distancia media entre grietas.

A partir del valor de n se puede hallar el de K_m al usar la Tabla 17.

TABLA 17. Valores de K_m

n	60	60 a 25	25 a 12	12 a 6	6
K_m	0.5 a 2.5	2.5 a 5.0	5.0 a 7.2	7.2 a 9.0	9.0 a 10.0

K_t : coeficiente que caracteriza las dimensiones de la abertura (t) de las grietas no rellenadas.

$K_t = 1$ para $t < 3$ mm o para grietas rellenadas

$K_t = 2$ para $t = 3-15$ mm

$K_t = 4$ para $t > 15$ mm.

K_α : coeficiente que caracteriza la dirección de la excavación con respecto al sistema de grietas, más desarrollada.

$K_\alpha = 1.0$ para $\alpha = 70 - 90^\circ$

$K_\alpha = 1.5$ para $\alpha = 20 - 70^\circ$

$K_\alpha = 2.0$ para $\alpha = 20^\circ$

Los coeficientes K_m, K_R, K_t, K se toman para el sistema de grietas más desarrollado.

La relación K_m/kn tiene como sentido físico el grado de fracturación del macizo, por las grietas y la relación $K_R K_m / K_t K_a$ caracterizan la resistencia al cortante por las grietas.

A partir de los valores de S que se obtengan al utilizar la Tabla 18, que se ofrece a continuación, se puede evaluar la estabilidad de la roca en cinco categorías.

Tabla 18. Estabilidad de las rocas según el valor de S

Categoría de estabilidad	Grupo de estabilidad de la roca	Valor de S
I	Macizos totalmente estables	70
II	Macizos estables	5,0 a 70
III	Macizos medianamente estables	1,0 a 5,0
IV	Macizos inestables	0,05 a 1,0
V	Macizos muy inestables	< 0,05

A partir de la clasificación dada en la tabla anterior, o sea por categoría de estabilidad, se ofrecen en la Tabla 19 algunas recomendaciones con respecto a la forma o tipo de sistema a emplear.

Otras metodologías usadas para evaluar la estabilidad de los macizos a partir del estudio de su agrietamiento son por ejemplo, la de Muller que basa su criterio en la distancia entre grietas y la resistencia de la roca, clasificando los macizos según su estabilidad en cuatro categorías, la de Franklin que sustenta su clasificación al igual que Muller en la resistencia de la roca y distancia entre grietas, pero como diferencia con el caso anterior da una clasificación de seis categorías.

TABLA 19. Recomendaciones para el sostenimiento de la excavación

Categoría de la roca	Recomendaciones del tipo o forma de sostenimiento	Tiempo que la roca puede estar desnuda sin destruirse
I	Puede dejarse sin fortificar. Puede revestirse con una capa fina de hormigón lanzado (gunitado).	Ilimitado
II	Hormigón lanzado (gunitado) bulonado (anclas) o una combinación	Hasta 6 meses
III	Fortificación metálica, de hormigón monolítico y de bloques	Hasta 1-2 meses
IV	De blindas metálicas de hormigón armado prefabricado	Hasta 2 ó 3 días
V	De blindas metálicas de hormigón armado monolítico	El derrumbe puede seguir el denudamiento

Otros métodos de evaluación de la estabilidad de los macizos parten de la comparación entre las tensiones actuantes en el contorno de las excavaciones y la resistencia de dichas rocas. A continuación analizamos algunos de ellos.

Diferentes autores (Zaslavsky, Mostkov y otros) son del criterio de valorar cuantitativamente la estabilidad del macizo mediante el empleo de la relación $\gamma H/R_c$ en la que aparacen dos de los factores que de forma más significativa influyen en la estabilidad de la excavación - peso de la capa de roca que yace sobre la excavación y R_c - resistencia a compresión de la roca. Basándose en trabajos experimentales los autores de esta propuesta plantean que cuando $\gamma H/R_c < 0,25$ se produce poco deslizamiento en el contorno de la excavación y el macizo se puede considerar estable, para el caso en que $\gamma H/R_c$ es mayor que 0,25 y menor que 0,4 el macizo rocoso se considera medianamente estable y por último cuando $\alpha H/R_c > 0,4$ el macizo se valora como inestable.

Esta propuesta tiene alguna difusión, pero se le señalan una serie de deficiencias tales como: no tener en cuenta la concentración de tensiones, el debilitamiento estructural, y la resistencia a largo plazo.

Otros autores (Timofeev) plantean como criterio para valorar si el macizo es o no estable la siguiente expresión:

$$\pi e = \frac{\sigma \cdot K_1 \cdot K_2}{R_c \cdot K_D \cdot \xi} \quad (7.10)$$

donde:

- σ : tensión actuante en el macizo;
- K_1 : coeficiente de concentración de tensiones que se produce al laborearse la excavación (puede ser a tracción o a compresión);
- K_2 : coeficiente de concentración de tensiones causado por la influencia de otras excavaciones (varía de 1,0 a 1,5);
- R_c : resistencia a la compresión, obtenida en trabajos de laboratorio;
- K_D : coeficiente de debilitamiento estructural;
- ξ : coeficiente de resistencia a largo plazo.

La magnitud del coeficiente de debilitamiento estructural K_D del macizo caracteriza su estratificación y agrietamiento, depende de muchos factores.

$$K_D = f\left(\frac{L}{lc}, R_c, \frac{Cm}{Cc}, \frac{\alpha}{\rho c}\right) \quad (7.11)$$

donde:

- L/lc : relación entre la altura o ancho de la excavación en relación con la dimensión del elemento estructural del macizo (viene dado por la distancia entre grietas);
- $\frac{C}{Cc}$: relación entre la cohesión específica en el monolito de roca y en el contacto de los elementos estructurales;
- $\alpha/\rho c$: la relación entre el ángulo α (ángulo formado entre la superficie de debilitamiento y la dirección de la tensión normal máxima) y el ángulo de fricción en los contactos ρc de los elementos estructurales.

La dependencia del valor de K_D de los elementos señalados y de otros factores aún no está lo suficientemente estudiada.

El coeficiente puede ser determinado en trabajos que estudia el factor de escala.

Valores orientativos del coeficiente K_D , que pueden ser usados a la hora de valorar la estabilidad de las excavaciones se dan en la Tabla 20.

TABLA 20. Valores de K_D en dependencia de la relación L/l_c

Límite de resistencia a la compresión lineal R_c , MPa	L/l_c							
	1	2	4	6	8	10	12	14
4,0	1,0	0,9	0,75	0,70	0,65	0,60	0,50	0,40
8,0	1,0	0,85	0,70	0,60	0,55	0,50	0,40	0,30
20,0	1,0	0,80	0,60	0,50	0,45	0,40	0,35	0,35
40,0	1,0	0,75	0,50	0,40	0,35	0,30	0,25	0,25
60 y más	1,0	0,65	0,45	0,35	0,30	0,25	0,20	0,20

El valor del coeficiente de la resistencia a largo plazo ξ se obtiene a partir del ensayo de las rocas al escurrimiento. Normalmente para rocas que posean características de ruptura frágil el valor de ξ oscila entre 0.9 a 1.0 (por ejemplo areniscas, calizas, etc.), para rocas del tipo elástico-plástico $\xi = 0,6$ a 0,8 (esquistos) o $\xi = 0,4$ a 0,6 (arcilla).

Es necesario significar que el estudio de la variación de la resistencia a largo plazo para los distintos tipos de roca exige aún un gran trabajo investigativo.

A partir de los valores de πe se confecciona una clasificación de las rocas según su estabilidad la que se da en la Tabla 21.

TABLA 21. Clasificación según el valor de πe

Valores πe	Grado de estabilidad del macizo
$\pi e < 1$	Roca estable. No debe producirse la destrucción de la roca
$\pi e = 1,0$ a 1,5	Roca medianamente estable
$\pi e = 1,5$ a 3,0	Roca inestable
$\pi e > 3,0$	Roca muy inestable

Otra expresión para relacionar las tensiones actuantes y la resistencia de la roca del macizo y a partir de esto valorar la estabilidad de una excavación es la propuesta por V.V. Smirniakov del Instituto de Minas de San Petersburgo.

$$K_1 - \lambda \gamma H < K_D \xi K_T R_c \quad \text{Techo} \quad (7.12)$$

y

$$K_1 \gamma H < K_D \xi K_T R_c \quad \text{Lateral} \quad (7.13)$$

La expresión 7.12 se usa para evaluar la estabilidad de las rocas del techo y la expresión 7.13 para las rocas laterales. En estas expresiones K_1 , K_D y ξ tienen igual significado que en la expresión 7.10.

K_T : coeficiente de estoicidad o tesura

R_c : resistencia a compresión de la roca en un estado biaxial

γ : masa volumétrica de la roca

H : profundidad de la excavación

λ : coeficiente de empuje lateral: $\lambda = \frac{\mu}{1 - \mu}$ siendo μ el coeficiente de Poisson.

De acuerdo a los estudios analíticos hechos sobre la base de la teoría de la elasticidad las tensiones a tracción en el techo de la excavación, para las distintas formas de sección transversal, surgen en los casos en que se producen valores críticos del coeficiente de empuje lateral.

El valor del coeficiente de empuje lateral a causa de la curvatura en las esquinas de la sección y de las características de irregularidad en el contorno puede ser determinado sólo aproximadamente.

Por ello durante la valoración de la estabilidad del macizo se recomienda utilizar los valores más peligrosos del coeficiente de concentración de tensiones (K_1), los cuales se obtienen para valores de $\lambda_{crit} = 0,25$, ya que los casos en que $\lambda < 0,25$ son muy raros y cuando $\lambda > 0,25$ los valores de K_1 son más favorables.

Se recomienda, como una forma de tener una reserva en el cálculo, introducir en las fórmulas 7.12 y 7.13 los valores de R_c y R_l en estados lineales ya que como es conocido son menores que en un estado biaxial.

El coeficiente de tesura (estoicidad) K_T de las rocas caracteriza la disminución de su resistencia con el transcurso del tiempo a causa de la acción

de la erosión, el agua, y de la atmósfera subterránea entre otros factores. Este factor tampoco está lo suficientemente estudiado.

Valores orientativos del coeficiente de tesura para distintos tipos de rocas se dan en la Tabla 22.

TABLA 22. Valores de K_T

Tipo de roca	Resistencia a compresión MPa	Valor de K_T
Porfiritas, basaltos, calizas fuertes, granitos y otras rocas fuertes	$R_c \approx 80$	1.0
Para calizas de mediana fortaleza y otras rocas medianamente fuertes	$R_c \approx 60 - 80$	De 0.8 - 0.9
Para argolitas y alobrolitas fuertes y calizas débiles	$R_c \approx 50 - 60$	De 0.6 - 0.8
Para argolitas y alobrolitas de mediana fortaleza	$R_c \approx 30 - 50$	De 0.5 - 0.6
Para argolitas y alobrolitas débiles, para areniscas y calizas erosionadas y para otras rocas débiles	$R_c \approx 20 - 30$	De 0.3 - 0.5
Para la arcilla	-	De 0.2 - 0.3

Cuando las expresiones (7.12) y (7.13) se cumplen, la destrucción de la roca en el contorno de las excavaciones no ocurre y se puede dejar sin fortificar.

Por el autor del presente título han sido realizados numerosos trabajos experimentales con el objetivo de obtener, para las condiciones concretas de nuestro país, los diferentes coeficientes que intervienen en las expresiones de evaluación de la estabilidad.

Con dicho objetivo se estudió la variación de las propiedades (masa volumétrica, humedad y resistencia) que experimentan las rocas en dependencia de la distancia al contorno de la excavación. Se ensayó un gran volumen de diferentes tipos de rocas (peridotitas, dunitas, porfiritas, gabros, etcétera) en un rango de distancia hasta de 2,0 metros del contorno y para excavaciones con diferentes tiempos de laboreadas.

De estos experimentos se obtuvo que a distancia del contorno de 0,9 a 1,4 m la resistencia de la roca se estabiliza y es mayor que la del contorno en 1,1 a 1,4 veces como promedio.

Otro aspecto estudiado es la variación de la resistencia de la roca al ser saturada en agua u otro líquido (por ejemplo petróleo), con respecto al ensayo en agua. Como se conoce la resistencia de la roca al saturarse es menor (esto viene dado por el denominado coeficiente de reblandecimiento), oscilando entre un 70 a 90 % del valor de la resistencia en la muestra con humedad natural.

De los experimentos con petróleo los resultados obtenidos con diferentes muestras fueron distintos. En rocas monolíticas la resistencia de la muestra al saturarse se hace menor (en un 10 a un 15 %), mientras que en rocas agrietadas estas aumentan en algo (entre un 5 y un 12 %).

Según nuestro criterio esto se debe a que el petróleo por su alta viscosidad al llenar los vacíos existentes en la roca hace la función de un elemento fortalecedor.

A partir de esto el autor propone la siguiente expresión para la evaluación de la estabilidad del macizo: siendo el macizo estable si se cumple:

$$K_1 \cdot K \cdot \gamma H < K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot K_4 \cdot R \quad (7.14)$$

donde:

- K_1 : es el coeficiente de debilitamiento estructural (K_D) de la expresión anterior;
- K_2 : coeficiente de resistencia a largo plazo y corresponde al coeficiente de la expresión 7.10;
- K_3 : coeficiente obtenido de los ensayos efectuados a diferentes distancias del contorno;
- K_4 : coeficiente que caracteriza la variación de la resistencia de la roca al saturarse con diferentes líquidos;
- R : resistencia de la roca, a tracción o compresión según el estado tensional actuante;
- K_1 : coeficiente que caracteriza la influencia ocasionada por esta excavación se toma igual que en la expresión 7.10;
- K_2 : coeficiente de concentración de tensiones.

En dependencia de la situación concreta que se analice los coeficientes K_1 y K_2 pueden ser o no utilizados.

En todas las expresiones anteriormente vistas para valorar la estabilidad de las excavaciones se plantea de una u otra forma la expresión:

$$R_c - \sigma > 0 \quad (7.15)$$

Lo cual indica que la resistencia que ofrece el macizo es mayor que las tensiones que en él actúan y por esto la excavación es estable, de lo contrario sería inestable.

A partir de estas expresiones como se ha visto se pueden establecer una serie de criterios que permiten clasificar las rocas convencionalmente según su estabilidad.

Ahora bien, esta vía de análisis presenta una serie de diferencias tales como:

Todo el análisis se basa en la condición 7.15 (representada de una u otra forma) y no se tienen en cuenta las particularidades del comportamiento de la roca después del límite de deformación. Según este tratamiento la capacidad portadora de la roca desaparece cuando $\sigma > R_c$ y realmente no es así, ya que cuando se produce la destrucción de los elementos portantes del macizo, tiene lugar una redistribución de tensiones y aquí la parte destruida del macizo hace el papel de "desconcentradora de tensiones" por lo que la capacidad portadora del macizo en realidad es mayor que la considerada.

Con la utilización de cualquiera de las expresiones vistas se puede decir si el macizo es no estable; pero no se puede obtener "en cuánto el macizo es o no estable" o sea por ejemplo si $\sigma > R$ se dice que el macizo va a destruirse, pero cómo, en qué tiempo y en cuánto no se puede precisar. En resumen falta una evaluación cualitativa del fenómeno.

Para alcanzar los resultados deseados (lograr una valoración integral de la estabilidad del macizo) hace falta emplear un método integral de análisis que permita determinar en primera instancia si el macizo se va a destruir o no con la utilización, según el caso de las expresiones estudiadas y después completar este análisis con la realización de otros estudios como son:

- La determinación de los desplazamientos de las rocas en el contorno de las excavaciones.
- La valoración de las dimensiones de las zonas de rocas destruidas.
- La evaluación del agrietamiento del macizo.
- En macizos en los que se manifieste una deformación plástica como

criterio para evaluar su estabilidad se utiliza un principio análogo a los anteriormente vistos, el cual se pasa a analizar.

Si

$$K_1 \gamma H < R_c^m \cdot Kee \quad (7.16)$$

Se considera que el macizo es estable.

donde:

K_1 : coeficiente de concentración de tensiones

R_c^m : resistencia a compresión en el macizo, MPa

H : profundidad límite, m

Kee : coeficiente de elevación de la estabilidad de las rocas que poseen características plásticas ($Kee > 1$).

Si el valor de la resistencia a compresión se obtiene en trabajos de laboratorio se debe afectar por los coeficientes pertinentes con vista a que la magnitud que se emplee de la resistencia se aproxime a la real del macizo.

El sentido físico del coeficiente Kee consiste en que las rocas que poseen características plásticas son menos afectadas por la concentración de tensiones, o sea es más difícil que se rompan.

La magnitud de este coeficiente (Kee) se puede obtener por la expresión:

$$Kee = 1 - \frac{1}{\sin \rho} (\pi_{\rho}^{\text{sen } \rho} - 1) \quad (7.17)$$

siendo:

ρ : ángulo de fricción interna, grados

π_{ρ} : indicador que caracteriza las propiedades plásticas de las rocas.

La magnitud de π_{ρ} se puede calcular por la siguiente expresión:

$$\pi_{\rho} = \frac{\varepsilon_l}{\varepsilon_e} \quad (7.18)$$

donde:

ε_l : deformación límite

ε_e : deformación elástica.

Otra vía usada por algunos autores e institutos de investigación para evaluar la estabilidad del macizo y que es inherente a la 2da y 3ra forma de pérdida de estabilidad (según el modelo geomecánico de macizo que se estudie) es la que se basa en comparar los desplazamiento que sufre el macizo en el contorno de la excavación con valores tomados como patrones y que determinan determinados estados de estabilidad.

Como ilustración de ello se analiza el método propuesto por el VNIMI de San Petersburgo, Rusia, para pronosticar la estabilidad de excavaciones horizontales.

Como criterio de evaluación se emplea la magnitud del desplazamiento esperado en los contornos de la excavación sin fortificar en toda su vida de servicio.

Este desplazamiento (U) se calcula por la expresión:

$$U = K_{\alpha} \cdot K_{\theta} \cdot K_L \cdot K_E \cdot K_T \cdot U_i \quad (7.19)$$

donde:

U_i : desplazamiento tipificado, generalmente se obtiene de gráficos;
 K_{α} : coeficiente que tiene en cuenta el ángulo de yacencia de la roca (α) la dirección en que la excavación se laborea con respecto al rumbo o a los principales planos de agrietamiento. Sus valores se dan en la Tabla 23;

K_{θ} : coeficiente que tiene en cuenta la dirección del desplazamiento de la roca, se toma $K_{\theta} = 1$ cuando el desplazamiento es vertical. Para otras direcciones sus valores se dan en la Tabla 23;

K_L : coeficiente que tiene en cuenta el ancho de la excavación (B); su magnitud se obtiene de la expresión:

$$K_L = 0,2 (B - 1) \quad (7.20)$$

K_E : coeficiente que tiene en cuenta la influencia de otras excavaciones. Cuando no existe influencia $K_E = 1$. En caso de que la excavación se intercepte con otras el valor de K_E se toma de 1,4 a 1,6 en dependencia de las características de la intercepción.

TABLA 23. Valores de k_{α} y k_{θ}

Dirección de la excavación	Valores de los coeficientes K_{α} y K_{θ} según los siguientes valores de α , grados									
	hasta 20		de 20 a 30		de 30 a 40		de 40 a 50		hasta 70	
	K_{α}	K_{θ}	K_{α}	K_{θ}	K_{α}	K_{θ}	K_{α}	K_{θ}	K_{α}	K_{θ}
Por el rumbo	1,00	0,35	0,95	0,55	0,80	0,80	0,65	1,20	0,60	2,05
Perpendicular al rumbo	0,70	0,55	0,60	0,80	0,45	0,95	0,25	0,95	0,20	0,60
Segun un ángulo dado resp. al rumbo	0,85	0,45	0,80	0,65	0,65	0,90	0,45	1,05	0,35	1,05

Para el caso en que la excavación sea paralela a la que se estudia el valor de K se determina por la siguiente expresión:

$$K_E = (B_1 + B_2) \cdot K_i / L \quad (7.21)$$

donde:

B_1 y B_2 : ancho de las excavaciones

L : distancia entre excavaciones

K_i : coeficiente que depende de la resistencia de la roca, profundidad y dirección de la excavación: Su valor se continúa.

TABLA 24. Valores K_i

Profundidad de la excavación, m	Resistencia de cálculo de la roca, MPa							
	Según el rumbo				Perpendicular al rumbo			
	30	60	90	> 120	30	60	90	> 120
Hasta 300	3,5/2,0	1,8/1,6	1,5/1,3	1,2/1,0	1,8	1,5	1,2	1,0
De 300 a 600	4,0/2,5	2,0/1,8	1,7/1,5	1,4/1,2	2,2	1,8	1,5	1,2
De 600 a 900	4,5/3,0	2,5/2,1	2,0/1,7	1,6/1,4	2,6	2,1	1,7	1,4
De 900 a 1 200	5,0/3,5	3,5/3,0	2,5/2,0	1,8/1,6	3,0	2,5	2,0	1,5
mas de 1 200	5,5/4,0	4,0/3,5	3,0/2,3	2,0/1,8	3,6	2,9	2,4	1,7

En la Tabla se dan las magnitudes que corresponden a valores de hasta 35 grados en el numerador y en el denominador para valores de α mayores de 35 grados.

Para el caso de excavaciones inclinadas se usan los mismos valores de K , obtenidos para excavaciones horizontales laboreadas por el rumbo.

K_T : coeficiente que tiene en cuenta el tiempo de laboreada las excavación. Su valor se toma de tablas.

Según el valor de U calculado por la expresión (7.19) se va a la Tabla 25 que se da a continuación y se determina a qué grupo de estabilidad pertenece el macizo estudiado.

TABLA 25. Categoría de estabilidad según VNIMI

Categoría	Grado de estabilidad del macizo	Desplazamiento, U, mm		
		Areniscas, alobrolitas, argilitas, calizas, etcétera	Granito, diorita, porfirita, dunita	Sal gema silvinita
I	Estable	Hasta 50	Hasta 20	Hasta 200
II	Medianamente estable	De 50 a 200	De 20 a 100	De 200 a 300
III	Inestable	De 200 a 500	De 100 a 200	De 300 a 500
IV	Muy inestable	Más de 500	Más de 200	Más de 500

Aspecto interesante en esta propuesta del VNIMI es el hecho en que se dan diferenciados para grupos de rocas los desplazamientos que condicionan una categoría de estabilidad, así se ve por ejemplo que para el caso de un granito o una porfirita un desplazamiento de 120 mm lo encasilla en la categoría III (inestable), en tanto que ese mismo desplazamiento para una caliza o argilita corresponde a la categoría II (medianamente estable) y para una sal gema a la categoría I (estable).

Otro aspecto a señalar es que los valores de U obtenidos por la expresión (7.19), no son válidos para excavaciones que estén influenciadas por los trabajos de arranque.

Por último es conveniente aclarar que esta metodología, dada por el VNIMI, para valorar la estabilidad del macizo se basa en un gran volumen

de trabajos experimentales (de laboratorio e *in situ*) realizados en determinadas zonas y cuencas mineras de la antigua URSS por lo que los valores que se dan en las tablas no pueden ser utilizados en las condiciones de nuestro país en forma directa.

Una propuesta de clasificación de la estabilidad del macizo rocoso que abarca la manifestación de las tres formas estudiadas de pérdidas de estabilidad es la que se da a continuación en la Tabla 26.

TABLA 26. Categoría de la estabilidad del macizo según el carácter de su deformación y destrucción

Categoría de estabilidad	Valoración del grado estabilidad	Estado en que se encuentra el macizo		
		Propenso al desprendimiento de roca	Propenso a la destrucción en los contornos de la excavación	Propenso al desplazamiento del macizo en un estado plástico-viscoso
I	Totalmente estable	No existen desprendimientos	No se produce	El desplazamiento de la roca no alcanza a los 100 mm
II	Estable	Pueden producirse pequeños desprendimientos locales	Se producen deformaciones elásticas sin destrucción; aparece agrietamiento secundario	Desplazamiento de hasta 200 mm
III	Mediamente estable	Pueden producirse desprendimientos no significativos en lo fundamental del techo	Se forman zonas locales de destrucción	Hasta de 300
IV	Inestable	Se producen desprendimientos poco después del denudamiento; pueden producirse desprendimientos en los bastiales	Las zonas destruidas ocupan la mayor parte de la sección de la excavación	Hasta de 500 mm
V	Muy inestable	Se produce el desprendimiento de la roca inmediatamente después del denudamiento	Intenso desarrollo del proceso de destrucción en todo el contorno de la sección de la excavación. Se produce el levantamiento del piso	Desplazamientos superiores a los 500 mm que no se amortiguan con el transcurso del tiempo

CAPÍTULO VIII

HIPÓTESIS DE PRESIÓN MINERA

En la actualidad la Ciencia Minera, particularmente la Mecánica de Rocas, se encuentra en una etapa de intenso desarrollo, al perfeccionar los métodos analíticos existentes y surgir nuevas direcciones de cálculo que permiten con un grado de aproximación bastante satisfactorio y conocible determinar las características del proceso de manifestación de la presión minera y su magnitud.

Sin embargo, como se ha planteado por un gran número de investigadores de numerosos países, el aparato matemático aún no se emplea de un modo lo suficientemente efectivo y amplio para la determinación del estado tenso-deformacional que se produce en la zona del macizo, el cual rodea a las excavaciones, o las expresiones matemáticas que se obtienen para caracterizarlo son muy engorrosas y complejas, además hacen poco cómoda y utilizable esta vía.

Es por ello explicable la gran difusión que ha tenido y aún hoy en día tiene el empleo de las hipótesis de presión minera. Las hipótesis pueden convencionalmente, dividirse en dos grandes grupos:

Las hipótesis del 1er grupo consideran la presión minera como una carga exterior cuya magnitud va a depender de una serie de factores entre ellos: propiedades físico-mecánicas de las rocas, profundidad de la excavación, forma y dimensiones de la sección transversal de la excavación, características estructurales y estado del macizo, y otros factores geomineros; pero sin tener en cuenta las características constructivas de la fortificación y el régimen en que ella trabaja.

Las hipótesis del 2do grupo parten de considerar la presión no como una carga externa, sino como el resultado del proceso de interacción macizo-fortificación. En este caso la magnitud de la presión es una función de la deformación que sufre la roca en el contorno de la excavación.

A continuación se entran a estudiar las hipótesis de presión minera más representativas, tanto desde el punto de vista histórico como del empleo que tienen en la actualidad. Para ello, como es habitual en la literatura, se tratan por separado las hipótesis para excavaciones horizontales y verticales.

8.1. HIPÓTESIS DE PRESIÓN MINERA PARA EXCAVACIONES HORIZONTALES

Inicialmente se estudian algunas hipótesis de presión minera que no consideran la interacción macizo-fortificación, o sea, hipótesis que parten de considerar la fortificación como un elemento pasivo que debe ser diseñado con el objetivo de resistir la carga que va a actuar.

Después se verán algunas hipótesis que parten del interior de la interacción, o sea consideran que la fortificación desempeña un rol activo en la determinación de la carga que sobre ella actúa.

Hipótesis de Protodiakonov

Esta hipótesis se emplea para el caso en que sólo actúe presión por el techo o cuando actúe presión lateral, pero ésta es de pequeña magnitud.

Protodiakonov basa su hipótesis en el criterio de que el macizo no es elástico ni continuo debido a la existencia de un gran número de grietas que lo fracturan.

Según esta hipótesis sobre la excavación se forma una bóveda de equilibrio natural que descarga al techo de la excavación de la carga producida por la roca que se encuentra por encima de dicha bóveda (ver Figura VIII.1).

La forma de la bóveda según Protodiakonov es parabólica y su altura se puede calcular por una de las siguientes expresiones:

$$b = \frac{a}{f} \quad (8.1)$$

o

$$b = \frac{2a}{f} \quad (8.2)$$

donde:

a : semiancho de la excavación por el techo

f : coeficiente de fortaleza de la roca.

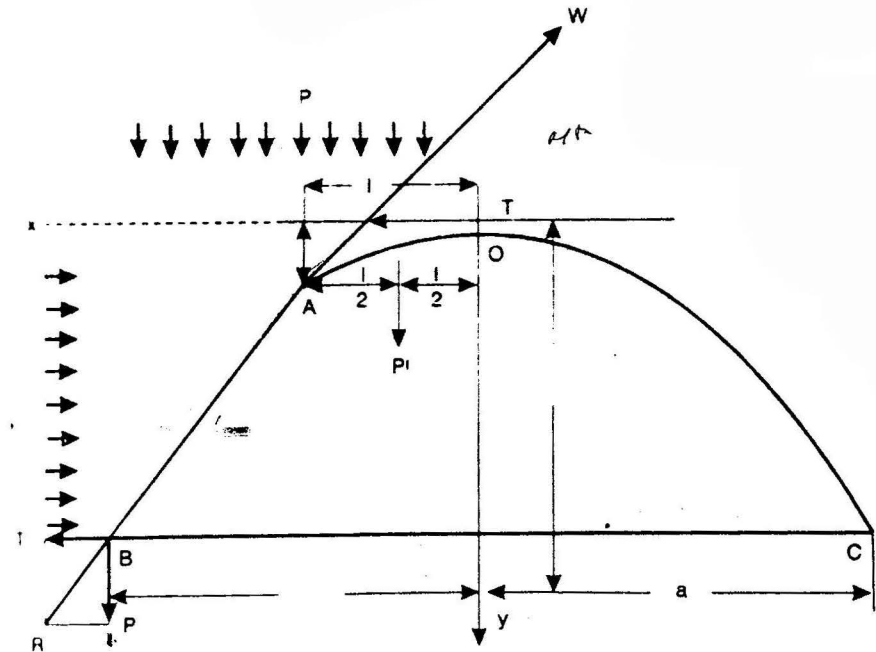


FIGURA VIII.1. Esquema de cálculo según Protodiakonov.

El empleo de una u otra de las expresiones vistas, para el cálculo de b está dado por el tiempo de servicio de la excavación en cuestión y por las condiciones geólogo-mineras concretas del macizo que se estudia.

Según Protodiakonov la presión que se ejerce por el techo de la excavación por metro de longitud es:

$$P = \frac{4}{3} ab\gamma \quad (8.3)$$

Si se sustituye la magnitud obtenida de b por las expresiones 8.1 y 8.2, se obtiene respectivamente:

$$P = \frac{4}{3} \frac{a^2 \gamma}{f} = \frac{0,33 l^2 \gamma}{f} \quad (8.4)$$

$$P = \frac{8}{3} \frac{a^2 \gamma}{f} \frac{0,66 l^2 \gamma}{f} \quad (8.5)$$

A partir de un gran volumen de trabajos experimentales realizados por el autor en numerosas excavaciones laboreadas en rocas con fortaleza entre tres y ocho y hasta una profundidad de 250 m, en donde se ha formado la bóveda de equilibrio y en las que se ha medido la altura de dicha bóveda, se propone para el cálculo de la presión en las condiciones planteadas la siguiente expresión:

$$P = 0,8 \frac{l^2 \gamma}{f} \quad (8.6)$$

Es decir, con esta expresión se obtiene una magnitud algo mayor que la presión que se logra con el empleo de la fórmula de Protodiakonov. Esto se puede explicar debido a que la magnitud de f que utiliza Prodiakonov en su fórmula de cálculo se determina a partir del cálculo en condiciones de laboratorio de la resistencia a compresión (R_c), o sea:

$$f = \frac{R_c}{100} \quad (8.7)$$

Y por esa razón este valor de f está un poco aumentado con respecto al real debido a que, como se conoce, la resistencia en el macizo es habitualmente menor que la obtenida en el laboratorio por las afectaciones estructurales que él presenta.

Según esta hipótesis conociendo la fortaleza y densidad de la roca y las dimensiones de la sección de la excavación (ancho por el techo) se puede calcular la presión minera.

Esta hipótesis tiene bastante uso y da resultados aceptables en macizos agrietados y estratificados en los que predominen rocas desligadas con baja fuerza de cohesión y para excavaciones que tengan secciones transversales no muy grandes. Se considera que es posible usar esta hipótesis en excavaciones situadas hasta 300 y 350 m de profundidad.

Como aspectos deficientes de esta hipótesis muchos autores señalan el hecho de no considerar la profundidad a que está la excavación, ni las características de la fortificación, a lo que sus defensores alegan que si se parte del

criterio de formación de la bóveda lo que se necesita es la altura de dicha bóveda y no la profundidad; con respecto a la segunda crítica se plantea que en la hipótesis de Protodiakonov se parte de un sistema de carga dada.

Teoría de Birbaumer

Se propone para el cálculo de la presión minera en excavaciones situadas a poca profundidad, en donde no existen las condiciones necesarias para la formación de la bóveda de equilibrio natural; por ejemplo túneles con diferentes funciones, obras hidrotécnicas, etcétera.

Según esta teoría se considera que la roca la cual yace desde el techo de la excavación hasta la superficie está suelta o posee una baja cohesión entre sus partículas. En esta situación la fortificación de la excavación va a recibir la carga producida por 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 (ver Figura VIII.2).

La carga que actúa sobre el techo será:

$$P = Q - 2D \operatorname{Tg} \varphi \quad (8.8)$$

siendo:

Q : peso de la columna de roca

D : empuje lateral.

El peso de la columna de roca se calcula por la siguiente expresión:

$$Q = 2a \cdot \gamma \cdot H \quad (8.9)$$

en tanto que D se calcula según la fórmula dada por Coulomb.

$$D = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \operatorname{Tg}^2 \frac{90 - \varphi}{2} \quad (8.10)$$

siendo:

φ : ángulo de fricción interna de la roca

La expresión (8.8) se puede transformar y se obtiene:

$$P = 2 a \cdot \gamma \cdot H \left[1 - \frac{H}{2a} \operatorname{Tg}^2 \left(\frac{90 - \varphi}{2} \right) \operatorname{Tg} \varphi \right] \quad (8.11)$$

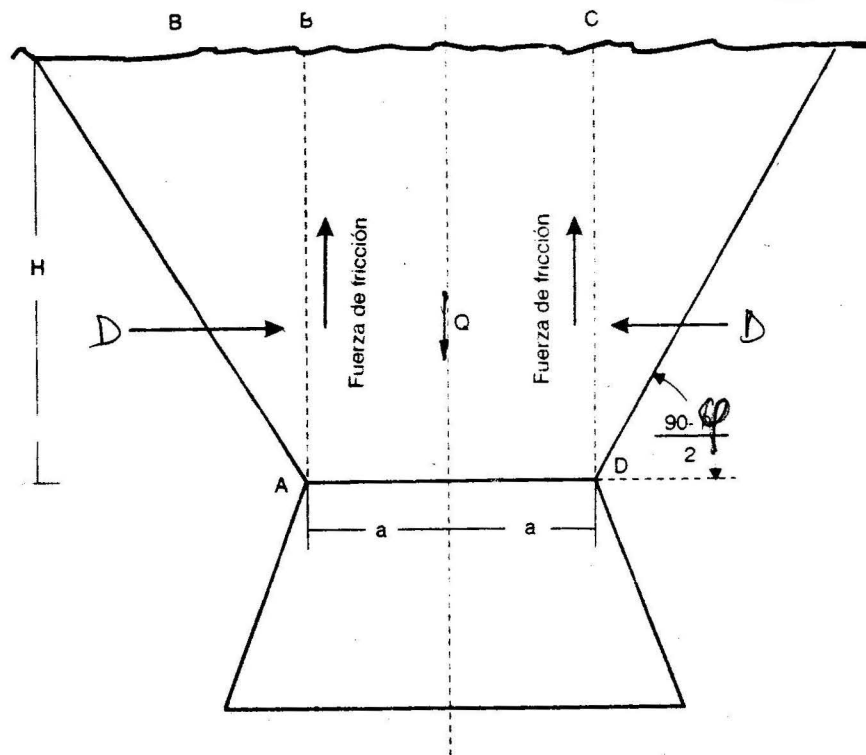


FIGURA VIII.2. Esquema de cálculo según Birbaumer.

Si se examina la expresión anterior se observa que ella será igual a cero cuando:

$$1 - \frac{H}{2a} \operatorname{Tg}^2 \left(\frac{90^\circ - \rho}{2} \right) \cdot \operatorname{Tg} \rho = 0 \quad (8.12)$$

A partir de esta expresión, despejando \$H\$, se obtiene el valor máximo de la profundidad a que se puede aplicar dicha hipótesis.

Haciendo las operaciones matemáticas pertinentes se obtiene:

$$H = \frac{2a}{\operatorname{Tg}^2 \frac{90^\circ - \rho}{2} \cdot \operatorname{Tg} \rho} \quad (8.13)$$

A pesar de que esta hipótesis no ha sido totalmente comprobada en la práctica, los resultados obtenidos con su empleo en excavaciones situadas a poca profundidad y en rocas con un alto valor del coeficiente de fricción interna han sido satisfactorios.

Hipótesis de Tsimbarevich

En el caso en que las rocas laterales son inestables el ancho de la zona de destrucción que se forma por el techo de la excavación va a ser mayor que el ancho por el techo de la excavación (ver Figura VIII.3).

Este ancho (\$a_1\$) de la zona de destrucción se puede determinar para una excavación de sección trapezoidal por la siguiente expresión:

$$a_1 = a + h \cot \theta + h \cot \alpha$$

pero el valor de \$\theta\$ se puede tomar aproximadamente de \$\frac{90^\circ + \phi_L}{2}\$ o sea:

$$a_1 = a + h \cot \frac{90^\circ + \phi_L}{2} + h \cot \alpha \quad (8.14)$$

donde:

\$h\$: altura de la excavación

\$\phi_L\$: ángulo de fricción interna de la roca en los hastiales

\$\alpha\$: ángulo de inclinación del Peón, se toma habitualmente de \$78^\circ - 82^\circ\$.

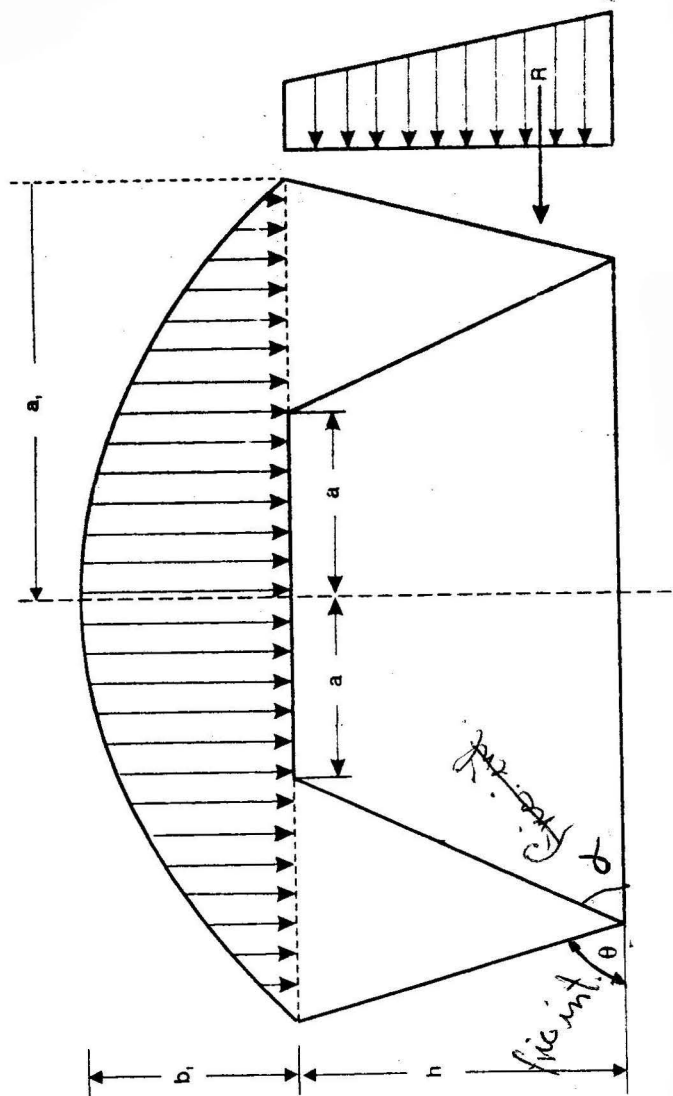


FIGURA VIII.3. Esquema de cálculo según Tsimbrevich, cuando actúa presión por el techo y los hastiales.

En este caso la altura de la bóveda de destrucción b se determina por la expresión:

$$b = \frac{a_1}{f} = \frac{a + h \cot \frac{90 + \rho_L}{2} + h \cot \alpha}{f} \quad (8.15)$$

y la magnitud de la presión minera que actúa por el techo es igual al peso de la roca contenida en la bóveda de destrucción. La magnitud de la presión se calcula aproximadamente por la expresión:

$$Q = 2 a_1 \cdot b \cdot \gamma_{\text{techo}} \quad (8.16)$$

Tsimbrevich propone calcular la presión lateral como la presión activa que actúa sobre la pared de apoyo de un prisma de roca que se desliza según un ángulo θ . Este prisma está cargado por las rocas de la zona destruida (sector en el techo) que yacen sobre él. A partir de esto se puede calcular la presión lateral que ejerce a nivel del techo P_t y la que actúa a nivel del piso p_p por la expresión:

$$P_t = \gamma \cdot b \cdot Tg^2 \frac{90 - \varphi}{2} \quad (8.17)$$

y

$$p_p = \gamma(b + h) Tg^2 \frac{90 - \varphi}{2} \quad (8.18)$$

Para el caso en que las rocas por el techo y por los hastiales sean distintas, las expresiones de cálculo adquieren la siguiente forma:

$$P_t = \gamma \cdot h_0 Tg^2 \frac{90 - \varphi}{2} \quad (8.19)$$

y

$$P_p = \gamma (h_0 + h) Tg^2 \frac{90 - \varphi}{2} \quad (8.20)$$

siendo:

h_0 : altura reducida de la bóveda de destrucción según la relación entre la masa volumétrica de la roca del techo γ^T y la de los hastiales γ^h , o sea:

$$h_0 = b \frac{\gamma^T}{\gamma^h} \quad (8.21)$$

Conociendo los valores de p_i y p_p se puede calcular el valor de la presión lateral P_L que actúa uniformemente distribuida sobre los lados de la excavación, para ello se supone que la presión actúa según una distribución trapezoidal (en realidad la distribución es completamente irregular) y por eso será igual al área de un trapecio con bases p_i y p_p y una altura h , o sea:

$$P_L = \frac{p_i + p_p}{2} \cdot h \quad (8.22)$$

Sustituyendo los valores p_i y p_p por los hallados en las expresiones (8.19 y 8.20) se obtiene:

$$P_L = \frac{\gamma \cdot h}{2} (2h_0 + h) \operatorname{Tg}^2 \frac{90 - \phi}{2} \quad (8.23)$$

El centro de aplicación de esta fuerza P_L se ubica en el centro de gravedad del trapecio. La distancia del centro de gravedad al piso de la excavación X se calcula por la expresión:

$$X = \frac{h}{3} \cdot \frac{3h_0 + h}{2h_0 + h} \quad (8.24)$$

Si la excavación se ubica en rocas diferentes.

Si por el contrario la excavación se encuentra rodeada por un solo tipo de roca la magnitud de X se calcula por la expresión:

$$X = \frac{h}{3} \cdot \frac{3b + h}{2b + h} \quad (8.25)$$

Esta hipótesis tiene características y condiciones de empleo similares a las de Protodiakonov, siendo la diferencia más significativa entre ellas el hecho de que esta hipótesis toma en consideración la acción de la presión lateral.

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, conocida de resistencia de materiales.

Esta ecuación es aplicable en aquellos casos en que la excavación esté laboreada en rocas fuertes o semifuertes y que se estime que dicha excavación tenga una longitud considerable.

La ecuación de la curva de presión será la siguiente:

$$Y = \frac{\gamma h}{2H} (lx - x^2) \quad (8.26)$$

Y : ordenada de la curva de presión para un punto dado de abscisa x

γ : masa volumétrica

H : reacción lateral

l : ancho de la excavación

h : profundidad a que se encuentra el techo de la excavación.

x : distancia tomada por el ancho de la excavación teniendo el origen de coordenadas en 0 (ver Figura VIII.4).

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 expresa en la forma siguiente:

$$H = K \cdot h \quad (8.27)$$

donde:

K : es la resistencia temporal de la roca a la ruptura.

Si introducimos el valor de H en la expresión 8.26 se obtiene:

$$Y = \frac{\gamma}{2k} (lx - x^2) \quad (8.28)$$

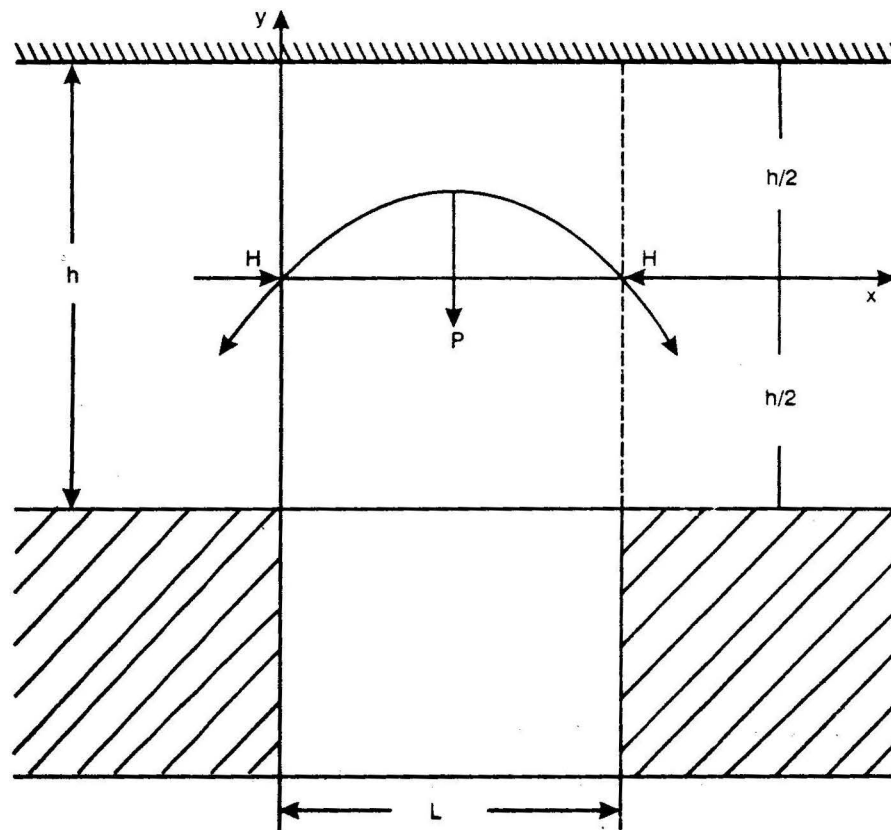


FIGURA VIII.4. Esquema de cálculo según Siesarev.

La curva de presión es el lugar geométrico de los puntos de aplicación de las fuerzas resultantes que actúan en la sección 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 (8.28) representa la ecuación de las excentricidades de los puntos de acción de las resultantes.

La ecuación de la excentricidad cuando la viga está empotrada en ambos extremos se da por la expresión:

$$Y = \frac{\gamma h}{2H} (lx - x^2) - \frac{\gamma hl^2}{12H} \quad (8.29)$$

pero se conoce que:

$$H = K \cdot h$$

por lo que:

$$Y = \frac{\gamma}{2K} (lx - x^2) - \frac{\gamma l^2}{12K} \quad (8.30)$$

El valor máximo de la excentricidad que se produce cuando:

$$x = \frac{l}{2}$$

por lo que:

$$Y_{\text{máx}} = \frac{\gamma l^2}{8K} \quad (8.31)$$

En la compresión de una viga fuera de 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 por el caso examinado.

$$Y_{\text{máx}} = \frac{h}{6} \quad (8.32)$$

Igualando las ecuaciones 8.31 y 8.32 se obtiene:

$$\frac{\gamma l^2}{8K} = \frac{h}{6}$$

y

$$l = \sqrt{\frac{8Kh}{6\gamma}} = L_1 \quad (8.33)$$

A este ancho L_1 Slesarev le llamó primer ancho máximo, que es un ancho donde no surgen tensiones a tracción en el techo.

Para el caso de un ancho $l < L_1$ las rocas del techo sólo experimentarán 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 yace encima de la excavación.

Si h_0 es la potencia de roca homogénea situada por encima del techo, y es el peso volumétrico y p la presión por unidad de superficie sobre el techo, entonces la presión $\gamma h_0 - p$ debe ser absorbida por la parte del macizo no laboreado situado en los laterales.

Slesarev en función de lo dicho anteriormente determina el peso volumétrico de cálculo (γ_c).

$$\gamma_c = \frac{\gamma h_0 - p}{h_0} \quad (8.34)$$

Si se sustituye el valor γ_c en la expresión 8.33 se obtiene:

$$L_1 = \sqrt{\frac{8Kh_0^2}{6(\gamma h - p)}} \text{ ,m} \quad (8.35)$$

En vez de L se puede calcular en la expresión anterior el ancho real l de la excavación y se obtiene:

$$l = \sqrt{\frac{8Kh^2}{6(\gamma H - p)}} \quad (8.36)$$

Sobre esta base se puede calcular la presión sobre la fortificación:

$$P = \gamma h - \frac{4}{3}K \frac{h^2}{l^2} \quad (8.37)$$

Sin embargo, en la realidad se presenta por encima de la excavación un complejo de diferentes tipos de rocas, que se diferencian una de otras por sus características físicas. Para tales casos Slesarev ha introducido el concepto de peso volumétrico reducido γ_R y el concepto de capas resbaladizas.

Este concepto consiste en considerar mentalmente el desplazamiento (en el tramo de excavación dado) de una capa de roca respecto a otra comenzando desde arriba. Durante este proceso se determina la presión de la capa de roca superpuesta sobre la capa de abajo. Esta carga se considera distribuida en un metro de potencia de la capa de abajo por lo que a su peso volumétrico verdadero se le añade cierta magnitud, o sea se obtiene un peso volumétrico que Slesarev denominó reducido y que se determina, según él, por la expresión.

$$\gamma_R = \frac{P + \gamma h}{h} \quad (8.38)$$

La presión P que produce la capa superpuesta puede ser determinada por la expresión 8.37.

Para el caso en que la capa de roca superpuesta posea un primer ancho máximo menor que el de la capa de abajo ella la precionará. En tal situación en la expresión 10.37 se introducen los valores de γ , h y K referentes a la roca superpuesta y en lugar de l se pone la magnitud de primer ancho máximo de la capa de abajo, o sea, la que soporta la presión.

Utilizando este concepto de "capas resbaladizas" se pueden diferenciar en el complejo de rocas situadas sobre el techo de la excavación las llamadas rocas fuertes, en las cuales su primer ancho máximo es mayor que el ancho de la excavación o que el primer ancho límite de la roca que yace por debajo de ella. En estos casos estas rocas fuertes protegen a la excavación y limitan la acción del peso de roca sobre su techo.

En el caso de existir una gran potencia en diferentes capas de rocas, al emplear la ecuación (8.37) se pueden obtener valores negativos de P . En estos casos según Slesarev la capa correspondiente presiona sobre la capa de abajo (en los límites del ancho de la excavación) no con toda su potencia, sino sólo con su parte inferior, cuya potencia Slesarev recomienda limitarla a la altura de la zona de deformación de grietas hgr

$$hgr = \frac{3}{8} \frac{\gamma l^2}{K}, m \quad (8.39)$$

Debido a que a esta altura la magnitud de P alcanza el máximo, todo lo expuesto anteriormente se refiere al caso de excavaciones de una longitud considerablemente grande, cuyos techos se mantienen sobre dos apoyos.

Para el caso de las cámaras que tienen una longitud limitada el techo de ellas se va a analizar como una placa apoyada por su perímetro, o sea, aquí existen condiciones más ventajosas que las ya vistas. La estabilidad del techo va a depender de la relación entre el área del techo de la cámara S con respecto a su perímetro p a lo que Slesarev llamó radio hidráulico del área de la excavación y propuso determinarlo por la expresión:

$$RH = \frac{S}{p} = \frac{ab}{2(a+b)} \quad (8.40)$$

donde:

a : es el ancho de la excavación

b : longitud de la misma.

El significado de este radio hidráulico RH para una excavación de longitud infinitamente grande se determinará al utilizar la expresión anterior y tomar el límite hacia el cual tiende el radio cuando b tiende a infinito o sea:

$$\lim_{b \rightarrow \infty} RH = \lim_{b \rightarrow \infty} \left[\frac{ab}{2(a+b)} \right] \quad (8.41)$$

y en el límite

$$RH = \frac{a}{2}$$

Es decir el radio hidráulico de una excavación de longitud tal que se considere grande, es igual a la mitad de su ancho, o sea $a = 2Rh$.

De este análisis se deduce que para excavaciones de longitudes limitadas (cámaras) se pueden hallar sus excavaciones equivalentes con longitudes grandes cuyos techos se van a encontrar en las mismas condiciones de equilibrio que el techo de la cámara dada, si como ancho se toma la doble magnitud del radio hidráulico de la cámara. Por consiguiente el ancho equivalente de la cámara es igual a:

$$leq = 2 RH = 2 \frac{S}{p} = \frac{ab}{a+b} \quad (8.42)$$

Esta magnitud es la que, en este caso, hay que introducir en vez del ancho de la cámara, en la fórmula 10.37 al determinar la magnitud de la presión minera.

El método propuesto por Slesarev presenta interés a la hora de examinar la estabilidad de excavaciones sin fortificar y a la hora de determinar la presión minera sobre la fortificación, en el caso de rocas estratificadas por el techo; también es aplicable en algunos casos para determinar la magnitud de la presión minera en el techo de las cámaras.

Hipótesis de Borisov

A A. Borisov, a partir de un gran volumen de trabajos experimentales llegó a la conclusión de que la configuración y dimensiones de la zona de roca destruida que se forma en el techo de la excavación depende, en lo fundamental, de las características físico-mecánicas de dichas rocas, su agrietamiento, profundidad de los trabajos, de la rigidez de la fortificación y del factor tiempo.

Borisov considera que la zona de destrucción sólo puede formarse en rocas ligadas débiles, que tengan un bajo límite de resistencia a la ruptura y para anchos de excavación lo suficientemente grandes.

La altura máxima de esta zona de roca destruida ($b_{\text{máx}}$) el propone hallarla por la expresión:

$$b_{\text{máx}} = \frac{3,4 a \sigma_r}{\sqrt{4 a^2 \gamma^2 - 11 \sigma_r^2}} \quad (8.43)$$

Los experimentos realizados por Borisov en una roca suelta (arena cuarzosa en estado seco) demuestran que al eliminarse el elemento de fortificación del techo se produce una fluidez de ese material suelto hacia la excavación que sólo termina cuando la cavidad se llena, o sea, en este caso no se forma una bóveda de equilibrio estable.

Para el caso de rocas agrietadas y estratificadas al laborearse a través de ellas las excavaciones, la redistribución de tensiones que ocurre produce una aparición y abertura de grietas, en primer lugar en la parte central del techo y en sus extremos.

El posterior desarrollo del proceso de agrietamiento produce la caída de pedazos de rocas a una determinada altura, según la dirección normal al sistema de grieta más significativo o débil, o a los planos de estratificación.

Sobre esta zona derrumbada se diferencia un sector del macizo de forma similar a una viga o placa, trabaja como un arco triarticulado y se va destruyendo gradualmente hasta el momento en que la parte inferior del macizo posea la suficiente capacidad portadora.

Según Borisov la zona destruida tiene una forma de trapecio, Figura VIII.5.

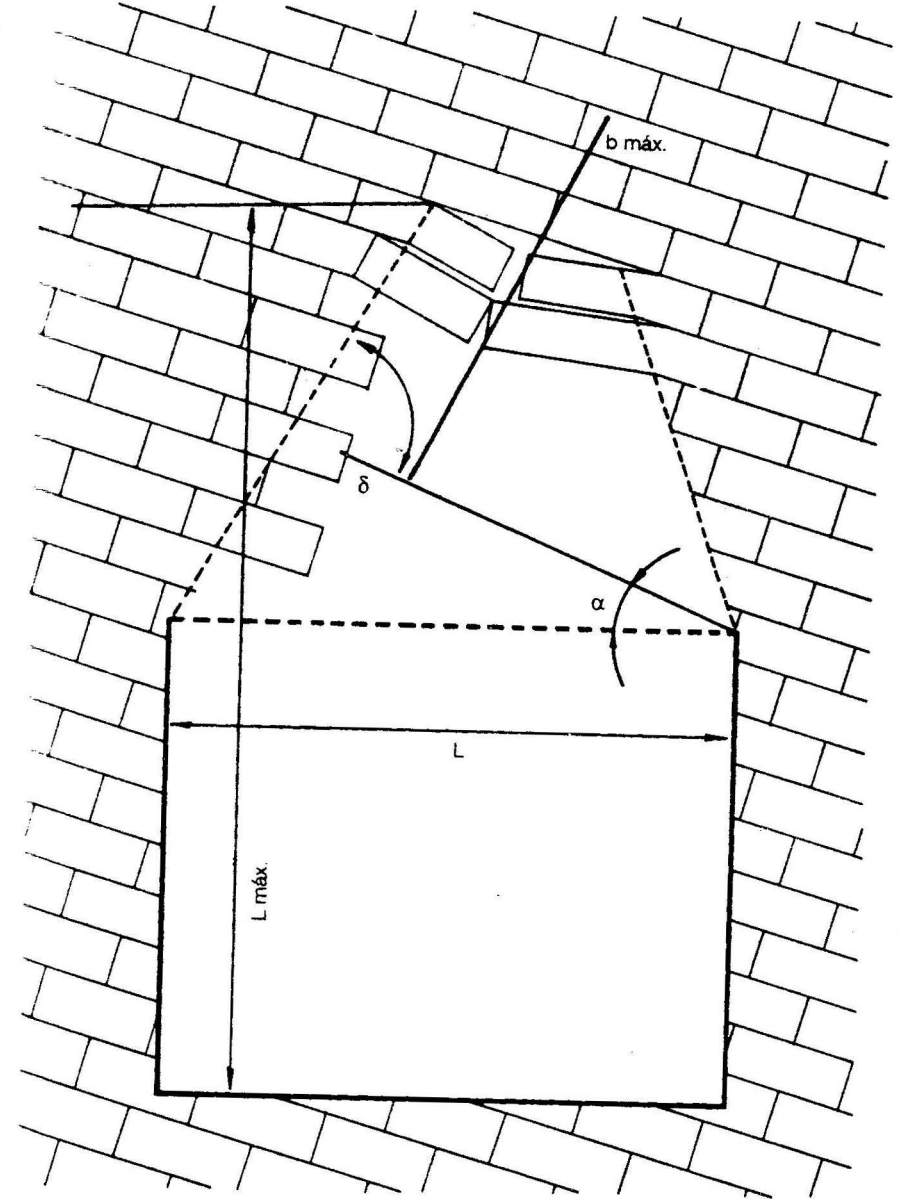


FIGURA VIII.5. Esquema de la zona destruida según Borisov.

La magnitud del ancho límite l_e que debe tener la zona destruida para su estabilidad se determina por la expresión:

$$l_e = \xi \sqrt{0,04 \frac{\sigma_c h_i}{n \gamma \cos \alpha}}, m \quad (8.44)$$

donde:

- ξ : coeficiente que caracteriza el escurrimiento de la deformación durante la compresión, su magnitud se toma de 0,5 a 0,7;
- h_i : distancia entre grietas en la dirección normal al sistema de grietas más desarrollado;
- α : ángulo de bujamiento del sistema de grietas más débil;
- n : coeficiente de reserva de la capacidad portadora ($n \approx 4$);
- σ_c : límite de resistencia de la roca a compresión;
- γ : masa volumétrica de la roca del techo.

Por consiguiente la magnitud de la presión minera en rocas agrietadas y estratificadas (para el caso de rocas estables por los hastiales y piso de la excavación), se puede determinar por la expresión:

$$P = \frac{l + l_e}{2} b \max \cdot \gamma, t/m \quad (8.45)$$

Presión por el piso de la excavación

La presión minera sobre la excavación por el lado del piso surge a consecuencia del hinchamiento de las rocas. Sobre la magnitud del hinchamiento influyen los siguientes factores:

1. Propiedad físico-mecánica de las rocas del piso.
2. La forma y las dimensiones de la sección transversal de excavación.
3. La existencia de otras excavaciones cercanas.
4. La profundidad de ubicación de la excavación.
5. El método de sostenimiento (conservación) de la excavación y otros.

La principal causa de la hinchazón es el surgimiento de tensiones por el peso de las rocas suprayacentes, que han sobrepasado el límite de resistencia de la roca del piso de la excavación. Según la hipótesis del profesor P. M.

Isimbarievich, en la roca del piso se forma bajo la acción del peso de las rocas suprayacentes un prisma de deslizamiento n (Figura VIII.6), que crea la presión sobre la pared convencional AB y CD. Como resultado de esto en el piso de la excavación se forman prismas de extrusión, que crean una resistencia pasiva.

La carga sobre los prismas de deslizamiento n se determina por la altura, $H = b_i + h$

La profundidad a la cual se extiende el movimiento de las partículas de roca del piso se determina por la fórmula:

$$X_0 = \frac{HTg^4 \frac{90 - \rho_p}{2}}{1 - Tg^4 \frac{90 - \rho_p}{2}} \quad (8.46)$$

donde:

ρ_p : ángulo de fricción interna de las rocas del piso, grados.

En dependencia de las propiedades físico-mecánicas de las rocas que rodean la excavación y de su ancho al deslizamiento de partes del terreno, se van a oponer fuerzas de diferentes valores.

Se analizan los siguientes casos:

$$I. \quad X_0 \cot \frac{90 - \rho_p}{2} < \alpha \quad (8.47)$$

donde:

α : semiancho de la excavación, m.

La magnitud de la presión activa por el piso de la excavación $Dact$ en este caso se puede calcular por la expresión:

$$Dact = \frac{\gamma^p X_0}{2} (2H + X_0) Tg^2 \frac{90 - \rho_p}{2} \quad (8.48)$$

donde:

γ^p : masa volumétrica de la roca del piso, kg/m³.

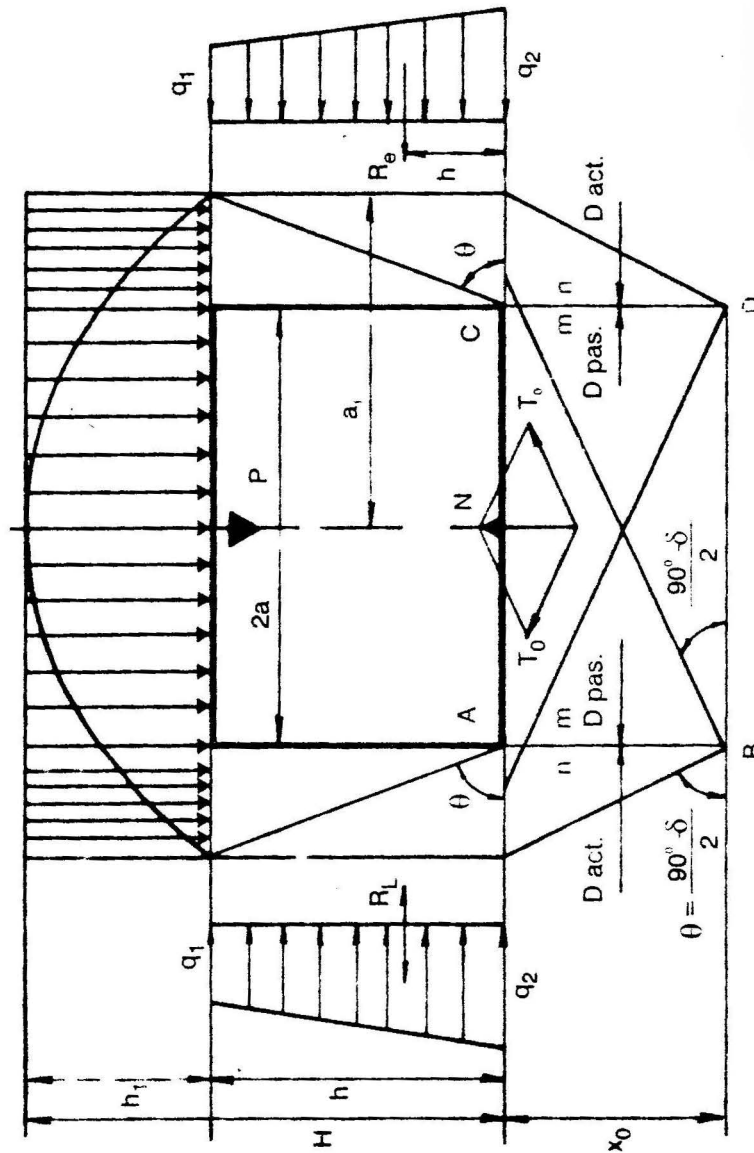


FIGURA VIII.6. Esquema de cálculo de la presión por el piso

A la acción de la presión activa como es conocido se le opone la presión pasiva que ofrecen las rocas del piso de la excavación, esta se puede determinar por la expresión.

$$D_{pas} = \gamma'' X_0^2 Tg^2 \frac{90^\circ + \rho_p}{2} \quad (8.49)$$

la diferencia entre la presión activa y la pasiva se obtiene de la expresión:

$$D_0 = D_{act} - D_{pas} \quad (8.50)$$

En este primer caso la presión aparece fundamentalmente en las esquinas de la excavación, y la magnitud de la presión actuante Pa será:

$$Pa = D_0 \frac{\text{sen} \frac{90^\circ - \rho_p}{2}}{\cos \rho_p} \quad (8.51)$$

La fuerza Pa tiene una dirección según un ángulo $\frac{90^\circ - \rho_p}{2}$ con respecto al piso de la excavación.

$$\text{II.} \quad a < X_0 \cot \frac{90^\circ - \rho_p}{2} > 2a \quad (8.52)$$

En este caso la presión se manifiesta fundamentalmente por la zona central de la excavación.

La magnitud de la presión actuante (Pa) en este caso se puede hallar por la expresión:

$$Pa = P_0 Tg \left(\frac{90^\circ - \rho_p}{2} \right) \quad (8.53)$$

$$\text{III.} \quad X_0 \cot \frac{90^\circ - \rho_p}{2} > 2a \quad (8.54)$$

En este caso la presión se manifiesta por todo el ancho de la excavación y su magnitud se determina a partir de la profundidad a que llega el movimiento de las partículas de rocas del piso .

Hipótesis de Fenner - Labass

Según esta hipótesis bajo la acción del campo tensional en la zona del macizo rocoso que rodea una excavación se forman tres zonas que vistas desde la excavación hacia las profundidades del macizo son las siguientes (ver Figura VIII.7).

- La zona de deformaciones inelásticas (zona I) que rodea la excavación y en la cual la roca puede estar parcial o totalmente fragmentada o destruida. Esta zona se denomina también zona de tensiones disminuidas.
- La zona de deformaciones elásticas (zona II) que abarca desde los límites de la zona I hasta la frontera de la zona de influencia de la excavación . A esta zona también se le denomina de tensiones elevadas.
- Zona del macizo no alterado.

En la zona de deformaciones inelásticas la roca tiende a expandirse y desplazarse hacia el interior de la excavación, lo cual no es más que una forma de manifestarse la presión minera. Además de este efecto producido por el aumento de volumen de la roca destruida, sobre la magnitud de la presión minera actuante influye el peso de los pedazos de rocas que se separan del macizo (por la zona del techo), debido a lo cual la zona de deformación I no va a tener una forma regular por el contorno de la excavación.

Esta caracterización del proceso deformacional que ocurre alrededor de una excavación fue realizado por primera vez por R. Fenner a fines de la década de los años 30.

Según Fenner-Labass a medida que aumenta la zona de deformaciones inelásticas en el sector del macizo que rodea a la excavación, la presión actuante variará hasta un límite tal que estará dado por un nuevo estado de equilibrio.

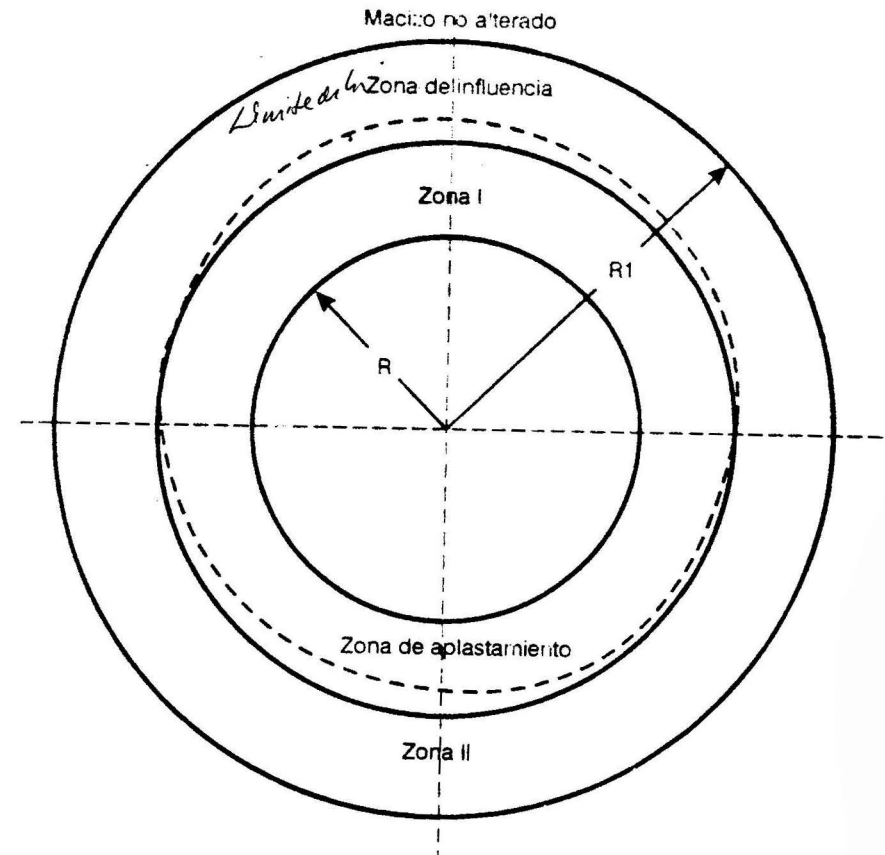


FIGURA VIII.7. Zonas de deformación, que según Labass, se forman alrededor de la excavación.

Para el cálculo de la magnitud de la presión actuante (sin tener en cuenta el peso de los pedazos de rocas separados del macizo) Fenner propuso la siguiente expresión:

$$P = (1 - \operatorname{sen} \rho) \gamma H \left(\frac{R}{R_l} \right)^{\frac{2 \operatorname{sen} \rho}{1 - \operatorname{sen} \rho}} \quad (8.55)$$

donde:

- H : profundidad a que está la excavación, m
- ρ : ángulo de fricción interna de la roca, grados
- R_l : radio de la zona de deformación inelástica, m
- R : radio de la sección de la excavación.

La magnitud del radio de la zona inelástica de deformación R_l se propone calcular por Fenner-Labass con el empleo de la siguiente expresión:

$$R_l = \sqrt{\frac{\pi R^2 (K_e - 1) + \Delta S}{\pi (K_e - 1)}} \quad (8.56)$$

siendo:

- K_e : un coeficiente que introduce Labass y tiene en cuenta el aumento de volumen de roca en la zona I. Según él su magnitud varía 1.1 a 1.15; (1.1-1.15)
- ΔS : área de la zona de deformación inelástica que rodea a la excavación.

En la práctica, en muchas ocasiones, el área de la deformación inelástica se identifica con la flexibilidad que damos a la fortificación, la cual se toma aproximadamente entre un 15 a un 25 % del valor del área de la excavación S ; o sea:

$$\Delta S \approx (0.5 \text{ a } 0.25) S \quad (8.57)$$

Si se analiza la expresión 8.55 se ve que a medida que crece la zona de deformación inelástica R_l la presión disminuye, o sea la máxima presión se produce inicialmente cuando el valor de R_l sea cercano a R . Más tarde a medida que se forma y desarrolla la zona de deformación inelástica el valor de la presión actuante va disminuyendo. Es en este principio en el que se basa el empleo de la fortificación flexible.

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 ella y ofrece resistencia a las cargas actuantes procedentes de la zona de deformación elástica (II). Es por esto que según Labass la acción de este escudo será más efectiva a medida que la zona de deformación inelástica sea mayor.

El modo de interpretar por Fenner-Labass el mecanismo de aparición de la presión minera y las condiciones del equilibrio en el sistema macizo-fortificación se considera un gran paso de avance en el estudio de la presión minera. La hipótesis de Fenner-Labass es uno de los primeros trabajos teóricos que plantean la utilidad de emplear la fortificación flexible. Al considerar el peso de la roca fragmentada la presión de las rocas por el techo será:

$$PT = P + P_0 \quad (8.58)$$

donde:

P_0 : peso de la roca fragmentada que se encuentra en la zona I por el techo de la excavación;

PT : presión total que actúa por el techo.

En la fórmula de cálculo de la presión 8.55 dada por Fenner se supone que no existe fuerza de cohesión ($K=0$). Esta fórmula fue generalizada por Labass al considerar que el macizo rocoso posee cohesión

$$P = (\gamma H + K \cot \rho) (1 - \operatorname{sen} \rho) \left(\frac{R}{R_l} \right)^{\frac{2 \operatorname{sen} \rho}{1 - \operatorname{sen} \rho}} - K \cot \rho \quad (8.59)$$

La principal deficiencia del método de Fenner-Labass consiste en la necesidad de conocer el ángulo de fricción interna y la cohesión en la zona de deformaciones inelásticas, lo cual sólo se puede hacer aproximadamente.

Hipótesis de Ruppineit

En su hipótesis Ruppineit se basa en la teoría de la elasticidad y considera que alrededor de una excavación de sección circular se forma una zona de deformaciones inelásticas que tiene forma de un ocho o de elipse acostada (ver Figura VIII.8)

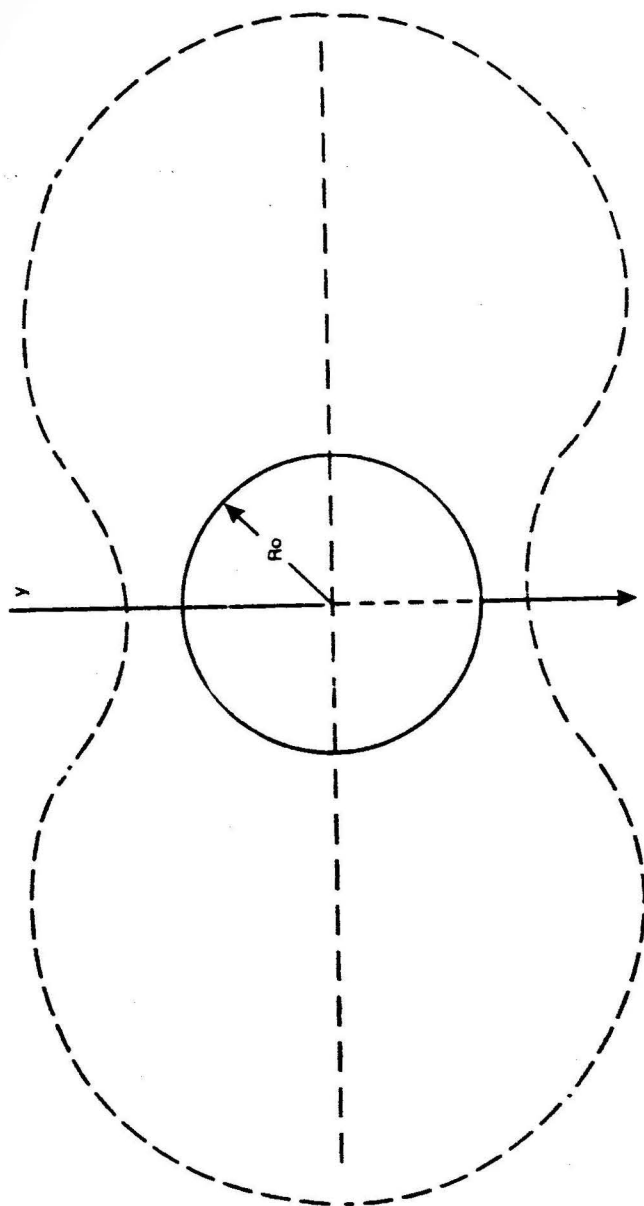


FIGURA VIII.8. Esquema de cálculo de Ruppineit

Más allá de esta zona de deformación inelástica (zona I) al igual que Fenner-Labass se plantea por Ruppineit la existencia de una zona de deformaciones elásticas (zona II).

El contorno de la zona de deformaciones inelásticas R_I se puede expresar como sigue:

$$R_I = r_0 + \lambda_1 r(\theta) \quad (8.60)$$

donde:

- r_0 : radio promedio de la zona de deformaciones inelásticas;
- $r(\theta)$: variación del radio promedio (r) en función del ángulo θ ;
- θ : ángulo que se calcula desde el lugar en que se mide con respecto al eje horizontal;
- λ_1 : coeficiente que se calcula en dependencia del valor del coeficiente de empuje lateral.

La magnitud de r_0 se calcula por la expresión:

$$r_0 = \frac{1 - \sin \rho}{q + K_0 \cot \rho} (\lambda_1 \gamma H + K_0 \cot \rho) \quad (8.61)$$

la de $r(\theta)$ por la expresión:

$$r(\theta) = \frac{r_0 \gamma H (2 - \sin \rho) \cos 2\theta}{2 \sin \rho (\lambda_2 \gamma H + K_0 \cot \rho)} \quad (8.62)$$

y las magnitudes de λ_1 y λ_2 por las expresiones:

$$\lambda_1 = \frac{1}{2} (1 - \lambda) \quad (8.63)$$

$$\lambda_2 = \frac{1 + \lambda}{2} \quad (8.64)$$

siendo:

- q : coeficiente de la fortificación
- K_0 : coeficiente de cohesión de la roca en la zona inelástica
- H : profundidad de la excavación.

Para el cálculo de la presión minera sobre una fortificación flexible en una excavación circular Ruppineit propone la siguiente fórmula:

$$P = R^{\frac{1}{2}} \left(\frac{1000 \alpha}{4GU_0} \right)^{\frac{1}{2}} \left[(1 - \sin \rho) (\lambda_2 \gamma H K_0 \cot \rho) \right]^{\frac{\alpha+2}{2}} - K_0 \cot \rho \quad (8.65)$$

donde:

R : radio de la excavación;

G : módulo de la elasticidad de 2do. orden (a torsión);

U_0 : desplazamiento de la roca en el contorno de la excavación (flexibilidad de la fortificación);

α : coeficiente, cuyo valor es: $\frac{2 \sin \rho}{1 - \rho}$

Para el caso en que la fortificación sea rígida se propone la siguiente expresión para el cálculo de la presión:

$$P = \frac{1 - \sin \rho}{1 + \sin \rho} \frac{(Kc \gamma H + K_0 \cot \rho)}{e \pi Tg \rho} - K_0 \cot \rho \quad (8.66)$$

donde:

Kc : coeficiente de concentración de tensiones.

El método de cálculo de Ruppineit se basa en una estricta resolución de la tarea en un medio elástico-plástico. Como se ve de las expresiones de cálculo la presión minera va a depender de una serie de factores: dimensiones de la excavación, su profundidad, propiedades de las rocas y características de la fortificación y del tipo de macizo.

Los resultados obtenidos con el empleo de esta hipótesis no han dado resultados satisfactorios, esto se explica ante todo, porque la dependencia entre la presión sobre la fortificación y el desplazamiento del contorno (flexibilidad de la fortificación) refleja en forma insuficiente el carácter de la interacción macizo-fortificación que realmente tiene lugar.

Si se analiza la expresión 8.65 se obtiene que la presión sobre la fortificación, en dependencia de la flexibilidad de la fortificación, puede variar en grandes límites. Esto realmente no es así; es conocido que para condicio-

nes geomineras dadas la diferencia en la magnitud de la presión que actúa sobre las fortificaciones rígidas y flexibles no es tan alta.

Hipótesis de Liberman

Según Liberman el macizo rocoso se examina como un medio en el que debido a la acción de las tensiones producidas por el laboreo de la excavación pueden surgir deformaciones elásticas e inelásticas.

Habitualmente y teniendo en cuenta la longitud de la excavación esta tarea se resuelve en el plano, o sea se estudian las tensiones y deformaciones en un plano perpendicular al eje de la excavación y se supone nula la deformación en esa dirección.

Se considera por Liberman que alrededor de la excavación surgen dos zonas de deformación, que él denomina zona A y zona B (ver Figura VIII.9).

En la zona A, alrededor de la excavación se producen deformaciones plásticas e incluso en ella puede llegar a producirse la destrucción de la roca, por lo que en ocasiones para el caso más general esta zona A puede dividirse en una zona de roca destruida y en una de deformaciones plásticas, en tanto en la zona B se producen deformaciones elásticas (en ocasiones elástico-viscosas). Más allá de los límites de la zona B se encuentra el macizo virgen (no alterado).

Para el caso de rocas fuertes y a poca profundidad, la zona A puede no formarse.

Para resolver la tarea planteada Liberman supone que la excavación tiene sección circular y que el coeficiente de empuje lateral es igual a la unidad, con lo que se logra simplificar en gran medida la tarea que se estudia.

La presión sobre la excavación (fortificación). P él propone determinarla a partir de la condición del desplazamiento (radial) conjunto de la roca (macizo) y fortificación. Es evidente que debido a la simetría la componente tangencial del desplazamiento es nula.

Se considera que cuando se laboreo la excavación y hasta el momento en que se instala la fortificación se produce un desplazamiento U_0 del macizo rocoso (deformación inicial). ~~mas tarde~~ ^{después} se instala la fortificación, la cual en mayor o menor medida, (en dependencia del tipo de fortificación) obstaculiza el desplazamiento de las rocas, no obstante, ~~lo cual~~ ^{lo que} se pueden producir desplazamientos conjuntos fortificación -macizo $U(f)$.

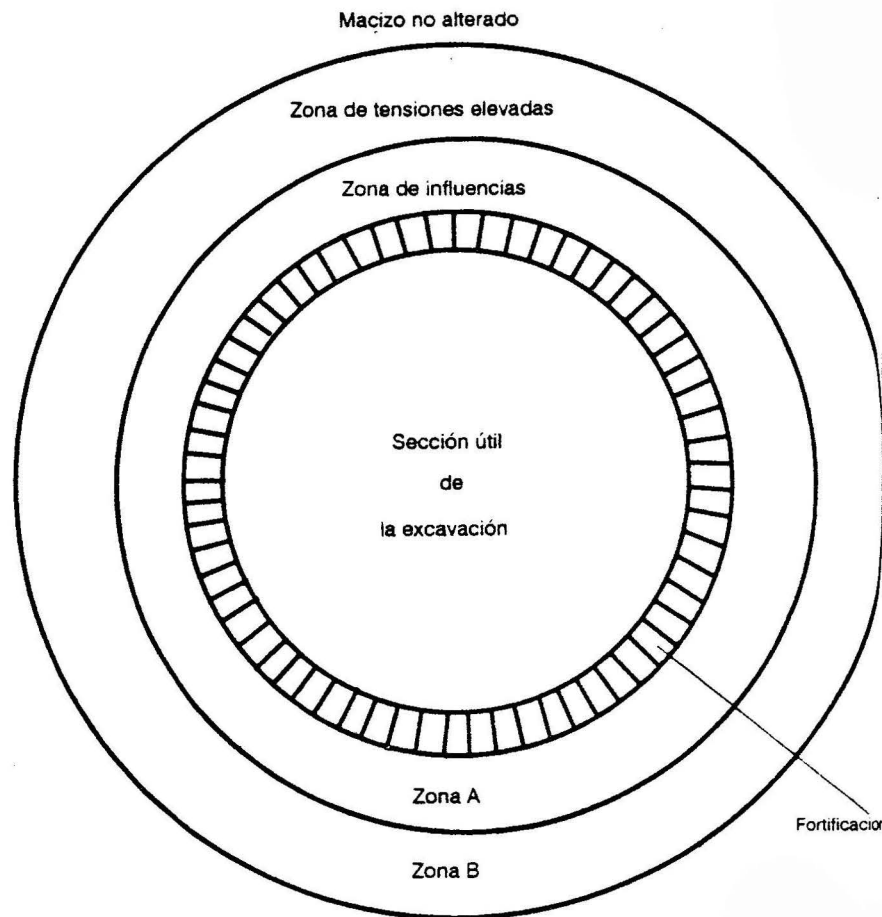


FIGURA VIII.9. Esquema de deformación alrededor de la excavación.

De tal forma el desplazamiento total $U(t)$ que se produce en las rocas del contorno para un tiempo dado se puede calcular a partir de la expresión:

$$U(t) = U_c + \dot{U}(t) \quad (8.67)$$

La dependencia matemática $U(t)$, en la situación que se analiza, se obtiene de la resolución de las ecuaciones siguientes, las que se expresan en un sistema de coordenadas polares.

- Ecuación de equilibrio:

$$\frac{d\sigma R}{dR} + \frac{\sigma R - \sigma \theta}{R} = 0 \quad (8.68)$$

- Condición de deformación conjunta:

$$\frac{d\varepsilon \theta}{dR} + \frac{\varepsilon \theta - \varepsilon R}{R} = 0 \quad (8.69)$$

- Las relaciones entre las tensiones, deformaciones y el tiempo en la zona B.

$$\varepsilon \theta = f_1(\sigma \theta, \sigma R, t) \quad (8.70)$$

$$\varepsilon R = f_2(\sigma \theta, \sigma R, t) \quad (8.71)$$

- La condición de surgimiento de la zona A; se da por la expresión:

$$\sigma \theta - \sigma R = f_3(\sigma R) \quad (8.72)$$

- Una condición similar que describe el proceso de transformación de la roca a un nuevo estado en la zona, se da por la expresión.

$$\sigma \theta - \sigma R = f_4(\sigma R) \quad (8.73)$$

- Expresiones complementarias que caracterizan el proceso de deformación en la zona A, como son: la condición de incompresibilidad de la roca.

$$\varepsilon R + \varepsilon \theta = 0 \quad (8.74)$$

- La expresión del potencial plástico, dada por:

$$\varepsilon\theta = \lambda_0 \quad (8.75)$$

y

$$\varepsilon R = \lambda_0 \left(1 + \frac{df_0}{dR} \right) \quad (8.76)$$

Estas ecuaciones son resueltas por Liberman a partir de las siguientes condiciones límites.

$$\text{Para } R \rightarrow \infty ; \sigma_R = \sigma\theta = \gamma H \quad (8.77)$$

$$\text{Para } R = R_0 ; \sigma_R = P \quad (8.78)$$

Además para el límite entre las zona A y B (dado por el parámetro R_L , se deben cumplir las siguientes condiciones:

Para $R = R_L$ se obtiene:

$$\sigma_R^A = \sigma_R^B \quad (8.79)$$

$$\varepsilon_\theta^A = \varepsilon_\theta^B \quad (8.80)$$

$$\sigma_\theta^B - \sigma_R^B = f_2(R)^B \quad (8.81)$$

Si se analiza el estado tenso-deformacional que se produce en la zona B, se ve que como funciones f_1 y f_2 (en las expresiones 8.70 y 8.71) se pueden emplear ecuaciones elásticas de la teoría de la elasticidad para la resolución de tareas en un plano.

$$\varepsilon_0 = \gamma_0 \frac{1+\mu}{E} [(1-\mu)\sigma_0 - \mu\sigma R] \quad (8.82)$$

y

$$\varepsilon R = \gamma_0 \frac{1+\mu}{E} [(1-\mu)\sigma R - \mu\sigma\theta] \quad (8.83)$$

donde:

γ_0 : parámetro reológico.

Estas expresiones se obtienen de la teoría de la elasticidad, para el cálculo de las deformaciones que se producen en un cilindro de paredes gruesas.

A partir del desarrollo teórico antes formulado Liberman propone calcular el desplazamiento que experimenta la roca en la zona A por las siguientes expresiones:

Para la condición de incompresibilidad

$$U = \frac{1+\mu}{E} \frac{B_1 \gamma H + \sigma c}{B_1 + 2} \left[\frac{2\gamma H - \sigma c}{(B_1 + 2) P} \right]^{\frac{2}{B_1}} \cdot \frac{R_0^2}{R} \quad (8.84)$$

Y para la condición de potencial plástico

$$U = \gamma_0 \frac{1+\mu}{E} \frac{B_1 \gamma H + \sigma c}{B_1 + 2} \left[\frac{2\gamma H - \sigma c}{(B_1 + 2) P} \right]^{\frac{2}{B_1} + 1} \cdot \frac{R_0^{B_1+2}}{R^{B_1+1}} \quad (8.85)$$

donde:

U : desplazamiento total que se produce

R_0 : radio de la excavación al punto analizado

σc : límite de resistencia a compresión

B_1 : coeficiente que considera las propiedades del macizo donde se desarrollan las deformaciones elásticas (zona B), su magnitud se calcula por la expresión:

$$B_1 = \frac{2 \operatorname{sen} \rho_B}{1 - \operatorname{sen} \rho_B} \quad (8.86)$$

B_2 : coeficiente que considera las propiedades en la zona de deformaciones inelásticas (zona A), se calcula por la expresión:

$$B_2 = \frac{2 \operatorname{sen} \rho_A}{1 - \operatorname{sen} \rho_A} \quad (8.87)$$

siendo:

ρ_B y ρ_A : ángulo de fricción interna respectivamente en la zona B y A.

A partir de las expresiones (8.84) y (8.85) se puede calcular el desplazamiento que se produce en el contorno de la excavación, haciendo $R = R_0$ se obtiene para la condición de incompresibilidad.

$$U = \frac{1 + \mu}{E} \frac{B_1 \gamma H + \sigma c}{B_1 + 2} \left[\frac{2\gamma H - \sigma c}{(B_1 + 2) P} \right]^{\frac{2}{B_1}} \cdot R_0 \quad (8.88)$$

Y para condición del potencial plástico:

$$U = \gamma_0 \frac{1 + \mu}{E} \frac{B_1 \gamma H + \sigma c}{B_1 + 2} \left[\frac{2\gamma H - \sigma c}{(B_1 + 2) P} \right]^{\frac{2}{B_1} - 1} \cdot R_0 \quad (8.89)$$

Para la utilización de estas expresiones debe cumplirse la condición:

$$2\gamma H - \sigma c \geq (B_1 + 2) P \quad (8.90)$$

Si esta condición no se cumple la zona de deformación inelástica (zona A) no surge y la distribución de tensiones y el desplazamiento de la roca en tal caso, según Liberman, se describe por las siguientes expresiones:

$$\sigma_\theta = \gamma H + (\gamma H + P) \frac{R_0^2}{R^2} \quad (8.91)$$

$$\sigma_R = \gamma H - (\gamma H + P) \frac{R_0^2}{R^2} \quad (8.92)$$

y

$$U = \frac{1 + \mu}{E} (\gamma H + P) \frac{R_0^2}{R^2} \quad (8.93)$$

Y la expresión que representa la condición de formación de la zona A se escribe de la siguiente forma:

$$2\gamma H \geq \sigma c + (B_1 + 2) P \quad (8.94)$$

Se ve que la parte izquierda representa las tensiones verticales que actúan alrededor de la excavación, en tanto que en la parte derecha de esta expresión están la resistencia a compresión de la roca y la reacción de la fortificación.

De las expresiones 8.84 y 8.85 se deduce que con la disminución de la reacción de la fortificación (P), los desplazamientos en el contorno de la excavación aumentan. Para el caso en que la fortificación ofreciese una reacción muy pequeña o cuando ella no exista, las rocas perturbadas que se encuentran en la zona A pueden derumbarse dentro de la excavación.

Para evitar esto se debe tratar que por lo menos la reacción de la fortificación sea igual al peso del volumen de roca contenido en la zona A, o sea:

$$P = \gamma (R_L - R_0) = \gamma R_0 (\rho_L + 1) \quad (8.95)$$

siendo:

$$\rho_L: \text{coeficiente igual a: } \frac{R_L}{R_0}$$

Si se examina una fortificación de resistencia constante que se supone se instala inmediatamente después del laboreo, (o sea $U_0 = 0$). La resistencia mínima que debe tener la fortificación se calcula a partir del equilibrio que debe existir entre la presión de las rocas en la zona A y la resistencia de la fortificación.

Para ello en la expresión anterior 8.95 se sustituye el valor de ρ_L por el que se obtiene de la siguiente expresión:

$$\rho_L = \left[\frac{2\gamma H - \sigma c}{P(2 + B_1)} \right]^{\frac{1}{B_1}} \quad (8.96)$$

y se obtiene:

$$P = \gamma R_0 \left[\left(\frac{2\gamma H - \sigma c}{P(2 + B_1)} \right)^{\frac{1}{B_1}} - 1 \right] \quad (8.97)$$

Como se ve la función obtenida no es lineal es por esto que para su solución se recomienda utilizar el método de la determinación sucesiva o el de elección.

Con la magnitud de P que se obtiene por esta expresión se entra en las expresiones (8.88 y 8.89) y se pueden determinar los desplazamientos que se producen en el contorno de la excavación, que se denominen U_1 , los cuales indican los mayores desplazamientos que puede soportar la fortificación sin perder sus características tecnológicas.

A partir de esta metodología de Liberman se pueden determinar dos parámetros muy importantes de una fortificación de resistencia constante, como lo son; la resistencia mínima que ella puede tener y la elasticidad que ella debe poseer en dependencia de los desplazamientos esperados.

A partir de este análisis las características mecánicas de la fortificación pueden ser también determinadas. Para ello se construye un gráfico con un sistema de coordenadas $P - U$ (presión-desplazamiento), según el caso que se analice, se construye la dependencia 8.88 u 8.89 y se denomina a la curva obtenida como 1 (ver Figura VII.10).

Posteriormente, utilizando la expresión (8.97), con la que se determinó la reacción mínima que debía tener la fortificación, se construye la curva 2. Esta curva corta a la curva 1 en un punto que se denomina O.

Después se construyen una serie de curvas, las cuales van a representar fortificaciones con diferentes características mecánicas en dependencia de su rigidez. En el gráfico dado se construyen 4 curvas, que se denomina 3, 4, 5 y 6.

Los puntos en los que estas curvas cortan a la curva 1 sirven para determinar los valores de la presión que actúa sobre la fortificación y el desplazamiento de la roca.

Del gráfico (Figura VIII.10) se ve que en dependencia de la rigidez de la fortificación se pueden presentar tres casos.

1ro. Que la rigidez de la fortificación sea de tal magnitud que el punto de intersección de la curva O está por encima del punto O (caso de la curva 3). En este caso la presión que actúa va a ser mayor que la mínima.

2do: Que la rigidez de la fortificación fuese pequeña y que el punto de intersección O esté por debajo del punto O (caso de la curva 4). En este caso la presión inicial que actúa sobre la fortificación va a ser inferior a la mínima, pero posteriormente y debido a la pérdida de estabilidad de la zona destruida ella se hace mayor.

3ro. Que la rigidez de la fortificación analizada sea tal que la intersección de las curvas tenga lugar en el punto O (curva 5) en este caso la presión actuante será igual a la mínima.

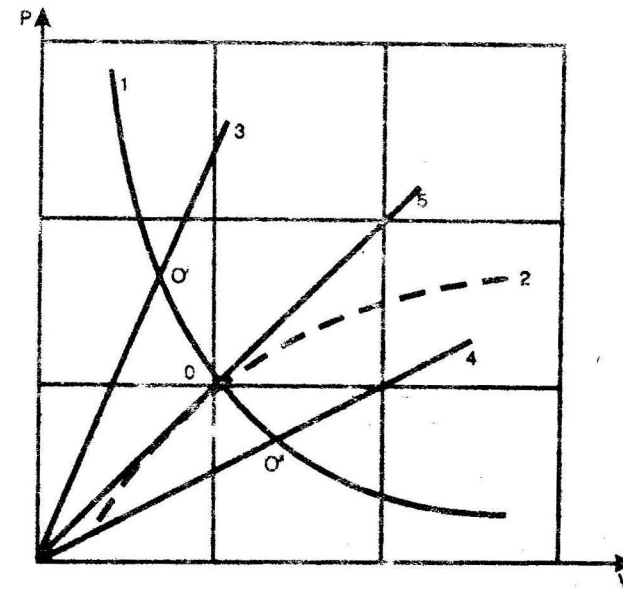


FIGURA VIII.10. Gráfico para la determinación de las características óptimas de la fortificación.

8.2. HIPÓTESIS DE PRESIÓN MINERA PARA EXCAVACIONES VERTICALES

Al igual que para las excavaciones horizontales, en este caso, las hipótesis de presión minera se pueden clasificar en los dos grupos vistos anteriormente: el de carga dada y de intersección macizo-fortificación. Las hipótesis del 1er grupo en la mayoría de los casos se fundamentan en la teoría de cálculo de la pared de apoyo.

Hipótesis de Protodiakonov

Protodiakonov, considerando a la roca como un medio desligado, propone determinar la magnitud de la presión sobre la pared de los pozos de mina a partir de la teoría de presión del terreno sobre la pared de apoyo (ver Figura VIII.11).

Como es conocido la presión sobre la unidad del área se puede calcular por la siguiente expresión:

$$P = \gamma H T g^2 \frac{90 - \rho}{2} \quad (8.98)$$

donde:

γ : masa volumétrica de roca

H : profundidad a la que se realiza el cálculo de la presión

ρ : ángulo de fricción interna de la roca.

Como se conoce las excavaciones verticales por lo general atraviesan diferentes tipos de roca que poseen distintas propiedades; por tal razón para el cálculo de la presión por la expresión anterior es necesario introducir los valores promedios de la masa volumétrica (γ^p) y del coeficiente de fortaleza (f^p) calculándose estos valores por las expresiones.

$$\gamma^p = \frac{\gamma^1 h^1 + \gamma^2 h^2 + \dots + \gamma^n h^n}{h^1 + h^2 + \dots + h^n} \quad (8.99)$$

$$f^p = \frac{f^1 h^1 + f^2 h^2 + \dots + f^n h^n}{h^1 + h^2 + \dots + h^n} \quad (8.100)$$

siendo:

$h_1, h_2, h_3, \dots, h_n$: la potencia de las distintas capas de roca que atraviesa la excavación;

$f_1, f_2, f_3, \dots, f_n$: la fortaleza de las rocas de las distintas capas.

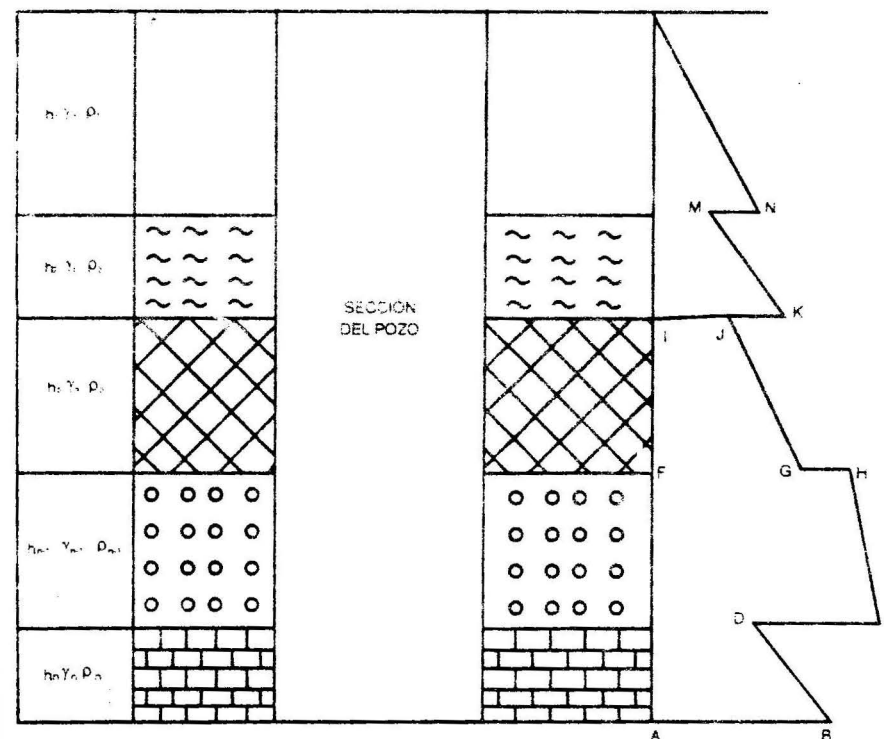


FIGURA VIII.11. Esquema de cálculo de Protodiakonov.

El valor promedio del ángulo de fricción interna se halla por la relación:

$$\rho^{\theta} = aRc \operatorname{Tgf}^p \quad (8.101)$$

El cálculo de la presión minera al emplear la expresión 8.98 da resultados cercanos a los obtenidos experimentalmente en la práctica solamente cuando: la excavación atraviesa un macizo homogéneo, la roca tenga poca ligazón, su fortaleza no excede de cinco, según Protodiakonov y para pequeñas profundidades. Para cualquier otra condición no se debe emplear esta expresión. Como deficiencia más significativa de la hipótesis de Protodiakonov tenemos el hecho de que según la expresión de cálculo siempre va existir presión minera para rocas de cualquier resistencia y para cualquier profundidad. Esto en la práctica no sucede así, ya que en caso de rocas resistentes el pozo, aún sin fortificar, se conserva estable incluso a grandes profundidades.

Hipótesis de Tsimbarevich

Para la determinación de la magnitud de la presión que actúa sobre las excavaciones verticales Tsimbarevich propone tener en cuenta las propiedades físico-mecánicas de cada roca que el pozo atraviesa.

Si se considera que las capas de rocas atravesadas por el pozo tienen, de arriba hacia abajo, una potencia $h_1, h_2, h_3, \dots, h_n$ y una masa volumétrica $\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3, \dots, \gamma_n$ (ver Figura VIII.12)

Entonces la expresión para el cálculo de la presión, basada en la teoría de la presión sobre la pared de apoyo, puede expresarse de la forma siguiente:

$$P_n = \gamma^n \left[\frac{\gamma^1}{\gamma^n} h^1 + \frac{\gamma^2}{\gamma^n} h^2 + \dots + \frac{\gamma^{n-1}}{\gamma^n} h^{n-1} + h^n \right] \lambda \quad (8.102)$$

donde:

λ : coeficiente de empuje lateral, cuya magnitud puede variar en amplios límites, su magnitud para rocas desligadas se puede determinar por la expresión:

$$\lambda = \operatorname{Tg}^2 \frac{90 - \rho}{2} \quad (8.103)$$

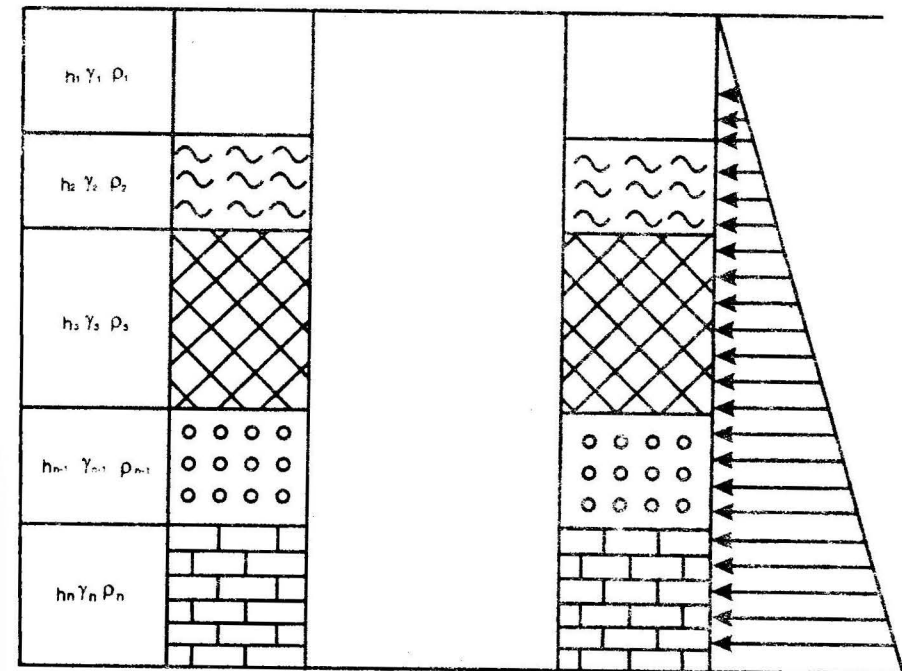


FIGURA VIII.12. Esquema de cálculo de Tsimbarevich.

La expresión (8.102) se puede presentar de la forma siguiente:

$$P_n = \gamma^n (h_0 + h^n) \lambda^n \quad (8.104)$$

donde:

h^n : potencia en la última capa de roca que atraviesa el pozo, lo que se tiene en cuenta para el cálculo;

h_0 : altura referida, que va a estar en función del tramo que yace sobre la capa que se analiza, se expresa:

$$h_0 = \left[\frac{\gamma^1}{\gamma^n} h^1 + \frac{\gamma^2}{\gamma^n} h^2 + \frac{\gamma^3}{\gamma^n} h^3 + \dots + \frac{\gamma^{n-1}}{\gamma^n} h^{n-1} \right] \quad (8.105)$$

La propuesta que se analiza muestra que para la determinación de la magnitud de la presión que actúa en las diferentes capas de rocas es necesario examinar en el pozo distintos prismas de deslizamiento, los que están cargados por las rocas que yacen sobre ellos.

Tsimbarevich construye para las capas diferentes diagramas de tensiones (ver Figura VIII.12). Así por ejemplo para el último tramo n el diagrama debe tener una forma trapezoidal con su base inferior igual a:

$$ab = \gamma^n (h_0 + h^n) \lambda^n \quad (8.106)$$

y la superior :

$$cd = \gamma^n h_0 \lambda^n \quad (8.107)$$

En tanto que para el tramo $n-1$ se obtiene para la base inferior:

$$ce = \gamma^{n-1} (h_0 + h^{n-1}) \lambda^{n-1} \quad (8.108)$$

y para la superior:

$$fg = \gamma^{n-1} h_0 \lambda^{n-1} \quad (8.109)$$

Y así sucesivamente hasta llegar a la primera capa, la 1, que tiene un diagrama de tensiones triangulares cuya base inferior tiene valor:

$$mR = \gamma^1 h^1 \lambda^1 \quad (8.110)$$

Para los casos en que los ángulos de buzamiento sean inclinados y abruptos, la presión habitualmente es mayor esto lo tiene en cuenta Tsimbarevich, al introducir en la fórmula de cálculo un coeficiente corrector w , cuya magnitud según él oscila de 1,1 a 1,5 y entonces:

$$P_{\text{máx}} = w P_{\text{cálculo}} \quad (8.111)$$

Siendo la presión de cálculo la obtenida por la expresión 8.102. Esta hipótesis de Tsimbarevich está fundamentada en la suposición de que la fricción que existe entre los prismas de deslizamiento de las diferentes capas de rocas no va a producir una influencia en la magnitud de los cálculos. Sin embargo, en la realidad entre los diferentes prismas va a existir un alto valor de la fricción, lo que disminuye la presión que actúa en cada prisma.

Otro aspecto a señalar sobre esta hipótesis es que no se tiene en cuenta el paso gradual de las tensiones en los contactos entre capas.

Varios años después de formulada esta primera hipótesis Tsimbarevich propone para el cálculo de la presión una nueva metodología la que a continuación se describe.

La aparición de la presión minera según Tsimbarevich se produce como resultado de la formación alrededor de la excavación de una zona de roca destruida, la cual generalmente se conoce como zona de tensiones reducidas, las características de formación de esta zona están en dependencia de la resistencia de la roca y del carácter del nuevo estado tensional que surge al laborearse la excavación.

Al estudiar la estabilidad de una excavación vertical es posible determinar para cualquier punto situado a su alrededor las tensiones actuantes; según el radio del pozo σR y en una dirección perpendicular a esta dirección $\sigma \theta$.

Las magnitudes de σR y $\sigma \theta$ se calculan por las expresiones:

$$\sigma_R = \frac{\mu}{1-\mu} \gamma H \left(1 - \frac{R_0}{R} \right) \quad (8.112)$$

$$\sigma_\theta = \frac{\mu}{1-\mu} \gamma H \left(1 + \frac{R_0}{R} \right) \quad (8.113)$$

donde:

R_0 : radio de la excavación;

R : distancia desde el centro de la excavación al punto examinado.

Para el caso en que se analice el contorno de la excavación, sea $R = R_0$, se obtiene:

$$\sigma R = 0 \quad (8.114)$$

$$\sigma \theta = \frac{2\mu}{1-\mu} \gamma H \quad (8.115)$$

Y con el empleo de esta expresión (8.115) se puede entrar a evaluar la posible formación alrededor de la excavación de una zona de deformaciones inelásticas con la siguiente expresión:

$$\frac{2\mu}{1-\mu} \gamma H \geq \sigma e \quad (8.116)$$

donde:

σe : límite de elasticidad de la roca a compresión.

Utilizando la expresión anterior se puede definir, para cada capa de roca, la posibilidad o no de formación a su alrededor de una zona de deformación inelástica. En tal caso la magnitud de la presión que actúa en cada capa se puede calcular por la expresión:

$$P = \gamma m Tg^2 \frac{90 - \rho}{2} \quad (8.117)$$

donde:

m : potencia de la capa de roca.

Esta forma de enfrentar la tarea dada por Tsimbarevich se corresponde en muchos casos con la realidad y permite definir en qué sectores del pozo la presión es pequeña o incluso no se manifiesta.

Hipótesis de Fenner-Labass

Sobre la base de esta hipótesis se puede estudiar la interacción entre las deformaciones que se producen en las rocas que rodean al pozo con su fortificación.

Alrededor del pozo se va a formar, según Fenner-Labass, una zona de deformaciones inelásticas y las rocas que están en esa zona (ver Figura VIII.13) pueden desplazarse conjuntamente con la fortificación hacia la sección del pozo.

Más allá de la zona de deformaciones inelásticas, se encuentra la zona de deformaciones elásticas, cuyo límite coincide con el límite de la zona de influencia de la excavación.

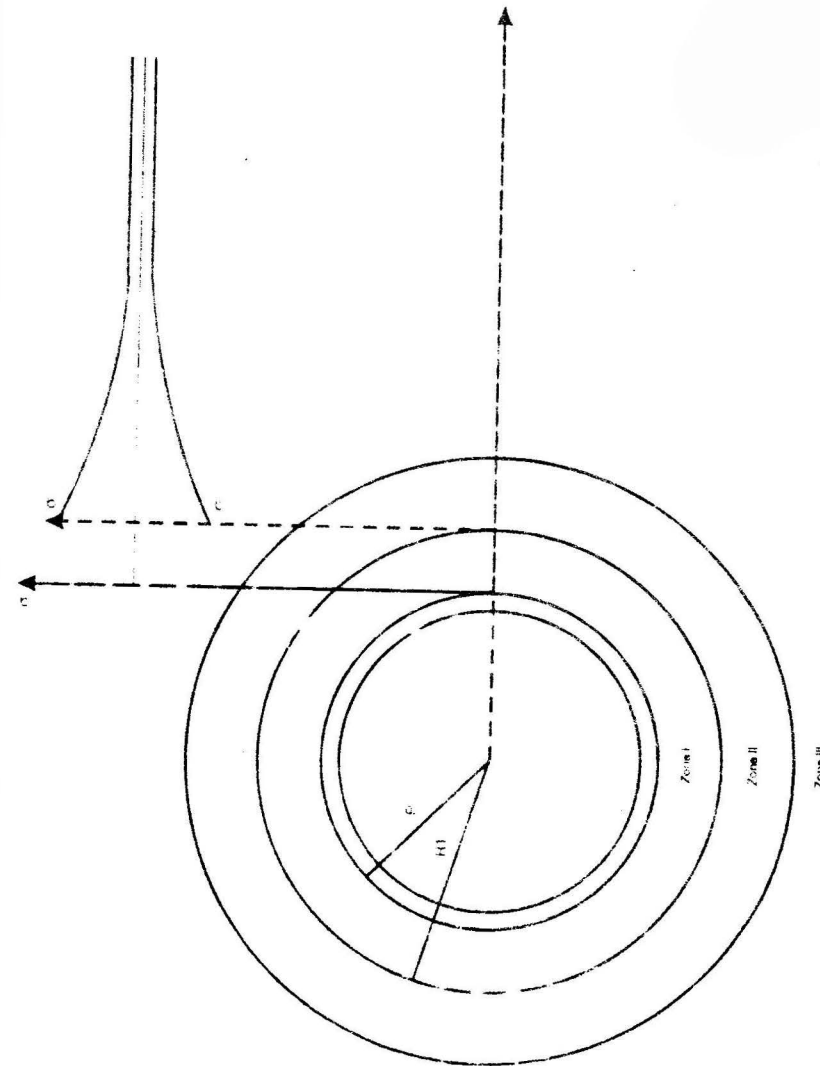


FIGURA VIII.13. Esquema de cálculo de Fenner-Labass.

Labass parte del criterio de que la presión actuante se debe al aumento de volumen que experimenta la roca al fructuarse (en la zona de deformación inelástica). El máximo valor de la presión se alcanzara en el momento inicial en que se produzca este fenómeno.

Para el cálculo de la presión que actúa sobre el pozo en el período de formación de esta zona de roca fracturada, se propone por Fenner-Labass la siguiente expresión:

$$P = \lambda \gamma H (1 - \sin \rho) \left(\frac{R_0}{R_l} \right)^{\frac{2 \sin \rho}{1 - \sin \rho}} \quad (8.118)$$

donde:

R_0 : radio del pozo;

R_l : radio de la zona de deformación inelástica, se puede calcular por la expresión (8.56). *p1242*

La magnitud máxima de la presión, como ya se indicó, se produce en el momento inicial de formación de esta zona de roca fracturada, o sea cuando $R_l = R_0$; entonces la expresión anterior toma el siguiente aspecto:

$$P_{\text{máx}} = \lambda \gamma H (1 - \sin \rho) \quad (8.119)$$

En esta zona de deformación inelástica las tensiones σ_R y σ_θ tienen siguiente valor:

$$\sigma_R = \gamma H \left(\frac{\mu}{1 - \mu} \right) \left(1 - \frac{R_l \sin \rho}{R_0} \right) \quad (8.120)$$

y

$$\sigma_\theta = \gamma H \frac{\mu}{1 - \mu} \left(1 + \frac{R_l \sin \rho}{R_0} \right) \quad (8.121)$$

Basado en estos criterios, Labass recomienda laborear los pozos con eslabones largos, fortificándolos inicialmente con una fortificación temporal que posea una flexibilidad alta, la cual permita la formación de la zona de roca fracturada.

Hipótesis de Ruppineit

Ruppineit en su hipótesis analiza el trabajo común entre la fortificación y las rocas que la rodean, teniendo en cuenta las distintas tecnologías de instalación de la fortificación permanente y sus tipos.

En la Figura VIII.14 se muestra un corte de un pozo durante su laboreo, según este esquema la fortificación permanente se va instalando con un cierto atraso respecto al frente, se toma como promedio una distancia que oscila entre 2 y 4 veces el ancho del pozo; o sea $L = 2 \text{ a } 4 (2R_0)$.

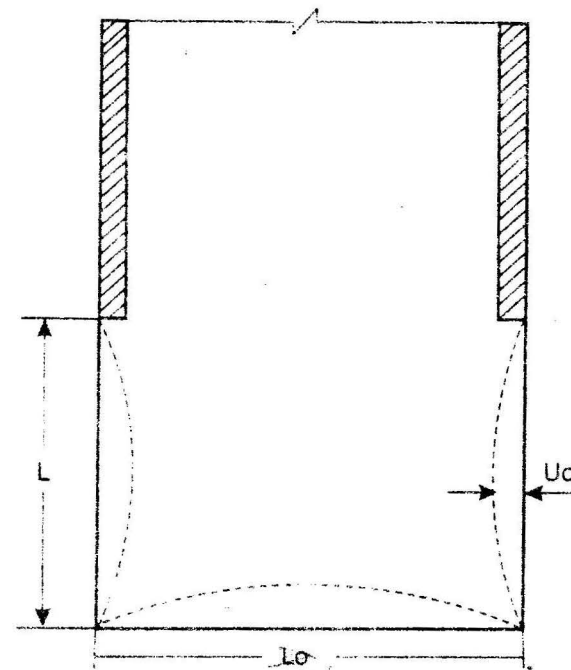


FIGURA VIII.14. Esquema de instalación de la fortificación permanente, según Ruppineit.

Como se conoce en este caso en los laterales del pozo, a medida que se laboreo, van a ir produciéndose deformaciones elásticas instantáneas que se caracterizan por el valor U_0 . La magnitud de estos desplazamientos, según Ruppineit, van a depender de las propiedades de las rocas, del ancho del pozo y de la distancia al frente, *el tiempo de trabajo*

Ruppineit resuelve la tarea planteada para el caso en que se instale una fortificación de hormigón monolítico y que no exista presión inicial.

Él considera que a medida que el hormigón se endurece, crece 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. Él plantea que al final de este proceso el sistema macizo-fortificación adquiere un nuevo estado de equilibrio.

En la Figura VIII.15 se ilustra el carácter del desplazamiento de las paredes del pozo en dependencia de la magnitud de la reacción de la fortificación q ver curva (1). Se designa por σ_0 la tensión que corresponde a una zona no afectada del macizo ($\sigma_0 = \gamma H$).

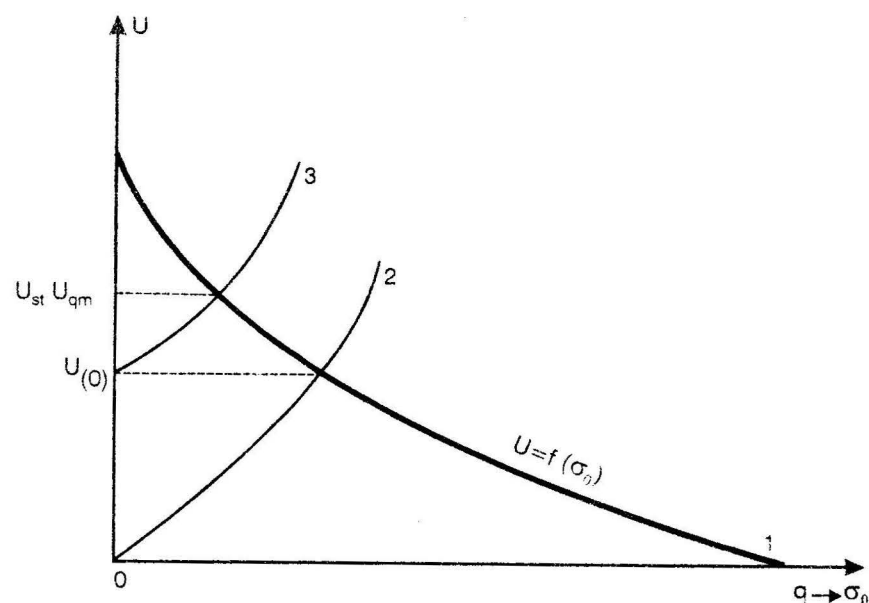


FIGURA VIII.15. Esquema de cálculo de Ruppineit

En esta figura se muestra también la curva (2) que representa el desplazamiento de la fortificación en dependencia de la magnitud de la presión, y la curva (3) que representa el caso más general en que exista un desplazamiento inicial U_0 .

El punto donde las curvas 2 y 3 intersecan a la curva 1 permite, en cada caso, la determinación gráfica de la magnitud de la reacción de la fortificación y del desplazamiento para un estado de equilibrio.

Si se considera el caso más general, o sea, cuando existe desplazamiento inicial, para el cálculo de la magnitud de la presión, Ruppineit parte de la determinación del desplazamiento total (U_t) que se produce en el contorno del pozo por la expresión:

$$U_t = U_0 + U_f \cdot m \quad (8.122)$$

donde:

U_0 : desplazamiento inicial que se produce antes de la instalación de la fortificación;

$U_f \cdot m$: desplazamiento conjunto macizo-fortificación.

El desplazamiento total que sufren las rocas del contorno del pozo (U_t) depende de una serie de factores, siendo los principales: magnitud de la presión actuante; propiedades de las rocas, en particular sus características de resistencia y reológicas, y las dimensiones del pozo. En tanto que la magnitud del desplazamiento inicial (U_0) depende fundamentalmente del momento en que se instale la fortificación, distancia de ella al frente de trabajo y características de resistencia de la roca entre otros.

Para el cálculo de la magnitud de la presión Ruppineit propone la siguiente expresión:

$$P = \sigma_0 - Rc \left\{ 1 + \log \frac{2G}{Rc} \left[\frac{P \cdot R_0}{G \delta} \left(\frac{1}{Ef} + Co \right) + \frac{\sigma_0}{2G} \right] \right\} \quad (8.123)$$

donde:

Rc : resistencia límite de la roca

R : radio del pozo después de fortificado (radio útil)

G : módulo de elasticidad de 2do orden (a torsión)

δ : espesor de la fortificación de hormigón.

E_f : módulo de elasticidad promedio del hormigón utilizado

Co : parámetro del hormigón, según Ruppneit.

$$Co = 0,9 - 10,8 \text{ MPa}$$

Este método, propuesto por Ruppneit, tiene entre sus aspectos positivos el hecho de que se tienen en cuenta las características de resistencia de la roca, y parcialmente las reológicas y la tecnología de instalación de la fortificación, además el tiempo que esto demora en hacerse.

Metodologías de cálculo basadas en trabajos experimentales

La carencia de métodos teóricos que permitan con la suficiente confiabilidad realizar el cálculo de la presión que actúa sobre los pozos y teniendo en cuenta la enorme importancia de estas excavaciones, ha conducido a que diferentes centros de investigación, institutos, empresas, etcétera, sobre la base de un gran cúmulo de trabajos experimentales realizados en una determinada zona o país, propongan una metodología de cálculo que permite determinar la presión minera con suficiente precisión, como es lógico, siempre y cuando esta metodología se aplique en condiciones similares a las que sirvieron de base para su obtención.

Una de estas metodologías para el cálculo de la presión es la propuesta por el VNIMI de San Petersburgo, Rusia, la que se pasa a examinar.

Es un método que se basa, como ya se dijo, en los resultados obtenidos de un gran volumen de mediciones efectuadas en varias cuencas mineras de la antigua URSS (la del Don, los Urales, Karaganda y otras) y se recomienda emplear para condiciones similares a los que se investigaron.

Las premisas de las que se parte son: el diámetro de la excavación no debe ser mayor que 8 m y el flujo de agua no exceda de 8 m³/h.

El modo de realización de los cálculos que se propone es el siguiente:

- Se comprueba la estabilidad de los lados de la excavación calculando la profundidad H , a la cual la roca pasa a un estado inestable.

$$H = \frac{Kd Rc}{2\eta\gamma v} \quad (8.124)$$

donde:

Hd : coeficiente de debilitamiento estructural;

Rc : resistencia lineal a compresión,

η : coeficiente adimensional de concentración de tensiones (para intersecciones $\eta = 6$, para el resto de la excavación $\eta = 3$);

γv : masa volumétrica de las rocas.

Si la profundidad a que se está haciendo el análisis es mayor que H , entonces existirá acción de la presión.

- La presión normativa se da para excavaciones de 6 m de diámetro útil en la Tabla 27.

TABLA 27. Valores de la carga normativa promedio

Profundidad m	Carga normativa promedio - P_n , t/m ²			
	Sobre una fortificación de hormigón en caso de esquemas sucesivos y paralelos de labores		Sobre una fortificación monolítica con hormigón de rápido endurecimiento y esquema conjunto de laboreo	
	Para ángulo de buzamiento de hasta 30°	Para ángulo de buzamiento > 30°	Para ángulo de buzamiento ≤ 30°	Para ángulo de buzamiento > 30°
De 400 m	5	6	7	9
De 400 a 800	7	9	11	13
De 800 a 1 200	8	10	13	15

- Para el caso en que la excavación tenga un diámetro diferente a 6 m, se recomienda aumentar o disminuir el valor obtenido de la carga normativa por la tabla anterior en un 5 % por cada metro de variación del diámetro. En correspondencia con esto, la carga normal - P_n se puede calcular por la expresión:

$$P_n = [1 + 0.05 (D - 6)] P_n \quad (8.125)$$

La carga máxima de cálculo se recomienda calcular por la expresión:

$$P_{\text{máx}} = n_1 n (1 + 3v) P_n [(1 + 0,05 (D - 6))] \quad (8.126)$$

donde:

- n_1 : coeficiente adicional que se toma para condiciones normales de trabajo igual a 0,67, para intersecciones igual a la unidad y para el caso de rocas movedizas, igual a 1,34.
- n : coeficiente de sobrecarga, se toma de 1,5.
- v : coeficiente adimensional que tiene en cuenta la distribución irregular de la presión por el contorno de la excavación, depende tanto de los factores ingeniero-geológicos, como de los tecnológicos; varía de 0,3 a 0,9. Se recomienda obtener por vía experimental.

Esta metodología de cálculo propuesta por el VNIMI, da resultados cercanos a los reales siempre y cuando se emplee en las condiciones previstas.

CAPÍTULO IX

MÉTODOS EXPERIMENTALES PARA EL ESTUDIO DE LA PRESIÓN MINERA

Los métodos experimentales para el estudio de la presión minera se dividen en dos grandes grupos.

- Métodos experimentales de laboratorio.
- Métodos experimentales en condiciones naturales.

0.1. MÉTODOS EXPERIMENTALES DE LABORATORIO

Estos métodos de investigación en muchas ocasiones son utilizados para relacionar los resultados obtenidos teóricamente con los obtenidos directamente en condiciones naturales, además ellos de por sí solo poseen un significado independiente, ya que permiten describir el mecanismo del proceso de deformación en las rocas que rodean a las excavaciones.

Entre los métodos de laboratorio más utilizados para el estudio de la presión minera se pueden mencionar los siguientes:

- Método de modelación con el empleo de materiales equivalentes.
- Método de modelación centrífuga.
- Método combinado.
- Otros métodos de modelación.

Método de modelación con el empleo de materiales equivalentes

Este método se puede emplear para la investigación de una serie de aspectos relacionados con el fenómeno de aparición y manifestación de la presión minera en: los frentes de arranque y excavaciones preparatorias durante la explotación de yacimiento; en excavaciones subterráneas durante el desplazamiento y deformación de las rocas del contorno, hinchazón del piso y otros procesos físicos que se producen en el macizo a causa de los trabajos que en él se realizan.

El estudio de los aspectos antes mencionados por la vía analítica o directamente en el macizo está ligado a grandes dificultades, por lo que el método de modelación posee en estos casos un gran significado.

✱ La esencia del método de modelación con materiales equivalentes consiste en lo siguiente: Se prepara un modelo con un material dado, en el cual sin falta se conserve la semejanza geométrica, cinemática y dinámica, en este modelo se ejecuta, a similitud de la situación natural, el fenómeno que se quiera modelar.

La semejanza geométrica se obtiene si todas las dimensiones del modelo en su conjunto y de sus elementos por separado se diferencian en un número dado de las dimensiones del sistema natural estudiado.

La semejanza geométrica se puede representar por la siguiente relación:

$$\frac{L}{l} \alpha_L \quad (9.1)$$

donde:

L : dimensión en el natural

l : dimensión en el modelo

α_L : escala de modelación geométrica.

La semejanza cinemática plantea que las partículas equivalentes, por su posición en el modelo y en la naturaleza, se desplacen por una trayectoria geométrica equivalente, pasando por tramos equivalentes en intervalos de tiempo que se diferencian por un número constante.

La semejanza cinemática se expresa por la siguiente relación:

$$\frac{T}{t} = \alpha_t \quad (9.2)$$

donde:

T : tiempo transcurrido en el natural

t : tiempo transcurrido en el modelo

α_t : escala de modelación cinemática.

Para alcanzar la semejanza dinámica es necesario que la masa de las partículas dispuestas, equivalentemente, en la naturaleza y el modelo se encuentren relacionadas mediante un número constante.

La semejanza dinámica se expresa por la siguiente relación:

$$\frac{M}{m} \alpha_m \quad (9.3)$$

donde:

M : masa en el natural

m : masa en el modelo

α_m : escala de modelación dinámica.

Si en la expresión (9.3) la masa se sustituye por su densidad y volumen se obtiene:

$$\alpha_m = \frac{M}{m} = \frac{\rho_N \cdot L^3}{\rho_M \cdot l^3} = \frac{\rho_N}{\rho_M} \cdot \alpha_L^3 \quad (9.4)$$

donde:

ρ_N : densidad del medio natural

ρ_M : densidad del material del modelo.

La relación entre las fuerzas que actúan realmente (en el natural) y las que actúan en el modelo se pueden relacionar por la expresión:

$$\alpha_F = \frac{F}{f} = \frac{M \cdot A}{m \cdot a} \quad (9.5)$$

donde:

F : fuerza que actúa en el natural

f : fuerza que actúa en el modelo

pero:

$$\frac{A}{a} = \frac{L/T^2}{l/t^2} \quad (9.6)$$

Si en la expresión 9.5 se sustituyen los valores de M/m y A/a de las expresiones 9.4 y 9.6 se obtiene la siguiente relación.

$$\alpha_F = \frac{\rho_N \cdot L^3 \cdot L}{T^2} / \frac{\rho_M \cdot l^3 \cdot l}{t^2} \quad (9.7)$$

expresión que también se puede escribir de la siguiente forma:

$$\frac{F}{\rho_N \cdot L^2 \cdot V^2} = \frac{f}{\rho_M \cdot l^2 \cdot v^2} = idem \quad (9.8)$$

La relación anterior se denomina número de Newton y expresa el criterio fundamental de equivalencia dinámica entre las condiciones naturales y el modelo.

De tal forma, los elementos en movimiento de dos sistemas equivalentes se encontrarán ligados por una determinada relación, la cual posee para todos los puntos equivalentemente dispuestos igual valor. Esta relación también se denomina primer criterio de semejanza.

La expresión 9.8 se puede escribir también sustituyendo las velocidades por las aceleraciones, o sea:

$$\frac{F}{\rho_N \cdot L^3 \cdot A} = \frac{f}{\rho_M \cdot l^3 \cdot a} = idem \quad (9.9)$$

Debido a que en la mayoría de los procesos que ocurren en el macizo relacionados con la manifestación de la presión minera, interviene la fuerza de gravedad, es recomendable sustituir la aceleración por la gravedad g , o sea:

$$\rho_N \cdot A = \rho_N \cdot g = \gamma_N \quad (9.10)$$

$$\rho_M \cdot a = \rho_M \cdot g = \gamma_M \quad (9.11)$$

siendo:

γ_N : masa volumétrica del macizo

γ_M : masa volumétrica del material del modelo.

Si se designa a la relación F/L^2 por N_M y a la relación f/l^2 por N_m y se sustituyen en la expresión (9.9) se obtiene:

$$\frac{N_M}{\gamma_N \cdot L} = \frac{N_m}{\gamma_M \cdot l} = K = inv \quad (9.12)$$

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.

La expresión 9.12 se conoce también como el segundo teorema de semejanza y fue propuesta por Federman y Buckingham en la segunda década del presente siglo.

En la expresión 9.12 la magnitud N puede expresar distintas características del macizo (naturaleza) y modelo, que tengan las dimensiones de fuerza entre área, como por ejemplo magnitud de la presión, campo tensional, límites de resistencia, módulo de deformación (elasticidad) y fuerza de cohesión.

A partir del criterio de semejanza obtenido se pueden definir las principales exigencias que debe cumplir el modelo.

En el caso en que el modelo se haga de un material similar al natural se obtiene que:

$$N_N = N_M \quad (9.13)$$

y

$$\gamma_N = \gamma_M \quad (9.14)$$

Pero se conoce que la dimensión del modelo siempre es menor que el natural, o sea:

$$l < L \quad (9.15)$$

Por lo que en tal caso la expresión 9.12 no se cumpliría. Para que se cumpla dicha condición es necesario que se produzca una de las dos variantes siguientes:

$$N_N = N_M \quad y \quad \gamma_N \neq \gamma_M$$

o

$$N_N \neq N_M \quad y \quad \gamma_N = \gamma_M$$

En la primera de ellas a partir de la expresión 9.12 se obtiene

$$\gamma_M = \gamma_N \frac{L}{l} \quad (9.16)$$

O sea, aquí la masa volumétrica real del material de que se hace el modelo γ_M se debe sustituir por una masa volumétrica ficticia γ_M' que satisfaga la expresión 9.16. Como esta masa volumétrica es ficticia puede utilizarse cualquier fuerza volumétrica y en particular la fuerza producida por la centrífuga, o sea, siguiendo esta variante se entra en el método de modelación centrífuga que se estudia más adelante.

Para la 2da variante a partir de la expresión 9.12 se obtiene:

$$N_M = \frac{l \gamma_M}{L \gamma_N} N_N \quad (9.17)$$

Aquí conociendo las características mecánicas del material en el natural (N_N) y conociendo las relaciones l/L y γ_M/γ_N se pueden obtener las características mecánicas del material del modelo (N) que son necesarias para garantizar la semejanza entre modelo y el natural. O sea en este caso se trata del método de Modelación con materiales equivalente.

Para la modelación del proceso de manifestación de la presión minera el material debe ser elegido a partir del criterio de cumplir la condición anterior (expresión 9.17).

En calidad de características fundamentales por las que se elige el material que se debe utilizar pueden tomarse aquellas que desempeñan un papel esencial en el fenómeno estudiado.

Durante el estudio de los procesos de deformación y destrucción de las rocas y excavaciones subterráneas muy a menudo se emplea la teoría de resistencia de Mohr, en la cual los parámetros que intervienen son: Resistencia del material a compresión y tracción Rc y Rt , fuerza de cohesión c y ángulo de fricción interna P .

En esta situación para que se cumpla la condición de semejanza deben tenerse en cuenta las siguientes igualdades:

$$Rc \cdot m = \frac{l}{L} \cdot \frac{\gamma_M}{\gamma_N} \cdot Rc \cdot N \quad (9.18)$$

$$Rt \cdot m = \frac{l}{L} \cdot \frac{\gamma_M}{\gamma_N} \cdot Rt \cdot N \quad (9.19)$$

$$C_M = \frac{l}{L} \cdot \frac{\gamma_M}{\gamma_N} \cdot C_N \quad (9.20)$$

$$Tg \rho_M = Tg \rho_N \quad (9.21)$$

Para el caso en que se quieren modelar procesos de deformación elástica se deben cumplir las siguientes igualdades:

$$E_M = \frac{l}{L} \cdot \frac{\gamma_M}{\gamma_N} \cdot E_N \quad (9.22)$$

$$\mu_M = \mu_N \quad (9.23)$$

Y para el caso en que se quiera modelar procesos de deformación plástica teniendo en cuenta todo el posible diapazón de tensiones (desde la inicial hasta la de destrucción) y sin tener en cuenta el factor tiempo debe cumplimentada la siguiente condición:

$$\varepsilon_{p \cdot M} = \frac{(\varepsilon_e + \varepsilon_p) M}{(\varepsilon_e + \varepsilon_p) N} \cdot \varepsilon_{p \cdot M} \quad (9.24)$$

donde:

ε_p : deformación plástica

ε_e : deformación elástica.

Además de las expresiones 9.18 a 9.24 las que determinan las características mecánicas y deformaciones de las distintas capas de rocas que componen el modelo, es necesario garantizar la semejanza en las condiciones iniciales y límites.

El modelo debe ser una copia disminuida del proceso que en lo real se estudia (expresión 9.1), teniéndose en cuenta la profundidad a que esta la excavación. Por tal razón, en los casos en que debido a las dimensiones del modelo no se puedan representar en él todas las demás capas, se modelan observando las relaciones (9.18 a 9.24) con el empleo de la carga artificial del modelo; esto se puede lograr colocando pesos sobre el modelo.

Como materiales para la preparación de los modelos se utilizan: arena común, sílica, parafina, veta, vaselina sólida y otros, los cuales deben cumplir una serie de condiciones mínimas. Por ejemplo, la arena debe ser limpia sin partículas arcillosas con dimensiones de sus granos entre 0.12 - 0.20 mm para modelos pequeños y de 0.30 - 0.85 mm para modelos grandes.

La forma en que se determina la composición del modelo se ve a continuación mediante un ejemplo: Se supone que a partir de la tarea a resolver y teniendo en cuenta que la escala geométrica de modelación a utilizar es de 1:100, como materiales para la elaboración del modelo se elige una mezcla de parafina, arena y cemento.

A partir de esto se puede determinar la relación entre las masas volumétricas del modelo y el natural, por ejemplo se toma $\gamma_M / \gamma_N = 0,6$.

Conociendo las características de resistencia y masa volumétrica de la roca que se quiere modelar, por ejemplo:

$$Rc \cdot N = 60 \text{ MPa}$$

$$Rf \cdot N = 8,2 \text{ MPa}$$

$$\gamma_N = 2,3 \text{ g/cm}^3$$

Se pueden obtener las magnitudes de dichas características para el modelo al utilizar las expresiones ya vistas o sea:

$$Rc \cdot M = \frac{1}{L} \cdot \frac{\gamma_M}{\gamma_N} \cdot Rc \cdot N = \frac{1}{100} \cdot 0,6 \cdot 60 = 0,36 \text{ MPa}$$

$$Rf \cdot M = \frac{1}{L} \cdot \frac{\gamma_M}{\gamma_N} \cdot Rf \cdot N = \frac{1}{100} \cdot 0,6 \cdot 8,2 = 0,49 \text{ MPa}$$

$$\gamma_M = 0,6\gamma_N = 0,6 \cdot 2,3 = 1,37 \text{ g/cm}^3$$

Una vez que se conocen los materiales de que se compone el modelo y las propiedades que dicho modelo debe tener se pasa a calcular la cantidad que se necesita de cada material para conformar las distintas capas del modelo.

Para ello se puede utilizar el método de diagrama triangular (ver Figura IX.1).

Como base para la construcción de este diagrama está la propiedad de los triángulos equiláteros, que plantea lo siguiente: La suma de todos los trazos perpendiculares a los lados del triángulo que se hagan desde un punto situado dentro de él será igual a su altura.

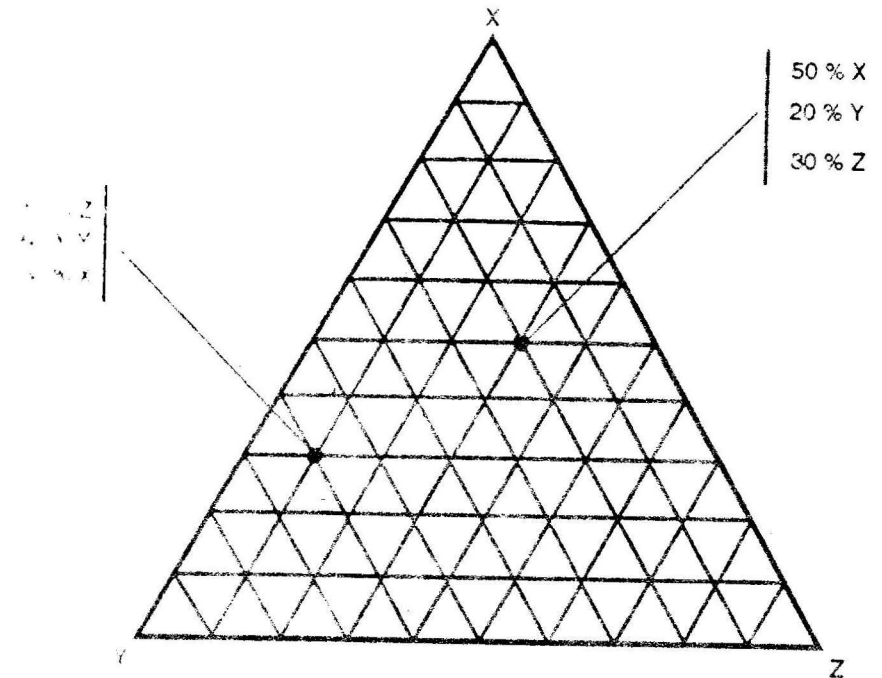


FIGURA IX.1. Esquema del diagrama triangular para el cálculo de la composición del modelo.

De tal forma si cada vértice del triángulo representa un componente del modelo, haciendo la altura del triángulo igual al 100 % se puede obtener el porcentaje de cada parte componente.

Para ello inicialmente se deben construir varios diagramas auxiliares, en los que se analizan diferentes propiedades del material del modelo obtenidas en forma experimental, para diferentes composiciones del material equivalente.

Por ejemplo en este caso ver Figura IX.2

Se construyen diagramas, donde con la utilización de isolíneas, se representan los límites de la resistencia a compresión σ_c , flexión σ_f y la magnitud de la masa volumétrica γ .

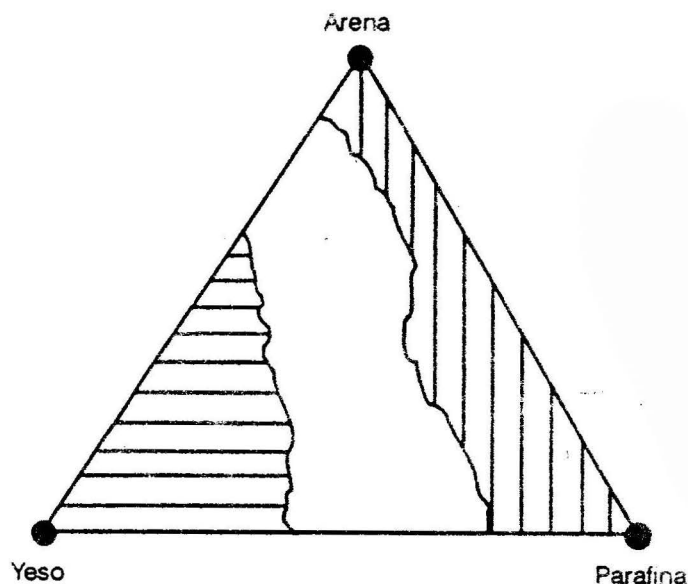


FIGURA IX.2. Diagramas auxiliares para la determinación de la composición del material equivalente.

En cada uno de estos diagramas se obtienen sectores que no son válidos para la obtención del material equivalente; por ejemplo los sectores rayados horizontalmente representan una situación en la que se obtiene una consistencia líquida del material (ver Figura IX.2), en tanto que los sectores rayados verticalmente representan un material muy seco. En estos casos sólo el sector no rayado se considera factible de análisis para la elección de la composición del material equivalente.

Hecho esto se aligera la elección de la composición, la que se puede variar según las características deseadas en el modelo, como es lógico dentro de los límites del sector considerado apto.

Por ejemplo para ilustrar aún más la forma de proceder. A partir de la Figura IV.2 se obtiene el sector dado como utilizable, esto se refleja en el diagrama de la Figura IV.1 y dentro de dicho sector se elige, marcando con un punto la mezcla a utilizar; para el punto 1 la composición sería: Un 20 % de

arena, un 40 % de parafina y un 40 % de yeso, en tanto que para el punto 2 sería un 40 % de arena, un 20 % de parafina y un 40 % de yeso.

Este método de modelación con materiales equivalentes a pesar de las posibilidades que ofrece es poco empleado en nuestro país, en la actualidad según se conoce sólo se emplea en los laboratorios de mecánica de roca del CIPINMM y del ISMM.

Método de modelación centrífuga

Al igual que el método de modelación con materiales equivalentes este método en lo fundamental se emplea para el estudio del proceso de manifestación de la presión minera, aunque también es empleado para el estudio de la estabilidad de Taludes, asentamiento de construcciones entre otras tareas.

★ El método consiste en que el modelo que representa a la zona del macizo estudiado, hecho con una determinada escala geométrica, se coloca en la centrífuga y debido al giro constante de dicho modelo, se carga por las fuerzas volumétrica de inercia, lo cual le da al modelo una masa volumétrica ficticia que posibilita el cumplimiento de la expresión 9.16, o sea:

$$\gamma_M = \gamma_m \frac{L}{l} \quad (9.25)$$

Según este método para la preparación del modelo se pueden emplear los mismos materiales que tenemos en la naturaleza, lo que trae consigo una serie de ventajas sobre el método visto anteriormente. Registrando las deformaciones y las tensiones que se producen en los diferentes puntos del modelo se puede estudiar la regularidad de los distintos procesos que ocurren en él y a partir de esto establecer los principales parámetros técnico-mineros de los objetos de obras y construcciones que se analizan.

Para garantizar que se cumpla la expresión 9.16 la masa volumétrica ficticia del material (γ_M) del modelo debe ser n veces mayor que la real (γ_m) con vista a compensar la diferencia de dimensiones que existe entre el modelo (l) y lo real (L).

Para complementar lo anteriormente señalado (lograr un valor dado de γ_M) el modelo debe girar en la centrífuga con una aceleración Ac que sea

n veces mayor que la aceleración g de la gravedad, o sea la escala η para la modelación centrífuga se obtiene de la relación siguiente:

$$\eta = \frac{Ac}{g} \quad (9.26)$$

La magnitud de la aceleración total Ac que se produce en la centrifuga se puede calcular por la expresión:

$$Ac = \sqrt{g^2 + (\omega^2 R)^2} \quad (9.27)$$

donde:

g : aceleración de las fuerzas de gravedad

ω : velocidad angular de giro en la centrifuga

R : distancia del punto examinado del eje de giro.

Sustituyendo en la expresión (9.16) la aceleración L/l se obtiene:

$$\gamma_M = \gamma_N \cdot \eta = \gamma_N \cdot \frac{Ac}{g} \quad (9.28)$$

Sustituyendo el valor obtenido de Ac y resolviendo:

$$\gamma_M = \gamma_N \cdot \frac{\sqrt{g^2 + \omega^2 R^2}}{g} \quad (9.29)$$

Determinada la escala de modelación:

$$\eta = \frac{Ac}{g} = \sqrt{\frac{\omega^2 R^2}{g^2} + 1} \quad (9.30)$$

Se puede determinar la velocidad angular de giro ω que se le debe dar a la centrifuga para garantizar la semejanza planteada, o sea se obtiene:

$$\omega = \sqrt{\frac{g}{R}} \cdot \sqrt{n^2 - 1} \quad (9.31)$$

La modelación centrífuga del proceso de manifestación de la presión minera presenta una serie de dificultades, como son:

- Las máquinas centrífugas están en condiciones de satisfacer una escala de modelación que oscila de 100 a 250, a partir de esto y tomando en consideración que la altura de los modelos puede ser de hasta 0,5 - 0,6 m, se llega a la conclusión de que la profundidad de modelación por este método se limita de 150 m - 200 m.
- Un aumento de la velocidad de giro en la centrifuga debe ir acompañado, por razones constructivas, de una disminución de las dimensiones del modelo, lo que trae consigo un aumento de la escala de modelación.

Por las razones antes expuestas no es posible por este método, modelar situaciones que se encuentren a profundidades mayores que las señaladas, en tales casos se debe pasar a una combinación de este método con el anteriormente visto (de materiales equivalentes), con el consiguiente acomplejamiento de la tarea y posibilidad de que se produzcan errores complementarios durante las mediciones.

Método combinado de modelación

Anteriormente se ha mencionado la posibilidad de que durante la modelación centrífuga en lugar de usar modelos hechos a base del material natural se usan materiales equivalentes, o sea se presenta el caso en que:

$$N_M \neq N_N \quad \text{y} \quad \gamma_M \neq \gamma_N$$

y en tal situación en lugar de la expresión (9.16)

$$\gamma_M = \gamma_N \cdot \frac{L}{l}$$

para la resolución de la tarea se emplea la expresión (9.12) que caracteriza el 2do criterio de semejanza, o sea:

$$N_M = \frac{\gamma_M \cdot l}{\gamma_N \cdot L} \cdot N_N$$

En dicha expresión:

$$\frac{l}{L} = \frac{1}{\sigma L} = \frac{1}{\eta} \quad (9.32)$$

y se conoce de la expresión (9.28) que:

$$\gamma_M' = \gamma_N \cdot \eta = \gamma_N \cdot \frac{Ac}{g}$$

Por lo que para este caso de modelación centrífuga utilizando materiales equivalentes se obtiene (sustituyendo en la expresión 9.12 las relaciones l/L y γ_M/γ_N , obtenidas anteriormente) la siguiente expresión:

$$N_M' = \frac{1}{R} \cdot \eta \cdot N_N^1 \quad (9.33)$$

o sea:

$$N_M' = N_N$$

Lo que indica que las diferentes características mecánicas del modelo y de lo natural (macizo) durante este método de modelación son iguales, o sea: $Rc_M = Rc_N$; $EM = EN$; $CM = CN$ etcétera.

Este método combinado de modelación ha recibido alguna difusión particularmente a la hora de modelar el proceso de interacción macizo-fortificación.

Como es lógico suponer este método exige una gran precisión en las diferentes mediciones y en la elección de la composición del material equivalente y de sus cantidades componente.

Otros métodos de modelación

Se pueden mencionar los siguientes:

- El método de la analogía eléctrica, que se basa en la analogía que existe entre el flujo de agua 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.
- El método fotoelástico ya analizado como forma de estudio del estado tensional que se produce alrededor de una excavación.
- El método de modelación térmica que se fundamenta en la semejanza de los parámetros de este proceso entre el modelo y lo real.

9.2. MÉTODOS EXPERIMENTALES EN CONDICIONES NATURALES

La investigación en condiciones naturales, del fenómeno de aparición y manifestación de la presión minera tiene un gran significado, ya que con su empleo se obtiene con mayor aproximación el cuadro de lo que realmente sucede en la zona del macizo rocoso que rodea a las excavaciones y distintas obras subterráneas.

Durante el estudio *in situ* del sistema macizo-excavación (fortificación), el trabajo puede encaminarse en las siguientes direcciones.

- Estudio del estado tensional que se produce en la zona del macizo la cual rodea la excavación y características del proceso de redistribución y su magnitud.
- Proceso de interacción macizo - fortificación
- Determinación de los desplazamientos que experimentan las rocas que rodean las excavaciones.

Los métodos de estudio *in situ* del estado tensional, ya fueron examinados en detalle, por lo que se pasa a hacer el análisis de las dos restantes direcciones de trabajo.

Estudio del proceso de interacción macizo-fortificación

La tarea fundamental que se enfrenta durante la investigación *in situ* del proceso de interacción macizo-fortificación es la determinación de la carga actuante, aunque también se estudia el desplazamiento y deformación de la fortificación en su conjunto o el de sus elementos.

Para la resolución de las tareas planteadas son utilizadas diferentes equipos e instrumentos que convencionalmente pueden dividirse en dos grupos.

- Equipos e instrumentos destinados a medir la fuerza y tensiones.
- Equipos para medir la deformación y el desplazamiento de la fortificación y de sus elementos.

En el primer grupo se incluyen los equipos e instrumentos destinados a medir la carga, concentrada o distribuida, que actúa sobre la fortificación y sus elementos y para la determinación de las tensiones que en ellos se producen.

En tanto que en el segundo grupo se encuentran una serie de equipos e instrumentos de medición, tales como: deformómetros de distintos tipos, niveles, equipos fotogramétricos, cintas métricas, apoyos corredizos de medición y otros.

A la hora de seleccionar el método de medición y el equipamiento a utilizar para la resolución de una tarea concreta deben tenerse en cuenta las siguientes recomendaciones:

- La precisión de las instalaciones y equipos de medición, incluyendo los captadores, registradores y amplificadores, deben encontrarse en un rango de un 10 a un 30 % del error permisible máximo.
- Las características mecánicas del instrumentos o equipo utilizado deben ser tales que introduzcan una desviación mínima al proceso que se estudia, por ejemplo durante la medición de la carga sobre la fortificación, es necesario tratar de emplear en calidad de elementos elásticos, aquellos que sean lo más similares posibles a los que se utilizan en la fortificación lo que conduce a la disminución o eliminación de posibles alteraciones del proceso que se estudia.
- Las características de explotación del equipo o instrumentos que se emplean debe satisfacer en lo posible la realización del experimento en las condiciones previstas y en el tiempo programado.

Determinación de la carga sobre la fortificación

La medición de la carga sobre la fortificación generalmente se efectúa en fortificaciones tipo cuadro, sin embargo en ocasiones estas mediciones son también realizadas en fortificaciones continuas.

Para la medición de la carga sobre la fortificación de cuadro se elige un tramo de excavación de 20 - 30 m de longitud, tomando de dicho tramo 4 o 5 cuadros de fortificación situados entre sí a 5-6 m e instalando en ellos por todo su perímetro dinamómetros. El número de dinamómetros que se coloca por el perímetro de la fortificación debe ser el mayor posible, así se podrá obtener además de la magnitud de la carga su distribución más exacta.

Para el caso de fortificación continua se procede de igual forma colocando dinamómetros en sectores de la fortificación situados entre sí a 5 o 6 m.

Para realizar estas mediciones se pueden emplear dinamómetros de distintos tipos, según su principio de funcionamiento: hidráulicos, neumáticos, eléctricos, de cuerda y mecánicos. En las condiciones de trabajo bajo tierra son más usados los dinamómetros mecánicos.

Los dinamómetros mecánicos han recibido, en particular los de palanca, una amplia difusión para la medición de la carga sobre la fortificación.

El principio de acción de estos dinamómetros se basa en la variación de las deformaciones elásticas del elemento de sensibilidad (membrana, cilindro u otro según el tipo de dinamómetro) que se produce como consecuencia de las cargas actuantes.

Para aumentar la exactitud y la sensibilidad de los dinamómetros estos se equipan (y de ahí su nombre) con una transmisión de palanca, lo que aumenta el desplazamiento elástico de la membrana en n veces.

Otro tipo de dinamómetro mecánico que es usado con alguna frecuencia para la medición de la carga sobre la fortificación es el de bola, que se basa en la medición de la magnitud de la huella que deja una o varias bolas sobre una placa metálica al ser este equipo cargado.

Otros dinamómetros mecánicos, como es el caso de los apoyos dinamométricos, se basan en la medición de las deformaciones de los elementos de apoyo de la fortificación bajo la acción de cargas, compresión o tracción. Aquí los cálculos se realizan con el empleo de la siguiente expresión:

$$\Delta l = \frac{P \cdot l}{E \cdot F} \quad (9.34)$$

donde:

P : carga aplicada, kgf

E : módulo de elasticidad del material, MPa

l : longitud del elemento

Δl : deformación que sufre el elemento de medición.

Para el caso ya mencionado de los dinamómetros mecánicos de bola, cuyo principio de medición se fundamenta en el método de Brinell para la determinación de la dureza, la dependencia entre la magnitud de la hella

do dejada por la bola de diámetro D con respecto a la carga aplicada se puede determinar por la expresión:

$$P = \frac{\pi \cdot D \cdot H_B \left[D - \sqrt{D^2 - d_o^2} \right]}{2} \quad (9.35)$$

donde:

H_B : dureza según Brinell del material sensible del dinamómetro.

El error que se permite cometer durante las condiciones, al emplear dinamómetros mecánicos oscila entre un ± 2 a un 5% del límite superior de la carga.

Como desventaja común a todos los dinamómetros mecánicos se les sitúa su alto peso y su insuficiente exactitud en la medición. En muchos países para la determinación de la carga sobre la fortificación han recibido difusión los dinamómetros hidráulicos, los que representan como ventajas las siguientes:

- Alta resistencia.
- Poca altura.
- Alta relación de transmisión, lo que garantiza una buena exactitud de la medición aún con pequeñas dimensiones del equipo.
- Como desventajas de este tipo de dinamómetro se pueden situar las siguientes:
- La necesidad que ellos tienen de una gran superficie de apoyo lo que varía las características de la fortificación, particularmente en zonas con apoyos débiles.
- El hecho de que el líquido que estos dinamómetros poseen tiene un gran coeficiente de dilatación volumétrica (en comparación con la del material de fortificación) lo que puede traer consigo una variación de la temperatura, o un error en las mediciones.
- En estos dinamómetros hay que tener en cuenta el peligro de corrosión de los elementos metálicos, en particular si el líquido usado es el mercurio.

El principio de acción de estos dinamómetros se basa en la propiedad de incompresibilidad de los líquidos, y se utilizan como líquidos el mercurio, glicerina y aceites entre otros.

Los dinamómetros hidráulicos más simples están constituidos por: cilindro, pistón, el líquido y la instalación de lectura (que consta de un tubo de vidrio con escala y un manómetro).

Si se designa por D el diámetro de la cámara que contiene al líquido (o lo que es igual al diámetro del émbolo); por d el diámetro interior del tubo graduado de medición; por s la magnitud que desplaza el émbolo y por h la magnitud de ascenso de la columna de líquido durante el movimiento del émbolo; partiendo del principio antes señalado de incompresibilidad de los líquidos, se puede escribir la siguiente expresión:

$$\frac{\pi D^2}{4} \cdot s = \frac{\pi d^2}{4} \cdot h \quad (9.36)$$

y la relación de transmisión Rt de estos dinamómetros hidráulicos será:

$$Rt = \frac{h}{s} = \left(\frac{D}{d} \right)^2 \quad (9.37)$$

Como es conocido en los dinamómetros hidráulicos de émbolo ocurre el derrame (escurrimiento) del líquido, por ello este tipo de dinamómetro es a veces sustituido por el de membrana, la que se puede considerar durante los cálculos de la deformación como un cono que tiene una altura igual al desplazamiento del elemento de medición.

A partir de este criterio se puede establecer la relación de transmisión para este tipo de dinamómetro. Usando la relación

$$\frac{1}{3} \frac{\pi D^2}{4} \cdot s = \frac{\pi d^2}{4} \cdot h \quad (9.38)$$

Se obtiene:

$$Rt = \frac{h}{s} = \frac{1}{3} \left(\frac{D}{d} \right)^2 \quad (9.39)$$

Otro tipo de dinamómetro que ha recibido cierta difusión para la determinación de la carga sobre la fortificación es el eléctrico, que posee las siguientes ventajas.

- Simplicidad en la construcción de los captadores, que son elementos de medición que permiten transformar las deformaciones que ocurren en correspondientes variaciones de los parámetros eléctricos.
- La existencia de elementos de medición sensibles y simples desde el punto de vista constructivo, las que permiten medir una pequeña deformación o tensión con gran precisión.
- La posibilidad de emplear amplificadores eléctricos, lo que refuerza, sin una alteración significativa, las cargas o deformaciones registradas hasta la magnitud que se requiera.
- Posibilidad de preparar captadores de pequeñas dimensiones, lo que permite su colocación en lugares que para otros tipos de equipos e instrumentos no es posible.

Los dinamómetros eléctricos poseen las siguientes exigencias: Tienen durabilidad y estabilidad en su trabajo, poseen un buen aislamiento ante el agua y están protegidos contra la acción de la explosión.

Los dinamómetros eléctricos más utilizados para medir la carga sobre la fortificación son: los de cuerda, los de inducción y los de resistencia.

Cada uno de estos dinamómetros eléctricos posee sus características específicas a partir de las cuales son usados; por ejemplo: los dinamómetros eléctricos de cuerda se caracterizan por poseer una alta estabilidad en su trabajo y una alta sensibilidad en los instrumentos de medición, en tanto que los de resistencia se caracterizan por la simplicidad de su esquema eléctrico y la posibilidad de utilizar como fuente de alimentación un acumulador común; por último los dinamómetros de inducción se caracterizan por tener una buena sensibilidad y ser de simple construcción.

Con respecto al empleo de los dinamómetros para obtener la carga que actúa sobre la fortificación, un aspecto que reviste gran importancia, lo es la correcta elección del lugar de colocación de dinamómetros; debiéndose tener en cuenta para ello una serie de factores, tales como: propiedades físico-mecánicas de las rocas, su carácter de yacencia, vida de servicio de la excavación, características estructurales del macizo, disposición de zonas geológicamente afectadas, tipo de fortificación empleado y dimensiones de la sección de la excavación.

Si las excavaciones, en las que se realizan las mediciones, están en desarrollo se recomienda ubicar una estación de medición lo más cercano posible al frente de trabajo para así poder, de una forma más completa, precisar el fenómeno de aparición y manifestación de la presión minera.

Fortificación dinamométrica

Otra vía utilizada para la determinación de la carga sobre la fortificación tanto en excavaciones horizontales como en las verticales es la que se basa en el empleo de la denominada fortificación dinamométrica.

La fortificación dinamométrica, como tal, constituye una estación de medición, la cual se puede instalar conjuntamente con la colocación de la fortificación o durante periodos de refortificación.

Según el principio de funcionamiento de los equipos de medición se diferencian las siguientes variantes de fortificación dinamométrica: con la colocación de los dinamómetros en los diferentes elementos de la fortificación, por todo su perímetro y con el empleo de elementos de fortificación especialmente equipados con dinamómetros que posibilitan la medición de la carga actuante.

En la Figura IX.3 se muestra la instalación de una fortificación dinamométrica en un pozo que se laborea por métodos habituales.

Esta fortificación está compuesta por 3 a 5 segmentos (blindas) de acero (1), recubiertos de modo continuo por el lado del macizo por balones metálicos (2) que están llenos de betumen y provistos con válvulas (3) que regulan su flexibilidad. Cerrando o abriendo estas válvulas se pueden garantizar diferentes regímenes de trabajo de esta fortificación; desde fortificación rígida a una flexible.

Se recomienda que con el objetivo de garantizar una buena interacción macizo-fortificación se rellene densamente el espacio detrás de la fortificación.

En esta fortificación dinamométrica la carga actuante la reciben los balones hidráulicos que están rigidamente unidos a los dinamómetros y a los elementos portadores de la fortificación. Los balones hidráulicos representan como una especie de carcasa de acero hermética cuya superficie exterior (la que da hacia el macizo) posee flexibilidad. Por la acción de la presión sobre esta superficie flexible ella se deforma (se flexa), esto es asimilado por el contenido viscoso de los balones y transmitido al elemento sensible del dinamómetro colocado en la fortificación.

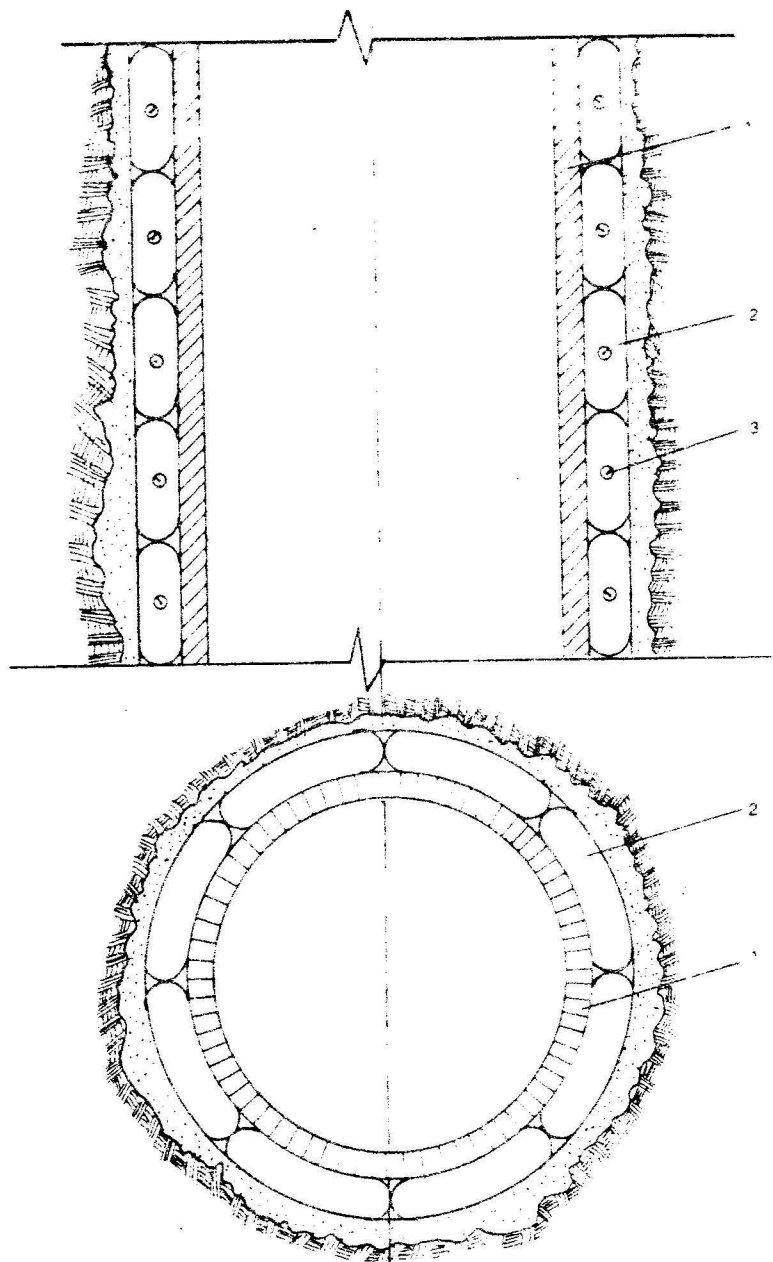


FIGURA IX.3. Esquema de una fortificación dinamométrica empleada en un pozo

El número de anillos de fortificación dinamométrica que se deben colocar va a depender de la tarea que se enfrente y de las propiedades de las rocas. Así se tiene que para el caso de rocas débiles con características plásticas y poca variación en la magnitud de la carga actuante puede utilizarse esta fortificación con un solo anillo, en tanto que en rocas fuertes con cargas variable se recomienda emplear fortificación dinamométrica formada por varios anillos, con vista a que su altura sea cercana al diámetro del pozo.

Las ventajas de este tipo de fortificación dinamométrica son las siguientes: Se obtiene la carga que actúa por todo el perímetro de la excavación, lo cual permite conocer además de la magnitud su distribución, es posible regular la flexibilidad la que posibilita realizar comparaciones entre distintos regímenes de trabajo de la fortificación.

Otro tipo de fortificación dinamométrica, está utilizada en excavaciones horizontales, es la que se da en la Figura IX.4

Esta fortificación consta de un sistema de travesaños o anillos interiores (1), de los elementos portadores de la fortificación (2), de los dinamómetros (3) distribuidos por el contorno de la excavación y del revestimiento (4) hecho con elementos de hormigón armado o madera.

Métodos indirectos para determinar la carga sobre la fortificación

Estos métodos indirectos para la determinación de la carga se basan en la medición de las tensiones actuantes y la deformación que se produce en los elementos de la fortificación, para más tarde mediante el cálculo, obtener la magnitud de la carga buscada.

El primer caso que se va a examinar es el que se basa en la magnitud de la carga de ruptura, el cual se puede emplear cuando la fortificación es de madera.

Según este caso lo primero que se debe hacer es examinar el elemento roto y verificar que la ruptura se debió a la carga actuante y no a ninguna otra causa, después se mide la longitud, ancho y espesor del elemento que se estudia (en el caso más común es el sombrero).

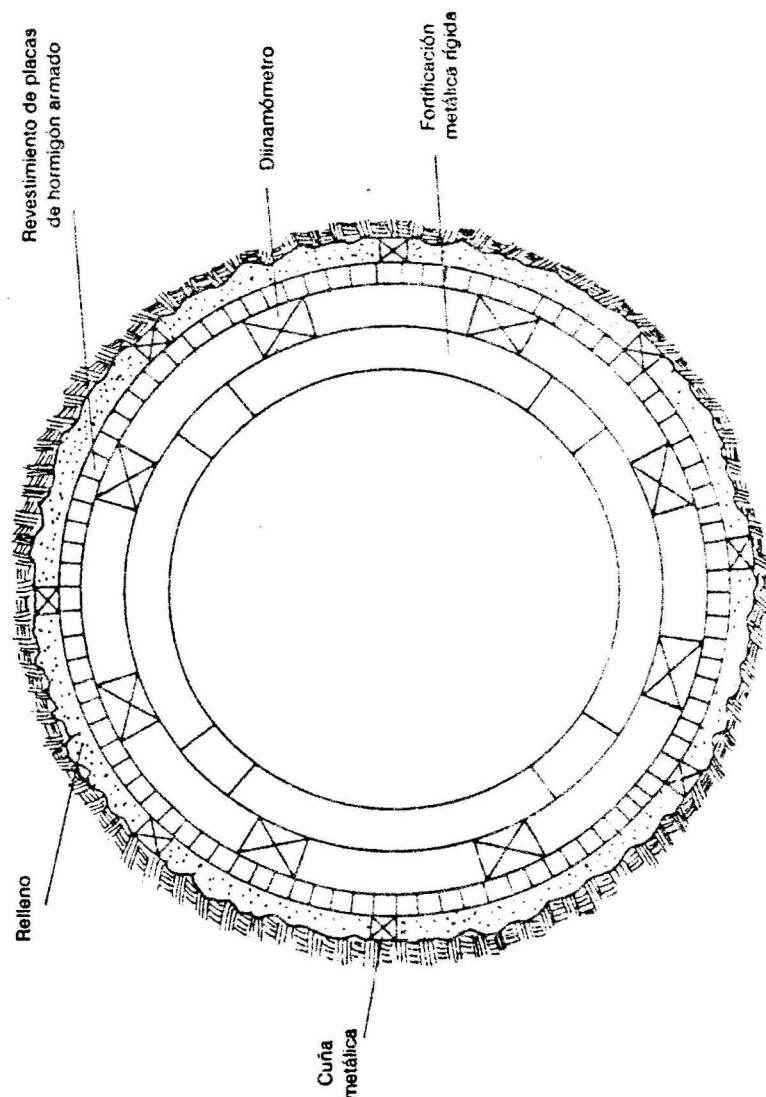


FIGURA IX.4. Esquema de una fortificación dinamoétrica utilizada en una excavación horizontal.

Por último y utilizando las fórmulas conocidas de resistencia de materiales, se calcula la carga que produjo la rotura, para lo que es necesario tener definido el esquema de carga. Por ejemplo, para el caso del sombrero este se puede analizar como una viga que descansa libremente sobre dos apoyos y soporta una carga uniformemente distribuida, para este caso la carga de rotura se puede calcular por la expresión:

$$P = \frac{\pi d^3 \sigma_f}{40 l^2 \cdot L} \quad (9.40)$$

donde:

- d : diámetro del elemento que se rompió, cm;
- L : distancia entre cuadros de fortificación, si la fortificación es continua $L = d$, cm;
- l : ancho de cálculo de la excavación, cm;
- σ_f : límite de resistencia de la madera a la flexión transversal, MPa.

Una de las desventajas de este método indirecto para la determinación de la carga sobre la fortificación es la imposibilidad de establecer la variación de este parámetro.

Otro método indirecto para obtener la carga sobre la fortificación es el que se basa en la medición de la deformación que sufren los elementos de la fortificación. En este caso, por ejemplo, se parte del hecho de que la excavación esté revestida por una plancha metálica.

Para el caso en que actúe una carga, uniformemente distribuida y se conozca la deformación que se produce, la magnitud de la carga actuante se puede hallar por la expresión:

$$P = 348 E J \cdot f \quad (9.41)$$

siendo:

- E : módulo de elasticidad del material de revestimiento;
- J : movimiento de inercia de la sección del elemento examinado;
- f : deformación que sufre dicho elemento.

Existen otras muchas variantes de estos métodos indirectos para la medición de la carga sobre la fortificación.

A partir de la experiencia práctica se ha podido establecer que la diferencia en los resultados alcanzados por estos métodos (indirectos) y los obtenidos con el empleo de los métodos (directos dinamométricos y fortificaciones dinamométricas) oscila entre un $\pm 25\%$.

Determinación del desplazamiento y la deformación de la fortificación o de sus elementos

La deformación y desplazamiento de la fortificación en su conjunto o de sus elementos por separados se pueden determinar *in situ* con el empleo de diferentes métodos de medición: nivelación geométrica e hidrostática, métodos fotogramétricos con el empleo de diferentes tipos de deformómetros y otros.

La nivelación geométrica y la hidrostática se realiza a partir de la colocación de referidores en determinados sitios de la obra o excavación. Para la nivelación geométrica puede ser utilizado cualquier tipo de nivel y red de nivelación que garantice la exactitud que requiere la tarea.

Con respecto a la nivelación hidrostática se puede decir que ella se emplea en aquellos casos en que no es posible usar la nivelación geométrica (por ejemplo en la medición de asentamiento relativo dentro de la construcción).

En estos casos se emplean niveles de manguera de los tipos propuestos por K. Terzaghi, por H. Martín y otros.

Con el empleo de estos niveles la diferencia de desplazamiento entre dos referidos vecinos se puede medir con una precisión de 0,02 - 0,05 mm.

El método fotogramétrico para la determinación de asentamientos, deformación de la fortificación y otros, consiste en fotografiar sucesivamente con ayuda de fototeolitos, las señales situadas en la obra o excavación. En este método se puede utilizar cualquier fototeolito en combinación con un estereocomparador. La exactitud que se alcanza con este método en la medición de la deformación y el desplazamiento es del orden de 1 mm.

Con el empleo del método fotogramétrico se pueden estudiar también las zonas visibles de destrucción de la fortificación.

Para la determinación de la deformación a compresión y a la tracción de diferentes elementos de la fortificación se emplean también cintas métricas y diferentes tipos de deformómetros.

Determinación de los desplazamientos que se producen en el macizo

El desplazamiento que se produce en la zona del macizo rocoso que rodea a las excavaciones es una de las formas en que se manifiesta la acción de la presión minera.

Como se conoce, cuando se laborea una excavación esto trae consigo una variación del estado tensional inicial que existía en el macizo, lo que en muchas ocasiones va acompañado del desplazamiento de la roca en el contorno de la excavación.

El poder conocer la magnitud de los desplazamientos que sufre la roca del contorno tiene un gran valor a la hora de entrar a solucionar una serie de tareas tales como la elección del tipo racional de fortificación a utilizar y de sus características de trabajo, entre otras.

El desplazamiento que sufre la roca por lo general tiende a desarrollarse con el tiempo, dependiendo la magnitud final y el tiempo de duración de este proceso de una serie de factores entre los cuales se encuentran: tipo de macizo rocoso (modelo geomecánico) y estado en que él se encuentra, profundidad a que se ubica la zona en estudio, propiedades de las rocas, en particular sus características de resistencia, particularidades estructurales del macizo y otras.

El estudio de la regularidad en el proceso de desplazamiento de las rocas en el contorno de las excavaciones posee un gran significado científico y práctico, ya que por un lado es una vía para confirmar (o refutar) distintas teorías, criterios o hipótesis de presión minera y por el otro puede servir de fundamento para la solución de la tarea planteada.

El estudio de los desplazamientos de la roca se realiza según dos direcciones: una de ellas es la medición del desplazamiento relativo, o sea el acercamiento de los hastiales entre sí, o el que se produce entre el techo y el piso, en la práctica esto se denomina convergencia. La otra dirección consiste en la medición de las magnitudes absolutas del desplazamiento en los hastiales o piso de la excavación.

Tanto en uno como en otro caso para la medición de los desplazamientos se utilizan referidores de diferentes construcciones.

En general en cualquier tipo de referidor se pueden diferenciar tres partes: Una parte la de sujeción (1) que es la que garantiza el agarre del referidor en cualquier parte del barreno, el cuerpo del referidor propiamente

te dicho (2) y la parte del referidor que sobresale a la excavación (3) (ver Figura IX.5) la que habitualmente tiene de 2 - 3 cm .

Los referidores en dependencia de la profundidad del contorno en que miden el desplazamiento del macizo se clasifican en referidores poco profundos (hasta 3,0 m) y referidores profundos (hasta 10 m y más).

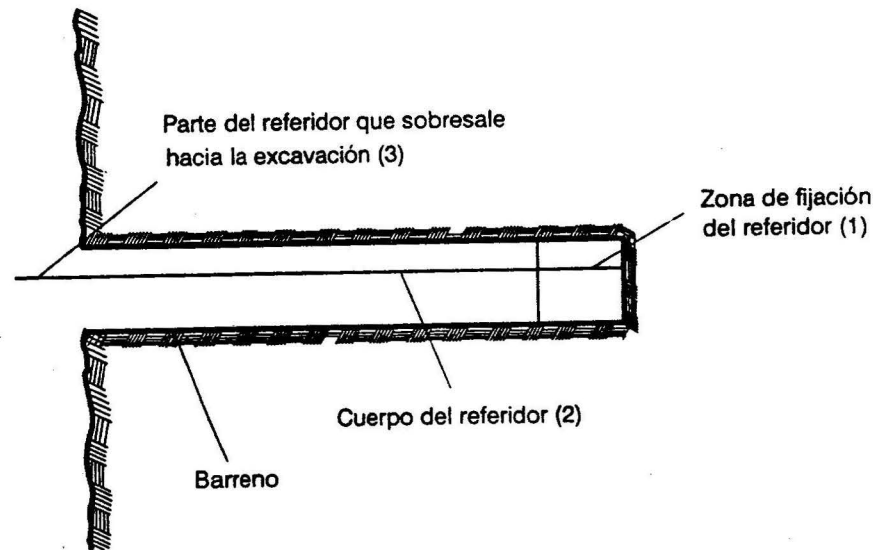


FIGURA IX.5. Esquema de un referidor.

Como elemento de sujeción en los referidores poco profundos se emplea frecuentemente un tapón de madera, el cual debido al inchamiento que sufre por la humedad, sujeta firmemente a las varillas en él introducidas (ver Figura IX.5).

En tanto que en los referidores profundos como elemento de sujeción se emplean cuñas metálicas de diferente construcción (ver Figura IX.6).

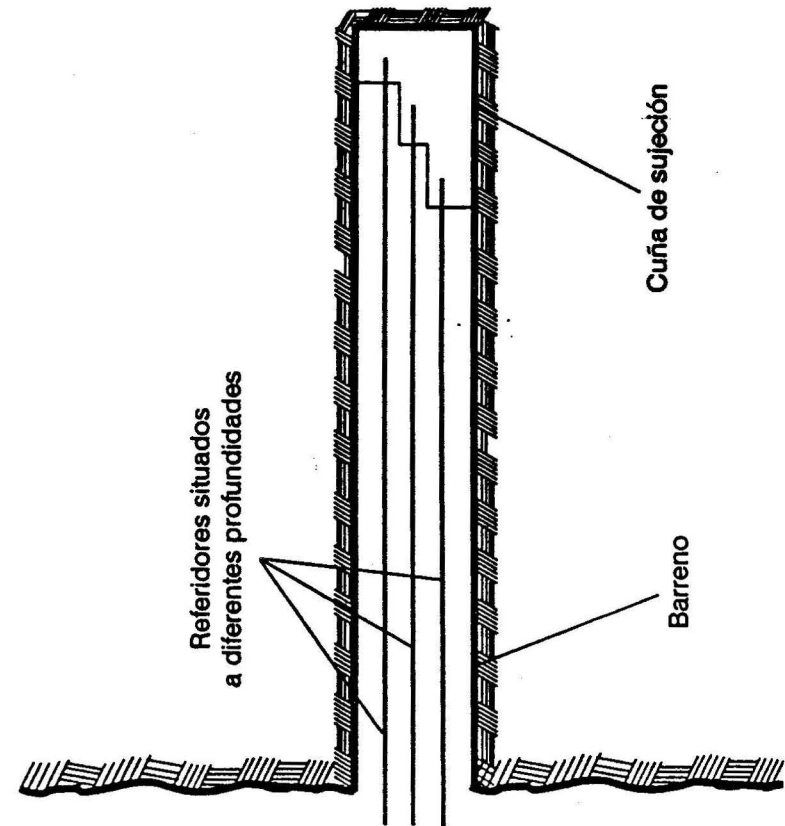


FIGURA IX.6. Esquema de colocación de varios referidores en un barreno.

En este caso es frecuente el hecho de que se coloquen varios referidores, a distintas profundidades en el mismo barreno.

Cuando se va a elegir el lugar de ubicación de las estaciones de referidores se parte de los mismos criterios vistos para la ubicación de las estaciones dinamométricas e incluso en muchos casos ambos tipos de mediciones se realizan en las mismas estaciones.

Este método para medir los desplazamientos del contorno del macizo se caracteriza por su simplicidad y por ofrecer resultados bastante valiosos a la hora de valorar las características de manifestación de la presión minera.

No obstante lo planteado, este método ha sido poco empleado en nuestro país a excepción de algunas mediciones efectuadas por el Dr. Martínez Silva en Minas de Matahambre y por el autor en varias obras de la región Oriental del país.

CAPÍTULO X

MODELOS DE INTERACCIÓN MACIZO-FORTIFICACIÓN PARA EL ESTUDIO DE LA PRESIÓN MINERA

En el estudio de la mecánica de roca se pueden claramente diferenciar tres etapas. La primera que se extiende hasta el inicio de la década de los años 30 y se caracteriza porque la ciencia va detrás de la práctica y su principal función fue la de dar explicación a las cosas que sucedían; en esta etapa fueron formuladas un gran número de hipótesis de presión minera, de las cuales muchas han sido desechadas y otras modificadas y perfeccionadas a medida que se ha generalizado y enriquecido la experiencia práctica, al igual que desarrollado la ciencia.

La segunda etapa se extiende desde, fines de la década de los años 30 hasta fines de la década del 50, tiene como rasgo fundamental que se desarrolla el carácter cognoscitivo de esta ciencia. Esta etapa se caracteriza porque se emplean en la resolución de las tareas de la mecánica de roca, métodos de cálculos exactos basados en las teorías inherentes a los medios continuos.

Por último la tercera etapa, la actual, comienza en la década del 60. Aquí se define una nueva y principal función de la mecánica de roca como ciencia, el pronosticar.

En esta etapa tiene un gran peso la investigación teórica, al jugar ésta un gran rol en la elección de las direcciones de desarrollo de esta ciencia y también en la resolución de diferentes tareas, elaboración de metodologías e interpretación de los resultados obtenidos experimentalmente.

En la actualidad una de las tareas principales de la mecánica de roca es la investigación y elaboración de métodos de cálculo y entre éstos el caso que nos ocupa; o sea para el cálculo de la presión minera.

Acorde con lo expresado es que ha alcanzado difusión el empleo de los denominados Modelos mecánicos de interacción macizo-fortificación, lo

que posibilita establecer el esquema de cálculo y el aparato matemático que permite determinar los parámetros que intervienen, en cada caso concreto, en este proceso de interacción.

En la actualidad son utilizados diferentes modelos de interacción que parten del criterio de considerar al macizo rocoso como un medio continuo. En los últimos años se han introducido diferentes modelos de interacción que consideran al macizo rocoso como un medio discreto, pero éstos no han alcanzado difusión debido, principalmente, a la poca fundamentación matemática que tienen.

Es por esta razón que en este material sólo se va a hacer referencia a modelos de interacción que consideren al macizo rocoso como un medio continuo y de éstos los que se presentan con mayor frecuencia (ver Tabla 28).

La denominación de estos modelos es convencional por lo que antes de continuar es necesario hacer dos aclaraciones.

1ro. El modelo de interacción macizo-excavación no tiene que coincidir necesariamente con el modelo geomecánico del macizo, a pesar de que las propiedades geomecánicas del macizo son uno de los elementos principales a tener en cuenta a la hora de elegir el modelo de interacción que se va a usar. Esto se debe a que un mismo macizo puede ser representado por distintos modelos de interacción en dependencia de las relaciones existentes entre sus características mecánicas y las del campo tensional actuante, o que sobre el carácter de interacción también influye el tipo de fortificación y además que en la caracterización del modelo ejerce influencia el tiempo de servicio de la excavación y por último depende de la tarea de investigación que se realiza.

2do. El grupo de modelos planteados no siempre se corresponden con las situaciones de estudio. Todos los modelos mencionados corresponden a macizos rocosos considerados continuos. Es conocido que existen situaciones de macizos en que para su estudio hay que estudiarlos como medios discretos para lo cual se utilizan los medios estadísticos.

A continuación se pasa al análisis de los modelos de interacción macizo-fortificación mencionados, haciéndose un mayor énfasis en aquellos que son más característicos en nuestro país. En todos los casos se da, por lo menos, una variante de cálculo de la presión minera acorde con las características del modelo.

TABLA 28. Modelos de interacción macizo-fortificación

Modelo de interacción macizo-fortificación	Principal factor que influye en el proceso de carga sobre la fortificación	Principales características	Régimen en que trabaja la fortificación
Elastico	Estado tensional inicial del macizo	La deformación se produce en el momento de empezar a actuar la presión	Deformación conjunta macizo-fortificación
Rígida plástico	Dimensiones de la sección de la excavación (ancho)	Se produce la separación de la zona rígida (no deformada del macizo) de la plástica	El de carga dada
Elastico-plástico homogéneo	Magnitud del radio de la zona de deformación plástica y el desplazamiento del contorno del macizo	Se produce la formación de dos zonas de deformación, la elástica y la plástica	Deformación conjunta macizo-fortificación
Elastico-plástico heterogéneo	Magnitud del radio de la zona de destrucción, desplazamiento del contorno	La existencia de una zona de deformación después del límite de resistencia	Deformación conjunta macizo-fortificación
Elastico-viscoso	Estado tensional del macizo	La deformación se produce con el transcurso del tiempo después que empieza a actuar la carga	Deformación conjunta
Elastico-plástico viscoso	Desplazamiento del contorno del macizo	La dependencia que existe de las tensiones respecto a la velocidad de deformación	Deformación conjunta macizo-fortificación
Viscoso (fluido)	Velocidad de deformación del macizo	Existencia de una zona de relajamiento de tensiones	Dado por la relación entre las velocidades de deformación

10.1. MODELO ELÁSTICO DE INTERACCIÓN

La magnitud y distribución de las tensiones, según este modelo depende de: la forma de la sección de la excavación, el espesor de la fortificación y la relación E_f/E_r (módulo de elasticidad de la fortificación y la roca), la profundidad, la magnitud de la carga actuante.

Para el análisis de la presión actuante sobre las excavaciones horizontales se parte del criterio de que ellas están ubicadas a una profundidad tal que se cumple la siguiente condición:

$$H \gg R_L \quad (10.1)$$

donde:

H : profundidad a que está la excavación;

R_L : radio de laboreo de la excavación.

Donde el campo tensional inicial está caracterizado por las expresiones:

$$\sigma_z^0 = \gamma H \quad (10.2)$$

$$\sigma_y^0 = \lambda \gamma H \quad (10.3)$$

Teniendo en cuenta lo planteado, para el cálculo de la presión minera se recomienda la siguiente expresión:

$$P = \alpha_0 \gamma H \left(\frac{1+\lambda}{2} \right) A - \alpha_0 \gamma H \left(\frac{1-\lambda}{2} \right) \cdot B \cos 2\theta \quad (10.4)$$

donde:

θ : ángulo, en coordenadas polares, que determina el punto del contorno de la excavación que se analiza (se mide a partir de la ordenada hacia la izquierda);

γ : masa volumétrica de la roca;

λ : coeficiente de empuje lateral, se puede determinar por la relación:

$$\lambda = \frac{\mu}{1-\mu} \quad (10.5)$$

α_0 : coeficiente que tiene en cuenta el atraso con que se instala la fortificación respecto al frente. Su magnitud se puede obtener utilizando la siguiente expresión:

$$\alpha_0 = 1 - \frac{U_i}{U_f} \quad (10.6)$$

donde:

U_i : desplazamiento inicial que sufre el macizo hasta el momento en que se instala la fortificación, mm;

U_f : desplazamiento total que sufre el macizo, mm.

Esta vía para la determinación de α_0 presupone el hecho de tener que determinar el desplazamiento inicial y el final para poder obtener su valor, otro aspecto a señalar es que con esta forma sólo se tiene en cuenta el desplazamiento que ocurre en el contorno de la excavación y se ignoran otros factores de gran importancia (distancia de la fortificación al frente, fortaleza de la roca, tiempo que se demora en instalar la fortificación después de denudada la roca, entre otros).

Se recomienda que la magnitud del coeficiente α_0 se obtenga experimentalmente. El valor de este coeficiente ha sido obtenido por el autor para diferentes situaciones; en dependencia de la fortaleza de la roca, ancho de la excavación y distancia a la que la fortificación se instala del frente.

Por ejemplo para un ancho de la excavación de 2,2 - 2,4 m, fortaleza de la roca menor que 5 el valor de α_0 varía desde 0,70 - 0,75 (para el caso en que la fortificación se instala a un metro del frente) hasta 0,10 - 0,12 (para cuando la distancia a que se instala la fortificación es de 15 - 16 m).

Para un mismo ancho de fortificación, pero en rocas con fortaleza mayor que 5 el valor de α_0 para el caso en que la fortificación se instala a 1 m del frente es de 0,75 - 0,80 y cuando dicha distancia es de 15 - 16 m dicho valor oscila de 0,12 - 0,16. Es conveniente aclarar que estos resultados tienen sólo un carácter orientativo, ya que la cantidad de determinaciones hechas no es suficiente.

A y B coeficientes que tienen en cuenta las características elásticas del macizo y de la fortificación. Se determinan mediante las siguientes expresiones:

$$A = \frac{1 + \mu_R}{\frac{E_R}{E_f} \left(\frac{g^2 + 1}{g^2 - 1} - \mu_f \right) + (1 + \mu_R)} \quad (10.7)$$

$$B = \frac{3 - \mu_R}{D} \left\{ \frac{E_R}{E_f} \left[\frac{3g^4 (3 - g^2) + 3(g^2 - 1)}{(g^2 - 1)^3} + \mu_f \right] - (1 + \mu_R) \right\} \quad (10.8)$$

donde:

- μ_R : coeficiente de Poisson de la roca;
- μ_f : coeficiente de Poisson de la fortificación;
- E_R : módulo de elasticidad de la roca;
- E_f : módulo de elasticidad de la fortificación;
- g : relación entre el diámetro interior, y el exterior D_i/D_e , o sea $D_e - D_i$ es igual al espesor de la fortificación;
- D : coeficiente cuya magnitud se halla por la siguiente expresión:

$$D = (3 - \mu_R)(1 + \mu_R) + 2 \frac{E_R}{E_f} \left[\frac{5g^4 (g^2 + 1) + (3 - g^2)}{(g^2 - 1)^2} + \mu_f \frac{(5g^2 + 1) - g^4 (g^2 + 1)}{(g^2 - 1)^3} - \mu_f (1 - \mu_R) \right] + \left(\frac{E_R}{E_f} \right) \left[3g^6 \frac{(g^2 + 4) 2g^2 (3g^2 - 2) + 3}{(g^2 - 1)^4} + \frac{\mu_f g^4 (g^2 + 1) - (5g^2 + 1)}{(g^2 - 1)} - \mu_f^2 \right] \quad (10.9)$$

A partir del análisis de la expresión 10.4, que se da para el cálculo de la presión minera se ve que en dependencia de las características que posea la fortificación que se emplee se pueden presentar dos situaciones límites.

En el caso de una fortificación muy rígida, o sea cuando $E_f \gg E_R$ se obtiene que:

$$A = -B = 1$$

y la expresión 10.4 se transforma en la siguiente:

$$P = \alpha_0 \gamma H \frac{1 + \lambda}{2} + \alpha_0 \gamma H \left(\frac{1 - \lambda}{2} \right) \cos 2\theta \quad (10.10)$$

Si esta expresión se analiza para el caso en que $\theta = 0$ se obtiene el máximo valor de la presión, o sea ella va actuar según la vertical.

$$P_{\max} = \alpha_0 \gamma H \quad (10.11)$$

Para el caso contrario cuando la fortificación sea muy elástica, de la expresión 10.4 se obtiene que el máximo valor de la presión se produce para cuando $\theta = 90^\circ$, ya que entonces $\cos 2\theta = \cos 180^\circ = -1$ y se obtiene:

$$P = \alpha_0 \gamma H \left(\frac{1 + \lambda}{2} \right) A + \alpha_0 \gamma H \left(\frac{1 - \lambda}{2} \right) B \quad (10.12)$$

De este análisis del modelo elástico de interacción macizo- fortificación se deduce que las características de la fortificación que se utilicen desempeñan un rol significativo, ya que de ello va a depender no sólo la magnitud de la presión sino la forma en que ella actúa.

Como aspecto importante, para poder usar este modelo, además de la convergencia que debe existir entre dicho modelo y el macizo de roca que se caracteriza, se señala el hecho de que se garantice un contacto continuo fortificación-macizo para lo que es menester garantizar un relleno de calidad del espacio que queda detrás de la fortificación:

10.2. MODELO ELÁSTICO-VISCOZO DE INTERACCIÓN

Como característica esencial de este modelo de interacción está la de reflejar la propiedad del escurrimiento de la deformación de las rocas y el macizo (o sea la capacidad que ellas poseen de deformarse con el tiempo

bajo la acción de cargas constantes). Para este modelo la deformación que sufre el macizo viene dada por la siguiente expresión:

$$\varepsilon_t = \varepsilon_e + \varepsilon_v \quad (10.13)$$

donde:

ε_e : deformación elástica

ε_v : deformación elástica viscosa.

Este modelo de interacción puede ser representado por distintos modelos estructurales (reológicos), constituidos por el elemento elástico (muelle) y por el viscoso (elemento de Newton).

Algunos de los modelos reológicos que sirven de base a este modelo de interacción se muestran a continuación (Figura X.1)

La diferencia de este modelo de interacción con el elástico, anteriormente visto, consiste en que, en este caso, la deformación del macizo y la fortificación se desarrolla con el tiempo.

A esto se le da solución colocando en las expresiones de cálculo, vistas para el modelo elástico de interacción, en lugar de las constantes elásticas (E , μ , G) de las rocas y la fortificación funciones (ε_t , μ_t y G_t) que tienen en cuenta el factor tiempo.

La ecuación del escurrimiento ($\sigma = \sigma_0$ const) se da por la siguiente expresión:

$$\varepsilon_t = \frac{\sigma}{E} (1 + \theta) \quad (10.14)$$

donde:

θ : es una función del escurrimiento cuyo valor, para el caso en que se tome como solución un núcleo exponencial, se da por la relación:

$$\theta = \frac{\delta \cdot t^{1-\alpha}}{1-\alpha} \quad (10.15)$$

siendo:

δ y γ : parámetros del escurrimiento que se determinan experimentalmente.

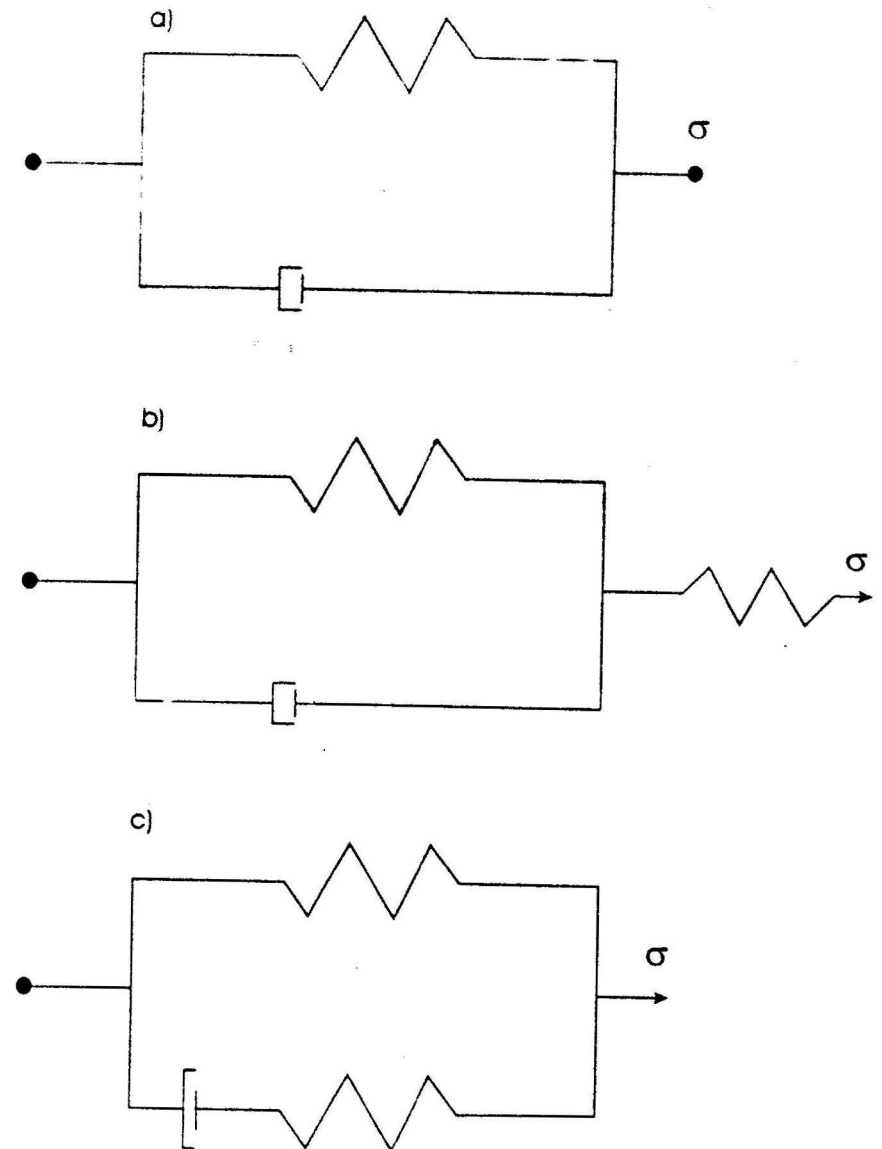


FIGURA X.1. Modelos estructurales que sirven de base al modelo de interacción elástica de elemento de fricción.

A partir de la expresión 10.14 se obtiene:

$$E_t = \frac{E}{1 + \theta} \quad (10.16)$$

A continuación a partir del criterio de que no van a existir afectaciones volumétricas se puede plantear lo siguiente:

$$\frac{1 - 2\mu_t}{E_t} = \frac{1 - 2\mu}{E} = \text{const} \quad (10.17)$$

A partir de lo cual se puede determinar la magnitud de μ_t .

$$\mu_t = 0,5 - \left(\frac{0,5 - \mu}{1 + \theta} \right) \quad (10.18)$$

A partir de los valores de E_t y μ_t pueden ser obtenidos los de otros parámetros, por ejemplo el de G_t , se conoce que:

$$G_t = \frac{E_t}{2(1 + \mu_t)} \quad (10.19)$$

Sustituyendo en esta expresión los valores calculados de E_t y μ_t se obtiene:

$$G_t = \frac{G}{1 + 1,5 \left(\frac{\theta}{1 + \mu} \right)} \quad (10.20)$$

10.3. MODELO PLÁSTICO-RÍGIDO DE INTERACCIÓN

Este modelo rígido-plástico caracteriza un proceso de interacción macizo-fortificación en el que las deformaciones plásticas poseen un gran peso sobrepasando en mucho las elásticas, por lo que estas últimas se pueden despreciar. Según este modelo el desplazamiento de la roca es producido por la acción del peso de la misma roca que se desplaza.

En este caso la parte del macizo ubicada fuera de los límites de la zona de deformaciones plásticas no ejerce ninguna influencia sobre la excavación (fortificación), o sea se considera que se forman dos zonas alrededor de la excavación: la zona de deformaciones plásticas y la zona "Rígida".

La fortificación según este modelo de interacción trabaja en régimen de carga dada. Se ha comprobado en la práctica que este modelo de interacción se produce en macizos de rocas desligadas, débilmente ligadas o en macizos de rocas fuertes y medianamente fuertes fracturados en bloques y muy agrietados.

Los experimentos realizados demuestran que la manifestación de una significativa deformación plástica alrededor de la excavación va ligado a la acción de esfuerzos al cortante, según algunos planos, por lo que el esquema estructural de este modelo de interacción se puede representar como el de un elemento de fricción (ver Figura X.2).

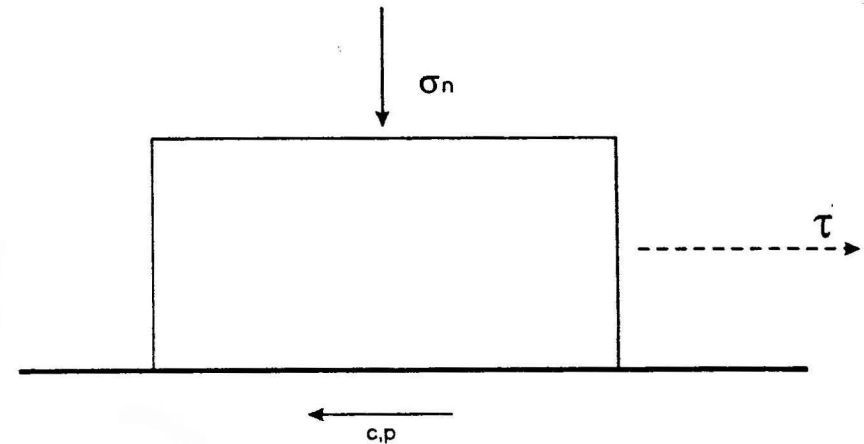


FIGURA X.2. Representación esquemática de un elemento de fricción.

Para este esquema la condición de deslizamiento se da por la conocida expresión de Coulomb-Mohr.

$$\tau = K + \sigma_n \operatorname{Tg} \rho \quad (10.21)$$

donde:

K : fuerza de cohesión

σ_n : fuerza normal al plano de deslizamiento

ρ : ángulo de fricción interna.

Si $\tau < K + \sigma_n \tan \rho$ no se produce ninguna deformación, por lo que, como se conoce, la expresión anterior se denomina condición de estado límite.

Esta expresión también se puede expresar de la siguiente forma:

$$\sigma_1 = \sigma_c + \beta \sigma_3 \quad (10.22)$$

donde:

$$\beta = \frac{1 + \tan \rho}{1 - \tan \rho} \quad (10.23)$$

Y para el caso en que se tenga un estado de compresión lineal.

$$\sigma_c = \frac{2 K \cos \rho}{1 - \tan \rho} \quad (10.24)$$

Las investigaciones realizadas empleando modelos matemáticos más exactos de la teoría de la plasticidad y de los estados límites y la experiencia práctica han permitido corroborar lo correcto del principio expuesto según este modelo de interacción.

Los resultados obtenidos para las condiciones señaladas, muestran que el volumen de roca fracturada o destruida, no depende de la profundidad a que está la excavación, sino de las características de resistencia de la roca y de los parámetros geométricos de las zonas de deformación-destrucción.

La forma en que actúa la carga sobre la excavación (fortificación) según este modelo de interacción puede ser muy variada; siendo las más representativas las siguientes: a) por la presión (peso) que produce una zona de roca destruida, b) por la presión que produce una columna de roca y c) por la presión debida al peso del volumen de roca contenida en la bóveda de destrucción.

A continuación se hace un breve análisis de cada caso.

Caso A : Para el cálculo de la presión en su forma más general se puede utilizar la expresión:

$$P = \frac{\gamma R (1 - \tan \rho)}{3 \tan \rho - 1} \left[1 - \left(\frac{R}{R_i} \right)^{\frac{3 \tan \rho - 1}{1 - \tan \rho}} \right] + K \left[1 - \left(\frac{R}{R_i} \right)^{\frac{3 \tan \rho - 1}{1 - \tan \rho}} \right] \cot \rho \quad (10.25)$$

donde:

R : radio de la excavación

R_i : radio límite de la zona de destrucción.

Para el caso de rocas desligadas $K \rightarrow 0$ y entonces:

$$P = \frac{\gamma R (1 - \tan \rho)}{3 \tan \rho - 1} \left[1 - \left(\frac{R}{R_i} \right)^{\frac{3 \tan \rho - 1}{1 - \tan \rho}} \right] \quad (10.26)$$

La presión máxima, para este caso, se producirá en rocas desligadas ($K \approx 0$) y cuando la zona de destrucción tenga una radio muy grande con respecto al de la excavación, (o sea $R_i \gg R$); en tal caso:

$$P_{\max} = \frac{\gamma R (1 - \tan \rho)}{3 \tan \rho - 1} \quad (10.27)$$

Caso B: Para el cálculo de la presión, cuando ésta es producida por el peso de una columna de roca tiende a descender en la excavación, se utiliza la expresión:

$$P = \frac{\gamma \alpha - K}{\lambda Tg \rho} \left[1 - \frac{1}{e^{\frac{\lambda Tg \rho H}{\alpha}}} \right] \quad (10.28)$$

donde:

α : semiancho de la excavación

H : profundidad de la excavación

λ : coeficiente de empuje lateral.

Para el caso en que la profundidad aumente, la presión actuante tiende hacia una magnitud constante y se calcula por la expresión:

$$P = \frac{\gamma \alpha - K}{\lambda Tg \rho} \quad (10.29)$$

Si además se supone que el medio es desligado o sea $K \rightarrow 0$ se obtiene:

$$P = \frac{\gamma \alpha}{\lambda Tg \rho} = \frac{1}{\lambda} \cdot \frac{\gamma \alpha}{Tg \rho} \quad (10.30)$$

Este esquema de cálculo no es más que el de Birbaumer en forma generalizada para la situación en que el peso de la columna de roca no es suficiente para vencer la resistencia que se opone a su descenso.

Caso C: Es el caso más conocido y empleado de este modelo, o sea cuando se forma la bóveda de destrucción. Es este caso lo más difundido es la hipótesis de Protodiakonov que plantea la presión por 1 m de excavación se calcula por la expresión.

$$P = \frac{4}{3} \gamma \frac{a^2}{f} \quad (10.31)$$

y la presión promedio por 1 m² de techo es:

$$P = \frac{2}{3} \frac{\gamma b}{f} \quad (10.32)$$

Para el caso de rocas desligadas en la expresión anterior el valor f se sustituye por el de $Tg \rho$, o sea:

$$P = \frac{2}{3} \frac{\gamma b}{Tg \rho} \quad (10.33)$$

Para este último caso pueden ser utilizadas otras expresiones de cálculo que parten del criterio de formación de la bóveda de destrucción como por ejemplo la propuesta por el autor.

Si se analizan las expresiones de cálculo estudiadas de la presión para los tres casos vistos se puede notar fácilmente su similitud, por ejemplo entre las fórmulas 10.27, 10.30, y 10.33.

Antes de terminar el análisis de este modelo de interacción se reiteran algunas de sus principales características.

La carga sobre la fortificación depende de las propiedades de las rocas, de las dimensiones de la excavación (ancho) y de la zona de roca formada; no depende de la profundidad a que está la excavación ni de las características de la fortificación.

La fortificación trabaja en un régimen de carga dada.

A medida que aumenta la zona de roca destruida va a aumentar la presión sobre la fortificación, por lo que se recomienda para este modelo que la fortificación se instale lo más rápidamente posible para que ella se oponga al desarrollo de dicha zona.

Los espacios entre la fortificación y el macizo deben ser rellenados con la mayor compactación posible para evitar o disminuir el efecto de sobrecargas locales.

10.4. MODELO ELÁSTICO-PLÁSTICO HOMOGÉNEO DE INTERACCIÓN

Se presenta cuando las deformaciones plásticas que ocurren en la zona del macizo que rodea a la excavación se manifiestan sin una variación visible de las propiedades de las rocas, o sea sin que ellas se destruyan.

En este caso, a diferencia del anterior, la parte del macizo rocoso situada fuera de los límites de la zona de deformaciones plásticas interviene también en el proceso de carga sobre la fortificación.

Este modelo fue estudiado por primera vez en el año 1938 por R. Fenner, el cual examinó el macizo rocoso, considerando que este sólo poseía fricción interna (sin cohesión).

Para el cálculo de la presión Fenner propuso la siguiente expresión:

$$P = \gamma H (1 - \operatorname{sen} \rho) \left(\frac{R}{R_l} \right)^{\frac{2 \operatorname{sen} \rho}{1 - \operatorname{sen} \rho}} \quad (10.34)$$

siendo:

R_l : el radio que limita la zona de deformaciones plásticas.

Según esta expresión mientras mayor sea el radio de las deformaciones plásticas, menor será la actuante. Esta conclusión como se ve es contraria a la obtenida para el modelo rígido-plástico.

Esta fórmula de Fenner fue generalizada por Labass en el año 1949 considerando que la roca del macizo, en la zona de deformaciones plásticas, poseía cohesión. En tal caso la expresión de cálculo es la siguiente:

$$P = (\gamma H + K \cot \rho) (1 - \operatorname{sen} \rho) \left(\frac{R}{R_l} \right)^{\frac{2 \operatorname{sen} \rho}{1 - \operatorname{sen} \rho}} - K \cot \rho \quad (10.35)$$

siendo:

K : cohesión del macizo rocoso.

Del análisis de las expresiones anteriores (10.34 y 10.35) se puede obtener la magnitud de la resistencia que debe ofrecer la fortificación para evitar la formación de la zona de deformaciones plásticas. Para ello se considera el caso en que esta zona no se forme o sea $R = R_l$.

Al estudiar el carácter de la distribución de tensiones que se produce alrededor de la excavación, según este modelo de interacción, se ve que a diferencia del modelo elástico de interacción en este caso el máximo valor de las tensiones tangenciales se produce en la frontera entre las zonas de deformaciones plásticas y elásticas y no en el contorno de la excavación como es característico en el modelo elástico.

Si se considerase un medio elástico-plástico en el cual sólo existiese cohesión, o sea no existiese fricción interna ($\rho = 0$) se debe cumplir la siguiente condición.

$$\sigma_\theta - \sigma_R = 2K \quad (10.36)$$

En este caso la presión se puede calcular por la expresión:

$$P = \gamma H - K \left(1 + 2 \log \frac{R_l}{R} \right) \quad (10.37)$$

10.5. MODELO DE INTERACCIÓN ELÁSTICO-PLÁSTICO-HETEROGÉNEO

Debido a que la mayoría de las rocas poseen poca plasticidad puede ocurrir que, a medida que se aumenta la profundidad de la excavación o por otras causas, se comience a desarrollar el proceso de destrucción de la roca.

En tales casos el macizo que rodea a la excavación se hace heterogéneo, ya que sus propiedades van a ser variables en dependencia de la distancia de la zona estudiada al contorno de la excavación.

Algunos autores analizan esta situación y consideran que la zona de deformaciones plásticas que se forma alrededor de la excavación se transforma posteriormente en la zona de destrucción y que la frontera entre ella y el resto del macizo (medio elástico) es a la vez la frontera entre dos medios que poseen diferentes propiedades.

Según este criterio la roca en realidad se estudia como un material frágil coincidiendo en este caso el límite de elasticidad de dicho material con el de resistencia.

En este caso para el cálculo de la presión se utiliza la siguiente expresión:

$$P = \left(\gamma H - \frac{\sigma_c}{2} \right) (1 - \operatorname{sen} \rho) \left(\frac{R}{R_l} \right)^{\frac{2 \operatorname{sen} \rho}{1 - \operatorname{sen} \rho}} \quad (10.38)$$

siendo:

R_l : radio que limita la zona de destrucción del resto del macizo.

Esta expresión puede ser generalizada si se considera que en la zona destruida del macizo la roca va a poseer cierta cohesión (K_o) cuya magnitud va a ser menor que la magnitud de la cohesión (K) del macizo no afectado.

En este caso la presión puede ser calculada por la expresión:

$$P = \left[\left(\gamma H - \frac{\sigma_c}{2} \right) (1 - \sin \rho) + K_0 \cot \rho \right] \left(\frac{R}{R_L} \right)^{\frac{2 \sin \rho}{1 - \sin \rho}} - K_0 \cot \rho \quad (10.39)$$

Debido a que el valor de K_0 es muy difícil de precisar se recomienda tomar valores que oscilen alrededor de un 50 % del de K .

Una forma más amplia de estudiar este caso es considerar el hecho de que a la destrucción del macizo antecede la formación de la zona de deformaciones plásticas, pudiéndose entonces producir el caso de que alrededor de la excavación se tengan tres zonas: la primera - la zona de destrucción; la que sigue la zona de deformaciones plásticas y por último la zona de deformaciones elásticas.

En este caso para la zona de destrucción se debe cumplir la condición de Coulomb-Mohr (para $K = 0$).

$$\sigma_\theta - \sigma_R = (\sigma_\theta + \sigma_R) \sin \rho \quad (10.40)$$

La carga sobre la fortificación, en este caso, se puede calcular por la expresión:

$$P = \left[\frac{3 \cos \rho}{\alpha - 1} + \frac{2 \gamma H}{2 + \alpha} - K \cot \rho \frac{\left(\frac{R_L}{R_L'} \right)^\alpha - 1}{(\alpha - 1) \left(\frac{R_L}{R_L'} - 1 \right)} \right] \left(\frac{R}{R_L} \right)^\alpha \quad (10.41)$$

donde:

$$\alpha = \frac{2 \sin \rho}{1 - \sin \rho}$$

R_L : radio que limita la zona de destrucción

R_L' : radio que limita la zona de deformación plástica.

Para este análisis se hace la suposición que el ángulo de fricción interna (ρ) de la roca no varía en el proceso de deformación y destrucción.

10.6. MODELO DE INTERACCIÓN ELÁSTICO-PLÁSTICO-VISCOSO

Este modelo por sus particularidades es cercano al elástico-viscoso visto anteriormente.

Para el cálculo de la presión actuante en dependencia del estado predominante pueden usarse diferentes expresiones.

Una de las expresiones más empleadas para el cálculo de la presión según este modelo es la de Solustowich, que se muestra a continuación:

$$P = \frac{\gamma H}{1 + \frac{2G}{BR_0}} \left[1 - \frac{1}{\frac{2G - BR_0}{2\eta} t} \right] \quad (10.42)$$

donde:

B : parámetro que caracteriza la rigidez de la fortificación

η : coeficiente de viscosidad de la roca

R_0 : radio de la excavación

G : módulo de elasticidad a torsión

t : tiempo.

Debido a que en muchas ocasiones la velocidad de deformación de la roca no es constante (varía con el tiempo) es necesario en la expresión de cálculo utilizar el coeficiente de viscosidad variable η_t (en función del tiempo).

La magnitud de η_t se puede calcular por la siguiente fórmula empírica.

$$\eta_t = \eta_0 \cdot e^{B^{1/3} t} \quad (10.43)$$

donde:

η_0 : coeficiente inicial de viscosidad (para $t = 0$)

B : coeficiente empírico.

10.7. MODELO DE INTERACCIÓN PLÁSTICO-VISCOSO

Caracteriza a un medio en el que se produce una fluidez viscosa dependiendo las tensiones actuantes de la variación de la velocidad de desplazamiento en dicho medio.

La conducción que relaciona la tensión y la velocidad de deformación para un medio plástico-viscoso se da por la expresión:

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{\sigma - \sigma_L}{\eta} \quad (10.44)$$

la que también puede ser escrita de la siguiente forma para el caso en que se analice una zona del macizo alrededor de una excavación:

$$\tau_{xz} = \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} \eta \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} \quad (10.45)$$

donde:

ω : velocidad de desplazamiento vertical.

Resolviendo se obtiene:

$$\omega = \frac{\tau_{xz}}{2\eta} (a^2 - x^2) = \frac{\tau_c}{\eta} (a - x) \quad (10.46)$$

donde:

τ_c : tensión límite al cortante

a : semiancho de la excavación.

De la expresión anterior se ve que cuando $\tau_c > 1/2 \tau_{xz}$ la velocidad de desplazamiento de la roca se obtiene negativa, o sea no ocurre.

En el análisis hecho se ha considerado que la velocidad de desplazamiento es constante, lo cual no siempre es así, ya que puede variar con el tiempo. Si se quiere tener en cuenta este aspecto en la expresión anterior en lugar de η se debe utilizar el valor de η_t que se obtiene por la expresión 10.43.

Para el caso más general en una fortificación de resistencia creciente teniéndose en cuenta el tiempo t_1 en que en ella empezó a actuar la carga actuante se puede determinar por la siguiente expresión:

$$P = \frac{e^{-B^{1/3}} - e^{-B^{1/3}}}{1 - e^{-B^{1/3}}} \frac{2B\eta_0 A}{\gamma H 3R^2 \gamma} \quad (10.47)$$

donde:

A : características mecánicas de la fortificación.

R : radio de la excavación.

En el empleo de este modelo para el estudio del proceso de interacción macizo-fortificación ha dado resultados coincidentes con los observados en condiciones naturales para excavaciones situadas a mediana y gran profundidad.

10.8. ALGUNAS CONSIDERACIONES FINALES SOBRE LA UTILIZACIÓN DE LOS MODELOS DE INTERACCIÓN PARA EL ESTUDIO DE LA PRESIÓN MINERA

Hasta aquí se han estudiado los principales modelos de interacción que son empleados actualmente para caracterizar al macizo rocoso cuando éste se considera un medio continuo.

Como se vio estos modelos, que poseen características y propiedades similares a las del macizo real (en determinados límites) reflejan las principales características de dicho macizo cuando se produce la variación de su estado tensional.

Esta idealización de las propiedades del medio que se estudia (macizo rocoso) permite representarlo en forma matemática, o sea mediante las ecuaciones físicas de estado (expresiones que en muchos casos están en función del tiempo). Esto permite que utilizando dichas expresiones se pueda estudiar e investigar las regularidades más generales del proceso de deformación del macizo rocoso al ser afectado su estado inicial.

Es posible afirmar que con el estudio e investigación de estos modelos de interacción y basándose en las leyes de la mecánica de los cuerpos deformables (teoría de la elasticidad y plasticidad, del escurrimiento de las deformaciones y otras) se puede obtener una información nueva de gran valor sobre las regularidades y leyes de deformación de los macizos rocosos.

Del análisis de los diferentes modelos de interacción estudiados se ve que esta interacción entre el macizo y excavación (fortificación) para cada modelo va a ser diferente. Así se obtiene que para el modelo elástico y el elástico-viscoso la carga sobre la fortificación en gran medida va a depender del estado tensional inicial que exista en el macizo, o sea la profundidad en este caso es un factor de gran peso. Por el contrario para el modelo plástico-rígido la carga no depende en nada de la profundidad a que está la excavación, sino de las propiedades del macizo y de las dimensiones de la sección de la excavación.

Si se toma como elemento de análisis las dimensiones de la zona de deformación plástica que se forma alrededor de la excavación en los modelos plástico-rígido y elástico-plástico (homogéneo y heterogéneo); se ve que para el primer caso a medida que dicha zona crece la carga actuante se hace mayor, en tanto que para los modelos elástico-plásticos se obtiene un resultado inverso, ya que con el aumento de dicha zona la carga sobre la fortificación disminuye.

Es también diferente para los distintos tipos de modelos (macizo) el régimen de trabajo de la fortificación. Así se tiene que para el caso de un macizo representado por un modelo plástico-rígido la fortificación trabaja en un sistema de "carga dada" no dependiendo en este caso la magnitud, ni características de la carga actuante del tipo de fortificación, ni de sus características mecánicas (rigidez o flexibilidad).

Por el contrario en los macizos caracterizados por los modelos elástico, elástico-viscoso y elástico-plástico la carga sobre la fortificación en gran medida va a depender de las características de la fortificación. El régimen de trabajo de la fortificación en tales casos se denomina de "auto influencia sobre la deformación".

Para el modelo plástico-viscoso en muchos casos incluso el parámetro de estudio no es la deformación, sino la magnitud de la velocidad de deformación del macizo, trabajando en este caso la fortificación en un régimen de "influencia sobre la velocidad de deformación".

Unido a lo anterior se puede presentar el caso que para rocas con una inestabilidad significativa se puede llegar a producir un establecimiento de la presión independientemente del tipo de fortificación (aún para el caso de fortificación flexible), trabajando en tal caso la fortificación (independientemente del modelo inicialmente considerado) en un régimen de "carga dada". De lo expuesto anteriormente se ve la importancia y significado que tiene la correcta elección del modelo de interacción para el estudio del macizo, ya que de ello depende en gran medida la correcta elección del tipo de fortificación (o en general de sostenimiento) de sus características mecánicas y del esquema tecnológico para su instalación.

Por ejemplo es fácil ver que si se confunden los modelos rígido-plástico y elástico-plástico, o sea donde debe ir una fortificación rígida se pone flexible o a la inversa, en el mejor de los casos esto conduce a que la fortificación trabaje en condiciones muy difíciles, lo cual como es lógico disminuye su vida de servicio.

Es por todo lo anterior que se recomienda que la elección del modelo de interacción a emplear se fundamente en primer lugar a partir del estudio de las condiciones de estabilidad del macizo de la forma en que se manifieste preponderantemente su pérdida de estabilidad.

Por ejemplo se tiene que en los macizos rocosos, en lo que la pérdida de estabilidad se produce en forma de desprendimiento es característico el empleo del modelo rígido-plástico para su estudio; por el contrario si la pérdida de estabilidad se debe a desplazamiento del macizo se debe emplear, según el caso, algunos de los restantes modelos.

Ahora bien en ocasiones no resulta fácil definir esta situación y para una mejor ilustración de esta idea se analiza el siguiente caso: se estudia un macizo rocoso desligado (con cohesión nula o poco significativa), para el caso en que se produzcan pequeños desplazamientos este macizo puede ser estudiado por el modelo elástico-plástico (incluso en sus dos variantes), al continuar desarrollándose los desplazamientos y alcanzar grandes magnitudes entonces se hace necesario pasar a un modelo rígido-plástico. Es evidente, de todo lo analizado, que las condiciones en que trabaja la fortificación y la magnitud de las cargas que sobre ella actúan en gran medida dependen de: los desplazamientos iniciales que se producen en el macizo (antes de instalarse la fortificación), lo que está dado por la tecnología de laboreo de la excavación, de la instalación de la fortificación; y de las características me-

cánicas de la fortificación empleada. Manejando en forma correcta estos elementos se puede alcanzar, en todas las etapas del proceso de deformación, el equilibrio en el sistema macizo-fortificación.

El objetivo esencial de lo analizado es crear las bases necesarias para garantizar la correcta elección del tipo de fortificación que se va a utilizar y perfeccionar los métodos de cálculo de la fortificación.

Es por ello que durante el estudio del proceso de interacción reviste una gran importancia el poder realizar una correcta y detallada caracterización del macizo rocoso al establecer su modelo geomecánico, un análisis acabado de la estabilidad del sistema excavación-macizo al definir la forma preponderante de pérdida de la estabilidad que se manifiesta y por último una correcta elección del modelo de interacción macizo-fortificación que se va a emplear.

BIBLIOGRAFÍA

- ARDASCHEV, K.A.; V.I. AXMATOV y J.A. KATKOV: *Métodos y equipos para la investigación de la aparición de la presión minera*, Nedra, Moscú, 1981.
- BAKI ASHOV I.V. y B.A. KARTOZIA: *Mecánica de obras subterráneas y construcción de la fortificación*, Nedra, Moscú, 1984.
- : *Procesos mecánicos en los macizos rocosos*.
- BIENAWSKI, Z.T.: *Clasificación geomecánica de las rocas y su aplicación en los túneles*. Proceduras del 3er Congreso Internacional de Mecánica de Rocas, Vol. II, Denver, EE.UU., 1974.
- BLANCO TORRENS, R.: *Mecánica de rocas*. Oriente, Santiago de Cuba, 1981.
- BLANCO TORRENS, R. y otros: "Variación de las características de resistencia de las rocas con el tiempo y bajo la acción de diferentes líquidos", revista *Minería y Geología* (3): 14-17, ISMM de Moa, 1986.
- "Análisis de la estabilidad de las excavaciones mineras abandonadas", revista *Minería y Geología*, (3): 63-66, ISMM de Moa, 1987.
- BLANCO TORRENS, R. y E. RODRÍGUEZ LEGRÁ: "Características de la formación de zonas de rocas destruidas en el techo de las excavaciones", revista *Minería y Geología*, (2): 29-33 ISMM de Moa, 1988.
- BLANCO TORRENS, R. y otros: "Determinación de las propiedades físico-mecánicas de las rocas y el mineral de la mina Amores", revista *Minería y Geología*, (2): 35-40 ISMM de Moa, 1988.
- BLANCO TORRENS, R.: *Estudio de la estabilidad y la presión minera en las excavaciones subterráneas*, Universitaria, Universidad Nacional de Loja, Loja, Ecuador, 1993.

- : *Métodos experimentales para el estudio de la presión minera*, Ed. Universitaria, Universidad Nacional de Loja, Loja, Ecuador, 1993.
- : *Fortificación de excavaciones horizontales*, Ed. Félix Varela, La Habana, 1993.
- BOCK, H.: *Introducción a la mecánica de roca*, Ed. Mir, Moscú, 1983.
- BULISHEV, N.S.: *Mecánica de construcciones subterráneas*, Ed. Nedra, Moscú, 1982.
- BULISHEV, N.S.: *Mecánica de construcciones subterráneas. Ejemplos y tareas*, Ed. Nedra, Moscú, 1989.
- BURSSTEIN, L.S.: *Ensayos estáticos y dinámicos de las rocas*, Ed. Nedra, Leningrado, 1970.
- DEERE, D.U.: "Descripción técnica de los testigos de roca propósitos ingenieriles", *Mecánica de roca en la ingeniería geológica* (1): 18-22. EE.UU., 1963.
- ERSHEVKI, V. y otros: "Magnitudes esperadas de la presión durante el laboreo en zonas afectadas", *revista Construcción de Minas*, (4): 9-12, Moscú, 1987.
- FILATOV, N. y otros: "Investigación experimental del estado tenso-deformacional del macizo rocoso alrededor de la excavación", *revista Construcción de Minas*, (9): 15-17, Moscú, 1986.
- HANSAGI, L.: *Sobre los métodos de determinación del grado de fisuración de las rocas*, Simposio Internacional de Mecánica de Rocas. Vol. II. pp. 379-388, 1974.
- HOCK, E. y E.T. BROWN: *Excavaciones subterráneas en la roca*. Ed. Instituto de Minas y Metalurgia, Londres, 1980.
- KATSAVROV, I.M.: *Mecánica de rocas*, Ed. Nedra, Moscú, 1981.
- KOSHELEV, K.J.: "Influencia del tiempo en la magnitud del desplazamiento de la roca", *Revista Construcción de Minas*, (2): 13 y 14, Moscú, 1985.
- MAKSIMOV, A.P.: *Presión minera y fortificación de excavaciones*, Ed. Nedra, Moscú, 1974.
- OLIVA FAJARDO, V.: *Propiedades mecánicas de las rocas*, Ed. Oriente, Santiago de Cuba, 1984.
- PROTODIAKOROV, M.M. y otros: *Propiedades de las rocas y métodos de su determinación*, Ed. Nedra, Moscú, 1969.

- PROVATOROV, V.V. : R. BLANCO TORRENS y J. OTAÑO NOGUEL: "Ejemplos resueltos y problemas a resolver de construcción subterránea", Parte I. *Mecánica de Rocas*, Ediciones ENPES, La Habana, 1991.
- TURCHANIKOV, I.A.; M.A. IOFIS. y E.V. KASPARION: *Fundamentos de mecánica de roca*, Ed. Nedra, Leningrado, 1989.
- VNIMI: *Exigencias temporales para la composición y métodos de ensayos. Mecánica de rocas*, Leningrado, 1966.
- YAMSCHIKOV, V.S. : *Métodos y medios para la investigación y control de la roca y procesos*, Ed. Nedra, Moscú, 1982.