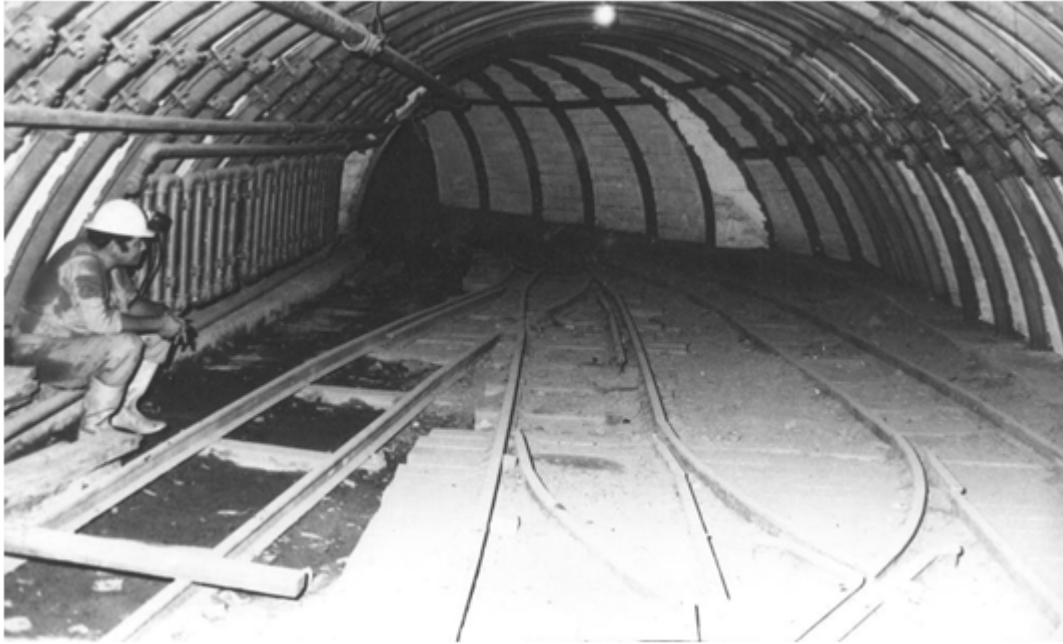


UNIVERSIDAD DE PINAR DEL RIO



EL PRONÓSTICO EN LA CONSTRUCCIÓN DE OBRAS SUBTERRÁNEAS

RAFAEL MARTINEZ SILVA

Pinar del rio—enero del 2001

Editorial Universitaria

EDUNIV-MES

ISBN---959-16-0147-6 ----2003

Universidad de Pinar del Río

Pinar del Río-2016

Tabla de contenido

EL PRONÓSTICO EN LA CONSTRUCCIÓN DE OBRAS SUBTERRÁNEAS	1
PRESENTACIÓN	5
1 INTRODUCCION	6
2 DESARROLLO DE LAS METODOLOGIAS SOBRE “EL PRONOSTICO EN LA CONSTRUCCION DE OBRAS SUBTERRANEAS”	7
2.1 Primera Etapa	7
2.2 Segunda Etapa.....	10
2.3 Tercera Etapa	13
2.4 METODOLOGIAS PARA EVALUAR LA ESTABILIDAD DEL MACIZO	14
2.4.1 N.S. Boluchof [8] [9].....	14
2.4.2 Metodología de Lauffer [26]	15
2.4.3 Metodología de Deer [17]	15
2.4.4 Metodología de Bienawski [3]	16
2.5 METODOLOGÍAS PARA EVALUAR LA CARGA SOBRE LA FORTIFICACIÓN	17
2.5.1 Terzaghi [26].....	17
2.5.2 Criterio de Bienawski (RMR)[26].....	19
2.5.3 Criterio de Barton (Q)	19
2.6 CONCLUSIONES	21
2.6.1 Generalidades	21
2.6.2 Insuficiencias de las Metodologías descritas:.....	21
3 TAREAS DE INVESTIGACION Y EXPERIMENTACION.....	22
3.1 EVALUACION DEL MACIZO DE ROCAS	22
3.1.1 Zona de debilitamiento estructural [21]	22
3.1.2 Expresiones Empíricas	23
3.1.3 Mediciones In Situ	26
3.2 DISEÑO DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA EXCAVACIÓN	28
3.3 DETERMINACION DEL VOLUMEN ESTABLE DURANTE EL LABOREO DE LA OBRA SUBTERRANEA.....	32
3.3.1 El paso de laboreo	33
3.3.2 El volumen estable para Arenas y Arcillas.....	34
3.4 CALCULO DEL REGIMEN DE CARGAS PARA LA FORTIFICACION	34
4 METODOLOGIA PARA ELABORAR EL PRONOSTICO EN LA CONSTRCCION DE OBRAS SUBTERRANEAS.....	38
4.1 EVALUACION DEL MACIZO	38
4.2 SECCIÓN TRANSVERSAL.....	39
4.3 LABOREO DE LA OBRA SUBTERRANEA.....	41
4.3.1 Para suelos.....	41

4.3.2	Para Rocas.....	42
4.4	FORTIFICACION	42
5	CONCLUSIONES.....	46
6	BIBLIOGRAFIA.....	47

PRESENTACIÓN

El Pronóstico en la Construcción de Obras Subterráneas es el primero de los tres documentos presentados por el Dr. en Ciencias Técnicas Rafael Martínez Silva para optar por el grado científico de Doctor en Ciencias y constituye la investigación propiamente dicha. Se describen en él las tareas de investigación y experimentación y los resultados obtenidos.

El trabajo se publicó en las Memorias del XIX Congreso Mundial de Minería-Nueva Delhi--- ISBN -81-204-1608-2---Tomo No 1 Pág. 709---2003.

El resultado práctico de este trabajo es la monografía **“Construcciones Subterráneas”** la cual fue seleccionada como Premio 2000 de la Academia de Ciencias de Cuba, se publicó en el Banco de Datos Internacional sobre Investigación de Documentación de carreteras del Ministerio de Transporte, se encuentra en la Biblioteca Virtual del Ministerio de Educación Superior de Cuba y posee el ISBN 959-16-0079-8.

1 INTRODUCCION

La VI Conferencia Internacional sobre Presión Minera, celebrada en Canadá en 1977, tuvo características muy peculiares. Puede decirse que el 100% de los trabajos presentados valoraban altamente el estudio de la Presión Minera en las condiciones de bajo mina.

Según la definición dada por la Academia de Ciencias de la Antigua Unión de Repúblicas Socialistas Soviéticas

“La Presión Minera la constituyen las fuerzas que surgen alrededor de una obra en el macizo minero”

Muchos investigadores, entre ellos el Profesor B.B. Boki fundador de la Facultad de Construcciones Subterráneas del Instituto de Minas de Leningrado, consideran la Presión Minera como:

“la alteración que sufre el campo natural de tensiones, producto de los procesos tecnológicos mineros”.

Este último criterio se adapta al proceso activo y dinámico de la presión minera, pudiendo afirmarse que cuando el hombre comenzó a construir túneles y aprovechar los recursos minerales sólidos que posee la naturaleza, surgió ante él como **problema “estudiar el comportamiento mecánico del macizo de rocas en presencia de la obra subterránea”.**

El problema es actual y ocupa a muchos investigadores de diferentes países. Todos de una forma u otra tratan de solucionarlo estableciendo metodologías que permitan el pronóstico de estabilidad de la obra subterránea.

Nuestra investigación que comenzó en la década del setenta y concluyó en la del noventa del pasado siglo, hizo suyo este problema, identificando como **objeto de estudio “el macizo de rocas interactuando con la obra subterránea.”**

Durante el desarrollo de la Mecánica de las Rocas, los investigadores han elaborado sus hipótesis haciendo énfasis en la calidad del macizo o en el esquema de interacción macizo-fortificación para definir el pronóstico.

Esta investigación tiene como **hipótesis lo siguiente: “la estabilidad de la obra subterránea es un proceso complejo y los parámetros básicos que interactúan en ella están relacionados con la calidad del macizo, la forma de la sección transversal de la excavación, el laboreo y la fortificación de la obra subterránea”.**

Si planteamos como precedente que la solución dada durante el desarrollo de la construcción de obras subterráneas, ha sido el perfeccionamiento de las metodologías para el pronóstico, debe ser **objetivo, “elaborar una metodología que nos permita confeccionar el pronóstico de estabilidad en la construcción de obras subterráneas, integrando los parámetros fundamentales de diseño y ejecución que conforman dicho proceso tecnológico”.**

Para dar respuesta a nuestro objetivo debemos solucionar las siguientes **tareas** experimentales:

- Evaluación del macizo de rocas.
- Diseño de la sección transversal de la excavación.
- Determinación del volumen estable durante el laboreo de la obra subterránea.
- Cálculo del régimen de cargas para la fortificación.

La **novedad científica** del trabajo está dada por lo siguiente:

“Utilizando los aspectos fundamentales que conforman el proceso tecnológico de construcción de una obra subterránea, se elabora una metodología para pronosticar su estabilidad, la cual constituye un paso de avance más en esta problemática ya que las existentes solo utilizan como criterio la calidad del macizo”

Los **aportes** logrados se relacionan a continuación:

Científicos

- Definir la forma de la bóveda de equilibrio y la zona de destrucción en función del área de la sección, la anisotropía del medio y la calidad del macizo de rocas.
- Demostrar que el campo de tensiones alrededor de la obra es semejante al natural antes de su construcción.
- Demostrar que en la formación de la bóveda de equilibrio influye además del medio en que ésta se desarrolla la presencia de tensiones horizontales.

Prácticos

- Pronosticar mediante la metodología obtenida, la estabilidad de la obra subterránea durante su proceso tecnológico constructivo.
- Indicaciones para la construcción de túneles en la provincia de Pinar del Río
- Los resultados de la investigación conforman la monografía “**Construcciones Subterráneas**” la cual obtuvo el Premio Nacional de la ACC en el año 2000, se encuentra en la Base de Datos Internacional sobre Documentación de Investigación de Carreteras (DIIC) , en la Biblioteca Virtual del MES y tiene el ISBN 959-16-0079-8.
- Utilización de la monografía “**Construcciones Subterráneas**” como libro técnico en :

Escuela Interarmas Gral. Antonio Maceo

Instituto Superior Minero Metalúrgico de Moa°.

Universidad de Pinar del Río

2 DESARROLLO DE LAS METODOLOGIAS SOBRE “EL PRONOSTICO EN LA CONSTRUCCION DE OBRAS SUBTERRANEAS”

El pronóstico en la construcción de obras subterráneas, lo hemos dividido en tres etapas que brevemente se explican de la forma siguiente:

Primera Etapa:

Se inicia a fines del siglo XIX y transcurre hasta los años 30 del XX, en la cual se explican los hechos utilizando la Mecánica de la Construcción y como esquema de cálculo figuras geométricas simples.

Segunda Etapa

Corresponde a las décadas 30 y 40, donde el pronóstico utiliza en la solución de los problemas como arma fundamental la Mecánica del Medio Continuo y se inicia la modelación de los procesos constructivos de las obras subterráneas.

Tercera Etapa:

A partir de los años 50, comienza la interacción entre la práctica y el desarrollo de las formulaciones hipotéticas a dar frutos, permitiendo a los especialistas pronosticar el comportamiento de una obra subterránea.

Trataremos el tema siguiendo su desarrollo teórico mediante las etapas antes señaladas y tomando a los investigadores más universales.

2.1 Primera Etapa.

M.M. Protodiakonof en su obra clásica publicada en 1933 (“Dablenie gornix porod y rudnichnoe kripleni”) “Presión de Rocas y Fortificación de Minas ” en las páginas 52, 44 y 32 cita respectivamente a Richtter (1879), Engesser (1882) y Bierbaumer (1913).

Observando directamente las obras, asumían una forma determinada a la bóveda que se forma en la excavación Figura 1.

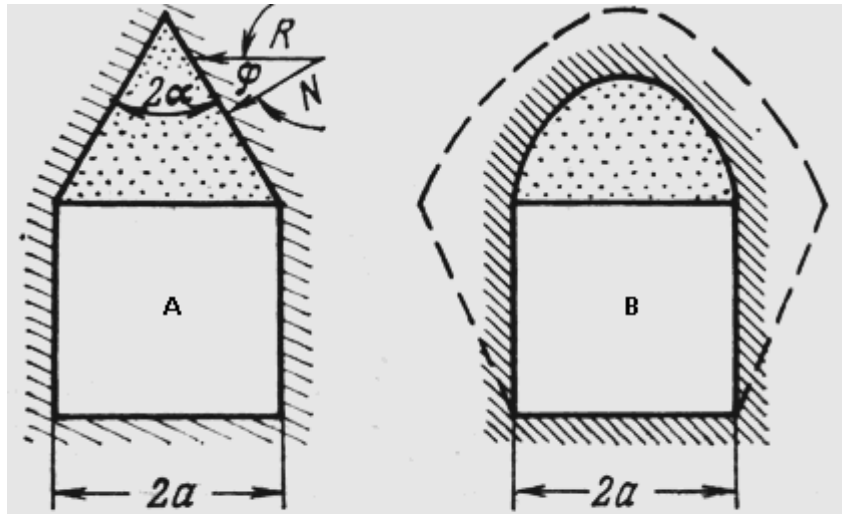


Fig. 1 A) Hipótesis de Bierbaumer B) Hipótesis de Engesser y

La experiencia más sobresaliente de esta etapa corresponde a MM Protodiakonof quien realizó la misma tomando como material arena húmeda y modeló tal y como se observa en la Figura 2 (derecha), la bóveda esperada por él se representa a la izquierda.[37]

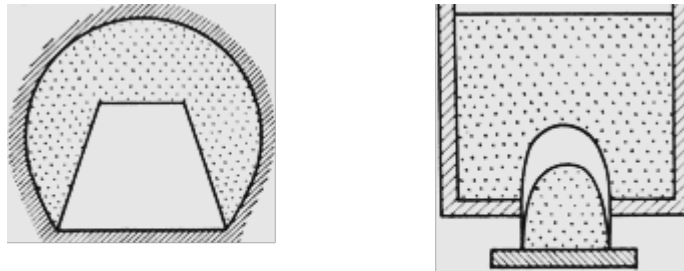


Fig. 2 Hipótesis de Protodiakonof

Es necesario señalar que dicha experiencia se ejecuta de forma muy simple, pero su resultado es sobresaliente porque define el concepto de bóveda de equilibrio. La expresión obtenida para calcular la presión de las rocas se correspondía con los resultados de la experiencia en el laboratorio.

El esquema de cálculo es muy simple y depende fundamentalmente de las dimensiones de la bóveda.

Las hipótesis de bóveda se generalizaron de tal forma que pueden contarse por decenas, llegando admitirse que la causa fundamental de las presiones alrededor de la excavación lo constituye la masa de rocas que se encuentra dentro de la bóveda. .Figura 3.

La (A) representa el criterio de bóveda de Pokrofski,[36] como puede notarse asume una forma muy peculiar para el cálculo de la carga vertical, la (B) para el cálculo de las presiones en las paredes (hastiales)[14] y [15] la presión que ejerce la roca dentro de la bóveda se transmite hacia aquellas y si la roca es débil ésta falla en forma de prisma. La (C) plantea que la presión que se ejerce por la roca contenida en la bóveda se transmite hacia el piso de la excavación el cual está constituido por un material débil que falla y se identifica esto con lo que comúnmente llaman los mineros “hinchamiento del piso” (subpresiones).

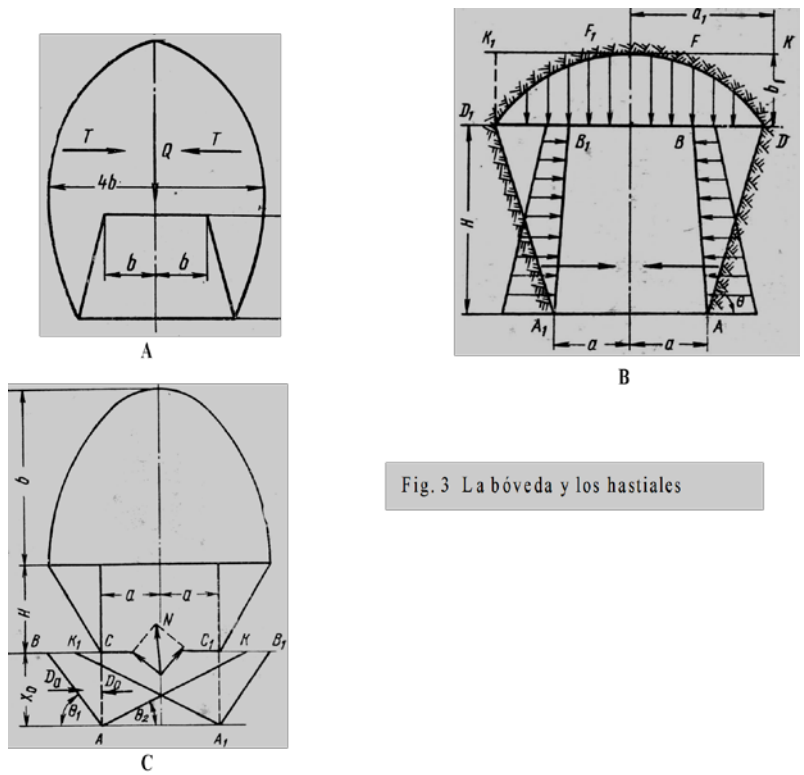


Fig. 3 La bóveda y los hastiales

Para dimensionar la bóveda los autores determinaron las expresiones siguientes:

La altura de la bóveda

$$\text{Richtter } b = 0.77 \frac{\sigma_T}{\gamma}$$

σ_T --- Límite de resistencia a tracción de la roca.

γ ---- Peso volumétrico de las rocas

$$\text{Protodiakonof } b = \frac{a}{f}$$

a -- semiluz de la excavación

f -- coeficiente de fortaleza de la roca (definido por Protodiakonof)

$$\text{Pokrofski } b = \frac{H}{\frac{2}{3}(k-1)} \quad (\text{K--- coeficiente de esponjamiento de la roca dentro del derrumbe})$$

La base de la bóveda tanto para Richtter como Protodiakonof se asume igual a la luz de la excavación (2a) y para Pokrofski oscila entre 3 y 4 veces la semiluz de la excavación.

Para la luz estable Richter propone la siguiente ecuación

$$L_E = 3.3 \frac{\sigma_T}{\gamma}$$

Como se puede observar la solución de la carga, depende del peso de las rocas que se encuentran dentro de los límites de la bóveda.

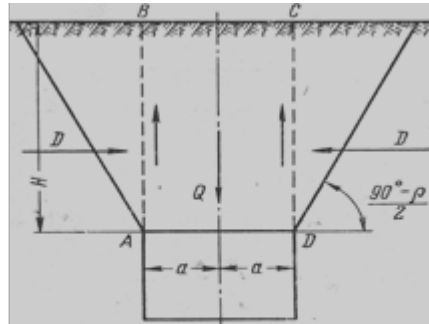


Fig. 4 Criterio de carga donde no se forma la

Para zonas cerca de la superficie, Figura 4, donde no se forma la bóveda, Bierbaumer [13] y [34], asume como carga la del prisma que se desliza sobre la excavación, al cuál se oponen fuerzas de fricción ocasionadas por la presión lateral del propio macizo.

Los criterios más sobresalientes de ésta etapa se enumeran a continuación:

- 01-Se establece el concepto de bóveda de equilibrio.
- 02-Para analizar la estabilidad del macizo se establece el criterio de luz estable
- 03-La forma y dimensiones de la bóveda determinan la presión del macizo alrededor de la excavación
- 04-El criterio más sobresaliente para aclarar el campo de aplicación del concepto de bóveda de equilibrio fue dado erróneamente por Protodiakonof, quien afirmaba que con el aumento de la profundidad la

componente horizontal del estado tensional aumenta y la bóveda no se forma. La experiencia mundial ha demostrado que la tensión horizontal y la vertical tienden a igualarse con la profundidad [27] y que la tensión horizontal generalmente es superior a la vertical incluso a pequeñas profundidades. [27] [45]

2.2 Segunda Etapa

Mientras, que de las observaciones de campo, modelación en arena húmeda y como herramienta de análisis para el cálculo la Mecánica de la Construcción se elaboraron las hipótesis de la Primera Etapa. La segunda etapa se caracteriza por la introducción en el cálculo de la Presión Minera la Mecánica del Medio Continuo y la modelación en Materiales Equivalentes.

Como fundamentos de cálculo se toma un medio homogéneo, la excavación es circular y el campo de tensiones uniformes.

Como elemento de diseño a determinar se encuentra la **zona de deformaciones no elásticas**. En la Figura 5 se presentan los criterios de Labass (izquierda) y Ruppineit (derecha). [28] [40] [41]

La zona de deformaciones no elásticas de Labass se ha representado de forma alterada y para su cálculo él utiliza la siguiente expresión:

$$b = a \sqrt{\frac{\pi a^2 (k-1)}{\Delta S + \pi a^2 (k-1)}} \quad \text{m}$$

conociendo este parámetro se calcula la presión de las rocas

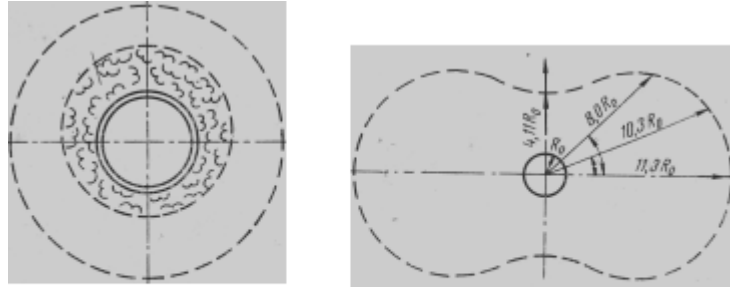


Fig. 5 Concepto de zona de deformaciones no elásticas

$$P = (1 - \text{sen } \rho) \gamma H \left(\frac{a}{b} \right)^{\frac{2 \text{sen } \rho}{1 - \text{sen } \rho}} \quad \text{kPa}$$

ρ --- ángulo de fricción interna

H --- profundidad a que se encuentra la excavación

a --- radio de la excavación

k --- Coeficiente de esponjamiento

ΔS --- deformación límite o magnitud de deslizamiento de la fortificación variante

Ruppineit plantea la forma de la zona de deformaciones no elásticas tal y como puede verse en la Figura 5. El radio promedio de la misma es:

$$r_0 = \frac{1 - \text{sen } \rho}{P + C c \text{tg } \rho} (\lambda_3 \gamma H + C c \text{tg } \rho) \quad \text{m}$$

$$\lambda_3 = \frac{1 + \lambda_2}{2}$$

λ_2 --- Coeficiente de Fuerza Lateral

C --- Fuerza de Cohesión

P --- Carga sobre la fortificación

Para estructura variante

$$P = R_0^{\frac{\alpha}{2}} \left(\frac{1000\alpha}{4GU_0} \right)^{\frac{\alpha}{2}} \left[(1 - \text{sen } \alpha) (\lambda_2 \gamma H + C c \text{tg } \rho) \right]^{\frac{\alpha+2}{2}} - C c \text{tg } \rho$$

R_0 --- Radio de la excavación

U_0 --- Desplazamiento de la roca en el contorno de la excavación

G --- Módulo de Young de segundo grado

$$\alpha = \frac{2 \operatorname{sen} \rho}{1 - \operatorname{sen} \rho}$$

Para estructura invariante

$$P = \frac{1 - \operatorname{sen} \rho}{1 + \operatorname{sen} \rho} (\beta \gamma H + C c \operatorname{tg} \rho) \exp[-(\pi + \Theta) \operatorname{tg} \rho] - C c \operatorname{tg} \rho \quad kPa$$

β -- Coeficiente de concentración de tensiones en el macizo.

Para la zona de destrucción y un medio friable se toma la bóveda en forma de parábola.

$$q = \frac{1}{2} \gamma R_0 \left(\frac{4}{3} r_0 - \frac{\pi}{2} \right) \quad kN/m$$

El método de Materiales Equivalentes ideado por GN Kuznetsov en BNIMI (Instituto de Geomecánica y Topografía Minera de Leningrado, antigua URSS) permitió reproducir en el laboratorio medios mecánicamente semejantes a los de la naturaleza.

Los trabajos realizados por A.A. Borisov son muy representativos para esta etapa, Figura 6. El modela los siguientes medios que de izquierda a derecha son los siguientes: cohesivos, estratificados, agrietados, friables y plásticos (arcillas). [10]

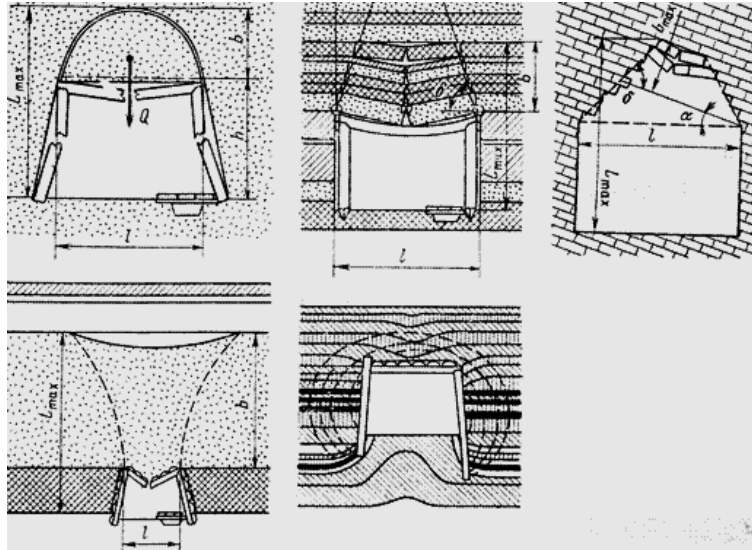


Fig. 6 Modelación en Materiales Equivalentes de macizos

Es evidente que el comportamiento del macizo al fallar se manifieste de forma diferente para cada medio.

Borisov establece como **luz estable** la siguiente:

$$L_E \approx 3.5 \frac{\sigma_T}{\gamma} \quad \text{expresión muy parecida a la de Richter}$$

2.3 Tercera Etapa

Esta etapa se caracteriza por un desarrollo creciente de la minería a nivel mundial, las construcciones subterráneas para la defensa civil, túneles hidráulicos y de transporte, así como cámaras para estaciones energéticas, depósitos de combustible, etc.

Por otra parte la instrumentación para medir las manifestaciones de la presión minera y controlar el estado de la obra durante su construcción y explotación constituyen la base para que se halla iniciado una etapa de pronóstico basada fundamentalmente en las observaciones directas de campo[7].

En otras palabras el pronóstico sale del laboratorio y de las investigaciones teóricas y se fundamenta en la acumulación de datos tomados directamente del proceso productivo.

La elaboración de los datos ha conformado un grupo de metodologías que se utilizan actualmente tanto par evaluar el macizo como pronosticar la carga y el tipo de revestimiento.[16] [23] [39].

En otros casos, para recomendar el uso de una máquina perforadora de túneles (tuneladora) (Tunnel Boring Machine TBM)[20] o para proponer la secuencia en las operaciones que conforman el proceso tecnológico de construcción de una obra subterránea.[11]

2.4 METODOLOGIAS PARA EVALUAR LA ESTABILIDAD DEL MACIZO

2.4.1 N.S. Boluchof [8] [9]

Cuando se refiere al macizo de rocas establece para su generalización tres tipos diferentes de macizo que son los siguientes:

Estructura en Bloques

Estructura Esquistosa o en Capas

Monolítica

Esta clasificación no se corresponde con la forma de pérdida de estabilidad, por ejemplo el monolítico puede referirse a las arenas y la pérdida de estabilidad ocurre en forma de bóveda. La solución dada a la estructura esquistosa y monolítica no se ajusta a la etapa que estamos analizando.

2.4.1.1 Estructura en Bloques

$$S = f_{kp} \frac{k_M k_R k_W}{k_N k_i k_A k_\alpha}$$

$$n = \frac{2a}{l}$$

S - Criterio de estabilidad

$k_M, k_N, k_R, k_W, k_i, k_A, k_\alpha$ - Parámetros de cálculo

n - parámetro para determinar k_M

$2a$ - Luz de la excavación

l - separación entre grietas

Los parámetros $k_M; k_i; k_A$ se refieren a sistemas de grietas, potencia y relleno de las mismas actuando como coeficientes de minoración del f_{kp} , así como k_α y k_W posición de la excavación con relación al sistema de grietas y presencia de agua subterránea respectivamente, k_R que se refiere a la rugosidad que exista entre las paredes de la grieta, oscila de discontinuas a planas y mayor a f_{kp} y k_M es un coeficiente que introduce la sección pero mediante un solo parámetro, la luz de la excavación.

Resumiendo se trata de valorar la estabilidad mediante un parámetro **S que depende fundamentalmente de la calidad del macizo. Como se observa se evalúa la estabilidad utilizando directamente el parámetro $(\sigma_c)_i$** resistencia a compresión de la roca intacta.

Categoría de estabilidad del macizo	Grado de estabilidad del macizo	Significado del parámetro S
I	Completamente estable	>70
II	Estable	5 - 70
III	Medianamente estables	1 - 5
IV	No estables	0.05 - 1.00
V	Muy inestables	< 0.05

2.4.2 Metodología de Lauffer [26]

Calificó la estabilidad del macizo mediante la determinación del tiempo máximo en que éste permanecía sin comenzar a "fallar".

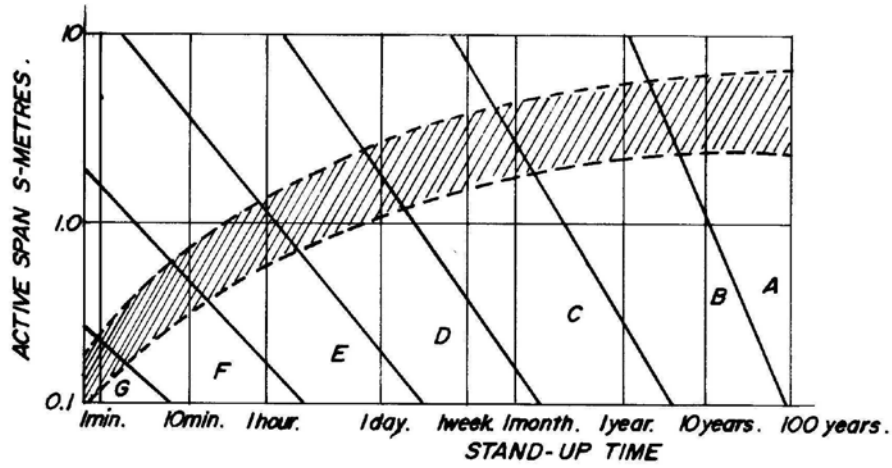


Fig.7 Pronóstico de la luz estable (active span) en función del tiempo (stand-up time)

Esta observación lo llevó al concepto de active-span, la que se define como la "luz máxima" que permite el macizo sin fallar en un tiempo máximo (stand-up time).

La calidad de las rocas aumenta desde (G) hasta (A) y por tanto las condiciones de estabilidad.

2.4.3 Metodología de Deer [17]

Para obtener su metodología Deer define el RQD (Rock Quality Designation), índice de calidad de las rocas con la relación siguiente:

$$RQD = \frac{\text{Longitud total de los pedazos de testigos } > 10\text{cm}}{\text{Longitud total de perforación}}$$

Tomando este parámetro de calidad de la roca como base, define la luz estable del macizo.

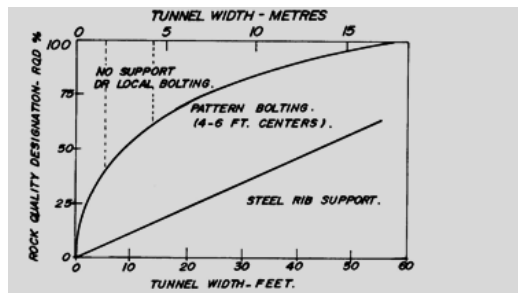


Fig. 8 Pronóstico del revestimiento del túnel en función del RQD

2.4.4 Metodología de Bienawski [3]

Define su metodología a partir de un grupo de parámetros, que sumados nos dan un valor que permite determinar la luz estable del macizo en función del tiempo.

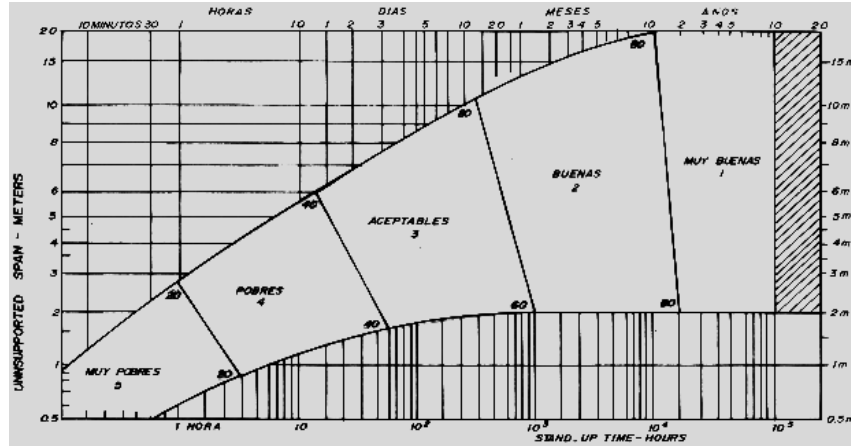


Fig.9 Mediante el RMR se pronostica active-span en función del tiempo

El RMR (Rock Mass Rating) = $\sum 1 + 2 + 3 + 4 + 5 - (\alpha)$, este último parámetro (α) es la corrección debido a la posición de la galería con relación a los sistemas de grietas.

Los sumandos valoran lo siguiente:

- 1—Resistencia a la compresión de la roca intacta.
- 2—RQD del macizo.
- 3-4—Criterios de agrietamiento.
- 5—Presencia de aguas freáticas.

Tomando como base el RMR, evalúa la calidad del macizo y pronostica la luz estable.

Metodología de Barton [1]

Barton define su metodología a partir del Rock Mass Quality (índice de calidad del macizo) \underline{Q}

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \frac{J_r}{J_A} \frac{J_w}{SRF}$$

J_r, J_n, J_A – Parámetros de agrietamiento así como J_w y SRF (Strenght Reduction Factor) coeficientes que introducen la presencia de las aguas subterráneas y las condiciones particulares del macizo, respectivamente.

La luz estable se define en función de (Q y ESR).

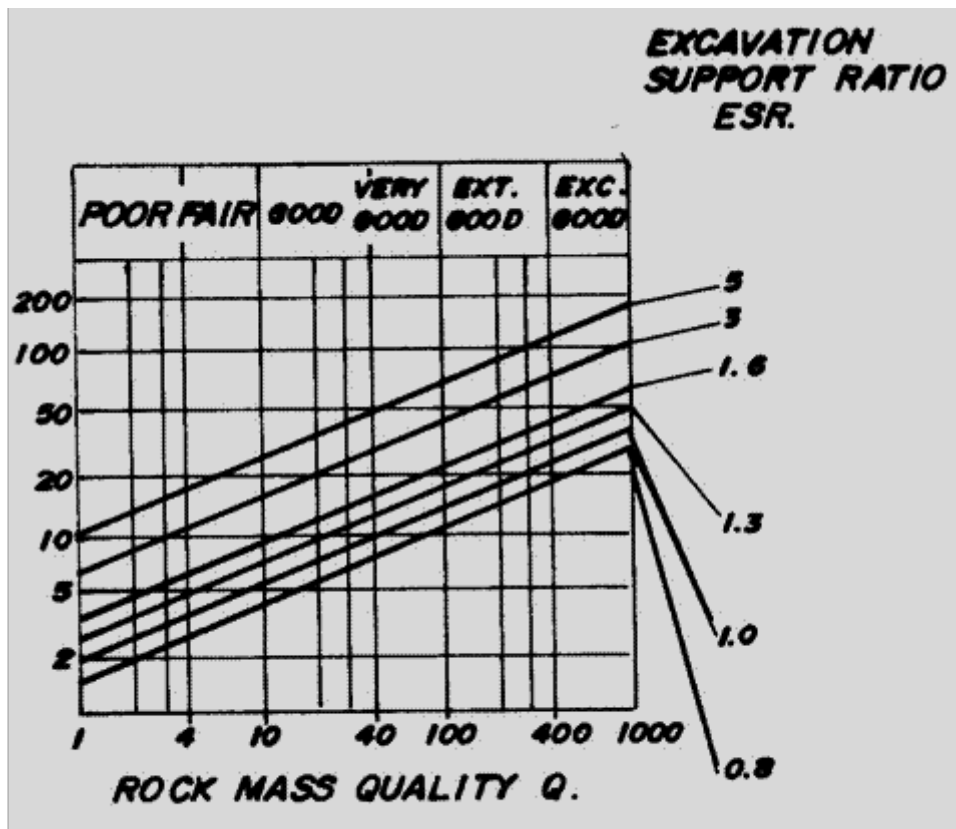


Fig. 10 La Luz Estable se pronostica en función de Q y ESR

ESR – Excavation Support Ratio (coeficiente que depende de la importancia de la obra y actúa como un coeficiente de seguridad)

Como se observa la estabilidad depende de la calidad del macizo (Q).

2.5 METODOLOGÍAS PARA EVALUAR LA CARGA SOBRE LA FORTIFICACIÓN

La carga sobre la fortificación depende fundamentalmente del esquema de interacción y las metodologías utilizadas en esta etapa generalmente obvian este concepto.

La mayoría utiliza el esquema de “carga dada” y distribución uniforme, dado recomendaciones de revestimiento en función de la calidad del macizo.

2.5.1 Terzaghi [26]

Para el pronóstico establece la **clase** de macizo la cual oscila de uno a nueve correspondiendo la primera a la **roca dura y sana** y la novena aquel macizo que experimenta **subpresiones y menor competencia**.

El criterio que asume como carga (H_p) es el de bóveda o zona de destrucción la que pronostica en función de la luz de la excavación (B) y (H_t) altura del túnel.

Para cada **clase** recomienda con carácter cualitativo la forma de fortificar.

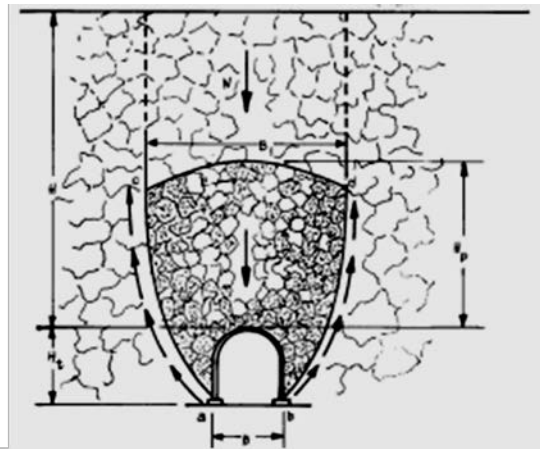


Fig. 11 Pronóstico de carga vertical en función de la clase de macizo

$$P = \gamma H_p$$

Los valores de H_p se toman de la tabla siguiente:

Clase	Tipo de terreno		Carga de la roca H_p	Observaciones
1	Roca dura y sana		Cero	Revestimiento ligero sólo si hay caída de bloques
2	Roca dura estratificada o esquistosa		0 a 0,5 B	
3	Roca masiva		0 a 0,25 B	
4	Roca moderadamente fracturada. Bloques y lajas		0,25B a 0,35 (B+H _t)	
5	Roca muy fracturada		(0,35 a 1,1) (B+H _t)	
6	Roca completamente fracturada pero sin meteorizar		1,1 (B+H _t)	Entibación continua. Empuje lateral considerable
7	Roca con propiedades Fluyentes	Profundidad moderada	(1,1 a 2,1) (B+H _t)	Fuerte empuje lateral
8	Roca con propiedades Fluyentes	Profundidad grande	(2,1 a 4,5) (B+H _t)	Entibación continua con cierre en la base (durmiente)
9	Roca con subpresiones (Expansivo)		Hasta 250 pies. sea cual fuera (B+H _t)	Entibación continua y circular (variante en casos extremos)

OBSERVACIONES:

- 1) B y H_t ancho y alto del túnel (en pies)
- 2) Válido para profundidades mayores de 1,5 (B+H_t)

3) En las clases 4, 5 y 6 reducir la carga a la mitad, por encima del nivel freático

2.5.2 Criterio de Bienawski (RMR)[26]

Para túneles fortificados con arcos de acero rígidos.

Forma: Herradura (Horseshoe) ancho 10 m (esfuerzo vertical alrededor de 25 Mpa. Barrenación y Disparo)

RMR	LABOREO	FORTIFICACION		
		ANCLAS 20 mm	TORCRETO	CUADRO DE ACERO

Como puede observarse del encabezamiento de la tabla este criterio de pronóstico se fundamenta en la **calidad del macizo (RMR)** y se fijan para cada clase el tipo de laboreo, la fortificación recomendada y el modo de instalarla.

Es muy específico y no se dan criterios de carga.

2.5.3 Criterio de Barton (Q)

El pronóstico bajo este criterio está más elaborado y toma como partida **la calidad de la roca Q** estableciendo como en el caso anterior el tipo de fortificación.

Tipo de macizo	Q	q K P a	Anclaje	Anclaje Sistemático (NT)	Anclaje Sistemático (AT)	Anclas combinadas con mallas	Torcreto con mallas espesor	Torcreto con mallas espesor indicado, mm	Arcos de concreto espesor	Arcos de (HA) espesor indicado, mm

La carga está dada por la fórmula $P_T = \frac{2(J_n)^{1/2} (Q)^{1/3}}{30J_r}$ MPa, uniformemente repartida alrededor de la excavación.

Para su manejo práctico se confeccionó un nomograma que recoge todas las posibilidades definidas en la tabla anterior[46]

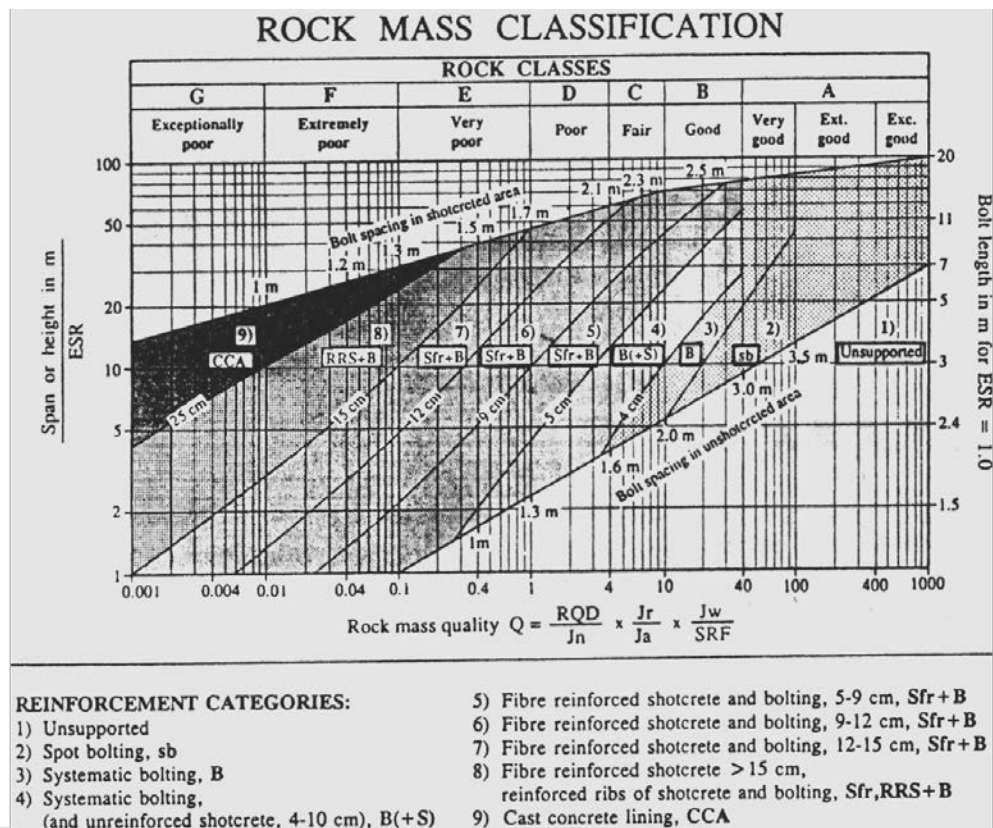


Fig. 12 Representación gráfica para el pronóstico de fortificación.

Trataremos, en breves palabras, exponer la situación actual en cuanto al desarrollo de las metodologías de pronóstico en Cuba. Las mismas se han ejecutado por nuestros investigadores en diferentes ocasiones aunque no directamente relacionado con la estabilidad de Obras Subterráneas [4] [5] [6] [12] [29] [33].

Blanco T.R. con el objetivo de seleccionar obras abandonadas para su utilización en depósitos de combustible o para valorar la estabilidad de la obra tomando como base la zona de deformaciones “inelásticas”. Este autor junto con Pires Cartaya M para estimar la resistencia de las rocas y esta última en la clasificación del macizo de rocas como pronóstico par la construcción de la obra subterránea.

Mondejar Oquendo O. en la determinación de una metodología para calcular la fortificación tomando en consideración el efecto sísmico que provocan los terremotos en la zona de Moa.

My. Lanza Rodríguez J:E ejecutó un interesante trabajo con experiencias reales de campo, rectificando los coeficientes de amortización de la onda de choque dado por la normativas soviéticas y los determinado directamente por él en las entradas de los túneles.

De las metodologías existentes las más populares en Cuba son las siguientes: Barton [1], Protodiakonof [37], las normas soviéticas para la construcción de túneles [42] y la solución analítico-experimental de Zaslabski. [47]

2.6 CONCLUSIONES

2.6.1 Generalidades

- El concepto de bóveda de equilibrio natural emitido por Protodiakonof a inicios del siglo veinte es aplicable a la generalidad de los macizos mineros.
- El concepto de interacción macizo-fortificación para cuantificar la carga sobre la fortificación dado por Matbief y Mohr simultáneamente en la década del 50, constituye el elemento básico a que se somete la obra subterránea
- .La clasificación del macizo dada por Boluchof en la década del 60, constituye una evaluación cualitativa muy significativa para orientarnos en la tarea actual de pronóstico sobre la estabilidad de las excavaciones subterráneas.
- El concepto de active-span (luz activa) y stand-up time (tiempo máximo sin fortificar) definido por Lauffer, introduce la valoración de la variable tiempo mediante soluciones empíricas
- .Barton y Bienawski respectivamente diseñan una metodología muy elaborada y detallada para pronosticar el comportamiento del macizo. Tanto uno como el otro valoran la anisotropía del medio y su heterogeneidad haciendo énfasis en la fractura del macizo e introduciendo un conjunto de coeficientes que tratan de recoger las características fundamentales en que se ejecutará la obra.

2.6.2 Insuficiencias de las Metodologías descritas:

- El concepto de estabilidad esta relacionado solo con la calidad del macizo.
- La tarea no se resuelve espacialmente.
- No relacionan la carga con el Estado Tensional antes de ejecutarse la obra. A Priori se establece que las cargas verticales son superiores a las horizontales y en última instancia uniformemente distribuidas
- La forma y el área de la sección transversal no se consideran para el cálculo.

Los últimos años del siglo XIX dieron inicio al cálculo de la presión minera. Ha transcurrido el siglo XX y aún los criterios para cuantificarlo tienen un carácter local y la generalización constituye la selección de una metodología que se ajuste por analogía a nuestra zona de trabajo y mediante coeficientes ir reajustando los parámetros de diseño.

Por tanto nuestro objetivo es elaborar una metodología, que aún no siendo universal, nos permita confeccionar el pronóstico de estabilidad en la construcción de obras subterráneas, integrando los parámetros fundamentales de diseño y ejecución que conforman dicho proceso tecnológico.

Para ello es necesario solucionar las siguientes tareas experimentales:

1. Evaluación del macizo de rocas
2. Diseño de la sección transversal de la excavación
3. Determinación del volumen estable durante el laboreo de la obra subterránea.
4. Cálculo del régimen de cargas para la fortificación

3 TAREAS DE INVESTIGACION Y EXPERIMENTACION

3.1 EVALUACION DEL MACIZO DE ROCAS

El Macizo de rocas en su estructura presenta grietas, poros y contenidos diferentes en su composición petrológica y mineralógica que hacen del mismo un medio anisótropo y heterogéneo, por tanto, utilizar la Mecánica del Medio Continuo estudiada en los clásicos [2] constituyó un error.. Su evaluación mecánica constituye un tema de interés técnico y científico que ha llamado la atención a muchos investigadores.

El problema a resolver puede resumirse esquemáticamente con la siguiente relación:

Resistencia del Macizo = **Factor** x Resistencia de la Roca intacta

Este factor se conoce como **factor de escala**.

La solución del problema hasta el presente ha tomado caminos diferentes dando origen a métodos que se aplican en condiciones concretas para diferentes medios.

La universalidad de un método no es recomendable si analizamos el concepto de **volumen elemental**.

El volumen elemental para un macizo de rocas es el volumen más pequeño que posee todas las características del medio.

Si tenemos como criterio el agrietamiento para valorar el macizo, el volumen elemental de un macizo estratificado no estaría en correspondencia con la intensidad del agrietamiento, lo mismo puede valorarse para un macizo masivo donde lo heterogéneo está dado por la porosidad y la composición mineralógica del medio.

Al proyectar la obra subterránea los planos de debilitamiento constituyen el aspecto a definir en el medio, así como la distancia entre los mismos de manera tal que nos ayude a pronosticar la **luz que puede considerarse estable**. Razonamiento análogo podemos hacer para un macizo masivo cuando definimos la dirección menos resistente del mismo.

Este conjunto de problemas dificultan el trabajo de pronóstico, más si tomamos en consideración que la resistencia a compresión de la roca intacta que se obtiene en el laboratorio constituye el dato primario para analizar mecánicamente el macizo y que su valor está muy distante de su resistencia real, la solución del problema se complica significativamente.

Para evaluar al macizo existen muchas metodologías, las hemos agrupado basadas en los siguientes aspectos :

Zona de debilitamiento estructural.

Expresiones empíricas.

Mediciones In Situ.

3.1.1 Zona de debilitamiento estructural [21]

Se aplica para macizos estratificados o agrietados y una vez obtenida la distancia media entre las zonas de debilitamiento (C) puede aplicarse a obras de diferente luz (L) obteniéndose un coeficiente en el cual la escala geométrica tiene respuesta al valorar al macizo.

Como ejemplo del método tenemos la evaluación realizada por nosotros en Minas de Matahambre en macizos de areniscas, esquistos y menas.[32] Figura 12

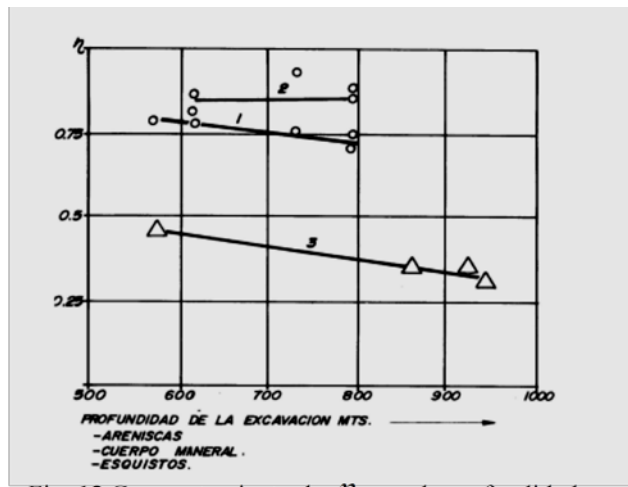


Fig. 12 Comportamiento de η con la profundidad

Si asociamos los resultados obtenidos con la profundidad, observamos que para el mineral el valor es prácticamente constante, **no así para las rocas.**

3.1.2 Expresiones Empíricas

Las expresiones matemáticas empíricas preestablecidas se utilizan indistintamente en cualquier tipo de macizo, se encuentran condicionadas a los ensayos de laboratorio para muestras de tamaños diferentes y pronosticar como resultado el valor del macizo.

Las obtenidas directamente se pueden definir tomando como base la intensidad del agrietamiento, el porcentaje de un tipo de roca en el macizo, etc.

Cualitativamente puede afirmarse que las curvas obtenidas para evaluar el macizo son de carácter descendente y asintótico al valor real del mismo. Sobre este tema consulte en la bibliografía las referencias [26] y [38]. La primera se refiere a una recopilación de datos en el mundo y la segunda a trabajos realizados en minas de carbón.

Los ejemplos siguientes se refieren a resultados obtenidos por nosotros en macizos de nuestro país [32]. Para la Mina Júcaro Figura 13 [31], basado en la metodología de Protodiakonof (hijo)[38].

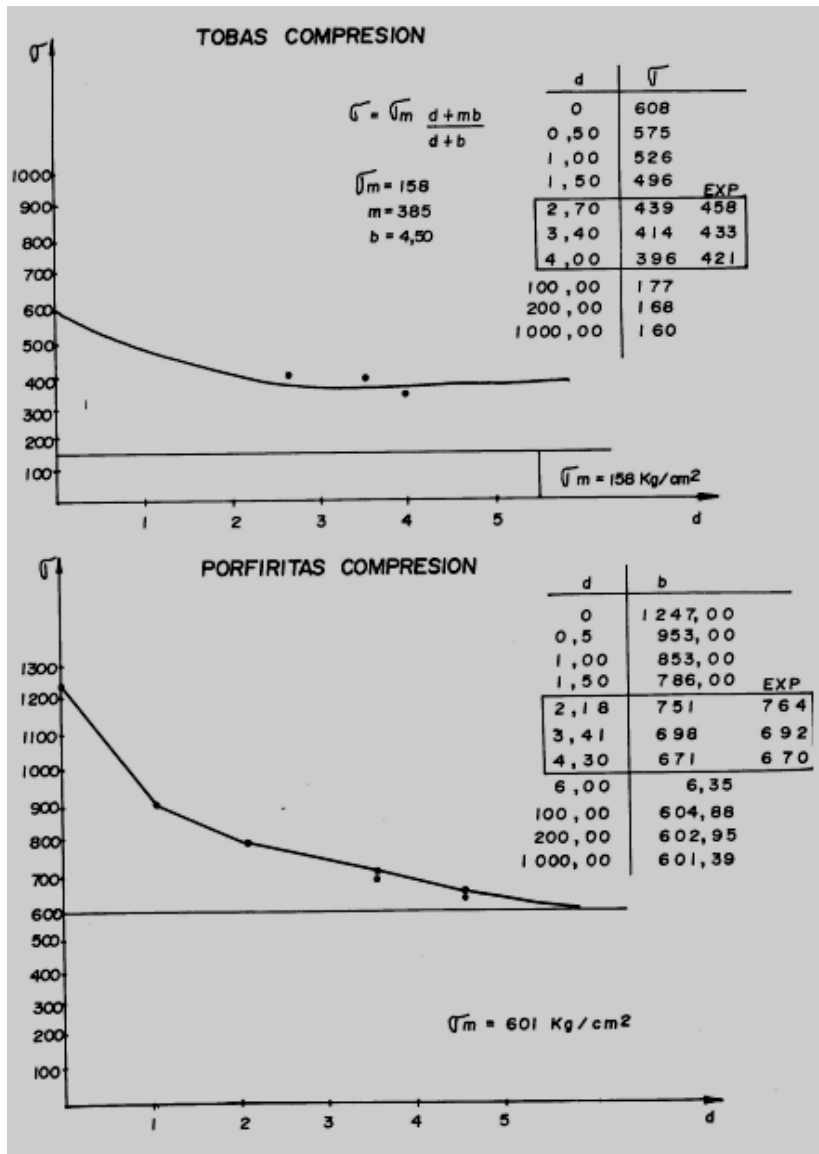


Fig. 13 Tobas y Porfiritas de la Mina Júcaro

En la Figura 14 se toma como elemento la intensidad de agrietamiento y se dan expresiones para la zona polimetalica Cuerpo 70 en Minas de Matahambre .

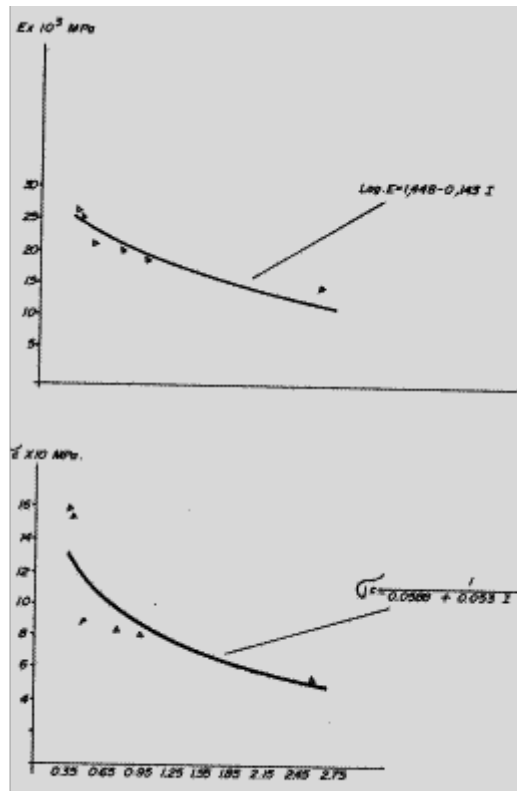


Fig. 14 Evaluación del macizo de la Zona Polimetálica 70

En la Figura 15 se estudia un macizo estratificado de areniscas y esquistos (Minas de Matahambre) y se da el valor de la resistencia del macizo en función del contenido de areniscas en porcentaje .

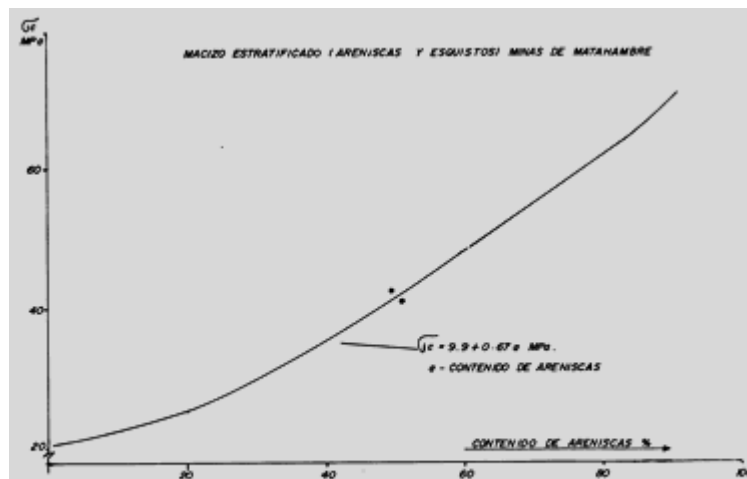


Fig. 15 Evaluación de un macizo estratificado

3.1.3 Mediciones In Situ

Para la tarea de pronóstico constituye un método muy perspectivo cuando se aplica la Geofísica, con el inconveniente que se necesita para la zona específica tener el patrón del comportamiento de la magnitud física del método con que se ejecuta la investigación.

La determinación In Situ utilizando pruebas de carga no son de pronóstico.

Como conclusiones de lo tratado puede decirse que la evaluación del macizo es un tema abierto en el ámbito de la investigación. En nuestro país se han publicado trabajos sobre el estimado de la resistencia de las rocas.[4]

Cuando comenzamos el tema definimos que se necesitaba del **factor de escala** para evaluar el macizo, en nuestro caso consideramos que debemos analizar la escala **geométrica y el tiempo**.

Para comenzar el trabajo consideramos útil partir de la hipótesis siguiente:

evaluar el macizo utilizando el f_{kp} pero introduciendo en el como factores de minoración la escala geométrica y el tiempo

En otras palabras Protodiakonof definió el $f_{kp} = \frac{(\sigma_c)_i}{10}$ en el numerador utilizamos la resistencia a compresión de la roca intacta.

Utilizando en el numerador el valor de (σ_M) resistencia del macizo la expresión queda de la forma siguiente: $f_{kp} = \frac{\sigma_M}{10}$ y $\sigma_M = (factor\ 1)(factor\ 2)(\sigma_c)_i$.

Queda por definir cuales son los factores, los resultados obtenidos con anterioridad para evaluar el macizo nos permiten decir, que la utilización de expresiones empíricas definidas por diferentes autores u obtenidas directamente en el campo, limitan el universo de aplicación de ellas mismas.

Se deben tomar muestras de diferentes tamaños de una zona determinada, ensayarlas y correlacionarlas o estudiar el macizo de rocas mediante el agrietamiento y correlacionarlos con los valores que se obtengan en el laboratorio de las constantes mecánicas de la roca intacta.

Consideramos que determinar el coeficiente de debilitamiento estructural (η) para cada etapa de investigación de la obra es más práctico y universal.

Como se conoce dicho coeficiente depende de dos factores, el número de superficies de debilitamiento (grietas o estratos) por unidad de longitud y las dimensiones de la obra. Podemos con el introducir la escala geométrica en el cálculo.

La escala tiempo, aun no resuelta, se ha estudiado fundamentalmente mediante la Teoría Lineal de la Herencia, la cual precisa determinar en el laboratorio los valores $(\alpha$ y $\delta)$ y esto además de ser demasiado lento, también se limita por la toma de muestras y su traslado.

Nosotros decidimos utilizar, por la experiencia práctica acumulada en el Instituto de Minas de Leningrado, el factor tiempo (ξ) de la forma siguiente [43]:

Para rocas de comportamiento frágil al destruirse: 0.9 - 1.0

Para rocas que experimentan deformaciones plásticas antes de destruirse: 0.6 - 0.8

Definitivamente la expresión de Protodiakonof queda de la forma siguiente:

$$f_{kp} = \frac{\eta \xi(\sigma_c)_i}{10} = \frac{\sigma_M}{10}$$

Lo que extiende su contenido al macizo donde se ejecutará la obra.

Como campo de observación se tomó a Minas de Matahambre Las rocas principales que forman el macizo minero son las areniscas masivas y los esquistos de diferentes tipos [30].

Ellas se alternan variando su contenido desde (0-100)% lo que permite subdividir el macizo en tres formas diferentes:

Macizo I	Areniscas
Macizo II	Intercalaciones de esquistos y areniscas.
Macizo III	Esquistos

3.1.3.1 Parámetros estudiados.

Se estudiaron los siguientes: $\left(\frac{h}{L}\right), (\sigma_c)_i, (\eta), (A), (\alpha)$

h—altura de la bóveda

L---luz del derrumbe

La tabla recoge los resultados finales

$(\sigma_c)_i$	60-70	50-60	40-50	30-40	20-30
MACIZO	I	II			III
<i>Forma de la Bóveda</i>					
$\frac{h}{L}$	0.42	0.33	0.27	0.24	0.21

Para las zonas de observación se determinaron $(\sigma_c)_i$ y η “se confeccionó el pasaporte de la roca”

(envolvente de Mohr) y se evaluaron mediante la relación $\left(\frac{\sigma_c}{\sigma_T}\right)$ las características frágil o plástica. Las

observaciones se complementaron, determinando el área de la sección transversal (A) y la posición de la excavación con relación a las superficies de debilitamiento estructural (α) .

El análisis de los datos nos llevó a la expresión siguiente:

$$\left(\frac{h}{L}\right)_\alpha = 0.48 + 0.03A - 0.004\alpha - 0.05f_{kp}$$

expresión que nos permite obtener los parámetros básicos de la bóveda de equilibrio. Comparando nuestros resultados y los de la fórmula de Protodiakonof $\left(\frac{h}{L}\right)_p = \frac{1}{2f_{kp}}$ con las observaciones de campo, los nuestros se correspondían de forma más favorable.

Es evidente que la expresión nuestra posee más variables para el cálculo, en ella se evalúa el área de la sección transversal, la anisotropía y la calidad del macizo, calculada esta última mediante la fórmula propuesta en párrafos anteriores.

La fórmula de Protodiakonof (modificada) para calcular la presión de las rocas es la siguiente:

$$q_p = 0.33\gamma \frac{L^2}{f_{kp} K_\alpha} \text{ kN/m}$$

$$K_\alpha = \frac{\left(\frac{h}{L}\right)_p}{\left(\frac{h}{L}\right)_\alpha}$$

este coeficiente evalúa el macizo de rocas y en la tabla siguiente se dan sus valores

PARÁMETROS	SUELOS		ROCAS							
	Arenas limosas	Arcillas	Margas	Calizas	Tobas	Esquistos	Esquistos Areniscas Inter.	Areniscas	Porfiritas	Calizas duras
f_{kp}	0.360	0.210	0.495	1.345	1.530	2 - 3	3 - 6	>6	>6	>6
γ	20.23	20.18	21.80	22.33	-	26.08	26.96	26.45	-	-
C	7.50	57.50	2400	4594	-	4300	8500	15600	-	-
φ^0	20	12	35	46	-	36	56	49	-	-
$K_{\alpha=0}$	1.80	3.09	1.34	0.52	-	0.31	0.20	0.16		
$K_{\alpha=90}$	3.45	5.80	2.59	1.05	-	0.68	0.57	0.50		

3.2 DISEÑO DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA EXCAVACIÓN

La estabilidad de la obra subterránea está íntimamente relacionada con el estado tensional reinante en el macizo [22] [25] [44].

Se ha tomado como hipótesis, que el estado tensional que se origina al ejecutarse la obra subterránea es semejante al reinante en el macizo.

Conocer de la dirección de las tensiones principales permite ubicar espacialmente la obra y seleccionar la forma de la sección transversal. Ambos aspectos son básicos para la estabilidad de la obra subterránea. La evaluación del estado tensional **cuantitativa y cualitativamente** puede obtenerse utilizando diferentes métodos y generalmente se agrupan de la forma siguiente:

Visual

Agrietamiento

In Situ

Se ha utilizado la combinación de los mismos en nuestras observaciones con el objetivo de poder comparar los resultados.

Las deformaciones en la fortificación (Figuras 16 y 17) demuestran la presencia activa de tensiones horizontales para una galería fortificada con anclas y la otra con cuadros de madera.

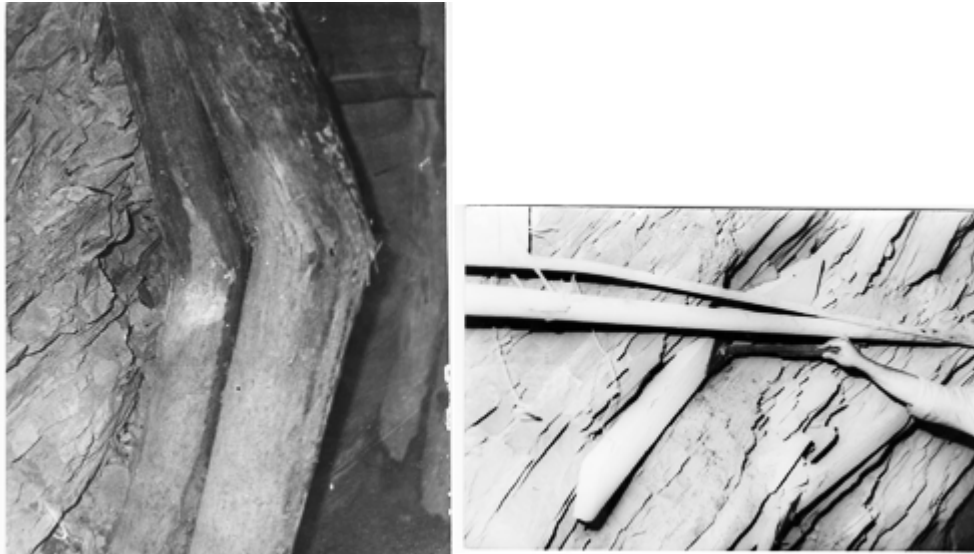


Fig.16 y 17 Presencia activa de las tensiones horizontales (Minas de Matahambre)

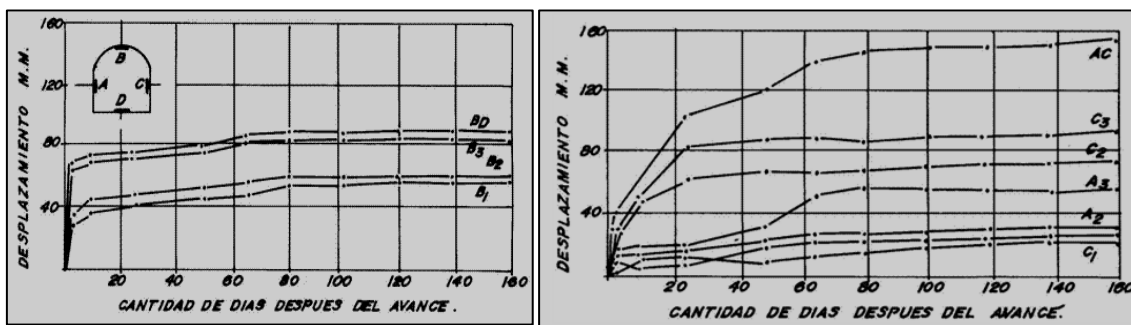


Fig. 18 En el gráfico se observa el valor mayoritario de los desplazamientos

El estudio de los desplazamientos (Figura 18) permite evaluar la relación entre las cargas horizontales y verticales, lo que es de suma importancia para diseñar la forma de la sección transversal y el cálculo de la fortificación. El conjunto de estos datos permite valorar cualitativamente y comparativamente el Estado Tensional reinante en la zona de trabajo, tomar decisiones prácticas y por analogía pronosticar zonas próximas a nuestra obra.

La foto de la Figura 19 tomada de una galería sin fortificar muestra que la luz es superior al puntal, esto se obtiene cuando **el macizo responde con la forma** al estado tensional reinante.

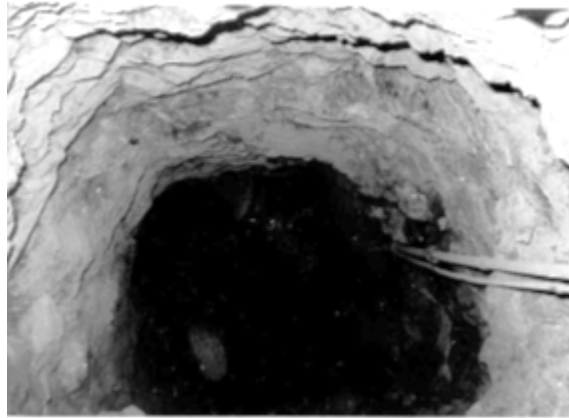


Fig.19 Forma que adquieren las galerías y los derrumbes (Luz mayor que el Puntal)

En la foto de la Figura 20 se observa lo inadecuada de la fortificación, debido a que los elementos laterales están totalmente alejados de la pared y el macizo adquiere la forma que le permite ser más estable.



Fig. 20 Foto de los niveles inferiores de Minas de Matahambre

Para valorar el estado tensional de una región determinada se ha utilizado el método de las Paleotensiones y se ejecuta en zonas “no activas” [24]. Se precisa por tanto el estudio del agrietamiento tomando muy en cuenta la “edad” de forma tal que estemos en presencia de sistemas conjugados. El método permite valorar cualitativamente el estado tensional y da la solución espacial de la posición de las tensiones principales.

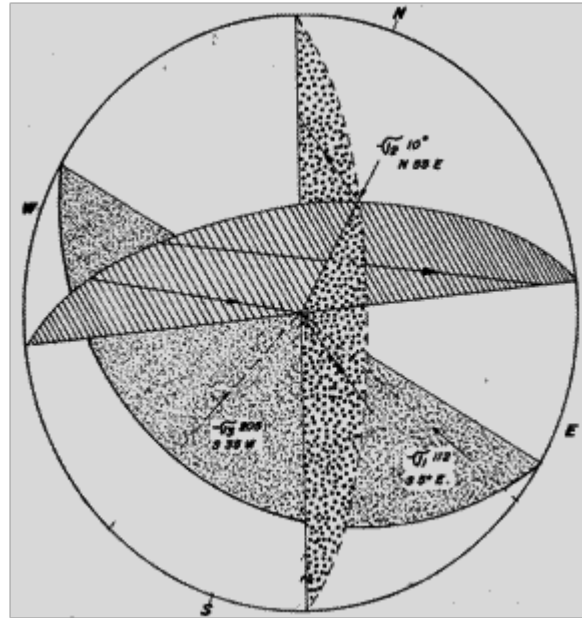


Figura 21 Método de Gzobski para obtener el Estado Tensional IN Situ.

Los resultados obtenidos que se observan en el gráfico demuestran que la tensión principal (σ_1) se encuentra en una posición prácticamente horizontal, lo que cualitativamente se corresponde con las observaciones realizadas en los derrumbes y los desplazamientos. Figura 22

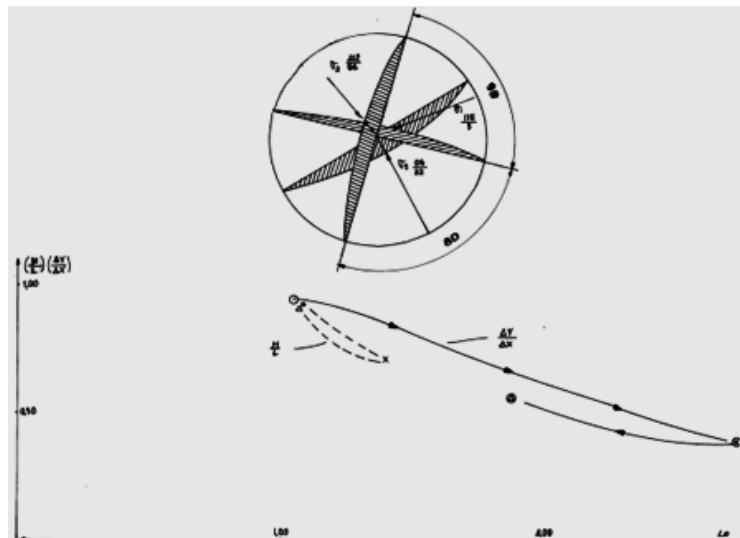


Fig. 22 Evaluación del Estado Tensional

Las curvas que representan a los desplazamientos y los derrumbes son semejantes, siendo la primera de mayor extensión.

La semejanza demuestra la cualidad de ambos fenómenos que se corresponde con los resultados obtenidos mediante las Paleotensiones.

Las observaciones realizadas en los derrumbes son más representativas de la forma que adquiere el macizo para contrarrestar los efectos de la presión de las rocas en ella no influye el tipo de fortificación.

Debido a lo cual definimos un término, **luz de cálculo**, para proyectar la forma de la sección transversal

$$L = L_c \times H_p$$

L —Luz de Trabajo

H_p--- Puntal de Proyecto

MACIZO	I		II		III	
Parámetro	H/L	L _c	H/L	L _c	H/L	L _c
DERRUMBES						
Promedios	0.91	1.09-	0.71	1.42-	0.92	1.08-

Este parámetro (**L_c**) nos permite introducir en el diseño las dimensiones horizontal y vertical en función del estado tensional reinante en el macizo.

3.3 DETERMINACION DEL VOLUMEN ESTABLE DURANTE EL LABOREO DE LA OBRA SUBTERRANEA

Tradicionalmente se ha utilizado la luz estable para condicionar el avance sin fortificar omitiéndose el área de la sección transversal, criterio éste que consideramos incorrecto, sobre todo cuando trabajamos en macizos inestables.

Consideramos que el término a utilizar es el de **volumen estable**:

$$V_E = (A_{max})_E \times PL$$

(A_{max})_E --- Area máxima estable

PL ----Paso de Laboreo

Los resultados obtenidos con anterioridad permitieron obtener un rango para el cual la relación $\left(\frac{h}{L}\right)_\alpha$ define el grado de estabilidad del macizo y a partir del mismo calcular los siguientes parámetros:

$$AE = 0.13 \infty + 1.6f_{kp} - 8 \quad \text{Área máxima estable}$$

$$\infty E = 58 + 7.5AP - 12.5f_{kp} \quad \text{Ángulo mínimo estable}$$

$$\left(\frac{h}{L}\right)_\infty = (0.20 - 0.25) \quad \text{Macizo estable}$$

AP = Area de proyecto

α = Angulo real

Los municipios del Sur de la provincia de Pinar del Río se encuentran ubicados en sedimentos del Cuaternario, lo que los identifican en la construcción de obras subterráneas como inestables[18] [19].

Durante el proceso de construcción de túneles en la Provincia se realizan observaciones al macizo en los diferentes municipios.

Estas observaciones han conformado un criterio cualitativo y fundamentan la construcción de la obra. Los aspectos observados se enumeran a continuación:

- paso de laboreo
- forma de perder la estabilidad el macizo (**fallo**).

Hemos seleccionado aquellos que se relacionan con las condiciones de laboreo más difíciles (arenas y arcillas). La tabla resume los más representativos

Municipio	Macizo	Fortif	Paso de laboreo	Tiempo estable	Fallo	Observaciones
P. del Rio	Arenas	Hgón Pref	0.30	24 hrs	Bóveda	Empuje Horizontal
	Arenas	Hgón In situ	1.00	24 horas	Bóveda	Empuje Horizontal
	Arcilla	Hgón In situ	1.30	-	Bóveda	Permite fortificar.
Guane	Arcilla	Cerámica	1.20	-	Bóveda	Permite fortificar
	Techo arcilla Piso margas.	Hgón Pref	0.00	3 meses	Bóveda y deslizamientos.	Después de quitar la tapia del frente.
Candelaria	Arcillas	Hgón Pref	1.20	-	Bóveda	.Empuje horizontal.

La evaluación mecánica del macizo en suelos aplicando nuestro concepto sobre el f_{kp} nos limita en la **escala de tiempo** .

Para ello se incluyó en las observaciones el tiempo máximo que permanecía sin fallar un volumen determinado, introduciéndose este parámetro en las observaciones y se obtuvo el paso de laboreo para los diferentes tipos de revestimiento con diferente sección transversal

3.3.1 El paso de laboreo

3.3.1.1 Arenas

0.30 m utilizando arcos prefabricados

1.00 m utilizando hormigón In Situ

3.3.1.2 Arcillas

0.50 m utilizando arcos prefabricados

1.50m utilizando cerámica

3.3.2 El volumen estable para Arenas y Arcillas.

Arenas 1.8 m³

Arcillas 6.0 m³

La utilidad práctica de este concepto se manifiesta en el laboreo de excavaciones por secciones.

3.4 CALCULO DEL REGIMEN DE CARGAS PARA LA FORTIFICACION

Se sabe que la carga sobre la fortificación depende del tipo de estructura que se utilice, generalmente se usan los términos **variante e invariante** o deslizable y rígida respectivamente para calificarlas.

La interacción macizo-fortificación esta definida por la **cualidad** de la presión de las rocas alrededor de la excavación.

Esto último se refiere directamente a la forma de “fallar” el macizo y es necesario por tanto, definir en presencia de que tipo de fallo nos encontramos.

Los trabajos ejecutado por nosotros responden al modelo rígido-plástico de interacción, para el cual el fallo ocurre en forma de bóveda o zona de destrucción y responde al criterio de **carga dada**. Figura 23

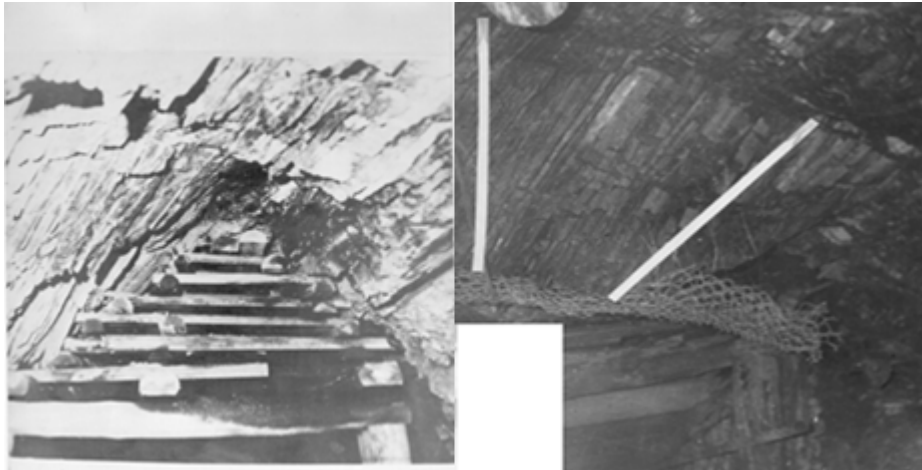


Figura 23 Fallo Típico del Modelo Rígido-Plástico.

La solución que damos es **geométrica** en lo referente a la carga vertical y la forma de la bóveda que asumimos al observar los derrumbes esta es la de la elipse de tres centros:

$$q = 0.79 \left(\frac{h}{L} \right) \gamma L \quad \text{kPa}$$

Para pronosticar las cargas horizontales asumimos el criterio siguiente: los desplazamientos observados en el macizo alrededor de la fortificación dependen de la magnitud de las fuerzas que los provocan.

Definimos como coeficiente de distribución de las cargas (K_s) a la relación que existen entre los desplazamientos verticales y horizontales los cuales se encuentran para los diferentes macizos estudiados en la tabla siguiente:

Macizo	I			II			III		
Parámetro	ΔY	ΔX	Fort.	ΔY	ΔX	Fort.	ΔY	ΔX	Fort.
DESPLAZAMIENTOS									
Promedio	2.43	2.68	No	5.66	12.40	Trap.	131.0	228.5	Elip.
$\Delta X / \Delta Y$	1.10			2.19			1.74		

Para el macizo de rocas el método antes descrito es recomendable y para extenderlo a suelos debe ser investigado.

Generalmente, cuando se fortifica en suelos se toma como carga vertical al producto de γH . Este criterio prevaleció entre nosotros durante un buen lapso de tiempo, ya que se refiere a zonas donde no se forma la bóveda de equilibrio y por cuestiones propias de seguridad y desconfianza lo asumimos. Posteriormente el trabajo propio de laboreo en la zona de la Alameda, ciudad de Pinar del Río, donde se introdujo la utilización de relleno sólido en los derrumbes nos demostró todo lo contrario. Si el derrumbe permite que el hombre se introduzca en él y acomode manualmente el relleno, esto indica que se ha formado la bóveda y que el macizo no está cargando bajo el concepto de γH ,

La presencia de empuje horizontal se observó en el túnel, fundamentalmente en la zona más débil de la fortificación (zanja de desagüe), esta disminuyó el ancho en puntos diferentes.

El derrumbe más típico y de mayor magnitud ocurrió entre las calas 8 y 9 [19] Figura 24. En el se introdujeron 13 toneladas de relleno sólido.

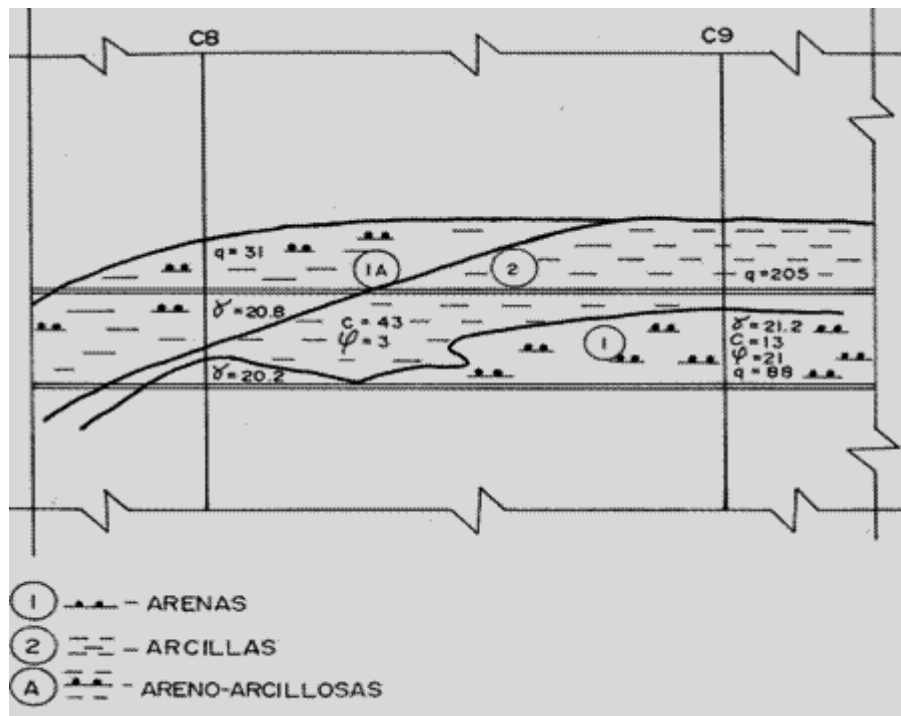


Fig. 24 Perfil ingeniero-geológico

Están presentes en esta zona las capas siguientes:

Capa 1 - Arena limosa

Capa 1A - Arena limosa gravosa

Capa 2 - Arcillas

Las características mecánicas de las mismas se observan en la Figura 24.

Para determinar el valor de la Presión Minera aplicamos nuestro criterio y lo comparamos con la masa de relleno utilizada.

Q_R --La masa de relleno en un metro lineal de galería. (46.0 kN)

Q_p ---Valor obtenido al utilizar la fórmula de Protodiakonof. (267.3 kN)

Q_α --Valor obtenido por nuestra metodología

$$(\alpha = 0 \quad Q_\alpha = 94.11 \text{ kN}) \text{ y } (\alpha = 90 \quad Q_\alpha = 49.50 \text{ kN})$$

los valores obtenidos para K_α son muy parecidos para $\alpha = 90$, posición que tiene el túnel con relación a las capas.

Si tomáramos como criterio el de γH obtenemos.

$$P = \gamma H = 170 \text{ Kpa}$$

Este valor se refiere a 1 m^2 y si lo convertimos en carga concentrada para 1 metro lineal de galería obtenemos lo siguiente:

$$Q = P \times A$$

$$Q = 170 \times 3$$

$$Q = 510 \text{ KN}$$

Con los resultados obtenidos pasamos a utilizar fortificación más ligera y en muchos casos cerámica. Se elaboró para la provincia las siguientes indicaciones:

01-La tabla nos permite ubicar el municipio en su entorno geológico y expresa los criterios generales de estabilidad.

MUNICIPIOS	FORMACION GEOLÓGICA	ESTABILIDAD
Candelana San Cristóbal Los Palacios Consolación Pinar del Río San Juan San Luis Guane	Formación Guevara Arenas, arcillas Formación Guane Arenas, arcillas, conglomerados	INESTABLES
Viñales Mantua	Depósitos sedimentarios de la formación San Cayetano	
Bahía Honda	Formación Encrucijada: Lavas, basaltos, andesitas, calizas. rocas vulcanógenas-sedimentarias.	ESTABLES
La Palma	Formación San Cayetano: Esquistos, argilitas, aleurolitas, areniscas	
Minas de Matahambre	Formación San Cayetano: Esquistos, argilitas y areniscas	

02-En la tabla se encuentran los parámetros mecánicos de las diferentes rocas que constituyen las formaciones geológicas existentes y nos permiten seleccionar el tipo de laboreo y pronosticar la carga.

PARÁMETROS	SUELOS		ROCAS							
	Arenas limosas	Arcillas	Margas	Calizas	Tobas	Esquistos	Esquistos Areniscas Inter.	Areniscas	Porfiritas	Calizas duras
f_{cp}	0.360	0.210	0.495	1.345	1.530	2 - 3	3 - 6	>6	>6	>6
γ	20.23	20.18	21.80	22.33	-	26.08	26.96	26.45	-	-
C	7.50	57.50	2400	4594	-	4300	8500	15600	-	-
ϕ^0	20	12	35	46	-	36	56	49	-	-
$\left(\frac{h}{L}\right)_{\alpha=0}$	0.76	0.77	0.75	0.71	-	0.65	0.55	0.48		
$\left(\frac{h}{L}\right)_{\alpha=90}$	0.40	0.41	0.39	0.35	-	0.29	0.19	0.12		
$q_{\alpha=0}$ kPa	30.70	30.79	32.53	31.60	-	33.29	29.65	27.25		
$q_{\alpha=90}$ kPa	16.12	16.40	16.83	15.64	-	15.17	10.40	8.72		

03-Para las rocas menos competentes, conservando la sección de proyecto en la provincia, el paso de laboreo es el siguiente:

Arenas

0.30 m utilizando arcos prefabricados

1.00 m utilizando hormigón In Situ

Arcillas

0.50 m utilizando arcos prefabricados

1.50m utilizando cerámica

La tabla resume para una sección máxima de 10.00 m², la carga (q) esperada verticalmente. En el cálculo debe considerarse la relación de cargas:

$$n = \frac{q_h}{q_v} \quad \text{oscilando de 1.00-2.5}$$

La forma de la sección transversal para las relaciones:

$$\frac{L}{H} = (1.00 \div 1.20)$$

$$\frac{h}{L} = (0.30 \div 0.50) \quad \text{transitando de elipse de tres centros a semicircular.}$$

4 METODOLOGIA PARA ELABORAR EL PRONOSTICO EN LA CONSTRUCCION DE OBRAS SUBTERRANEAS

En párrafos precedentes señalamos que las hipótesis y metodologías para definir cuantitativamente en forma de “pronóstico” la construcción de obras subterráneas, adolecen de muchas deficiencias debido a causas entre las cuales enumeramos las siguientes:

- El concepto de Estabilidad sólo esta relacionado con la calidad del Macizo.
- La tarea no se resuelve espacialmente.
- No se relaciona la carga con el Estado Tensional reinante antes de ejecutarse la obra. A priori se establece que las cargas verticales son superiores a las horizontales y en última instancia uniformemente distribuidas.
- La forma y el área de la sección transversal no se consideran para el cálculo.

Nuestros resultados permiten orientarnos en los valores primarios para elaborar el “pronóstico” y por este motivo decidimos establecer la secuencia mínima que es necesario investigar partiendo de los datos elementales que ofrece la información ingeniero-geológica.

Los datos mínimos que debemos conocer son los siguientes:

- Direcciones principales de las zonas de debilitamiento (sistemas de grietas conjugados, estratos, capas, etc).
- Intensidad de las zonas de debilitamiento por unidad de longitud
- Resistencia a compresión de la roca intacta
- Tipo de macizo (frágil o plástico)

Los aspectos mínimos que analizaremos para elaborar el pronóstico y controlar la ejecución de la obra son los siguientes:

- Evaluación del macizo
- Sección transversal de la excavación
- Laboreo de la obra subterránea
- Fortificación

El universo en que nuestra metodología es menos insegura, se relaciona con los modelos de interacción elástico, rígido-plástico y elasto-plástico, en áreas menores de 25 metros cuadrados y puede utilizarse indistintamente en macizos de rocas o suelos..

4.1 EVALUACION DEL MACIZO

La evaluación del macizo se realiza mediante la expresión:

$$\sigma_M = \eta \xi (\sigma_c)_i$$

σ_M - Resistencia del macizo, MPa

$(\sigma_c)_i$ - Resistencia a compresión de la roca intacta, MPa

η - Coeficiente de debilitamiento estructural que se determina mediante la Figura 25 para cada objeto de obra.

c- distancia media entre zonas de debilitamiento

L- Magnitud máxima de la sección

ξ - Parámetro reológico

Para rocas de comportamiento frágil al destruirse: 0.9 - 1.0

Para rocas que experimentan deformaciones plásticas antes de destruirse: 0.6 - 0.8

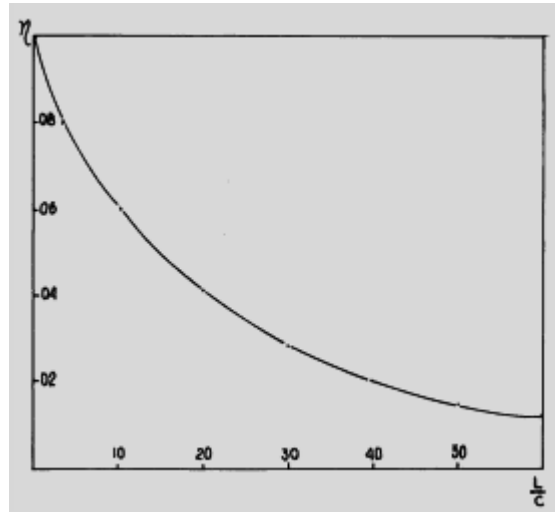


Fig. 25 Gráfico para determinar el Coeficiente de Debilitamiento Estructural

El valor del f_{kp} se determina mediante la siguiente expresión:

$$f_{kp} = \frac{\sigma_M}{10}$$

4.2 SECCIÓN TRANSVERSAL

El objetivo de este epígrafe es simplemente utilizar la **forma como elemento estructural** y por tanto, debemos diseñar la sección para el laboreo en correspondencia con la magnitud y dirección de las tensiones principales.

En la estabilidad de las obras subterráneas la forma y la posición espacial de la sección transversal tienen un peso importante. El estado tensional reinante en el macizo determina este parámetro de diseño.

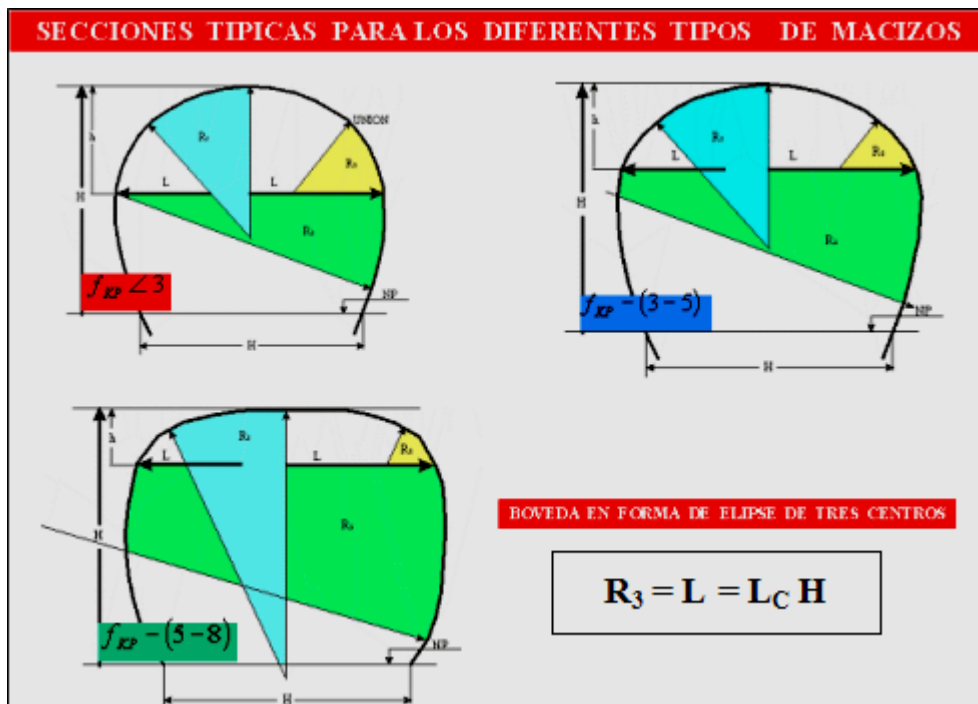
Las observaciones visuales realizadas en los túneles de las cabeceras municipales y los resultados obtenidos de Minas de Matahambre nos permitieron elaborar un criterio de Pronóstico sobre la relación entre las tensiones horizontales y verticales e influir en la forma de la sección transversal.

Partiendo de este análisis definimos el término luz de cálculo (L_c) que constituye un coeficiente adimensional que relaciona el puntual (**dato de proyecto**) y la luz

$$L = L_c \times H.$$

f_{kp}	h/L	L_c	Grado de estabilidad	Forma de perder la estabilidad. Régimen de Carga-
<3	0,45-0,35	1,2-1,1	Muy inestables	Zona de destrucción. Carga dada
3-6	0,35-0,25	1,4-1,2	Estabilidad media	Bóveda. Carga dada
6-8	0,25-0,20	1,1-1,0	Estables.	Pedazos aislados

h = altura de la bóveda



La evaluación cualitativa del Estado Tensional se determina mediante el Método de Gzobski. Para ello se seleccionan dos sistemas de grietas conjugados (de la misma época) y se representan utilizando la falsilla de Schmidt en la proyección estereográfica. Figura 26.

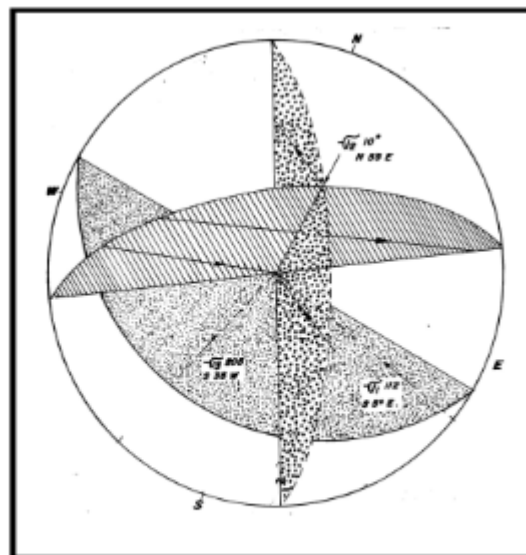


Fig. 26 Evaluación cualitativa del Estado Tensional

- la intersección de los sistemas principales coincide con σ_2
- σ_1 y σ_3 descansan en un plano perpendicular a σ_2
- el ángulo mayor de la intersección coincide con σ_1 y el menor con σ_3

- el signo estará determinado por la descripción de los sistemas que se obtienen del informe ingeniero-geológico

El valor de la luz de cálculo relacionado con el grado de estabilidad evalúa la interacción que existe entre el estado tensional, el comportamiento mecánico del macizo y su forma de perder la estabilidad (pedazos aislados, bóveda y zona de destrucción) con los criterios de estables, estabilidad media y muy inestables, respectivamente.

4.3 LABOREO DE LA OBRA SUBTERRANEA.

En el proceso constructivo, mantener rítmicamente el avance de la obra subterránea está íntimamente unido con el paso de laboreo. Cuando trabajamos con macizos competentes, este aspecto es de menor envergadura, pero en condiciones de macizos no competentes entorpece el proceso organizativo.

Por otra parte, en muchas ocasiones es necesaria la construcción de galerías de exploración, ejecutar el laboreo por secciones, y en todos los casos, investigar el macizo alrededor del cual se ejecuta la obra.

Tradicionalmente se han definido, hasta el presente, las condiciones de estabilidad con una sola dimensión, esta se ha denominado luz teóricamente estable, luz límite, etc. Es nuestro criterio que las condiciones de estabilidad tienen un carácter tridimensional y en él influyen el área de la sección transversal y el avance del frente. Cuando se evalúa el macizo, su capacidad portante disminuye a medida que aumenta la zona denudada y ésta evidentemente tiene un carácter tridimensional.

Para ejecutar el avance manteniendo las condiciones de estabilidad utilizaremos los términos volumen estable (VE) y área máxima estable (AM).

El (VE) lo constituye el espacio abierto máximo que nos permite avanzar el frente en condiciones seguras.

4.3.1 Para suelos

$$VE = PL \times AM \quad (\text{Figura 27})$$

Siendo PL el paso de laboreo máximo que permite el área de proyecto.

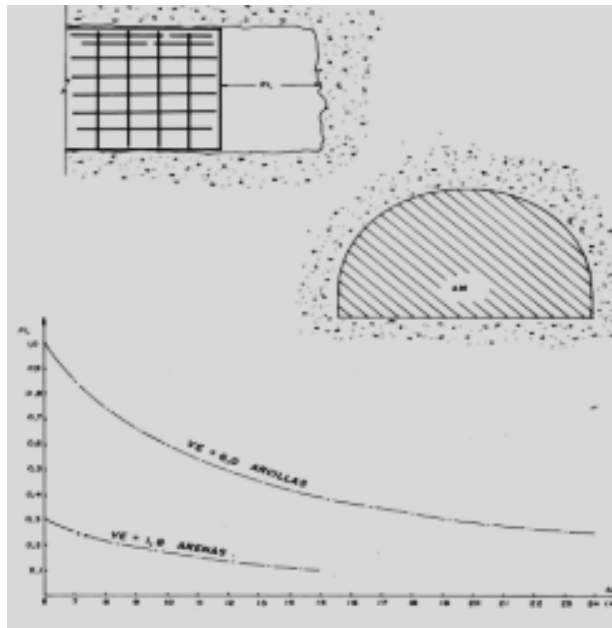


Figura 27 Relación entre el Volumen Estable y el Paso de Labore.

4.3.2 Para Rocas

$$\left(\frac{h}{L}\right)_{\infty} = f(A; \alpha; f_{kp})$$

$$\left(\frac{h}{L}\right)_{\alpha} = 0.48 + 0.03A - 0.004\alpha - 0.05f_{kp}$$

Resolviendo la ecuación para el Macizo Estable:

$$\left(\frac{h}{L}\right)_{\infty} = (0.20 - 0.25)$$

Macizo estable

Nos queda:

$$AE = 0.13 \alpha + 1.6f_{kp} - 8$$

Área máxima estable

$$\alpha E = 58 + 7.5AP - 12.5f_{kp}$$

Ángulo mínimo estable

AP = Area de proyecto

α = Angulo real

4.4 FORTIFICACION

En el proceso constructivo y de explotación de la Obra Subterránea, la fortificación influye en la estabilidad.

A partir de este momento, el concepto de estabilidad se generaliza totalmente y puede enunciarse de la siguiente forma:

La estabilidad de la Obra Subterránea se adquiere cuando esta responde al plazo de servicio para la que fue proyectada.

Queremos hacer notar que en los epígrafes precedentes, el objetivo principal es el de cuidar el macizo como material fundamental y utilizarlo de manera tal que podamos aprovechar lo más eficientemente posible su capacidad portante.

Por tanto, **fortificar** el macizo puede definirse como la utilización de materiales artificiales para conseguir la estabilidad del mismo.

La selección correcta de la forma de la sección transversal influye en la carga sobre la fortificación. Esta se encuentra íntimamente relacionada con el **modelo de interacción**, el cuál se define por las propiedades mecánicas del macizo y la forma en que ocurre el **“fallo”**.

La solución dada en el trabajo para pronosticar la carga se corresponde con la **“geométrica”**, pero hemos asumido que la forma y magnitud de la zona alrededor de la excavación está relacionada con el estado tensional antes de iniciarse el laboreo, y que el estado tensional que surge posteriormente es cualitativamente igual al inicial.

En breves palabras, la dirección y magnitud de las tensiones después del laboreo son semejantes a las primarias.

Como ya se ha establecido, la pérdida de estabilidad ocurre en forma de bóveda o zona de destrucción que responden al criterio de carga dada. Para su pronóstico se utiliza el siguiente procedimiento gráfico:

01 - Se determina $\left(\frac{h}{L}\right)_\alpha$ mediante la Figura 28

$$\left(\frac{h}{L}\right)_\alpha = f(A; \alpha; f_{kp})$$

h - Altura de la bóveda

L - Luz de la excavación

A - Area de la sección transversal

α - Angulo entre la dirección de la galería y la zona de mayor debilitamiento

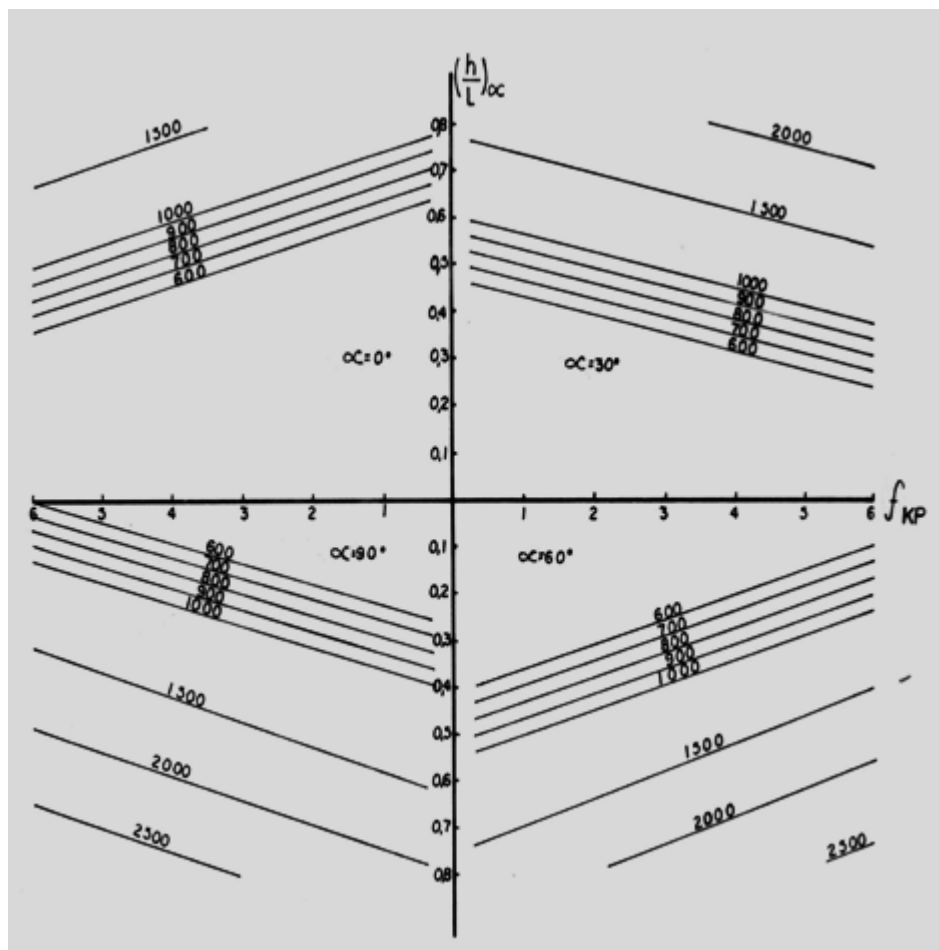


Fig 28 Gráfico para determinar $\left(\frac{h}{L}\right)_\alpha$

02 – Obtenida la relación $\left(\frac{h}{L}\right)_\alpha$ se definió el término K_S (coeficiente de distribución de las cargas).

Utilizando la Figura 29 podemos obtener el valor de la carga

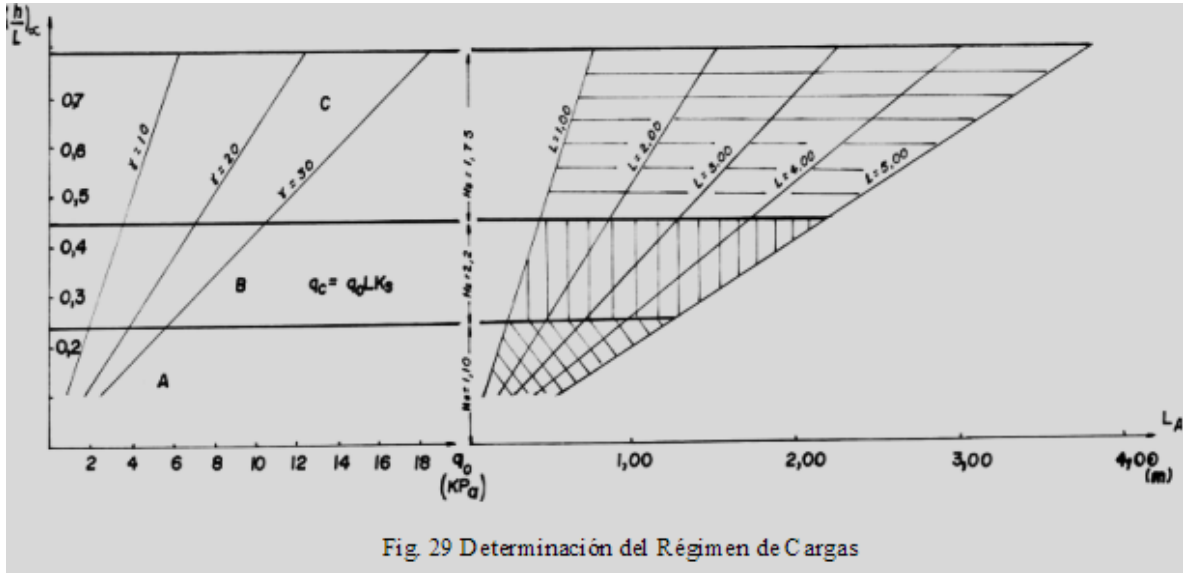


Fig. 29 Determinación del Régimen de Cargas

$$q_v = q_o L \quad \text{- Carga vertical}$$

$$q_0 = q_H = K_S q_v \quad \text{- Carga horizontal}$$

Fig 28 Gráfico para determinar $\left(\frac{h}{L}\right)_\alpha$

Para la fortificación con bulones (anclas):

La longitud de la bóveda L_A se obtiene en el eje horizontal y la de empotramiento (con anclas de hormigón armado) [35]

$$L_H = \frac{q_c}{\tau_c - D}$$

$$\tau_c = 0,75 \tau = 0,75 (0.43 R_b)^{2/3}$$

$R_b = 15 \text{ Mpa}$

$\tau_c = 1,96 \text{ MPa.}$

R_b – Resistencia característica del hormigón.

D – Diámetro del ancla (m).

$L_T = (L_H + L_A)$ – Longitud total del ancla

5 CONCLUSIONES

01- *La Estabilidad de la galería no depende solo de la calidad del macizo*

02- Los parámetros L_c —VE-- $\left(\frac{h}{L}\right)_\alpha$ -- K_s introducen en el pronóstico de estabilidad de la obra subterránea los aspectos siguientes:

- La forma de la sección transversal de la excavación como consecuencia del estado tensional
 - El carácter espacial durante la ejecución del laboreo de la excavación
 - El área de la sección para la cual ya se ha seleccionado su forma, la anisotropía del medio y la distribución de las cargas en el proceso de fortificación
- 03- El conjunto de los parámetros anteriormente descritos, hacen que la ***metodología propuesta para pronosticar la estabilidad defina ésta no independiente de la fortificación sino como elemento que interactúa en el proceso tecnológico de construcción de las galerías.***

6 BIBLIOGRAFIA

1. Barton N., Liond R. and Lunde J. Engineering classification of rock mass for the design of tunnel support. Tock Mech 6, 189-236, 1974.
2. Besujof N.I. Osnobi Teori Uprugosti, Plastisnosti, Polsuchosti Moscú 1968.
3. Bienawski Z.T. Engineering classification of jointed rock mass. Transact.S Afr.Int.Civil Eng.15, 335-342, 1973.
4. Blanco T.R. Cartaya M:P: Estimación de la resistencia de las rocas. Minería y Geología (MOA) # 1 del 2000.
5. Blanco Torrens R. Tesis par optar por el grado a Candidato a Doctor en Ciencias Técnica Leningrado 1986.
6. Blanco Torrens y otros . Valoración de la estabilidad de las excavaciones a partir del criterio de formación y dimensiones de una zona de deformación inelástica en su contorno. Memorias III Congreso Cubano de Geología y Minería. Ciudad Habana Cuba pag. 57-60 1998.
7. Boki, B.V. y Fridlian A.A. “Na chagtie... “ Chatnoe Stroitelstbo No. 3, 1967.
8. Boluchof NS Mejanika Pedsiemnig Saruchanie Moscú 1982.
9. Boluchof NS y otros Raschet Krepi Capitalnig Gornig birabotok Moscú 1974 Pág. 18.
10. Borisov. A.A Uprablenie gornim dablenien Niedra Moscú 1983
11. C.3 Evaluation of the mechanical stability of underground excavations C.3.1 Strategy for the evaluation of mechanical stability <http://www.jnc.go.jp/kaihatu/tisou/zh12/h12/s02/pdf/c-03-01.pdf> 22 de julio 2002.
12. Cartaya Pires M. Tesis presentada en opción al grado científico de Doctor en Ciencias Técnica Ciudad Habana. 2001
13. Castro O Mecánica de Rocas aplicada a la Construcción. Científico Técnica Ciudad Habana 1989.
14. Cimbarievich P.M. Mejanika gornig porod. Ugletejisdat 1948.
15. Cimbarievich P:M: Rudnichnoe kriplenie Ugletejisdat 1951
16. Consejería de Obras Públicas, Urbanismo y Transporte. Orden de 27 de julio de 2000 por la que se dispone la aplicación de la instrucción para el proyecto, construcción y explotación de obras subterráneas para el transporte terrestre (IOS-98) a las obras subterráneas promovidas por la Comunidad de Madrid. BOCM Lunes, 7 de Agosto 2000

17. Deere DU and Miller RP. Engineering classification and index properties for intact rock. Techn.Rep.Air Force Weapons Lab.No AFWL-TR-65-116 1966
18. Empresa Nacional de Investigaciones Aplicadas Informe Ingeniero-geológico para los túneles en el municipio San Cristóbal (Fondo ENIA y Archivo Oficina Provincial de Túneles).1995
19. Empresa Nacional de Investigaciones Aplicadas . Informe Ingeniero-geológico para los túneles en el municipio de Pinar del Río (Fondo ENIA y Archivo. Oficina Provincial de Túneles).1995
20. Ernest Büchi Excavación mecanizada de roca mediante maquinas perforadoras de túneles a sección completa.Conferencia magistral organizada por la Asociación Mexicana de Ingeniería de Túneles y obras subterráneas, y la Fundación ICA, AC., el día 28 de enero de 1998.
21. Fisienco G.L Pridielnie Sostoiania Gornig parod bokrug birabotok Pág. 34 - 41.
22. ***Geostress. Britannica.com Rocks Mechanical Investigation 22 de Octubre del 2000***
23. González de Vallejo. L. Las Clasificaciones Geomecánicas para túneles. Ingeotúneles. Carlos López Jimeno Madrid 1998. I:T:S: de Ingenieros de Minas. U:P: Madrid. T-I pag. 25-66.
24. Gzobski, M. B. Osnobi tectonofisiki. Nauka M, 1975.
25. Hoek and Brown Practical estimates of rock mass strenght. Meeting of Rocks Mechanics. London 1999.
26. Hoek E. and. Brown E.T. Underground Excavations in Rock Pág. 156 London 1980.
27. Hoek, E Brown E.T. Underground Excavations in Rock London, 1980, pág (95-101).
28. Labas A Dablenie gornij porod b ugolnix chaxtaj. B knige Boproci Teori gornobo dablenie pag 59-164 Gosgortejsdat 1961
29. Lanza Rodríguez J.E Tesis presentada en opción al grado científico de Doctor en Ciencias Técnicas Escuela Interarmas Gral Antonio Maceo La Habana 1998.
30. Litavec, L. Geología del yacimiento de Matahambre. 1965
31. Martínez Silva R. Breve estudio sobre el Factor de Escala del Yacimiento Jucaro, La minería en Cuba Pág. 21 Junio 1979.
32. Martínez Silva, R. Disertación para el grado de Candidato a Doctor en Ciencias Técnicas. Leningrado, 1984.
33. Mondejar Oquendo O. Tesis presentada en opción al grado de Doctor en Ciencias Técnica Ciudad Habana. 2001.
34. Nasonob L.I. Nejanika gornix porodNiedra Moscu 1969

35. NC – 53-89.
36. Pokrofski H.M. Mejanika gornij porod.....Niedra Moscu 1969
37. Protodiakonof M.M. Dablenie gornij porod. Parte 1. URSS, 1933.
38. Protodiakonof MM (hijo) Chircof C.E. Agrietamiento del Macizo Editorial Ciencias 1964.
39. Romana M:R: Revista de Obras Públicas Octubre del 2000 Madrid-España.
40. Rupinei K:B:Niekotorie boproci mejaniki gornij porod. Ugletejisdat 1954
41. Rupineit KB Libermam YM Bvidenie Mejaniku Gornig Porod Moscu 1960
42. Stroitelnie Normi y Prabila – 11-44-78, chast II-Glaba 44. Tonneli yelesnodarochnie y abtodarochnie. “Stroisdat” Moscú 1978, URSS.
43. Timofeief O.B. Mardajobich M.M. Brenmenie Rukabostba priminenie Chtangaboi Krepi. Leningrado 1971.
44. Turchaninof, I.A Problem Mejanik Gornik Porod... Frunnze 1982, pág (207-228)
- 45. Vavec, Jaroslav. Rudi No. 1 pág (9-13) Checoslovaquia, 1980.**
46. World tunnelling. Support and water control in Oslo, pág 167-169 mayo 1995
- 47. Zaslabski Y.S., Sorin A.N., Cherniak C.L. Rascheti parametri krep. birabotok glubokix shajt. “Tecnica” 1972, URSS.**