

# Dimensionamiento y sostenimiento de minas subterráneas de pizarra

## Dimension and support of underground slate mines

TABOADA CASTRO, J.; GUTIERREZ BLANCO, F.; GONZALEZ NICIEZA, C.;  
TORAÑO ALVAREZ, J.

We've studied the conditions about dimensions and support of an underground mine of roofing slate in Galice, worked by rooms with continuous pillars.

The rock mass was characterized by the empiric and analitic methods, calculating the stable pillar wide along the mine by the theory of attributed area and by a model of finite elements, where the breaking criterion of Hoek and Brown was applied. The result was a parabolic relationship between pillar wide and mine length.

Stability studies in an isolated stope give an elastic performance on the periphery of the room, without tractions.

Although the stability of the mine is good, a systematic support is recommended on the basis of bolts, that will be reinforced with projected concret at the top, and a singular treatment of the detected wedges.

**Key words:** slate, underground mine, support, stability.

TABOADA CASTRO, J. (Universidad de Vigo. Departamento de Ingeniería de materiales, Mecánica aplicada y Construcción. Lagoas-Marcosende, apartado 62. 36280 VIGO (Pontevedra). GUTIERREZ BLANCO, F.) EPTISA. c/ Arapiles, 18. 28015 MADRID). GONZALEZ NICIEZA, C.; TORAÑO ALVAREZ, J. (Universidad de Oviedo. Departamento de Explotación y Prospección de Minas. c/ Independencia, 13. 33004 OVIEDO).

En la actualidad, todas las explotaciones de pizarra existentes en España se realizan a cielo abierto, por lo que las reservas económicamente explotables son limitadas, existiendo numerosas explotaciones, cuyos ratios estéril/mineral se acercan peligrosamente al ratio límite económico.

Estas explotaciones a cielo abierto deberán cesar su actividad en un plazo relativamente breve, a no ser que se ponga en marcha una minería mixta, es decir, que antes de llegar al ratio límite se cree un sistema de explotación rentable de interior, que permita beneficiar los recursos del yacimiento no rentables económicamente a cielo abierto (véase figura 1).

Se trata de un empeño totalmente innovador ya que no existe en España ninguna mina subterránea de pizarra en funcionamiento, ni en el extranjero con yacimientos similares a los aquí analizados.

Por otra parte, la minería subterránea tiene la ventaja adicional de reducir considerablemente las ingentes cantidades de escombro generadas en las explotaciones de pizarra, ya que a los estériles de capa, que en la mayor parte de los casos superan el 90%, hay que sumar los estériles suprayacentes o desmonte, constituyendo los vertidos de estéril uno de los problemas medioambientales más acuciantes del sector minero, según TABOADA et al (1988).

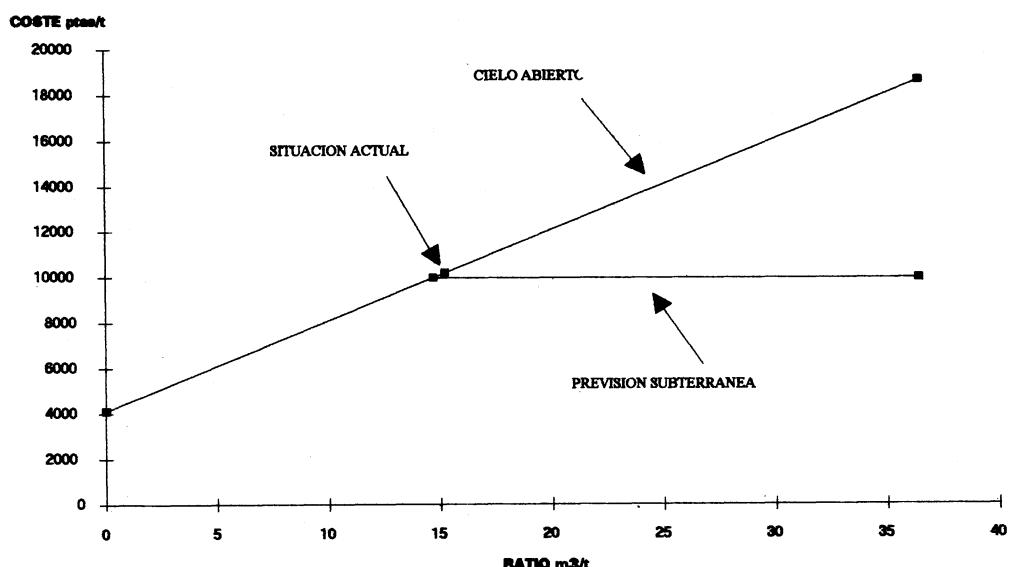


Fig. 1. Curva del Break-Even.

En este trabajo se trata de estudiar las condiciones necesarias de dimensionamiento y sostenimiento para la explotación subterránea de los yacimientos de pizarra españoles. Para ello hemos seleccionado un yacimiento-tipo, al que aplicaremos el sistema de explotación por cámaras y pilares barrera.

## CARACTERIZACION GEOTECNICA

El yacimiento-tipo estudiado, presenta en su columna estratigráfica las dos capas de pizarra que casi exclusivamente se explotan en la Formación Agüera, y conforman, junto con las Pizarras de Luarca, los mejores

yacimientos españoles, según PEREZ-ESTAUN (1978).

La capa del Miembro inferior, actualmente explotada a cielo abierto, tiene una potencia de 20 m en flanco y 37 m en la charnela de un anticlinal aplastado y vergente al norte que conforma la estructura del yacimiento. El flanco está limitado al sur por una falla que condiciona la explotación, y en dirección longitudinal hay una familia de fallas normales que hacen que la capa descienda de cota hacia el oeste a razón de 4,5° (véase figura 2).

La caracterización geotécnica de los materiales se ha realizado en dos etapas.

En la primera se ha asignado una serie de parámetros geotécnicos a cada tipo litológico, a partir de unos valores promedio de los resultados arrojados por los diversos ensayos de laboratorio realizados. En ellos ha quedado patente la marcada anisotropía de la pizarra y su diferente comportamiento a favor o en contra de la esquistosidad de flujo, según GARCIA (1986). Los parámetros obtenidos en cada unidad estratigráfica se resumen en la tabla 1.

La segunda se basa en el levantamiento geomecánico de las discontinuidades del macizo rocoso y en la evaluación de las características geotécnicas, en base a las clasificaciones geomecánicas de Bieniawski (1974) y Barton (1977) y sus índices de calidad, comprobando la correlación entre ambos índices para este tipo de materiales, (véase tabla 2).

El modelo hidrogeológico del macizo se caracteriza por la exclusiva permeabilidad secundaria por fracturas, con flujos verticales inexistentes y horizontales débiles, que hacen prever la escasez de agua en la excavación.

## DISEÑO DE LAS CAMARAS EN AVANCE

Para el dimensionamiento de las cámaras de explotación se realizan dos tipos de cálculo.

- Método empírico.
- Análisis mediante modelo de elementos finitos.

El método empírico está basado en la teoría del área atribuida, la cual proporcionará una primera aproximación del ancho de cámaras en función de un ancho del pilar central para una altura prefijada.

Obtenidos los anchos aproximados se llevarán a un modelo de elementos finitos, el cual proporcionará el estado tensional de la roca circundante a las cámaras y el del pilar central, permitiendo una optimización en el diseño.

### Teoría del área atribuida

La teoría del área atribuida supone que los pilares han de soportar todo el peso del terreno suprayacente, obteniéndose una relación de áreas en el caso de pilares o macizos corridos que viene dada por la expresión:

$$\frac{S}{S'} = \frac{(A + W) \cdot L}{LW} = \frac{A + W}{W}$$

siendo:

S = Sección del techo a soportar

S' = Sección del pilar

A = Ancho de la cámara

L = Largo del pilar

W = Ancho del pilar

Para obtener el ancho del pilar, suponiéndolo inmerso en el mineral a extraer, usamos la fórmula:

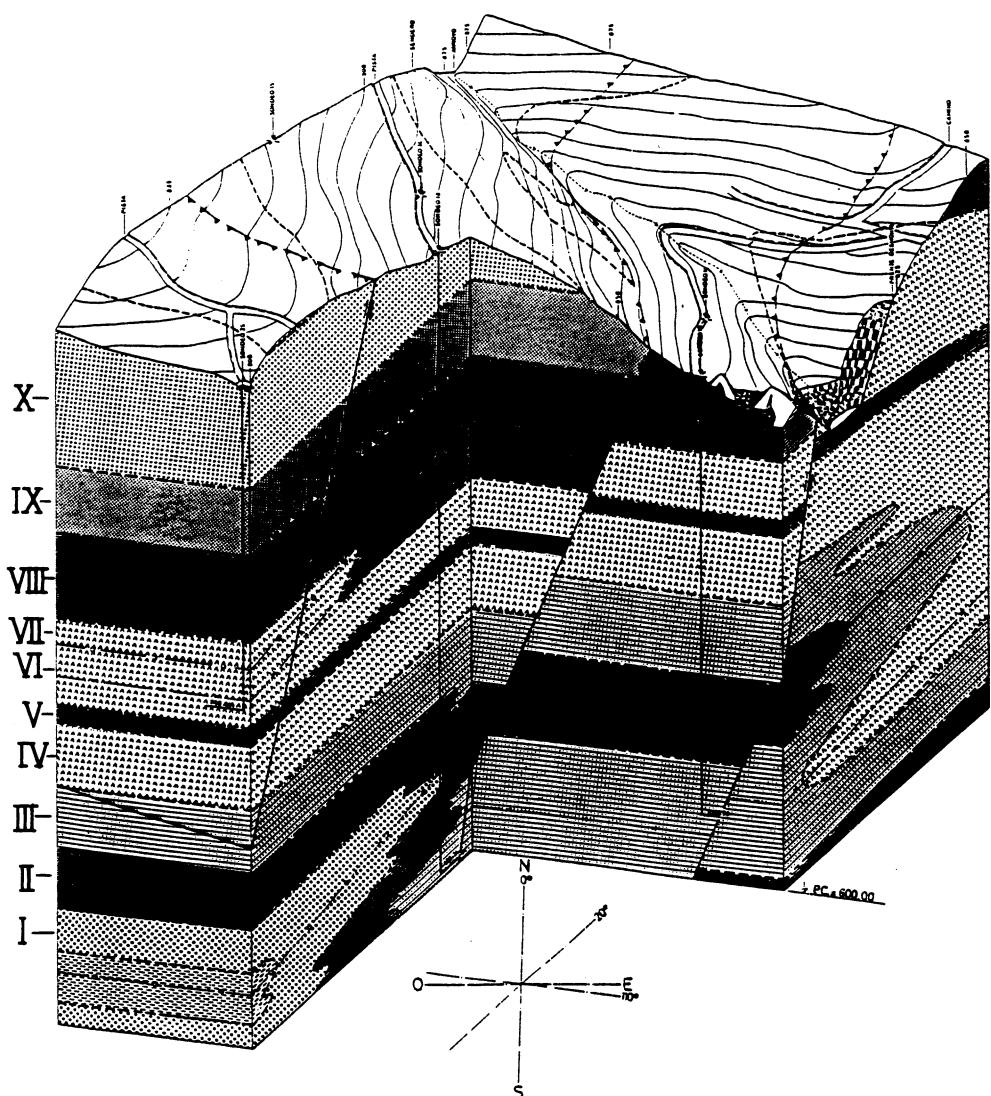


Fig. 2. Bloque diagrama estructural.

CUADRO RESUMEN DE PARAMETROS GEOTECNICOS POR UNIDADES ESTRATIGRAFICAS									
UNIDAD	Compresión simple Mpa	Ultimas. cm/s	Tracción Mpa	TRIAJAL.				MODULO YOUNG Mpa	COEFICIENTE POISSON
				C Mpa	◆ Mpa	R. Tracc. Mpa	C Mpa		
Paralelo	Perdid.								
I	97,339	141,698	1,23	17,999				66000	0,28
II	106,029	107,550	0,69	11,679	19,972	43	30,255	40	0,25
III	75,409	135,446	0,17	16,831	20,079	47	18,380	38,954	0,10
IV	51,947	113,589	0,82	17,993	10,975	52	9,190	21,655	0,14
V		145,809	0,18	7,834				23,486	
VI		154,102	1,73	21,732					
VII		73,422	0,88	17,068				52900	0,14
VIII		61,139	128,632	2,02	12,510	14,545	15,341	7,803	0,085
IX		59,568	82,090	0,89	10,031	4,253	59	3,295	0,17
X		51,530	0,12					63	0,17
MEDIA	75,239	113,387	0,87	15,730	13,964	50,39	13,301	20,794	0,18
								51,31	0,18
								25,201	
								55700	0,18
								389100	

TABLA 1. Parámetros geotécnicos por unidades estratigráficas.

CALIDAD DEL MACIZO ROCOSO						CLASIFICACION BARTON
UNIDADES ESTRATIGRAFICAS		CLASIFICACION BIENIAWSKI				INDICE Q
	INDICE RMR	CALIDAD	CLASE	C(Kp/cm <sup>2</sup> )	◆	
I	Pizarra, arenisca y cuarcita	70	Buena	II	3,5	40
II	Pizarra capa Fraguilla	66	Buena	II	3-3,5	35-40
III	Pizarra con laminaciones (techo)	70	Buena	II	3,5	40
IV	Arenisca, pizarra y cuarcita	65	Buena	II	3-3,5	35-40
V	Pizarra filoneta	55	Media	III	2,5-3	30-35
VI	Cuarcita	65	Buena	II	3-3,5	35-40
VII	Pizarra con laminaciones	54	Media	III	2,5-3	30-35
VIII	Pizarra grano muy fino	53	Media	III	2,5-3	30-35
IX	Pizarra, arenisca y cuarcita	46	Media	III	2,5-3	30-35
X	Pizarra con canchos	31	Mala	IV	1,5	20

TABLA 2. Parámetros de las clasificaciones geomecánicas.

$$W = \frac{A}{\frac{R}{ZK\delta} - \frac{h\delta}{Z\delta} - 1}$$

en donde:

Z = Distancia de la capa a la superficie (profundidad)

h = Altura del pilar

d = Densidad media de las rocas suprayacentes

d' = Densidad media de la roca o mineral a beneficiar

R = Carga de rotura (sp)

K = Coeficiente de seguridad

El principal problema que se desprende de la teoría del área atribuida es calcular la carga de rotura del pilar sp.

Para el cálculo de la resistencia del pilar se aplica la formulación general al uso, que permite la extrapolación de los ensayos de compresión sobre probetas a las condiciones reales de la mina.

Al aplicar esta Teoría a nuestro modelo de dos cámaras de 38 m de alto en la charnela y dos de 20 m de alto en el flanco hemos tenido en cuenta las siguientes consideraciones:

La altura de montera Z, aumenta según la cavidad en sentido longitudinal como consecuencia de la topografía superficial y de la pendiente, no despreciable, de 4,5‰ hacia el interior con que se llevará la explotación. Esto supone un efecto de disminución del ancho de cámara estable, al ir aumentando el peso que ha de soportar el pilar, conforme se vaya profundizando en la cavidad subterránea.

Si se desea mantener un factor de seguridad constante, es necesario adoptar una de las dos opciones siguientes:

a) Ir aumentando el ancho del pilar manteniendo la dirección o línea de los hastiales, esto haría que el eje de la cavidad se desviara hacia el exterior.

b) Mantener el ancho del pilar constante e ir disminuyendo el ancho de la cámara según se avanza, lo que daría lugar a una desviación del eje de la cavidad hacia el interior.

En el supuesto de tomar un factor de seguridad de 2,5 y de mantener un ancho de pilar constante (caso b), se observa una disminución del ancho de cámara muy acelerado, lo que daría lugar a un ratio o tasa de extracción excesivamente bajo.

En nuestro caso la distancia entre hastiales opuestos de las dos cámaras es constante e igual a 85 m, debido a que esta distancia constante se ha hecho ligeramente inferior al ancho de la charnela, tal que:

$$85 = 2A + W$$

Para cualquier ancho inicial de pilar  $W_0$  y después de sucesivas iteraciones se llega a la convergencia de anchos de pilar -anchos de cámara con un coeficiente de seguridad  $K = 2,5$ .

Análogamente se realizan los cálculos para las dos cámaras de 20 m de altura y ancho inicial de 23 m, en este caso se ha mantenido una distancia constante entre hastiales opuestos de las dos cámaras de 54 m, a fin de no alcanzar la banda de crenulación asociada a la falla inversa.

A la vista de los resultados, tanto para las cámaras de 38 m como para las de 20 m, se observa una ley lineal por lo que se obtienen a continuación las rectas de regresión correspondientes del ancho de cámara en función de la longitud del pilar que evidentemente coincide con la longitud de explotación o de avance en mina, por tratarse de un pilar corrido o pilar costilla.

## a) Cámaras de 38 m de altura

$$A_{38} = 36,97392 - 0,02981 L_{38}$$

Coeficiente de correlación  $r \geq 1,00$

$$\begin{aligned} \text{Ancho de pilar } W_{38} &= 85 - 2A_{38} \\ &= 11,05216 + 0,05962 L_{38} \end{aligned}$$

## b) Cámaras de 20 m de altura

$$A_{20} = 24,04790 - 0,01488 L_{20}$$

Coeficiente de correlación  $r \geq 1,00$

$$\begin{aligned} \text{Ancho de pilar } W_{20} &= 54 - 2A_{20} \\ &= 5,90420 + 0,02976 L_{20} \end{aligned}$$

Se ha previsto dejar un macizo entre los dos grupos de cámaras. El independizar, desde un punto de vista tensional, ambas parejas de cámaras, mediante el abandono de un macizo central de 30 metros de ancho, resulta muy simplificativo en orden a:

- Diseño de las labores mineras.
- Mayor extracción en el avance con un coeficiente de seguridad superior que en la retirada.
- Mayor aprovechamiento de la charnela donde existe la pizarra de mejor calidad (no se sacrifica parte de la charnela en pos de un aprovechamiento más integral del yacimiento).
- Anchos de cámara más grandes, lo que supone talleres más adecuados y de mayor capacidad y facilidad de maniobra.

Como contrapartida se presenta un menor aprovechamiento integral del yacimiento a largo plazo.

Análisis mediante modelo de elementos finitos

El diseño de las cámaras se lleva a cabo mediante un criterio semiempírico basado en el análisis tensional, por medio de un modelo continuo diferencial de elementos finitos (malla de elementos triangulares y nodos), al que se le introducen las

características geométricas del hueco o excavación así como los parámetros geomecánicos obtenidos a partir de modelos o formulaciones preexistentes de contrastada fiabilidad. Una vez obtenida la reordenación del estado tensional del macizo rocoso, alrededor del hueco de excavación, se aplica para la obtención del factor de seguridad el criterio empírico de rotura de E. Hoek y E.T. Brown (1980).

En este criterio de rotura, la ecuación empírica que define la relación entre las tensiones principales viene definida por la siguiente expresión:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_c\sigma_3 + s\sigma_c^2}$$

$\sigma_1$  es la tensión principal mayor

$\sigma_3$  es la tensión principal menor

$\sigma_c$  es la resistencia a compresión simple de la roca matriz

$m, s$  son constantes empíricas, que dependen de la roca y del macizo rocoso

Para la obtención del perfil ancho de cámara-ancho de pilar, que proporcione un factor de seguridad de 2,5 en avance, se han realizado siete secciones o mallas a las que se les han aplicado diferentes estados de carga, en función de la profundidad de las labores, obteniéndose tras sucesivos tanteos, aquellas dos profundidades para las que el diseño de cámara tenga en su pilar, factores de seguridad ligeramente superior e inferior al valor requerido. Posteriormente, y para determinar la profundidad exacta a la que el pilar adquiere el factor de seguridad 2,5, se realiza una simple interpolación lineal, la que por otra parte es lo suficientemente precisa, dada la proximidad de los valores obtenidos.

Al objeto de proporcionar una mayor

utilidad a la futura ejecución del laboreo, se han obtenido las distintas secciones estables en función de la longitud de avance en mina, aprovechándose el hecho de que esta última está directamente relacionada con la profundidad de mina o espesor de montera.

A la vista de los resultados, se desprende que la relación ancho de cámara-longitud de mina sigue una ley o función parabólica, que se ajustará determinando la parábola de regresión del ancho de cámara ( $A$ ) en función de la longitud de avance en mina ( $L$ ).

Para el ajuste de la parábola de regresión, se desprecian los decimales obtenidos en la relación anterior, así como los  $4,5\%$  de pendiente con que se llevará el avance, pues el error cometido es mínimo.

La ecuación de la parábola de regresión responde, con un coeficiente de correlación próximo a 1, a:

$$A = 35,69648 - 0,04160L + 2,33679 \cdot 10^{-5} L^2$$

Por otro lado, la parábola de regresión tiene validez hasta su vértice o punto donde su tangente es nula, esto es, hasta una longitud de 890 m, para la cual el ancho de cámaras es de 17 metros aproximadamente.

Finalmente y dado que el ancho de pilar es  $W = 85 - 2A$ , se obtiene sustituyendo en la expresión de la parábola de regresión, el ancho de pilar en función de la longitud de avance en mina:

$$W = 13,60704 + 0,08320L - 4,67358 \cdot 10^{-5} L^2$$

En la figura 3 se representan las curvas de regresión del ancho de cámara en función de la longitud de mina, obtenidas para las cámaras de 38 m de altura por los dos métodos utilizados. El modelo de elementos finitos proporciona un ancho más ajustado y conservador.

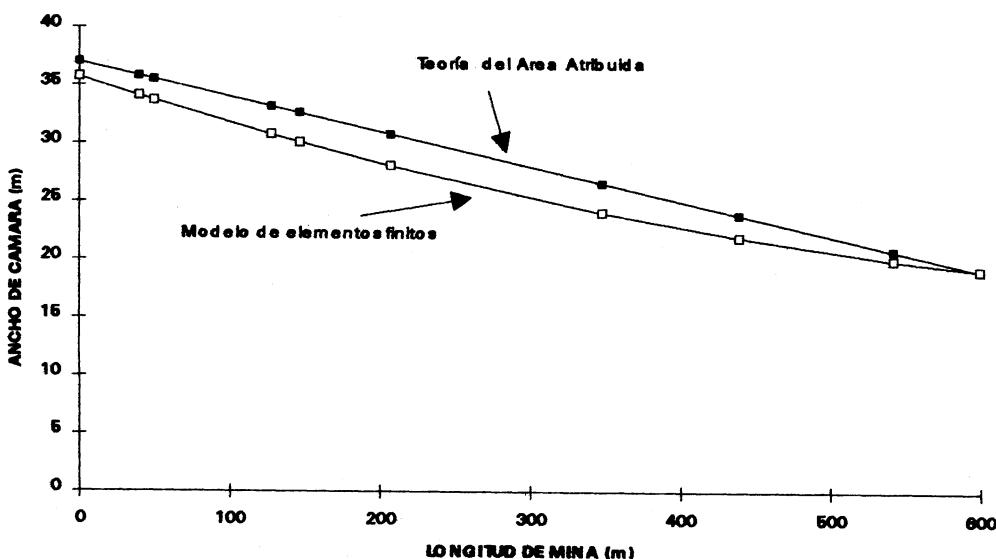


Fig. 3. Curva ancho de cámara-longitud de mina.

Siguiendo el mismo proceso de cálculo, en las cámaras de 20 m de altura se obtiene una relación parabólica entre el ancho de pilar y la longitud de avance, con un coeficiente de correlación cercano a la unidad.

La expresión obtenida es:

$$W = 7,2842 + 0,0415 L - 2,3595 \cdot 10^{-5} L^2$$

Ante los resultados del cálculo, y en base a las dimensiones del yacimiento, se ha adoptado la configuración en planta que se expresa en la figura 4.

Las cámaras gemelas del flanco se dimensionan según los cálculos, con un pilar central variable, y dentro de un bloque explotable de 54 m de ancho.

En la charnela, y ante la posibilidad de continuar la explotación más allá de los 400 m de longitud de mina investigados, se ha elegido, dentro del bloque de 85 m de ancho explotable, mantener las dimensiones de una de las cámaras, y reducir las de otra, conforme aumentan los anchos de pilar según la ley calculada.

De esta forma, a partir de 350 m de avance, la explotación por la charnela continuará con una sola cámara de 38 m de altura y 35 m de ancho, lo que facilita y concentra las labores mineras.

## ANALISIS DE UNA CAMARA

Para el diseño de una sola cámara principal se parte de una dimensión en altura de 38 m impuesta por el yacimiento.

En la optimización de las tensiones alrededor de la cavidad interviene exclusivamente la forma de la misma, es decir, es independiente de su tamaño, inversamente a como ocurre en el dimensionamiento del pilar entre cámaras.

Lo anterior no significa que el tamaño de

la cámara no intervenga en la seguridad de la misma, ya que al no ser el macizo perfectamente elástico ni estar desprovisto de diaclasas o fracturas, la estabilidad de la unidad estará directamente relacionada con el tamaño de los bloques y cuñas que se puedan originar, que a su vez serán mayores conforme se aumenten las dimensiones de la cámara.

Entrando en el análisis por forma y suponiendo un campo tensional «in situ» de tipo hidrostático, las formas de una explotación en túnel que adquieran una distribución de tensiones más estable, son el círculo y el óvalo, por lo que en el diseño de la cámara subterránea se ha tendido hacia estas formas.

Procederemos a abordar el estudio de la cavidad subterránea mediante un modelo de elementos finitos que proporcione las tensiones principales en la periferia.

En cuanto a las profundidades estudiadas, han sido hasta 300 metros, que se corresponde con una longitud de mina de aproximadamente 400 metros.

El espesor de elemento de periferia que se ha analizado alrededor de la cavidad es de 2,50 m, el cual se considera suficientemente representativo.

De los resultados obtenidos, se desprende que todos los elementos de periferia se encuentran a compresión, o lo que es lo mismo, para el campo tensional estudiado no existen tracciones en ningún punto. Por lo que se refiere al estado de compresión, la distribución de tensiones principales alrededor de la cavidad no da hasta los 400 metros de longitud ninguna área sobrecargada, siendo el factor de seguridad mínimo obtenido según HOEK y BROWN, de 1,54, correspondiente a un elemento de hombros.

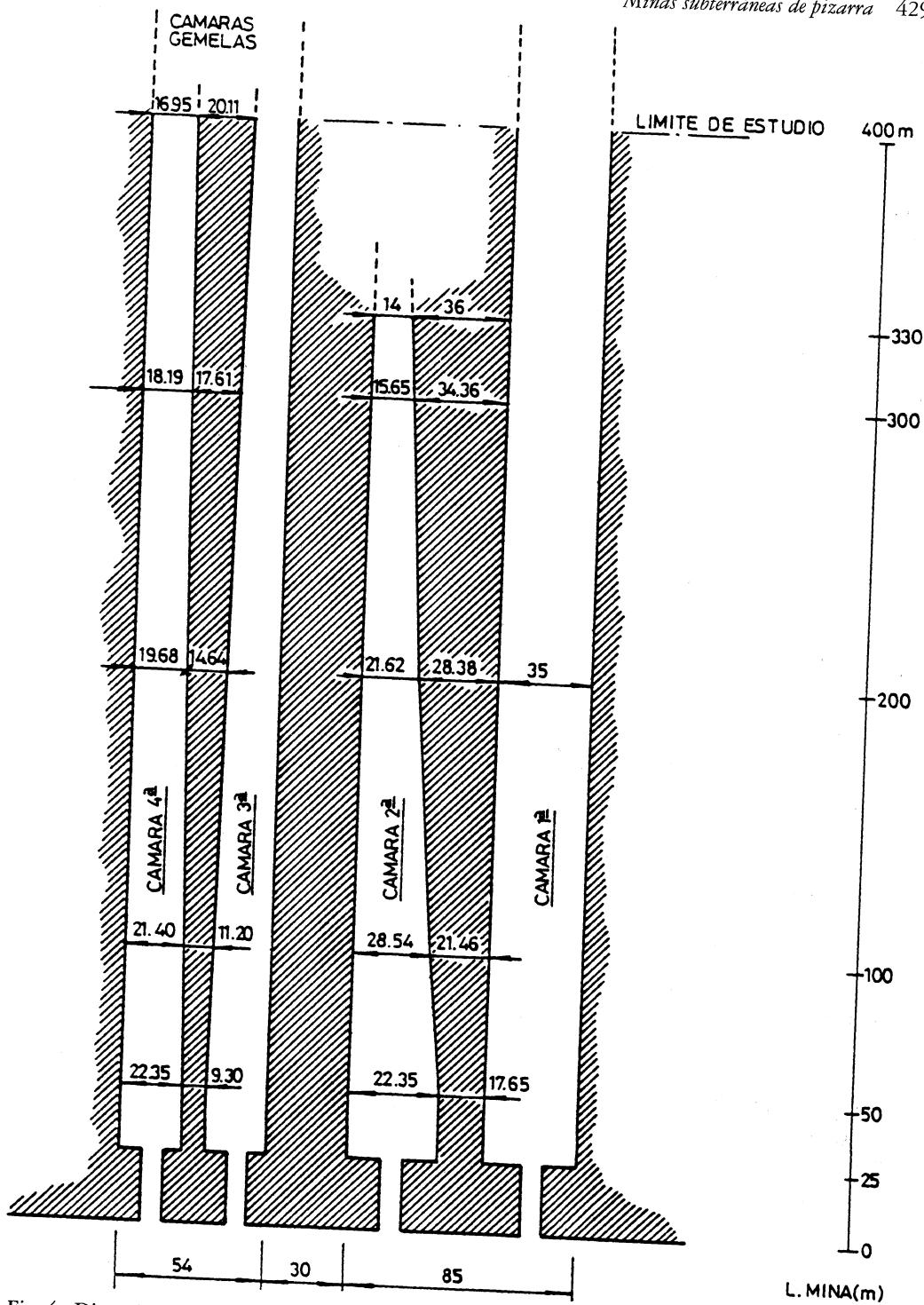


Fig. 4. Disposición en planta de las cámaras de explotación.

## DISEÑO DEL SOSTENIMIENTO

El sostenimiento requerido se aborda mediante las recomendaciones de Barton, en función del índice de calidad «Q» y de la dimensión equivalente.

El índice de calidad «Q» del macizo rocoso o índice de Barton, se puede obtener o partir de la correlación existente entre éste y el índice RMR de Bieniawski, o también de forma directa, resultando en nuestro caso un índice Q igual a 12.

Definiremos la dimensión equivalente:

$$De = \text{Dimensión de la excavación (diámetro o altura en metros)} / \text{Tipo de excavación (ESR)}$$

Las dimensiones particulares que nos ocupan son de 38 metros de altura y 35 m de diámetro y en cuanto al tipo de excavación minera permanente (tipo B), con un valor de ESR = 1,6

De lo anterior se deduce que las dimensiones equivalentes para la bóveda y los hastiales son:

$$De (\text{Bóveda}) = \frac{35}{1,6} = 22\text{m}$$

$$De (\text{Hastiales}) = \frac{38}{1,6} = 24\text{m}$$

Según RAMIREZ (1984), la categoría del sostenimiento para el techo o bóveda debe ser del tipo 14º

En cuanto a los hastiales, y dado que en general son más estables que la corona o bóveda, se les adjudica un índice de calidad «Q» superior, tal que para  $Q > 10$ , se emplea el valor  $Q' = 5Q = 60$ ; para dicho valor de  $Q'$

el sostenimiento necesario en hastiales es de la categoría 11º.

Los parámetros que aplicamos para la bóveda son:

$$RQD/Jn = 35/12 > 10$$

$$\text{Ancho}/\text{ESR} = 35/1,6 > 15$$

Por lo que el sostenimiento recomendado consiste en pernos de anclaje tensados, espaciados de 1,5 a 2 metros aproximadamente, hormigón proyectado en espesor de 5 a 10 cm y malla electrosoldada (mallazo).

Para los hastiales:

$$RQD/Jn = 80/12 > 30$$

Se recomiendan pernos de anclaje repartido sin tensión, espaciados de 1,5 a 2 m aproximadamente y tela metálica.

La longitud de los pernos de anclaje se obtiene a partir de las expresiones de Barton en bóveda y hastiales.

$$\begin{aligned} \text{Para la bóveda } L &= 2 + 0,15 A/\text{ESR} = \\ &= 2 + 0,15 \cdot 35/1,6 = 5,30 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Para los hastiales } L &= 2 + 0,15 H/\text{ESR} = \\ &= 2 + 0,15 \cdot 38/1,6 = 5,60 \text{ m} \end{aligned}$$

Se proponen, pués, pernos de anclaje de 5,60 metros de longitud tanto para la bóveda como para los hastiales.

## INTERACCION SOSTENIMIENTO-ROCA

Para el análisis que se realiza a continuación se utiliza el criterio de rotura de Hoek y Brown. Dicho análisis contiene una serie de limitaciones o supuestos básicos, que por otra parte son imprescindibles para simplificar un problema con muchas variables o factores y darle solución.

Entre los supuestos básicos más importantes con que nos encontramos es que la solución solamente es de forma estrictamente correcta para un túnel de sección circular en el que el campo de tensiones horizontales y verticales «in situ» fuera del tipo hidrostático (tensiones iguales).

Se define la presión crítica como:

$$P_{\text{crit}} = P_0 - M \sigma_c$$

En cuanto a M se define por la expresión:

$$M = \frac{1}{2 \sqrt{\left(\frac{m}{4}\right)^2 + \frac{m p_0}{s_0} + s - \frac{m}{8}}}$$

Donde:

$\sigma_c$ : resistencia a compresión simple de la roca inalterada

m, s: constantes del macizo rocoso en su estado original.

$p_0$ : magnitud de la tensión «in situ»

En la tabla 3 se calculan las presiones críticas correspondientes a las diferentes longitudes de mina analizadas.

L Mina (m)	M	P <sub>crit</sub> (Mpa)
50	0,0378	-0,627890
100	0,0424	-0,572620
200	0,0537	-0,452935
300	0,0636	-0,240180
400	0,0744	-0,02620

TABLA 3. Presiones críticas según la longitud de mina.

Llamando  $p_i$  a la presión radial uniforme que se supone que el sostenimiento ejerce sobre las paredes del túnel tenemos:

Si  $p_i > p_{\text{crit}}$  la deformación alrededor del túnel es elástica.

Si  $p_i < p_{\text{crit}}$  se presenta un debilitamiento plástico alrededor del túnel.

En nuestro caso, considerando  $p_i = 0$ , es decir, que no hay sostenimiento,  $p_i > p_{\text{crit}}$  hasta los 400 m de longitud, y la deformación alrededor del túnel es elástica.

La semiconvergencia viene dada por la expresión:

$$\mu_i = r_{io} \cdot \frac{1+v}{E} (p_0 - p_i)$$

Donde:

$E_m$ : el macizo rocoso

$v_M$ : módulo de Poisson

$p_0$ : magnitud de la tensión «in situ»

$r_i$ : radio equivalente del túnel.

Y sustituyendo los distintos valores de  $p_i$  para las diferentes profundidades, en la tabla 4 se muestran las expresiones de las líneas características de la excavación.

LÍNEA	L Mina (m)	$\mu_i$ (mm)
A	50	3,0776-0,0090 $p_i$
B	100	3,5700-0,0090 $p_i$
C	200	4,8010-0,0090 $p_i$
D	300	5,9090-0,0090 $p_i$
E	400	7,1400-0,0090 $p_i$

TABLA 4. Líneas características de la excavación

Las líneas características anteriores, se acomodan tanto a los hastiales como a la bóveda y al muro, ya que la roca alrededor del túnel no se fractura.

Según lo anterior y en el supuesto de que no se colocara ningún tipo de sostenimiento, las convergencias que se podrían producir para cada uno de los estados se expresan en la tabla 5.

L Mina (m)	convergencia $2\mu_i$
50	6 mm
100	7 mm
200	10 mm
300	12 mm
400	14 mm

TABLA 5. Convergencias según la longitud de mina.

Por otra parte, se observa que la transición de un estado elástico a otro plástico (y para  $p_i = 0$ ) se produce para  $p_o = M\sigma_c$  que sustituyendo en la expresión de M se obtiene:

$$\text{Para } M < \sqrt{S} / 2 \rightarrow \text{estado elástico}$$

$$M < \sqrt{S} / 2 \rightarrow \text{estado plástico}$$

Se puede definir un coeficiente relacionado con la seguridad de no plastificación

tal como  $\frac{\sqrt{S} / 2}{M_i}$  cuyos valores dependiendo de la longitud de mina se relacionan en la tabla 6.

L Mina (m)	$\frac{\sqrt{S} / 2}{M_i}$
50	2,01
100	1,79
200	1,41
300	1,19
400	1,02

TABLA 6. Coeficientes de seguridad de no plastificación.

A pesar de que el macizo se comporta inicialmente de forma elástica, es recomendable un sostenimiento sistemático en base a las recomendaciones de Barton, tal que

aumente la seguridad de la excavación en cuanto a:

- Caídas de bloques y piedras desde la bóveda; ya que dado el método de explotación en el que a techo se llevará una galería de avance, en una extensión difícil de definir de la roca en la zona de clave, el macizo quedará fracturado o microfracturado por los efectos de la voladura y por lo tanto con pérdidas en sus características resistentes.

- Sujeción de cuñas como consecuencia del diaclasado y que no hayan sido observadas durante la fase de excavación, por consiguiente sin ningún tratamiento especial.

- Mantener el macizo rocoso alrededor de la cavidad en estado elástico (el coeficiente de seguridad obtenido anteriormente se verá aumentado).

- Eliminar los efectos correspondientes a la anisotropía y falta de homogeneidad del macizo rocoso y que no se contemplan en los modelos de cálculo.

- En el supuesto de que la roca alrededor del túnel llegara a la plastificación y por tanto a fracturarse, la misión del sostenimiento sería la de mantenerla en su posición original ligando y manteniendo la separación de los bloques individuales, y en definitiva, limitando la dilatación y por ende la fracturación o rotura.

En la figura 5, a escala bilogarítmica, se representan las líneas características que proporcionaría el sostenimiento, que indican los efectos que el mismo tendría sobre el macizo rocoso.

## ESTUDIO DE CUÑAS INESTABLES

Para el desarrollo de este punto se ha seguido el criterio marcado en los estudios realizados por Hoek y Brown.

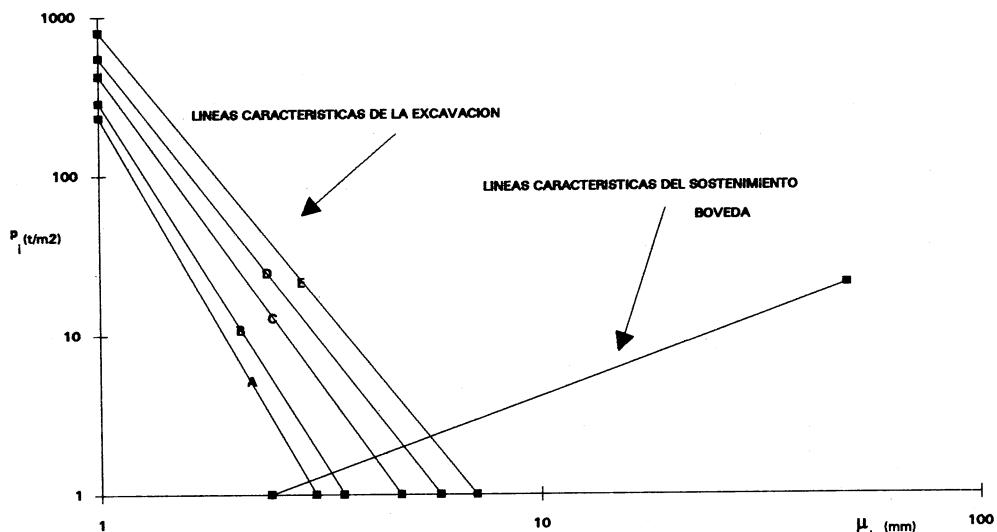


Fig. 5. Líneas características de la excavación y del sostenimiento propuesto.

Las caídas de bloques y cuñas son debidas a la gravedad y dependerán de la geometría y tamaño de la excavación, de la estructura del macizo rocoso y de las tensiones existentes alrededor del hueco excavado. La forma de los bloques que aparecen depende del número de planos que delimitan cada bloque y de la orientación y buzamiento de los mismos.

En cuanto a las tensiones, éstas pueden llegar a alcanzar un punto donde se produce el debilitamiento de la roca circundante y han de ser tenidas en cuenta siempre que los esfuerzos superen la quinta parte de la resistencia a compresión uniaxial de la roca. En nuestro caso, las máximas tensiones se producen en los elementos esquina formados por la intersección de los hastiales con la solera, así como en la parte superior de la bóveda.

En el primero de los casos, las posibles inestabilidades que se originen no revisten gravedad dada su proximidad a la solera. En el otro caso, las máximas tensiones que se

originan, en la parte superior de la zona de bóveda no superan en ningún caso los 27,1 MPa, correspondientes a la quinta parte de la resistencia a compresión uniaxial de la pizarra con laminaciones de arenisca, que conforma la roca de techo de la excavación.

Por todo ello, las roturas que puedan producirse como consecuencia únicamente de la estructura del macizo, se regirán por criterios geométricos; y por tanto en el análisis que a continuación se realiza no se considerará la influencia de las tensiones que actúan sobre los bloques y cuñas, y es igualmente válido para cualquiera de las cámaras contempladas en el estudio.

La forma más habitual de los bloques es la piramidal, ya que para su formación sólo se requieren tres planos de discontinuidad de diferentes familias, más el plano del techo o hastial de la excavación. Cuando caen estos bloques, deslizan sobre uno de los planos de discontinuidad o sobre la intersección de dos de los planos. También pueden des-

prenderse directamente de la coronación, sin producirse rozamiento alguno durante el proceso de caída (caída libre).

En el techo, la condición necesaria para que estas cuñas sean inestables, cuando existe deslizamiento, es que la inclinación del plano o de la línea de intersección de los planos sobre los que se produce el deslizamiento sea mayor que el ángulo de fricción, cuyo valor medio calculado para nuestro caso es de  $25^\circ$ , según los ensayos de resistencia al corte a través de las juntas. Las cohesiones se consideran nulas.

Para evaluar la forma y el volumen de las cuñas potencialmente inestables, así como la fuerza de anclaje precisa para estabilizarlas y orientación con la que se ha de colocar, se estudian a continuación dos casos correspondientes a las dos cuñas más desfavorables (ABC y DJF), que a su vez son la envolvente de otras cuñas de menor entidad. Estos dos casos son estudiados para el techo, hastiales y frente de excavación.

Por otra parte, el haber seleccionado estos dos tipos de cuña permite analizar, para cuñas que se desprendan del techo, el caso de una cuña que cae por deslizamiento (DJF) a favor de un plano -J4-; y otro de una cuña que cae sin deslizamiento (ABC).

Para cada una de las situaciones que se plantean se ha determinado el máximo tamaño de la cuña formada y calculado su volumen, para el caso de que los planos que intervengan tengan una continuidad y un espaciado determinado, establecido a partir de valores promedio de los datos reales de espaciado y continuidad máxima observados en campo.

En la tabla 7 se especifican las características de las juntas que intervienen en la cuña tipo ABC, y los resultados de los cálculos de estabilización con un coeficiente de seguridad de 1,3.

CUÑA ABC				
CARACTERISTICAS DE LAS JUNTAS QUE INTERVIENEN				
JUNTA	ORIENTACION	CONTINUIDAD MAXIMA	ESPACIADO	
F <sub>1</sub>	250/60	20 m	>4m	
J <sub>1</sub>	24/68	8 m	0,1-2 m	
J <sub>2</sub>	95/83	4 m	0,1-4 m	

CUÑA ABC	TECHO	HASTIAL IZQUIERDO	HASTIAL DERECHO	FRENTE
PESO (t)	9,5	25,0	-	4,0
ORIENTACION DEL PERNO	0/90	203/48	-	275/63
FUERZA DE ANCLAJE (t)	12,5	18,6	-	3,5

TABLA 7. Medidas para estabilizar las cuñas tipo ABC.

En la tabla 8 se muestran las características de las juntas que intervienen en la cuña tipo FDJ, y los resultados obtenidos ( $FS = 1,3$ ).

CUÑA FDJ				
CARACTERISTICAS DE LAS JUNTAS QUE INTERVIENEN				
JUNTA	ORIENTACION	CONTINUIDAD MAXIMA	ESPACIADO	
F <sub>1</sub>	250/60	20 m	>4m	
J <sub>1</sub>	352/68	20 m	0,5-2 m	
J <sub>4</sub>	312/85	2 m	0,5-2 m	

CUÑA FDJ	TECHO	HASTIAL IZQUIERDO	HASTIAL DERECHO	FRENTE
PESO (t)	3,8	11,6	3,3	-
ORIENTACION DEL PERNO	312/65	214/21	50/29	-
FUERZA DE ANCLAJE (t)	3,4	4,0	1,6	-

TABLA 8. Medidas para estabilizar las cuñas tipo FDJ.

Dado que los cálculos anteriores se realizan a partir de datos obtenidos por el tratamiento estadístico de los valores reales de las discontinuidades observadas en afloramientos, los resultados no dejan de tener un cierto valor teórico para el interior del macizo; por lo que sería recomendable, para ajustarse a la realidad, realizar un levantamiento geológico detallado de todos los planos importantes de discontinuidad que vayan apareciendo durante la excavación de la galería de avance; y representar dichos

planos según su posición y tamaño real en una planta del techo y hastiales. Este método permite obtener un análisis determinístico de la estabilidad controlada por la estructura; y saber la forma, tamaño y posición real de las cuñas y bloques inestables, y así poder calcular con mayor exactitud el tipo de sostenimiento.

## CONCLUSIONES

A la hora de proyectar una explotación subterránea de pizarra por cámaras y pilares barrera, el dimensionamiento de cámaras y pilares se ha hecho a partir de la teoría del área atribuida, para obtener una primera aproximación y aplicando las teorías de HOEK y BROWN a un modelo de elementos finitos, de donde se ha obtenido una ley parabólica para la evolución del ancho del pilar en función de la longitud de mina.

En cuanto al estado tensional de una cámara en forma de óvalo, teniendo en cuenta los condicionantes o limitaciones impuestos en el estudio, se deduce que la excavación es autoestable, permaneciendo el macizo rocoso alrededor de la cavidad en estado elástico, lo que supone que las deformaciones que se producirán son pequeñas.

De todas formas, se propone un sostenimiento sistemático a base de pernos de anclaje repartido en hastiales y hombros, y pernos de anclaje junto con hormigón proyectado en bóveda para minimizar los efectos de las voladuras en la galería de entrada, así como para prevenir la formación de cuñas no observadas en las primeras fases de labores, y aumentar el factor de seguridad.

Paralelamente a este sostenimiento sistemático, deben localizarse y estudiarse las numerosas cuñas que se forman, fijándolas con pernos de anclaje debidamente orientados y tesados.

## BIBLIOGRAFIA

- BARTON, N. R.; CHOUBEY, V., (1977). «The Shear Strength of Rock Joints in Theory and Practique», *Rock Mech.* 10, pp. 1-54.
- BIENIAWSKI, Z. T., (1974). «Geomechanics classification of rock masses and its application in tunnelling». *Proc. 3rd Int. Congr. Soc. Rock Mech.*, Denver, 2, Part A, pp. 27-32.
- GARCIA DE LA VEGA, J. A., (1986). «Informe Geotécnico sobre la Explotación Subterránea de Pizarras de Techar y su Elaboración en la Comarca de Valdeorras». *Minería y Siderurgia*, 2º Semestre.
- HOEK, E.; BROWN, E. T. (1980). «Underground Excavations in Rock». The Institution of Mining and Metallurgy. London. Ed. McGraw-Hill, pp. 155-384.
- PEREZ ESTAUN, A., (1978). «Estratigrafía y Estructura de la Rama Sur de la Zona Asturoccidental-Leonesa», Memoria del IGME, 92, pp. 1-149.
- RAMIREZ OYANGUREN, P. (1984). «Mecánica de Rocas Aplicada a la Minería Metálica Subterránea». ITGE. Madrid. pp. 210-247.
- TABOADA, J., BLANCO, M., MARTÍNEZ-ALEGRÍA, R., (1988). «Diseño de una Corte de Pizarra de Techar». *VIII Congreso Internacional de Minería y Metalurgia*, 6, pp. 494-514..

Recibido: 22-I-94

Aceptado: 10-X-94