

# **UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**

Programa Académico de Ingeniería  
Geológica, Minera y Metalúrgica



## **SOSTENIMIENTO MEDIANTE PERNOS DE ROCA CEMENTADOS**

**T E S I S**

**PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE  
INGENIERO DE MINAS**

**ALFREDO LAOS VILLACREZ**

**Lima - Perú**  
1983

# SOSTENIMIENTO MEDIANTE PERNOS DE ROCA CEMENTADOS

## I N D I C E

	<u>Pag. N°</u>
PREFACIO	3
INTRODUCCION	4
<u>CAPITULO 1 : DESCRIPCION DEL YACIMIENTO MINERO DE</u> <u>CAYLLOMA</u>	
1.1 Ubicaci3n y acceso	6
1.2 Características topográficas y atmosféricas.	6
1.3 Breve reseña histórica.	7
1.4 Recursos energéticos.	8
<u>CAPITULO 2: GEOLOGIA GENERAL</u>	
2.1 Geomorfología.	9
2.2 Petrología.	9
2.3 Emplazamiento.	10
2.4 Fracturación.	11
2.5 Mineralización y zoneamiento.	12
2.6 Controles de mineralización.	13
<u>CAPITULO 3 : TECNOLOGIA DEL PERNO CEMENTADO</u>	
3.1 El Perno Cementado.	14
3.2 Selección del Perno.	21
3.3 Métodos de análisis.	24
3.4 Reducción de las deformaciones por acción del empernado.	28
3.5 Expansiones.	30
3.6 Convergencia.	31
3.7 Longitud del perno.	33
3.8 Colocación del perno.	33

CAPITULO 4 : APLICACION DEL PERNO CEMENTADO COMO METODO DE SOSTENIMIENTO EN LA MINA CAYLLOMA

4.1	La Veta Elisa-Generalidades	35
4.2	Desarrollo y preparación.	36
4.3	Método de explotación.	38
4.4	Extracción de los puentes de protección.	39
4.5	Problemas estructurales.	41
4.6	Reconocimiento del macizo rocoso.	44
4.7	Planteamiento del problema y método de sostenimiento propuesto.	47
4.8	Pruebas in-situ. Estabilidad de puntales y cajas.	54
4.9	Instrumentación de campo. Extensómetros en galerías sin refuerzo.	58
4.10	Instrumentación de campo. Extensómetros en galerías empernadas.	61
4.11	Auscultación de campo. Medición de deformaciones.	62
	CONCLUSIONES	65
	RECOMENDACIONES	69
	BIBLIOGRAFIA	71
	ANEXO 1	73

## P R E F A C I O

La presente tesis es fruto de los trabajos de campo y gabinete realizados por el suscrito sobre Pernos de Roca - Cementados, los mismos que fueron realizados en 2 etapas.- La primera etapa, descrita en el capítulo 3 de la presente obra, constituye la etapa de captación de tecnología; con la recopilación y estudio de bibliografía al respecto. Paralelamente y a fin de familiarizarnos y adquirir conocimientos prácticos sobre el tema, se realizaron algunas pruebas en la Mina Milpo, las que versaron sobre : capacidad de anclaje, cargas de sostenimiento, resistencia a compresión de la roca intacta, así como la colocación de pernos-cementados.

Este capítulo pone de manifiesto la importancia que tiene el cuantificar algunos parámetros del macizo rocoso y su incidencia en la calidad del sostenimiento a emplear.

En la segunda etapa (descrita en el capítulo 4, de la presente tesis) se describe la solución práctica a un problema concreto de estabilidad, que se presentó en la Mina Caylloma. Los conocimientos adquiridos nos animaron a aplicar esta técnica, al considerarse la alternativa de utilizar el perno de roca cementado postensionado para la galería Eliza N.º 6 de este centro minero.

Cabe anotar que en Caylloma no fue posible por falta de medios realizar pruebas de capacidad de anclaje de pernos, que hubieran proporcionado valiosa información relativa a S, L, Q, tal como se aconseja en el punto 3.1. En su defecto realizamos una campaña de instrumentación de campo con extensómetros, que nos permitió evaluar las bondades del sostenimiento activo que instalamos en la Mina Caylloma como solución a su problema de sostenimiento.

## I N T R O D U C C I O N

Para la aplicación del Perno de Roca como método de sostenimiento, es necesario elegir una teoría, que explique en lo posible el comportamiento del perno, además realizar pruebas de resistencia al anclaje que permitan elegir las dimensiones  $\emptyset$ , L, S, del perno, como una primera aproximación. Si no es posible contar con medios apropiados para realizar estas pruebas, un claro conocimiento de las características del macizo rocoso, así como la calidad de la roca intacta, es de gran ayuda para escoger las dimensiones del perno y patrón de empernado. Posteriormente mediante una campaña de experimentación in-situ, se podrá confirmar o modificar el patrón de empernado propuesto; para tal fin es deseable contar con una galería de experimentación, para en ella modificar las relaciones L, S, hasta obtener un índice de deformación relativa ( $e_r$ ), a partir del cual la estabilidad y cohesión de los terrenos empernados esté asegurada.

El mejor método de sostenimiento para un terreno en particular, es aquel que, sin sufrir deterioros, reduce, en mayor grado las deformaciones. Los métodos de sostenimiento tradicionales, tales como : arcos metálicos, cuadros de madera, etc., tienen un carácter eminentemente pasivo, frente a las tensiones que se desarrollan en los terrenos encajonantes de las galerías, dejando libre los terrenos que los circundan, y controlando únicamente los bloques deslizantes. Este carácter de pasividad frente a las deformaciones, producirá con el transcurso del tiempo, una zona de deformaciones irrecuperables, cuyo empuje sobre la entibación, tendrá consecuencias negativas.

En las galerías de las explotaciones mineras, es deseable un tipo de sostenimiento mejor adaptado, que brinde mayores condiciones de seguridad, que las proporcionadas por los métodos convencionales. El empernado de rocas desde el instante mismo de su colocación, suministra esfuerzos a las rocas, evitando que estas sufran los primeros desplazamientos; es un sostenimiento activo que refuerza a la roca in-situ, la solidariza y opone a su descohesión; - en otras palabras logra que la roca sea partícipe del sostenimiento.

## CAPITULO 1

### **DESCRIPCION DEL YACIMIENTO MINERO DE CAYLLOMA**

#### **1.1 UBICACION Y ACCESO**

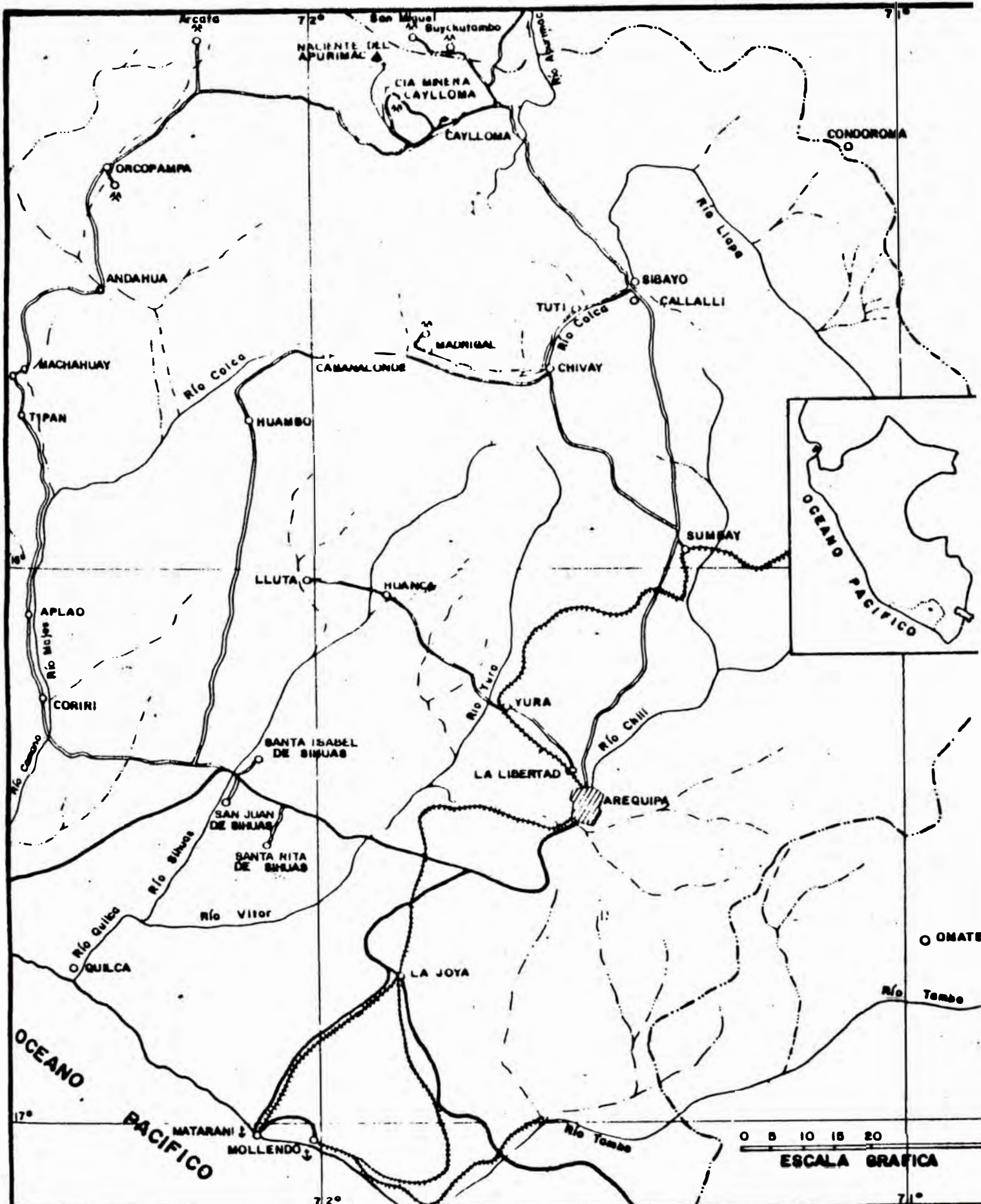
*El centro minero de Caylloma, yacimiento históricamente argentífero, se encuentra en la zona sur del Perú, al extremo Este del Departamento de Arequipa, en la Provincia de Caylloma de dicho Departamento. Tiene por coordenadas geográficas : 71°49', longitud Oeste - y 15°10' latitud Sur.*

*La Mina Caylloma está unida a la ciudad de Arequipa mediante una carretera afirmada de 225 kms. de longitud (Plano 1).*

#### **1.2 CARACTERISTICAS TOPOGRAFICAS Y ATMOSFERICAS.**

*La zona está en la vertiente<sup>l</sup> oriental de la Cordillera Occidental de los Andes del Perú y ocupa la región Puna; la altura promedio de la zona es 4,500 m.s.n.m. Entre los 4,000 a 4,400 metros de altura se*





**LEYENDA**

- |                        |                         |
|------------------------|-------------------------|
| — CARRETERA ASFALTADA  | ⚙️ MINA CAYLLOMA        |
| — CARRETERA AFIRMADA   | --- LIMITE DEPARTAMENTO |
| 🚂 FERROCARRIL          | ○ CIUDADES POBLADAS     |
| ~ RIOS Y DRENAJES      | ⚓ PUERTO                |
| Ⓜ CAPITAL DEPARTAMENTO | ▲ NACIENTE DE: APURIMAC |

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**

PROGRAMA ACADEMICO DE INGENIERIA GEOLOGICA MINERA METALURGICA

**LOCALIZACION DEL CENTRO MINERO DE CAYLLOMA**

ESC-100000

PLA  
Nº



encuentran pastos naturales, por encima de 4,400 metros el paisaje adquiere el carácter andino con musgo y rocas desnudas. Existen 2 estaciones bien marcadas; 4 meses de precipitaciones atmosféricas (lluvia, granizo, nevadas) que corresponde al verano del Hemisferio Sur de Diciembre a Marzo; 8 meses de sequía (verano en la zona) la estación seca es fría debido a la presencia de las heladas con temperaturas de hasta 15°C bajo cero en la noche, pudiendo llegar durante el día a 24°C sobre cero.

### 1.3 BREVE RESEÑA HISTÓRICA

Este Yacimiento ha sido explotado desde la época de los Incas por plata nativa y sulfosales de plata de gran pureza; explotación circunscrita a las zonas superficiales. Se sabe que durante la Colonia el Sr. Mogue-rol de Ulloa recibió en concesión las Minas, e iniciándose una explotación intensa que con períodos de inactividad prosiguieron hasta el siglo XIX. En 1891, la Familia Bowe de Liverpool, Inglaterra, organizó la Cayllo<sup>ma</sup> Silver Mining Company que exploró y explotó parcialmente la mina en casi todas sus vetas. Esta Compañía explotó hasta 1908, luego fue explotada por otras compañías hasta que en 1932 se formó la Compañía Minera de Caylloma S.A., actual propietaria.

#### 1.4 RECURSOS ENERGETICOS

La Unidad Minera de Caylloma, para proveerse de energía eléctrica cuenta con tres plantas hidroeléctricas con una potencia instalada total de 1,440 Kw; las hidros San Ignacio y San Antonio generan 525 Kw y 625 Kw respectivamente (Turbinas Francis), la Hidro de Huayllacho genera 290 Kw (Turbina Pelton), todas generan 440 V y 50 Hz que es elevada a 14,000 V para su transmisión; además para cubrir el déficit de energía eléctrica que se producen en tiempo de sequía cuenta con cuatro grupos electrógenos Caterpillar de 250 Kw - cada uno.

## CAPITULO 2

### **GEOLOGIA GENERAL**

#### **2.1 GEOMORFOLOGIA**

Los relieves más importantes están constituidos por crestas escarpadas y valles en u, el suave fondo - de estos valles y los circos glaciares constituyen las geoformas del paisaje, los afloramientos de las vetas más altas sobrepasan los 5,000 metros de altura, en las laderas se observa que el lado glaciar ha cubierto los afloramientos de las diferentes vetas mediante rocas desde las más finamente pulverizadas hasta cantos de diversos tamaños, lo que evidencia la existencia de glaciación.

El distrito minero está disectado por dos Quebradas : el Toro al Oeste y Quebrada Trinidad al Este, a lo largo de las cuales corren fallas regionales.

#### **2.2 PETROLOGIA**

En Caylloma, la formación Tacaza del Jurásico Inferior está representada por rocas volcánicas, tufos dacíticos; rocas efusivas : como andesitas basálticas y andesitas.

Las andesitas presentan textura porfirítica y matriz afanítica, son de color verde claro, por intemperización adquieren un color rojizo debido a la oxidación de la pirita que se encuentra diseminada en ella; estas andesitas constituyen las rocas encajonantes de todas las estructuras mineralizadas.

Por la zona de Huayllacho aflora el Grupo Yura del Triásico Superior constituida por Lutitas y pizarras carbonosas, areniscas oscuras, todas ellas fuertemente plegadas (Plano 2).

### 2.3 EMPLAZAMIENTO

Las Vetas del Yacimiento están dentro del "Bloque Caylloma", limitado por 2 fallas regionales : Falla Trinidad al Norte y Falla Toro Santiago al Oeste, el movimiento relativo inferido indica que el bloque ha subido en relación al sector ubicado al Oeste de la Quebrada Toro Santiago, mientras el área al Noreste de la falla Trinidad ha subido en relación al bloque, indicando un fallamiento en escalones.

El bloque es más o menos triangular de aproximadamente 6 kms. de longitud en dirección Norte-Sur y 4 kms. de ancho en dirección este-oeste.

#### 2.4 FRACTURAMIENTO

En la zona predominan fracturas de Rumbo NE, formando un sistema de juegos paralelos; las fracturas es tán constituyendo los filones mineralizados y las fallas postmineral han desplazado a estos filones, siendo casi todas las fallas inversas. Las estrías que se observa en estos planos de falla siguen la máxima pendiente, indicando que los últimos movimientos han sido verticales.

A las estructuras mineralizadas se las puede agrupar como sigue :

Grupo Toro-San Pedro, formado por las Vetas Toro, San Pedro, Eureka, Copa de Oro, Santa Rosa, Paralela, Crística, Carolina, La Blanca, Eleodora.

Grupo Trinidad, Vetas Elisa, Trinidad, Leona, Apóstoles.

Grupo La Peruana, Vetas La Peruana, Santo Domingo,

*San Carlos, Jerusalem.*

Grupo San Cristóbal, *Vetas San Cristóbal, Bateas, Santa Catalina.*

Grupo Animas, *Vetas Anima, La Plata, Antimonio.*

*Estos grupos de vetas se las puede clasificar en 2 juegos de fracturas.*

1 JUEGO N 32 E      *Vetas San Cristóbal, San Pedro, El Toro.*

2 JUEGO N 62 E      *Vetas Trinidad, La Blanca, Animas.*

*Ambos juegos son de cizalla y las fuerza de compresión actuaron según el Rumbo N 47 E y S 47 W.*

## 2.5 MINERALIZACION Y ZONEAMIENTO

*El Yacimiento es Epigénético Hidrotermal siendo la mineralización leptotermal, del tipo de relleno de fisuras, las vetas están crustificadas donde unas pocas bandas, relativamente delgadas contienen la mayor parte de los valores de plata.*

La asociación típica de mineral de mena es argentita, prustita y polibasita, perargirita, tetrahedrita, como también esfalerita y galena. La ganga está formada por rodonita, cuarzo, calcita. El zoneamiento observado indica que esta varía de minerales de plomo zinc-oro-plata, desde la zona de la Veta Diablo ubicada al Noreste, a minerales de zinc-plata en todas las vetas al Norte y a minerales de antimonio plata hacia el Suroeste. Indicando un zoneamiento horizontal que de repetirse verticalmente supondría que los valores Pb-Zn aumentaría en profundidad.

## 2.6 CONTROLES DE MINERALIZACION

La mineralización está distribuida en zonas pobres o de baja ley con un contenido de mena de 4 oz Ag/TC y en zonas de mineral rico denominadas clavos u ore shoots donde se encuentran valores de mayor ley esto parece depender de controles ascendentes las cuales han sido observados y tenemos :

Lazos simoidales simples

Lazos simoidales dobles

Inflexiones de rumbos y buzamiento

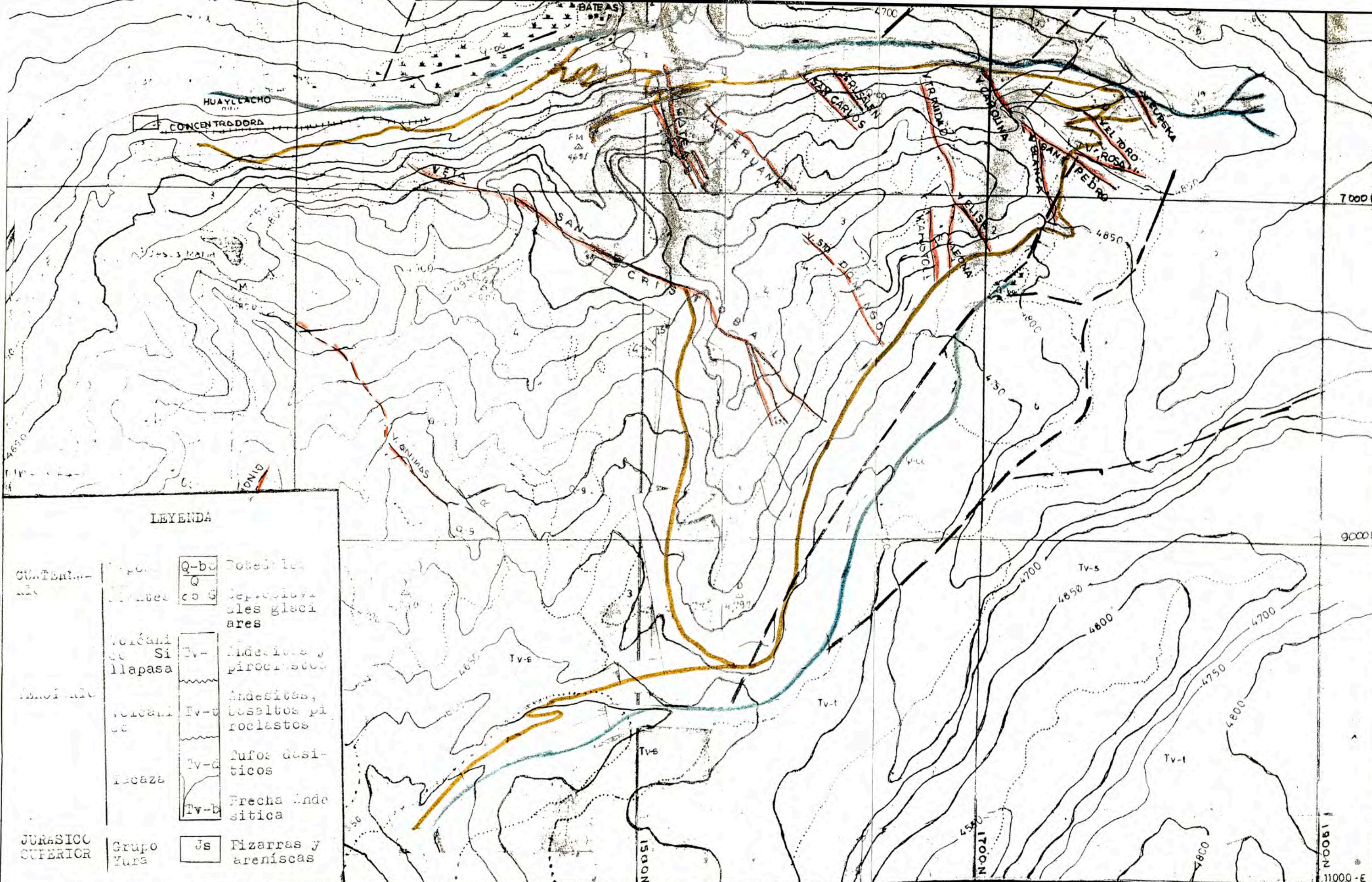
Intersección de vetas

Vetas paralelas pero discontinuas



PLANO 01





LEYENDA

Cuaternario	Depositos	Q-bc	Dolomitas
	Glaciares	Q-g	Depositos glaciares
Volcanico	Sierralapa	Tv-	Andesitas y piroclasticos
	Volcanico	Tv-u	Andesitas, basaltos y piroclasticos
	Paqueta	Tv-d	Lufos desiticos
		Tv-b	Frecha andesitica
JURASICO SUPERIOR	Grupo Yura	Js	Fizarras y areniscas

Veta	
Rio	
Carretera	
Linea Electrica	

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
 PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERIA GEOLOGICA MINERA METALURGICA  
 PLANO GEOLOGICO Y TOPOGRAFICO DE SUPERFICIE

PLANO Nº  
**2**



## CAPITULO 3

### **TECNOLOGIA DEL PERNO CEMENTADO**

#### **3.1 EL PERNO CEMENTADO**

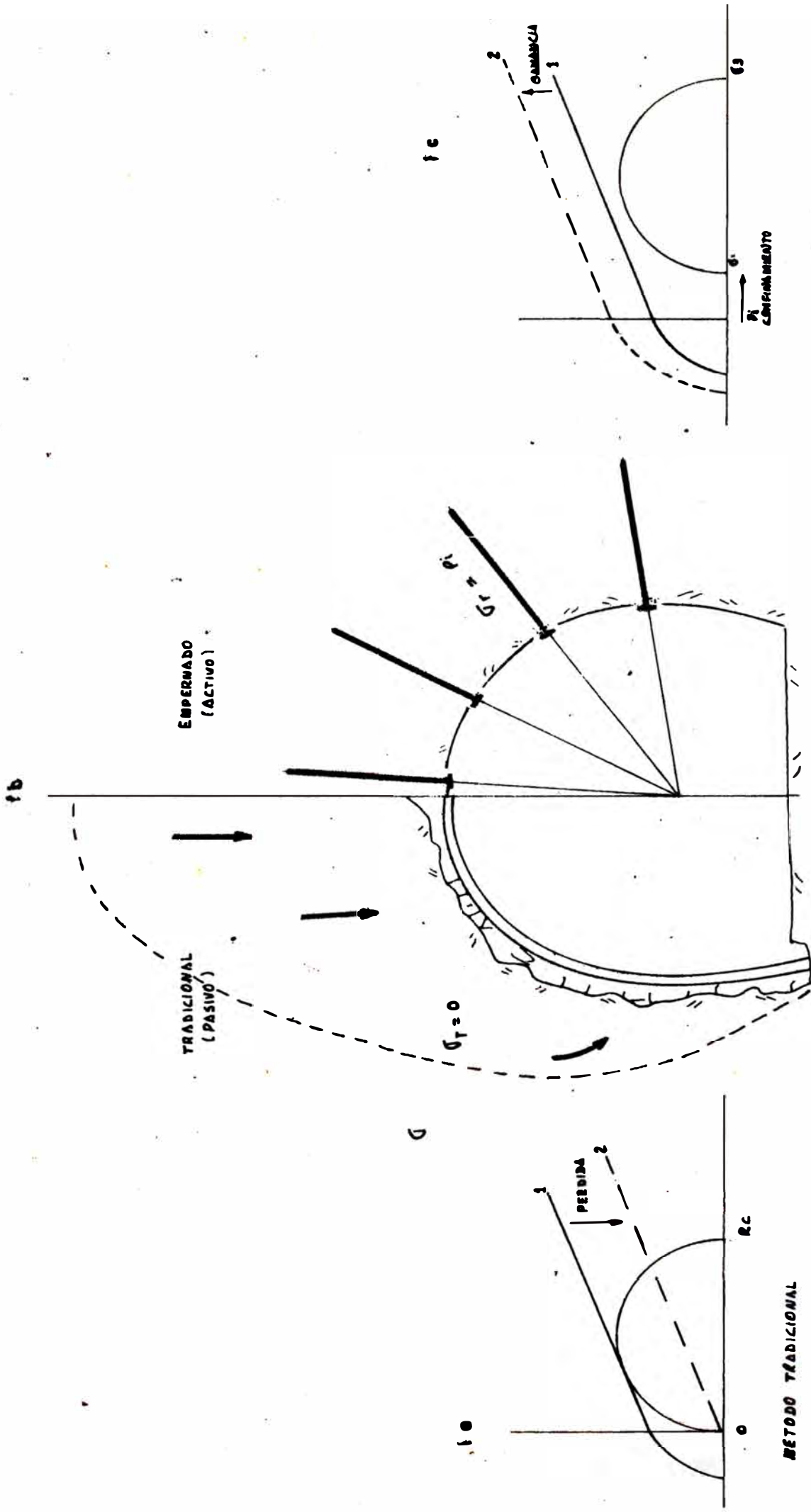
El empernado de rocas contribuye a dar al terreno circundante a la excavación una presión de confinamiento suficiente para aumentar su resistencia mecánica, convirtiendo al terreno en autoportante, las bóvedas de las galerías así sostenidas conservan una cierta -- flexibilidad; pudiéndose adaptarse mejor a las modificaciones del medio debido a la excavación y a la redistribución de las presiones. Los métodos tradicionales de sostenimiento (arcos, cuadros, etc.) sólo cumplen su función cuando la roca ha fallado y deteriorado su resistencia mecánica. Se puede explicar estos dos procesos de sostenimiento considerando el diagrama de Mohr, (consideremos un terreno difícil que necesita sostenimiento). La puesta en obra de las técnicas tradicionales de sostenimiento aceptan generalmente una -- descompresión del macizo y una dislocación localizada generalmente en la clave. Esta dislocación aún cuando sea insignificante ocasiona una caída de las caracte--

rísticas mecánicas del terreno. Este comportamiento está esquematizado en la figura 1a por el paso de la curva 1 (curva intrínseca del macizo) a la curva 2, en estas circunstancias la resistencia límite se encuentra ampliamente sobrepasada (el círculo de presión corta la curva intrínseca) apareciendo luego desórdenes o rupturas más o menos importantes en el macizo.

Con la utilización del empernado de roca colocado horas después de producida la excavación la descompresión del macizo rocoso no tiene tiempo de intervenir, porque los pernos suministran una efectiva presión de confinamiento radial, produciéndose una evolución muy distinta al caso anterior; en la figura 1c, la curva 1 pasa a la posición 2, además el cambio del círculo de presiones normales positivas debido a la reacción  $P_i$ . Esta reacción  $P_i$  se encuentra asegurada por la colocación bajo tensión de los pernos; descartándose los riesgos de desórdenes y roturas (el círculo que representa el estado de presiones circunscritas al túnel no corta la curva intrínseca del material).

En el sostenimiento de aberturas subterráneas debe repetirse los siguientes principios :

- Evitar o limitar toda descompresión o dislocación del macizo circundante a la excavación.
- Aportar cuanto antes un confinamiento a la



**CURVAS INTRINSECAS Y ESTADO DE PRESIONES CIRCUNDANTES A UN TUNEL**

superficie de la excavación para neutralizar los estados de presiones uniaxiales.

Aprovechar lo mejor posible el tiempo disponible antes que el terreno se descomprima.

Con el método tradicional de sostenimiento ninguna de estas tres condiciones se respetan, resultando en consecuencia, cargas muy acentuadas por acción de la descomposición, fig. 1 b.

Mediante el bulonado se logra un tipo de sostenimiento que tiene las siguientes características :

- Es rápido de colocar, pudiéndose instalar inmediatamente después de la excavación, por tanto limita la descompresión.
- Forma junto con el terreno una bóveda monolítica.
- Mejora las características mecánicas del terreno.
- Aporta una presión radial de confinamiento estabilizando el macizo.

Teniendo en cuenta el sistema de anclaje los pernos de roca se clasifican en :

*Anclaje repartido*

- Sin tensión.
- Pre-tensionados
- Post-tensionados

*Anclaje puntual*

El perno cementado proporciona un tipo de anclaje distribuído a lo largo de la longitud total del taladro (anclaje repartido). El concepto fundamental en que se basa el perno es la adherencia existente entre el fierro-cemento y el cemento-pared interior del hueco taladro. El perno es anclado a la roca mediante resinas sintéticas o mortero de concreto. Para anclar los pernos en el trabajo que aquí nos ocupa utilizamos el mortero de concreto 1 1

Estos pernos son satisfactorios en instalaciones permanentes, especialmente en rocas sueltas en las cuales no es posible obtener anclajes convenientes con los pernos convencionales y en rocas duras pero fracturadas.

Contando con las facilidades brindadas por la Compañía Minera Milpo se realizaron pruebas con estos pernos. En Milpo, se presentan condiciones favorables para construir aberturas que se autosoportan, hecho que no descarta las posibilidades que se presentan frecuen

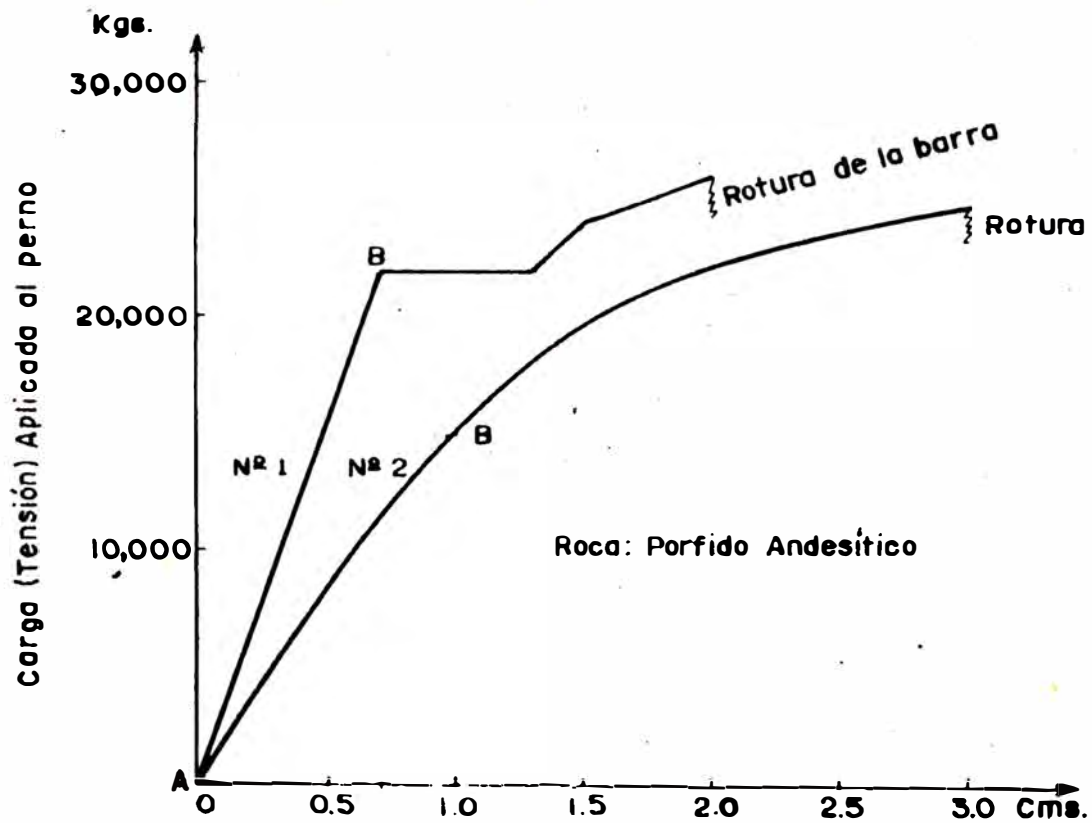


temente en determinadas zonas dando lugar a problemas de sostenimiento.

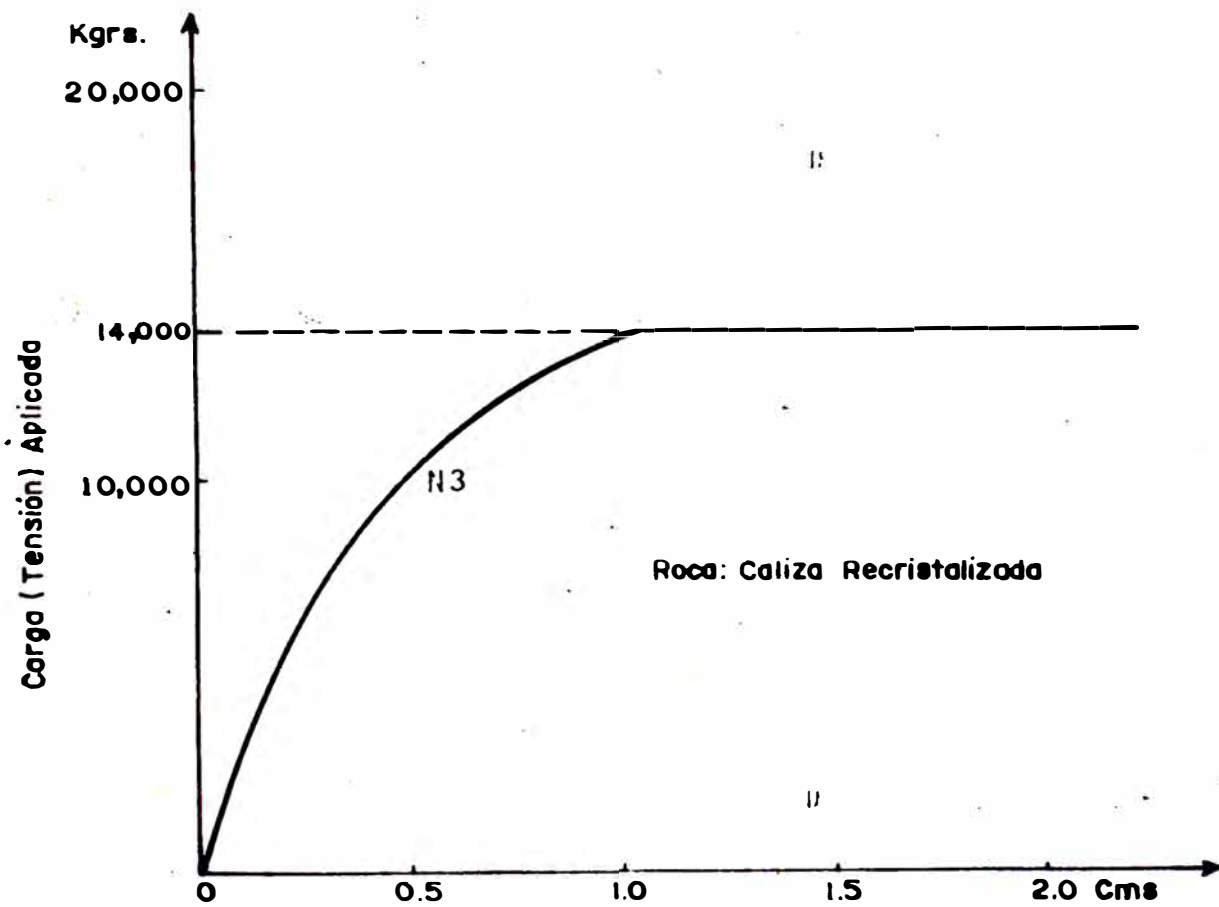
Las pruebas de capacidad de anclaje de pernos realizada en las galerías 0-124, 802 (Mina Milpo) tuvieron por objetivo observar el comportamiento al anclaje de los pernos cementados (2), estos resultados se muestran en el Cuadro N° 1.

Aunque las características de las deformaciones después de la instalación del perno no han sido investigadas en el presente trabajo, la alta capacidad de anclaje obtenida en estas pruebas nos proporcionan un amplio margen para reducirlas controlando la tensión de los pernos ya que la deformación permitida por la capacidad de anclaje deberá ser pequeña, de tal forma que asegure la continuidad de la masa rocosa (3).

En la prueba 1, figura 2,<sup>1</sup> del punto A al B se produce un estiramiento del acero y del sistema acero-cemento, el módulo de anclaje es aquí 0.031 cm/Tm, en el punto B aumenta el desplazamiento por incremento de carga debido a la ductibilidad del acero o ruptura entre el contacto cemento-roca o cemento-acero. Cualquiera que sea la causa, la carga de sostenimiento  $Q_a$  medida fue de 22 TM. Al continuar la prueba se alcanza un punto en el que se producirán grandes desplaza-



**Fig. Nº 2 -- ENSAYOS DE TRACCIÓN**



**Fig. Nº 3) -- ENSAYOS DE TRACCION**

mientos con pequeños incrementos de carga, se ha llegado a la última capacidad de anclaje o alcanzado el límite de consistencia del acero, la carga máxima es  $Q_m = 26 \text{ TM}$ .

El grado de fracturación de la roca incide negativamente en el valor de  $Q_a$ , caso de la prueba N°3 (Fig. N°3 ).

### 3.2 SELECCION DEL PERNO

En el presente trabajo se usó el perno cementado, su elección (\*) fue debida mas que todo a la necesidad que teníamos de conocer su funcionamiento, independiente de este criterio, el perno será seleccionado según la roca en la que se instale, sirviéndonos para ello de las pruebas de compresión simple, capacidad de anclaje y características del macizo rocoso.

Va que el tipo de anclaje a seleccionar está íntimamente ligado a la capacidad de anclaje del perno y por lo tanto a las propiedades mecánicas de la roca íntacta y del macizo rocoso, se puede clasificar la

(\*) Al hablar de selección de perno se refiere al tipo de anclaje si éste será puntual o repartido.

sustancia rocosa teniendo en cuenta su resistencia a la compresión simple, según los criterios dados por Deere y Miller (4), Fig. N° 6.

Por esta razón se realizaron pruebas de resistencia a la compresión simple sobre pequeñas probetas. Al someter las probetas a ciclos de carga y descarga se observó una deformación irrecuperable menor del 13%, debido probablemente al cierre de fisuras; los resultados de estas pruebas suponen que se trata de un material competente, con un comportamiento cercanamente elástico, esta característica hace a la roca procedente de la Mina Milpo capaz de aceptar indistintamente anclajes puntuales o repartidos, sin embargo, es la prueba de capacidad de anclaje la que decide, para fines prácticos el tipo de anclaje. El macizo rocoso fue clasificado según el criterio propuesto por Coates (3), Ver cuadro N° 2.

La capacidad de anclaje del perno está regida o bien por la resistencia última del acero o bien por la adherencia entre el sistema cemento roca.

Con el perno cementado es de esperarse mayores capacidades de anclaje en relación a las obtenidas -- con las formas puntuales. Las pruebas realizadas, descritas en párrafos anteriores confirman estas suposiciones

Prueba	Roca	Q <sub>0</sub> T	Q <sub>m</sub> T	Módulo de anclaje cm/t
1	Intrusivo fresco	22	26	0.031
2	Intrusivo fresco	25	25	0.027
3	Celiza re- cristalizada	14	14	0.071

**CUADRO N° 1**  
PRUEBAS DE TRACCION  
PERNO CEMENTADO

ROCA	Nombre Geológico Duro o blando Elástico o rígido
	MASIVA - Distancia entre capas y/o fracturas mayor que 2 m.
	ESTRATIFICADA > 2m.
MACIZO	Compacta 2 > espaciamiento de diaclasas < 0.3
	Fragmentada espaciamiento < 0.3

**CUADRO N° 2**  
CLASIFICACION MACIZO ROCOSO  
(SEGUN COATES)

Carga Sosteni- miento (T)	Espacia- miento (m)	Tensión (T)
Q <sub>0</sub>	$s < \sqrt{\frac{0.8 Q_0}{LY}}$	$t = 0.8 Q_0$
1 22	1.97	17.6
2 25	2.1	20
3 14	1.57	11.2

**CUADRO N° 3**

RELACIONES ENTRE Q<sub>0</sub>, S y T

EJEMPLO DE DIMENSIONAMIENTO DE S, T,  
A PARTIR, DATOS DEL CUADRO UNO. RE-  
QUIERE FIJAR PRIMERO L.

$$L = 1.8 \text{ mts.}$$

$$\phi = 2.5 \text{ cm.}$$

$$\delta = 2.5 \text{ gr/cm}^3$$

En la Figura N°4, se muestra un comportamiento típico de las capacidades de anclaje obtenidas con diferentes tipos de pernos (6). La figura N°5, muestra la distribución de las tensiones en un perno cementado post tensionados.

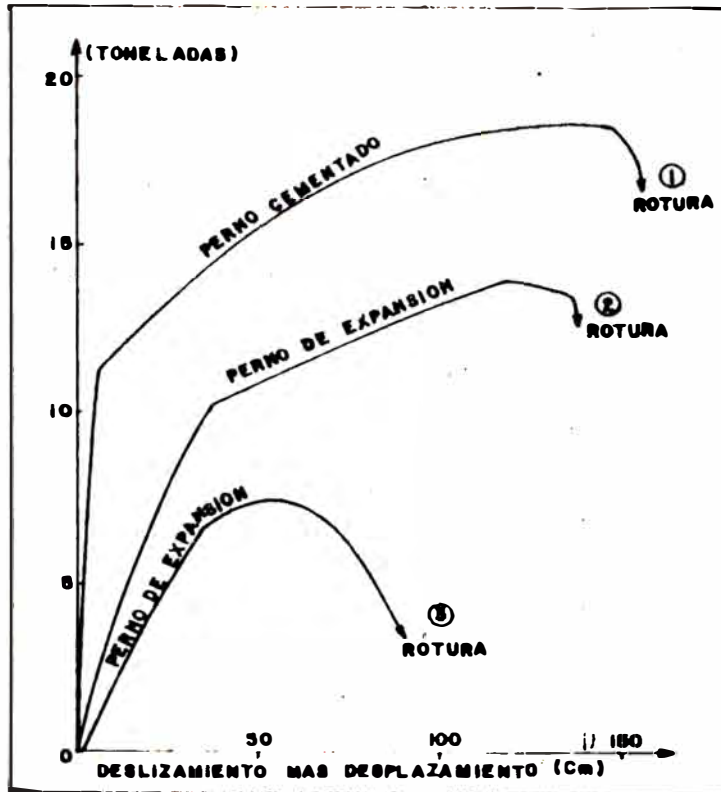
### 3.3 MÉTODOS DE ANÁLISIS

Si tenemos en cuenta las diferentes teorías del comportamiento del perno como son :

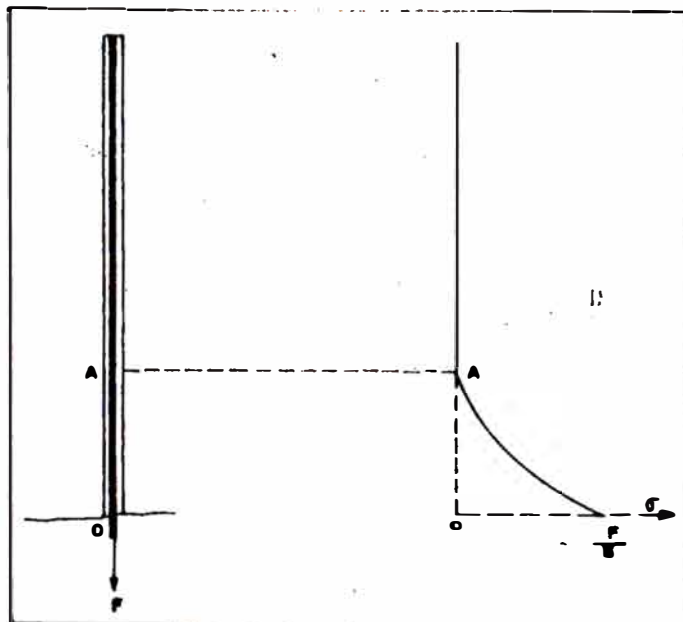
- Formación de una viga monolítica.
- Aumento de la fricción en los planos de corte.
- Formación de una zona de compresión
- Incremento de la resistencia compresiva aparente debido a la restricción lateral.

Podemos, para un caso particular, considerar acertada la elección de una de ellas y estimar teóricamente la longitud (L) espaciamiento (S), densidad (D), orientación del perno; tal estimación preliminar será confirmada definitivamente en la aplicación práctica.

El método consiste en fijar uno de los parámetros anteriores para luego variar los otros (cuidando de no variar demasiados parámetros a la vez), las deformaciones obtenidas en los diferentes casos permitirán elegir las relaciones convenientes. Es preferible que se



**Fig. No 4 - ENSAYOS DE TRACCION CON DIFERENTES TIPOS DE ANCLAJE.**



**FIGURA No 5. - REPARTICION DE LAS TENSIONES EN UN PERNO DE ANCLAJE REPARTIDO, SOMETIDO A UNA TRACCION EN SU EXTREMIDAD.**



fije primeramente la longitud (L).

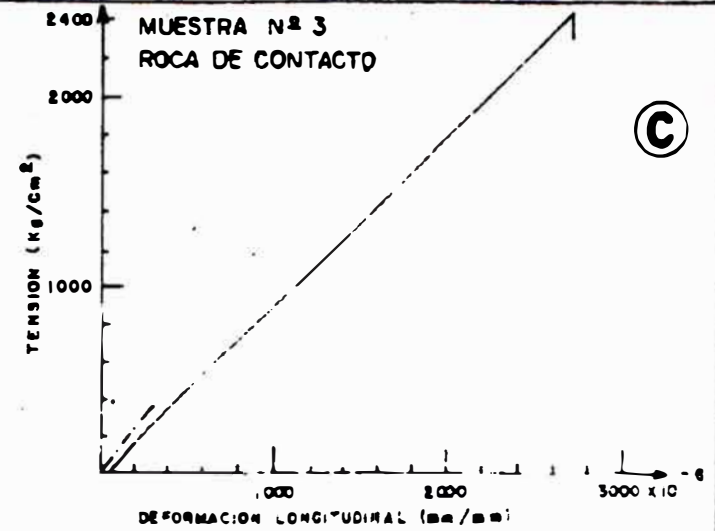
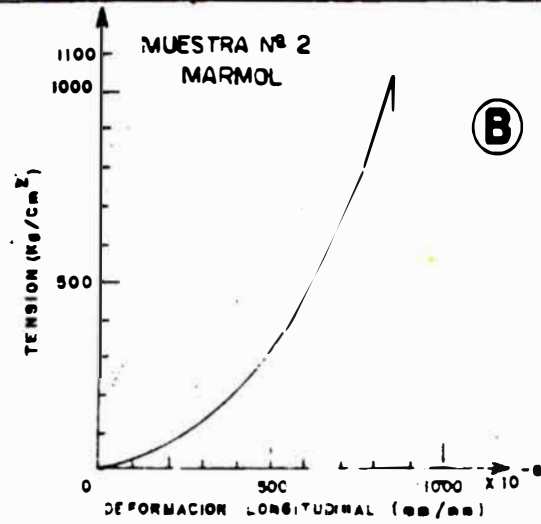
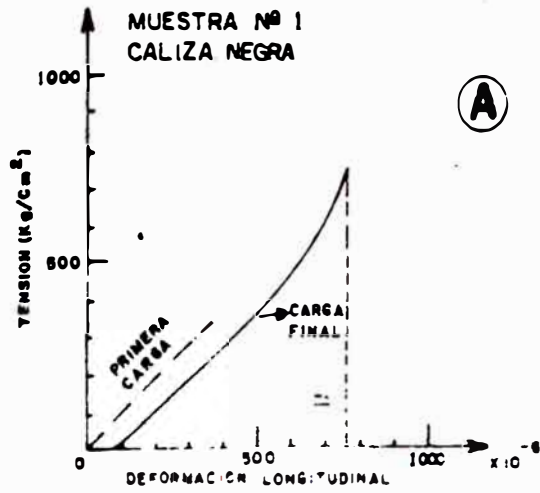
El espaciamiento teórico podría ser fijado mediante la relación :

$$L \leq Q_a / S^2 \sigma \dots\dots\dots 1$$

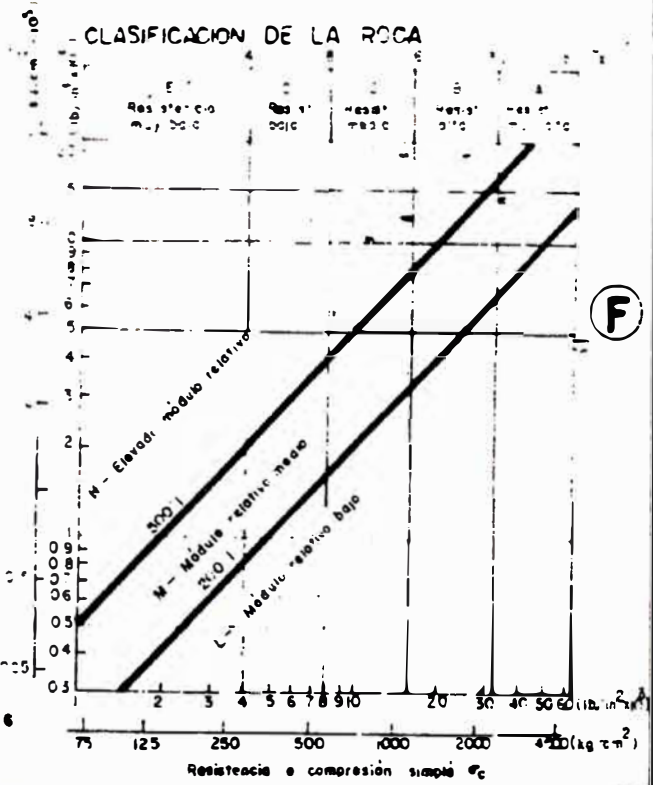
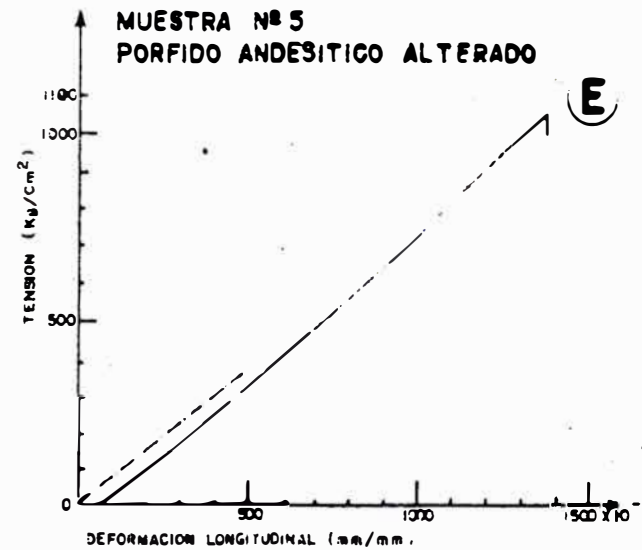
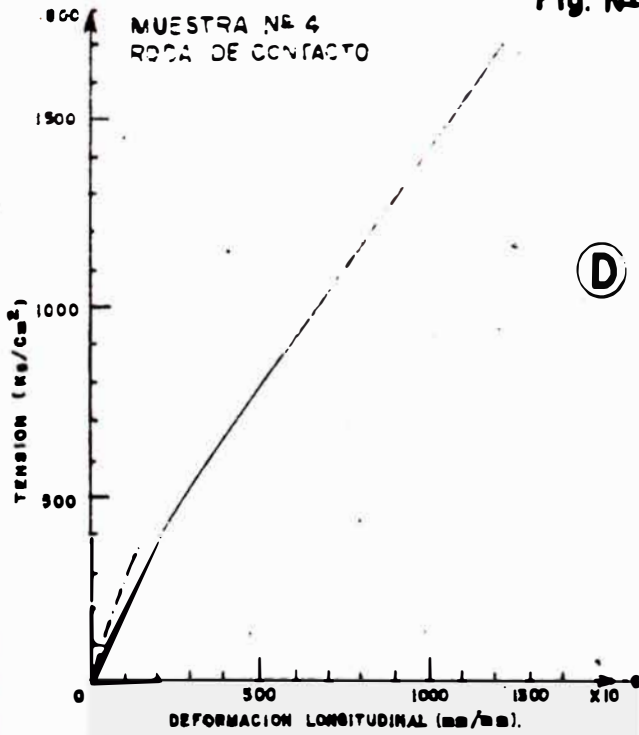
mediante los ábacos dados por Panek (7). (Ver Cuadro - N°3, dimensionamiento de S, t a partir de las pruebas de tracción de pernos, utilizando la relación 1.

Estas relaciones se fundan en la teoría de la viga monolítica, desarrolladas para estabilizar techos estratificados (estratificación cercanamente horizon-tal), como es el caso de los yacimientos de carbón relaciones que deben ser tomadas con las precauciones de bidas, como una primera aproximación, al aplicárselas en otro tipo de terrenos donde no exista experiencia previa. Reafirmamos que en última instancia es la experimentación in-situ la que nos proporciona el patrón de empernado.

La figura N°6, muestra las características mecánicas de la roca intacta procedentes de la Mina Milpo, en rocas masivas y con las características estructurales presentadas en esta mina, es de esperarse que la acción del perno se acerque más a la formación de bóveda de compresión.



**Fig. Nº 6 -- ENSAYES DE COMPRESION UNIAIXIAL, CLASIFICACION.**



Los efectos de refuerzo de los pernos instalados en rocas masivas han sido estudiados mediante modelos fotoelásticos (8).

El análisis de estos modelos fotoelásticos muestran que los pernos desarrollan una zona de compresión uniforme entre sus extremos de acuerdo a la distribución de Boussinesq (9).

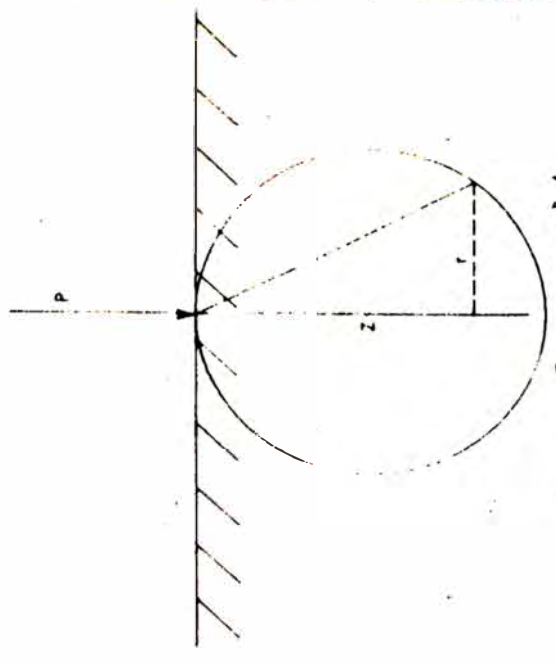
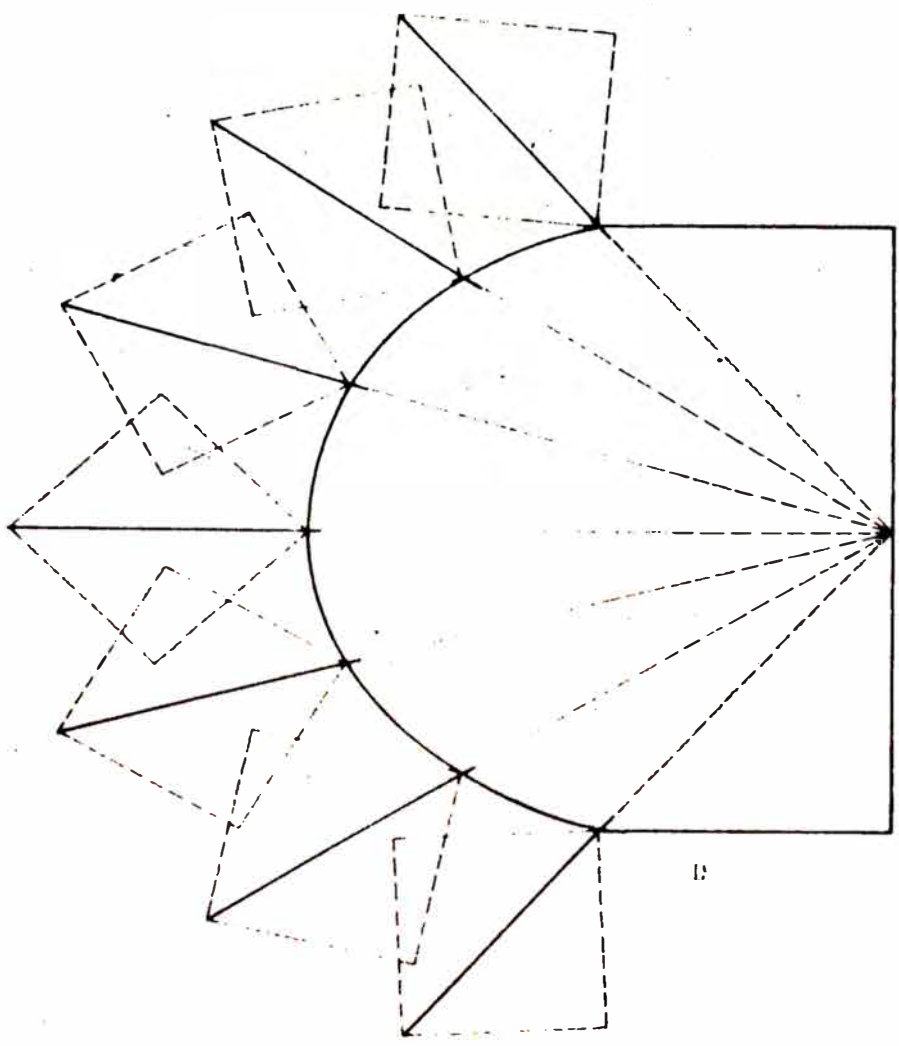
$$Q_z = \frac{3P}{2\pi} z^3 (r^2 + z^2)^{-5/2} \dots\dots\dots 2$$

En esta relación midiendo  $Q_z$  por métodos experimentales se podrá trazar la curva de presión cero. Estimándose el espaciamiento entre pernos de tal forma que se superpongan estas zonas, se formará una franja de compresión que actuará como una bóveda (fig.7).

El radio de la zona dependerá de las relaciones  $L/S$  y del esfuerzo aplicado.

### 3.4 REDUCCION DE LAS DEFORMACIONES POR ACCION DEL EMPERNADO

La elección de un sistema de sostenimiento será fruto de las mediciones de las deformaciones que se producen en el macizo, a fin de poder dar al terreno el tratamiento adecuado.



$$\sigma_z = \frac{3Pz^3}{2\pi(r^2+z^2)^{5/2}}$$

Fig. № 7.

Para saber qué labores mineras deben ser empernadas se realizarán estudios sistemáticos en todas las galerías empernadas, estos estudios incidirán sobre comportamiento de las galerías y expansiones, convergencia y deformación, mediciones de esfuerzos *in situ*. El estudio de esta información permitirá obtener leyes estadísticas de comportamiento, en función de su situación en relación a las explotaciones vecinas.

Para realizar esta etapa es necesario contar con una galería de experimentación y en ella instrumentos de medición para estudiar el comportamiento de las zonas empernadas, las investigaciones estarán orientadas a calcular un umbral de deformación  $e_n$  que asegure la continuidad del macizo; este umbral permite conocer que terrenos pueden ser empernados y cuáles mediante un sostenimiento mixto.

La figura 8, proporciona el  $e_n$  a considerar para fines prácticos (6).

### 3.5 EXPANSIONES

En investigaciones realizadas en Francia y España (6), algunas minas han establecido que un techo emper-

nado que presenta una expansión relativa ( $e_r$ ), superior al 2% no puede ser sostenidas sin correr riesgo, por medio de pernos de anclaje puntual. Mas recientemente ha sido demostrado que sobrepasar el umbral del 2% con un perno de anclaje repartido era un criterio de imposibilidad de empernar. En minas que presentan regimenes de expansión muy diferentes y que al sobrepasar 50 mm de expansión sobre 2 mts. ( $e_r = 2.5 \%$ ) lleva asociado un mal comportamiento del techo, necesitándose en este caso un refuerzo con un sostenimiento convencional, p.e. - cuadros de madera, puntales, etc.

### 3.6 CONVERGENCIA

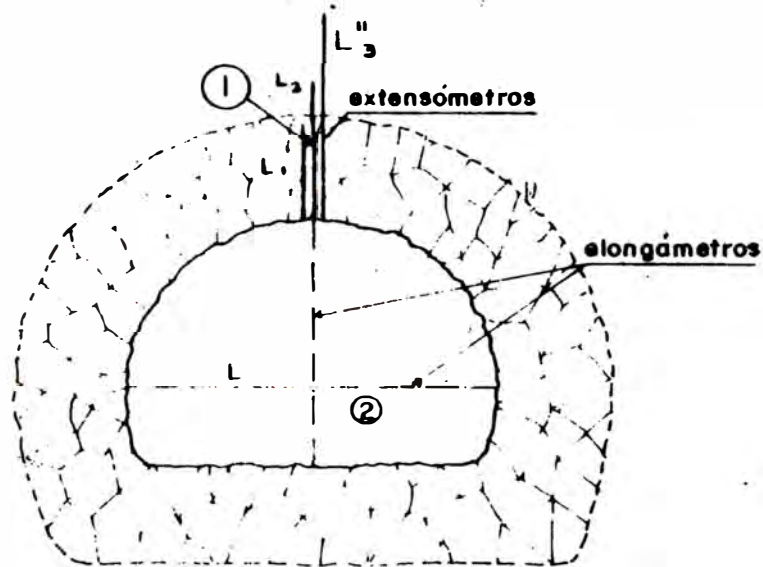
La medida de la expansión controla un anillo que profundiza, desde la superficie de la abertura hasta aproximadamente  $\frac{d}{2}$  se puede esperar la llegada de un descuelgue, que provenga de una zona situada más allá de este anillo convocados por un plano de menor resistencia en el techo pudiéndose hundir en bloques lenta o bruscamente hacia el vacío de la galería.

La posibilidad de un derrumbe de esta naturaleza podrá ser detectado en una curva de convergencia anormal y tomar las medidas de refuerzo.

## SELECCION DEL PERNO A PARTIR DEL UMBRAL DE DEFORMACION $\theta_r$

① Deformación relativa (Referida a la expansión)  $e_r = \frac{\Delta L''}{L''} \times 100$

② Deformación relativa (Referida a la convergencia)  $e'_r = \frac{\Delta L}{L} \times 100$



$e_r < 1.8 \%$  Anclaje puntual

$e_r < 2 \%$  Anclaje repartido

$e_r > 2 \%$  Sostenimiento mixto

Fig. N° 8 .-

### 3.7 LONGITUD DEL PERNO

Para elegir la longitud del perno se tiene en cuenta únicamente la necesidad de anclar el perno en una zona sana ; se puede elegir como mínima longitud la relación empírica  $L = d/3$ , donde :

$L$  = longitud del perno

$d$  = diámetro de la galería.

Como vía de experimentación para obtener una longitud óptima se tendrá en cuenta que las deformaciones son más débiles cuanto mayor sea la longitud del perno, demostrándose experimentalmente que la reducción de las deformaciones son más importantes si se pasa de  $L_1$  a  $L_2$  que las obtenidas pasando de  $L_2$  a  $L_3$  (Fig. 8 ). El mismo criterio será empleado para fijar  $S$ . (Espaciamiento del perno).

### 3.8 COLOCACION DEL PERNO

Siendo las deformaciones más sensibles en las primeras etapas de la abertura de las galerías o cuando éstas sufren los efectos de las explotaciones vecinas, es necesario empernar inmediatamente después del arranque, continuándolo avance por avance, pues, si el



perno, reduce las deformaciones potenciales sería ilusorio reducir las deformaciones que ya se han producido.

Por último se debe controlar los techos empernados, mediante las medidas de las deformaciones, convergencia y expansión siendo éstos los medios más eficaces para obtener criterio de posibilidad o imposibilidad de empernar.

## CAPITULO 4

### **APLICACION DEL PERNO CEMENTADO COMO METODO DE SOSTENIMIENTO EN LA MINA CAYLLOMA**

#### **4.1 LA VETA ELISA - GENERALIDADES**

*La Veta Elisa forma junto con las vetas Leona y Apóstoles, el grupo Trinidad, todas ellas con características similares en su geología económica; esta Veta ha sido reconocida superficialmente en una extensión aproximada de 100 mts., tiene por rumbo N 53 E buzamiento 80 S y 1.5 mts. de potencia; siendo su buzamiento y potencia constantes y de cajas bien definidas. Es una Veta de relleno de fracturas por acción hidrotermal.*

*Los minerales que forman la mena son : argentita, prustita, polibasita, encontrándose algo de galena argentífera. Estos minerales tienen una concentración muy irregular, encontrándose zonas pobres de 6 oz Ag/TC, así como clavos de hasta 30 oz Ag/TC; estos clavos son de poca extensión tanto vertical como horizontal*

Los minerales de ganga son en orden de abundancia: Rodonita, Cuarzo y en menor grado Calcita. Siendo estos materiales de mayor dureza que las cajas (excepto la calcita) sus afloramientos se yerguen a manera de farallones. La Veta se presenta crustificada, con bandas de Rodonita, cuarzo y algunas venas muy angostas - de calcita, la misma que está en gran parte lixiviada.

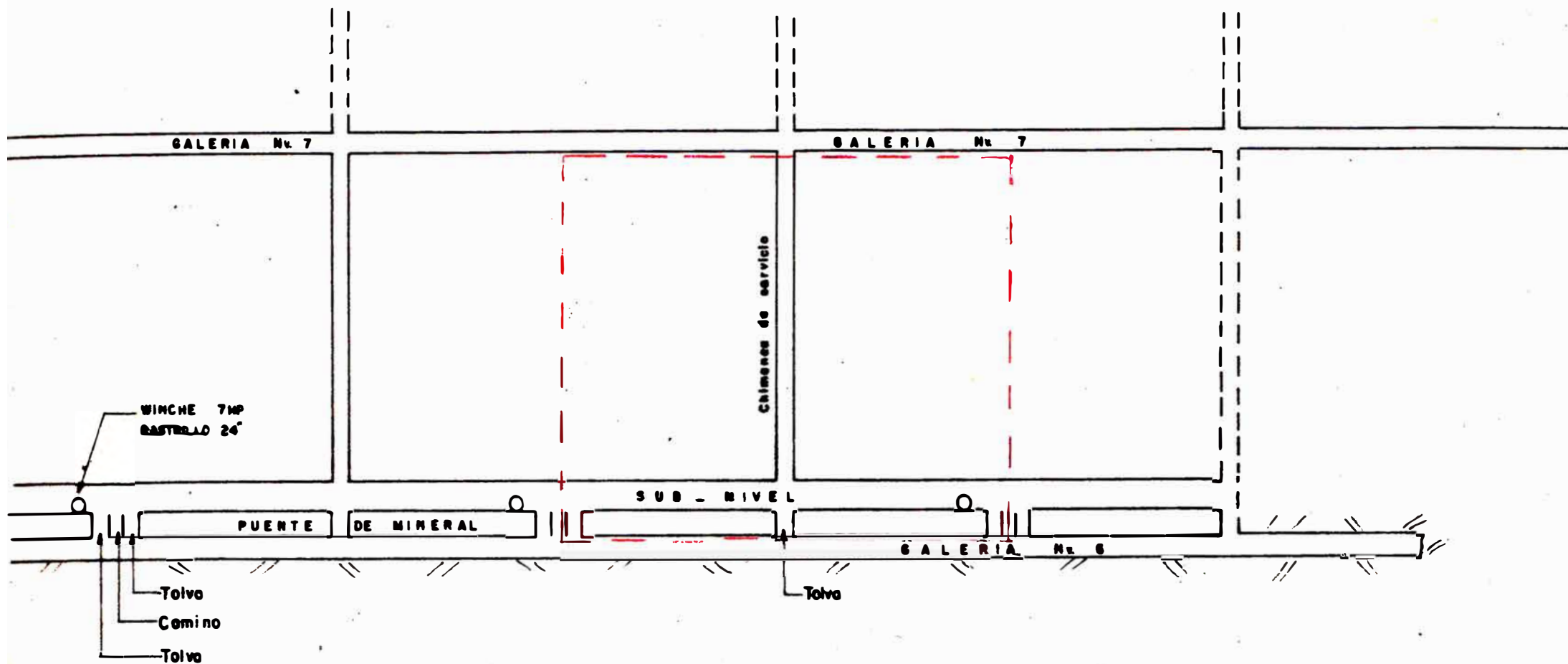
Los valores de plata se encuentran diseminados en la rodonita, constituyendo esta, un control de mineralización.

Las rocas encajonantes son andesitas porfiríticas; como consecuencia de la acción hidrotermal se encuentra una zona de alteración (seritización), que profundiza algunos centímetros en ellas.

#### 4.2 DESARROLLO Y PREPARACION

2 Niveles desarrollan esta estructura : Nivel 6 (inferior), Nivel 7 (superior), con una diferencia de altura de 50 metros, el equipo por frente de desarrollo es : 1 perforadora Vac Leg y para la limpieza y acarreo de escombros, el binomio pala neumática - locomotora.

Para la preparación se excavan entre estos niveles



**DESARROLLO:**

GALERIA 1.8 x 2.4 mts.

**EQUIPO POR FRENTE**

- 1 PERFORADORA YACK LES
- 1 PALA NEUMÁTICA (LIMPIEZA)
- 1 LOC. ELÉCTRICA (ACARREO)

**PREPARACION**

- SUB NIVEL 1.8 x 2.2 mts.
- CHIMENEA 1.5 x 1.5 mts.
- (CHIMENEAS ESPACIADAS 60 mts)

**DIMENSIONES TÍPICAS DE TAJO PARA**

**CORTE Y RELLENO ASCENDENTE**

- LONGITUD . . . . . 60 mt.
- ALTURA . . . . . 80 mt.
- ALTURA PUENTE . . . . . 3 mt.

**INFRAESTRUCTURA TAJO**

- 1 CHIMENEA RELLENO SITUADO EN EL MEDIO DEL TAJO
- EN LOS EXTREMOS DE CADA ALA DEL TAJO: TOLVA-CAMINO-TOLVA
- EN CENTRO DEL TAJO: TOLVA
- (Nota: El rectángulo rojo encierra un tajo)

**EXPLOTACION**

**EQUIPO x TAJO**

- 1 PERFORADORA STOPER
- 1 WINCHE 7MP, RASTRILLO 24"

**FIG. 9.- DIMENSIONES DE DESARROLLO, PREPARACION E INFRAESTRUCTURA TAJOS**

Chimeneas de 1.5 x 1.5 mts. espaciados 60 mts. debiendo estas continuar hasta superficie.

En la figura 9 se muestran las dimensiones típicas para los cuarteles de explotación así como su infraestructura.

#### 4.3 METODO DE EXPLOTACION

Las cajas de la Veta Elisa están fuertemente fracturadas, es común caídas de rocas, tanto en la galería como en los tajos. El método de explotación más adecuado es el Corte y Relleno ascendente. El relleno es material morrénico de superficie y está constituido por una mezcla heterógena de arcilla y grava; en épocas de lluvias este material tiene tendencia a apelmazarse, dificultando su rastrillaje. El Relleno es almacenado cerca de la bocamina del nivel inmediato superior (Nivel 7) en una tolva de Relleno de 100 TM de capacidad; de ésta, es transferido a un convoy de 9 - carros mineros U 23, jalados por una locomotora de batería de 1 TM, la misma que acarrea el Relleno introduciéndolo por el Nivel 7 hasta vaciarlo en las chimeneas de servicio de los tajos del nivel inferior.

Este sistema de introducción de Relleno es provi

sional, ya que el proyecto de explotación contempla la excavación de chimeneas a superficie; a fin de introducir el Relleno directamente a los tajeos.

Para la perforación en tajeos se cuenta con máquinas Stoper, lográndose taladros verticales de 5 pies de altura (malla de perforación 0.4 x 0.4 mt), se realizan dos cortes antes de proceder a la limpieza y relleno. Completar un ciclo de minado demora 26 días produciendo 800 TM de mineral con una ley promedio de mineral con una ley promedio de 14 oz Ag/TC.

#### 4.4 EXTRACCION DE LOS PUENTES DE PROTECCION

Como se indicó en el punto 4.2, la Galería Elisa NV6 es excavada para desarrollar la Veta Elisa.

Esta Galería sobre Veta, tiene por cajas andesitas fracturadas, se identifican 3 juegos de diaclasas, el juego N°1, forma planos de discontinuidad espaciados 0.2 metros entre ellos y paralelos al plano de la veta.

Los últimos 240 metros de la galería Elisa NV 6 - atraviezan un horizonte de mineral rico en plata, con una ley promedio de 40 oz Ag/TC. En esta zona se explo



tan 2 tajos de 60 metros cada uno tajos 6-050, 6-065 estando en preparación otros dos.

La alta ley de plata (40 oz Ag/TC) encontrada en este horizonte (probable ore shoot), así como su cotización internacional, promedio 1978 24 U.S.\$ 100 oz Ag alentó la práctica de no dejar puentes de protección de mineral en la preparación de tajos; decidiéndose también extraer los puentes de protección de los tajos 6-065 y 6-050, ya que estas se encontraban en su etapa inicial de explotación, a saber : segundo corte-primer relleno; para el efecto sería necesario, trasladar el relleno de un ala a otra, en cada tajo, para poder extraer el puente.

Justificaron también esta decisión las siguientes razones :

Las chimeneas de preparación mostraron que este ore shoot, no era persistente en altura, extendiéndose en vertical unos 7 á 8 metros desde el nivel 6.

De acuerdo al diseño de preparación para tajos de corte y relleno, se deja un puente de mineral de 3 metros de altura, sobre la galería, pero hacer esto equivaldría a dejar un contenido fino de 25,000 onzas de plata por tajo, con un precio en el mercado

que en ese momento era el más alto alcanzado en toda la historia de comercialización de este metal.

Al sacar los puentes de protección de los tajos 6-050 y 6-065 figura 10b y 11a; motivó que la altura desde el piso de la galería al techo de mineral, se elevase a 11 metros.

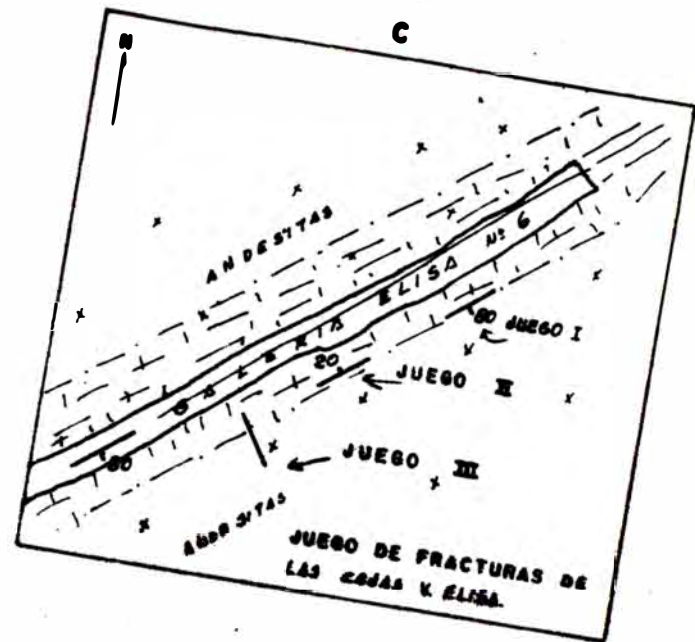
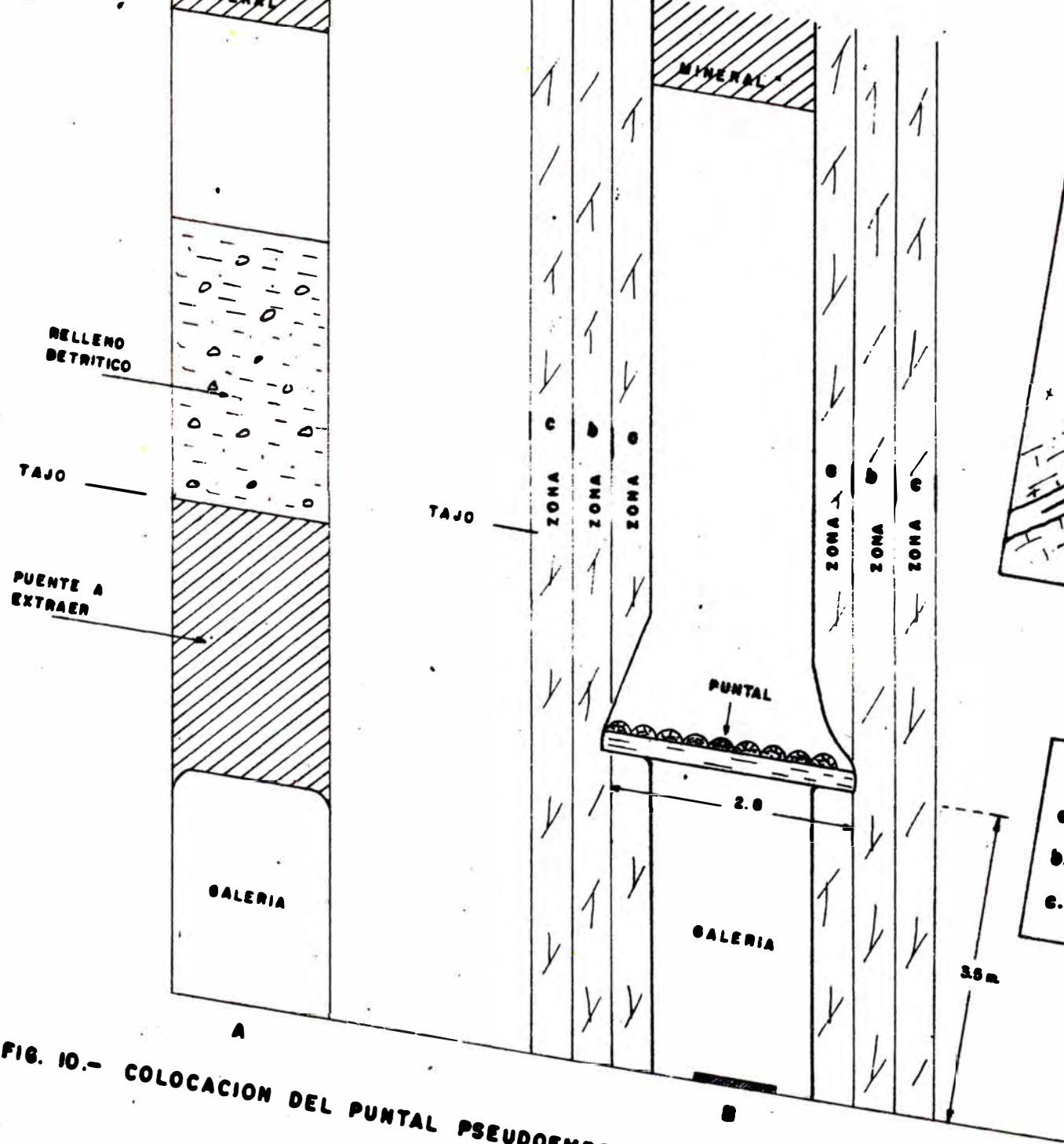
Se colocarían puntales en línea (pseudoempotrados) a 3.5 metros de altura y espaciados 1.5 metros.

La figura 10b, muestra la colocación de los puntales en línea, apoyados a ambas cajas en "Patillas" de 0.5 metros de profundidad, con la finalidad de situar el puntal fuera de la zona craquelada, con lo que la longitud total del puntal llegaba a 2.8 metros.

Las labores de sostenimiento progresaban lentamente, a causa de lo laborioso que resultaba "picar patillas" de 0.5 metros de profundidad.

#### 4.5 PROBLEMAS ESTRUCTURALES

El suscrito al hacerse cargo de la sección Trinidad, suspendió este método de sostenimiento con el que ya se habían colocado 19 puntales, (ver figuras 11b-tra



**CUADRO 4**  
**PROFUNDIDAD ZONA ALTERADA (FRACTURADO)**

B.-	FRAC. FUERTE	PROF. 0.5 m.
D.-	FRAC. MEDIA	PROF. 0.5 m.
E.-	FRAC. LEVE	PROF. 0.5 m.

**FIG. 10.- COLOCACION DEL PUNTA PSEUDOEMPOTRADO DESPUES DE EXTRAER LOS PUENTES DE**

mo E). Iniciándose inmediatamente un replanteamiento del problema, a fin de evaluar sus implicancias posteriores, pudiéndose establecer que :

Las cajas de la Galería Elisa NV 6 se encontraban flojas, produciéndose continuas caídas de roca.

No se conocía la profundidad de la zona fracturada de las cajas de la galería, la profundidad de la "patilla", para bloquear el puntal, fue establecida a ojo de buen cubero. Al parecer, estos apoyos no serían capaces de sustentar las cargas, que deberían ir aumentando conforme progresase la explotación del tajo.

Siendo las cajas de la galería fracturadas, la colocación del puntal a 3.5 metros de altura, dejaba una gran área expuesta, los esfuerzos de campo, así como la degradación de la roca por intemperismo, comprometerían a corto plazo la estabilidad de la galería y por consiguiente los tajos.

Difícil mantenimiento de los puntales, debido a su gran altura.

Al desatar las cajas para picar las patillas en una zona poco alterada, se producía una excesiva -

sobreexcavación, la longitud de esta luz, más los "empotramientos" requerían un puntal de aproximadamente 3.2 mts.

#### 4.6 RECONOCIMIENTO DEL MACIZO ROCOSO

El reconocimiento del macizo rocoso, mostró que tanto las cajas techo y piso, estaban afectados por 3 juegos de diaclasas

Juego I	Rumbo N53E	Buz. 80S
Juego II	Rumbo N53E	Buz. 20N
Juego III	Rumbo N36W	Buz. 90°

con la finalidad de conocer hasta que profundidad, este juego de diaclasas persistía, se realizaron dos estocadas en ambas cajas. Teniendo en cuenta la intensidad del diaclasamiento, se identificaron 3 zonas (a, b, c); cada una de aproximadamente 0.5 metros de profundidad. Fig. 10b y 10c, cuadro N°4.

##### ZONA A

Profundidad promedio 0.5 mts.

JUEGO I      Continuos y abiertos, espaciamiento 0.2 mts, formando planos de discontinuidad paralelos al plano de veta.

JUEGO II     Discontinuos y abiertos, espaciamiento pro-

medio 0.4 mts. buzamiento favorable al deslizamiento.

JUEGO III Discontinuos y cerradas, espaciamiento y longitud promedio 0.4 mts. respectivamente.

A la Zona "A" se le puede considerar como fragmentada en bloques, con diaclasas abiertas, es una zona de fuerte expansión.

#### ZONA B

Profundidad promedio 0.5 mts.

JUEGO I Continuas y cerradas, espaciamiento promedio 0.2 mts.

JUEGO II Discontinuas y abiertas, espaciamiento y longitud promedio 0.4 mts.

JUEGO III Discontinuas y cerradas, espaciamiento, longitud promedio 0.4 mts.

A la Zona "B" se la puede considerar fracturada en bloques, con diaclasas cerradas y gran tendencia a abrirse por intemperismo; es una zona de expansión media.

#### ZONA C

Profundidad promedio 0.5 mts.

JUEGO I Cerradas y discontinuas, no se observan los



juegos de diaclasas II y III.

Esta zona se la puede considerar masiva.

No fue posible calcular los parámetros resistentes de la roca intacta, por carecer de medios, sin embargo, se puede decir que es una roca de resistencia media.

En conclusión se puede afirmar que el macizo rocoso es

A partir de las cajas hasta un metro de profundidad FRACTURADA EN BLOQUES. Malla de fracturación 0.4 x 0.4 mts.

- A un metro de profundidad o más MASIVA.

La Roca intacta :

De buena calidad y dureza media.

#### 4.7 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA Y METODO DE SOSTENIMIENTO PROPUESTO

La pérdida del confinamiento lateral de las rocas encajonantes, debido a la excavación de la galería y labores de minado, así como el intemperismo, provocan la expansión de la roca, por separación de las junturas.

ras; siendo estos planos, posteriores vías de alteración.

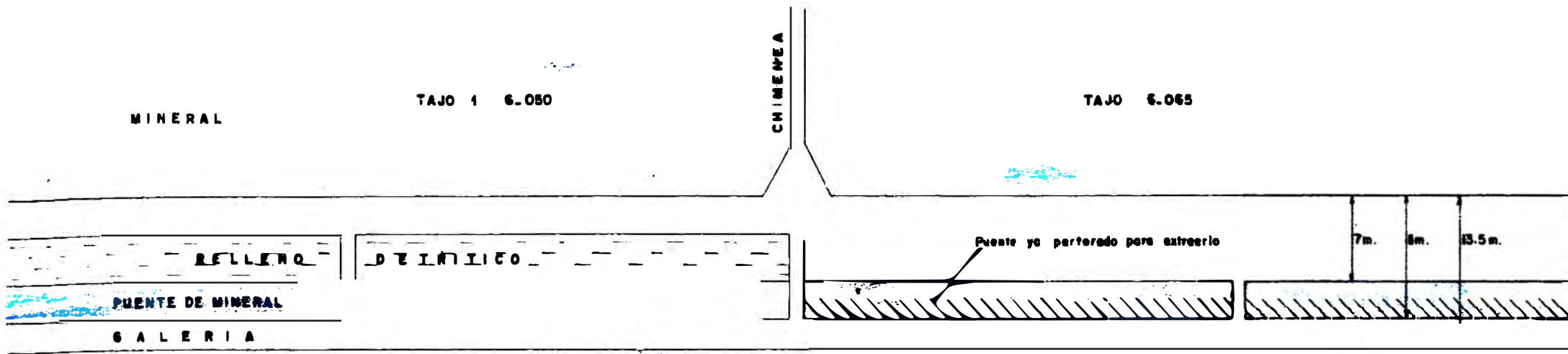
Esta zona de expansión profundiza hasta 1 metro a ambos lados de la roca encajonante (pudiendo llegar a más dependiendo del tiempo de exposición).

Fue evidente que un puntal como el que se venía colocando, con unas patillas de 0.5 metros de profundidad, no ofrecía garantías, ya que 0.5 metros de "patilla", todavía caía dentro de la zona fragmentada, de fuerte expansión, incapaz de soportar cargas.

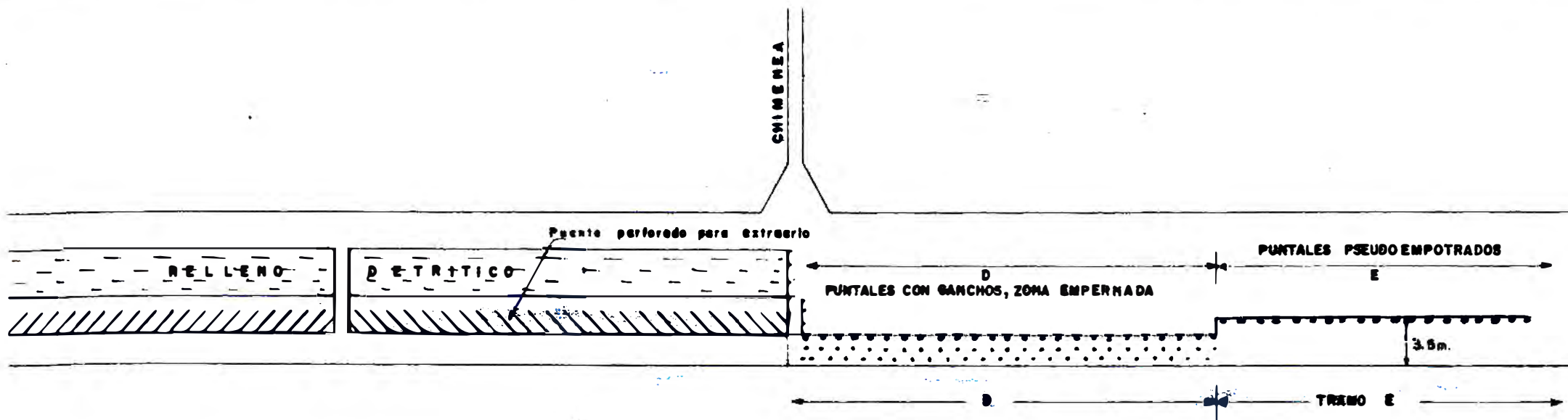
Se continuaba colocando puntales "pseudoempotrados", sin tomar en cuenta el estado de la galería. La misma que presentaba cajas flojas, (posteriormente, un desquinche de las cajas para colocar pernos de roca, produjo una sobreexcavación total de 1 metro).

La estabilidad de los puntales y cajas debería lograrse, si se aumentase la fricción en los planos de discontinuidades (diaclasas); parte de esta función debería proporcionarlo el puntal, para lo cual se decidió eliminar las patillas y bloquear el puntal a las cajas mediante cuñas; los puntos de apoyo del puntal se reforzarían con ganchos de seguridad cementados.

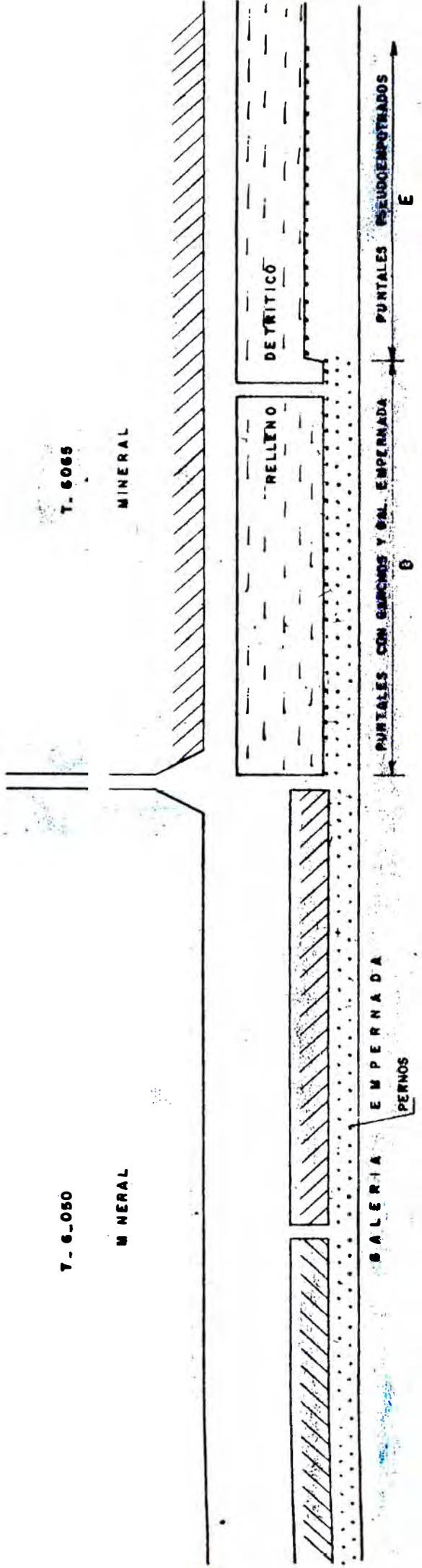
**FIG. II.- EXTRACCION DE PUNTES Y COLOCACION DE PUNTALES**



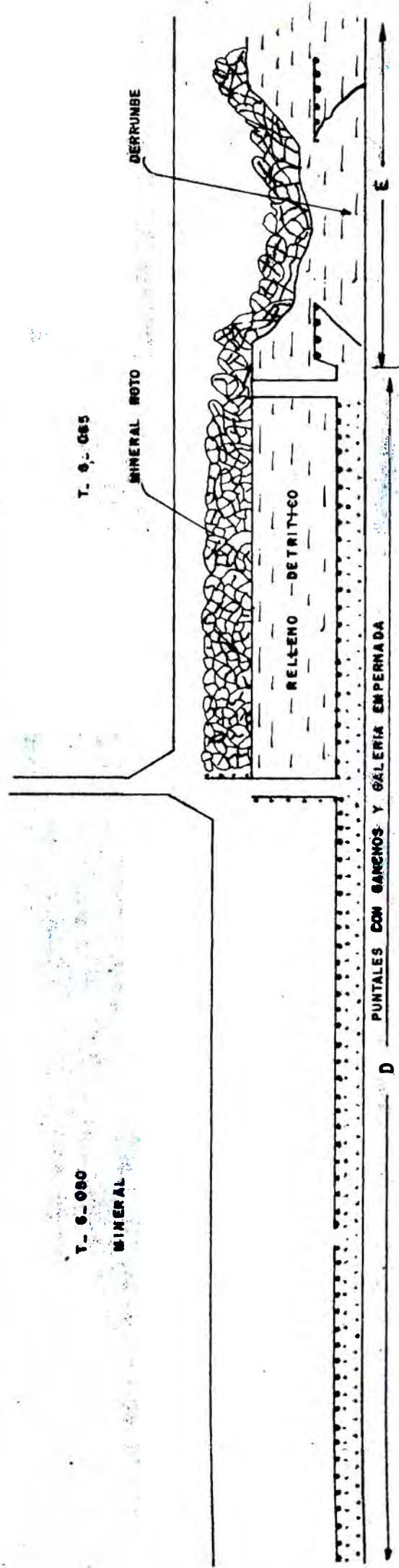
**FIG. No - TAJO 6.050.-** YA RELLENADO PREPARADO PARA 3er CORTE. TAJO 6.065 A LA ESPERA DE RELLENO. SE DECIDE SACAR PUENTE DE PROTECCION



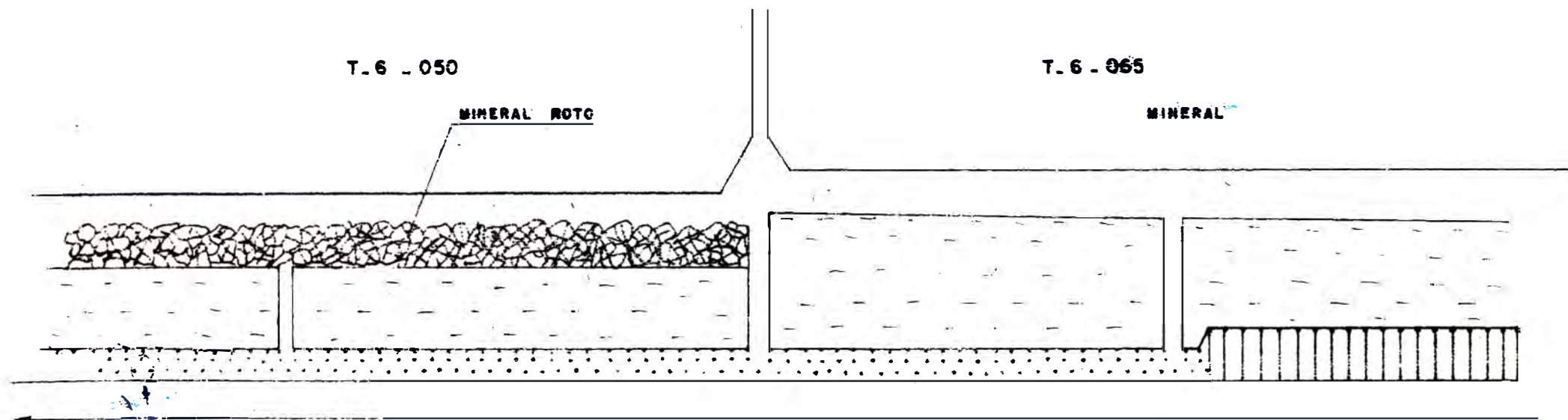
**FIG. IIb - TAJO 6.065.-** SE RECUPERA PUENTE DE PROTECCION, EN TRAMO E PUNTALES PSEUDOEMPOTRADAS A 3.5m. DE ALTURA, TRAMO D SE CAMBIA SISTEMA DE APUNTALAMIENTO COLOCANDOSE PERNOS Y GANCHOS, PUNTALES A 2.2m. DE ALTURA.



**FIG. 113.- TAJO 6.050.-** SE EMPERMO LA GALERIA ANTES DE EXTRAER EL PUENTE, EL RELLENO DE ESTE A SUO TRANSFERIDO AL TAJO 6.065  
**TAJO 6.065.-** RELLENADO Y PERFORADO SE REINICIA SU EXPLOTACION.



**FIG. 114.- TAJO 6.065.-** DEBIDO AL DISPARO DEL TAJO LA ZONA (EL PUNTALES PSEUDOEMPOTRADOS) SE DERRUMBAN  
**TAJO 6.050.-** SE HAN EXTRAIDO LOS PUNTES DE PROTECCION, COLOCANDOSE PUNTALES SOSTERIDOS MEDIANTE SACOS SEMENTADOS.  
 TODA LA GALERIA ESTA EMPERNADA.



**FIG. No.- TAJO 6.050 -** DESPUES DE RECIBIR RELLENO DETRITICO, SE HA PROCEDIDO A DISPARAR, EL METODO DE SOSTENIMIENTO IMPLANTADO A MOSTRADO SU BONDAD.

**TAJO 6.055.-** SE PASA EL DERRUMBE DEL TRAMO E SOSTENIENDOSE CON CUADROS DE MADERA.



Para cohesionar las cajas de la galería, se procedería a reforzarlas con pernos cementados.

La figura 12, muestra el esquema de sostenimiento propuesto:

El puntal bloqueado a las cajas mediante cuñas, contribuye a aumentar las fuerzas de fricción en las juntas.

Gancho de seguridad cementado  $\emptyset = 1''$  refuerza al puntal, a la vez que cohesiona la zona de contacto entre el puntal y las cajas, uniendo a la roca hasta una profundidad de un metro (aumentando la capacidad portante de la roca).

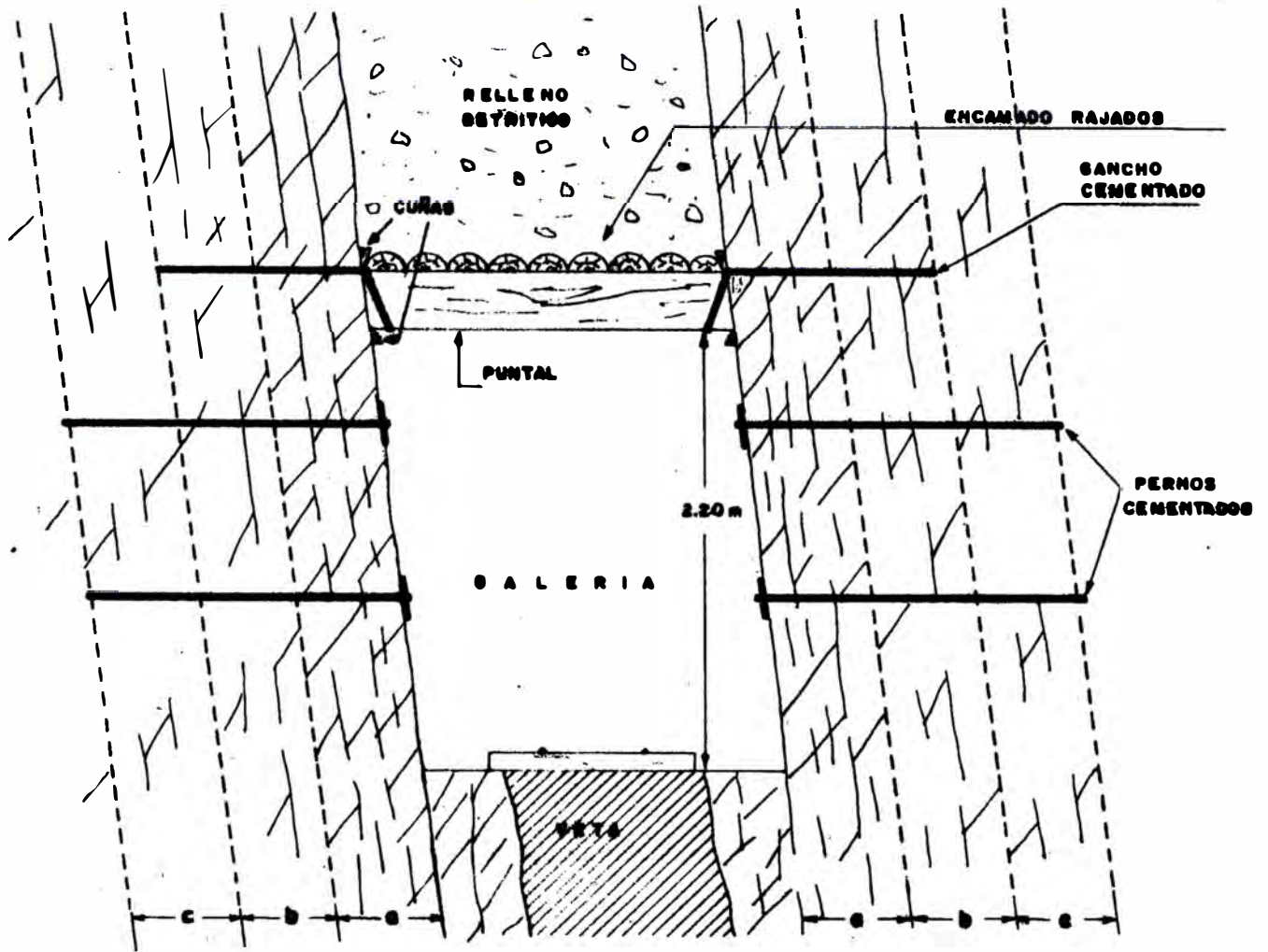
Pernos de Roca, la disposición de los pernos en el sistema de sostenimiento empleado cumple una doble función

1. reforzamiento de la galería, al proporcionar esfuerzos a las rocas encajonantes.
2. asegurar la cohesión de la roca situada debajo del puntal, aumentando la capacidad portante de esta zona; la fila A de la figura 12b, tiene esta misión (estos pernos están colocados a 0.5 mts. debajo del puntal).

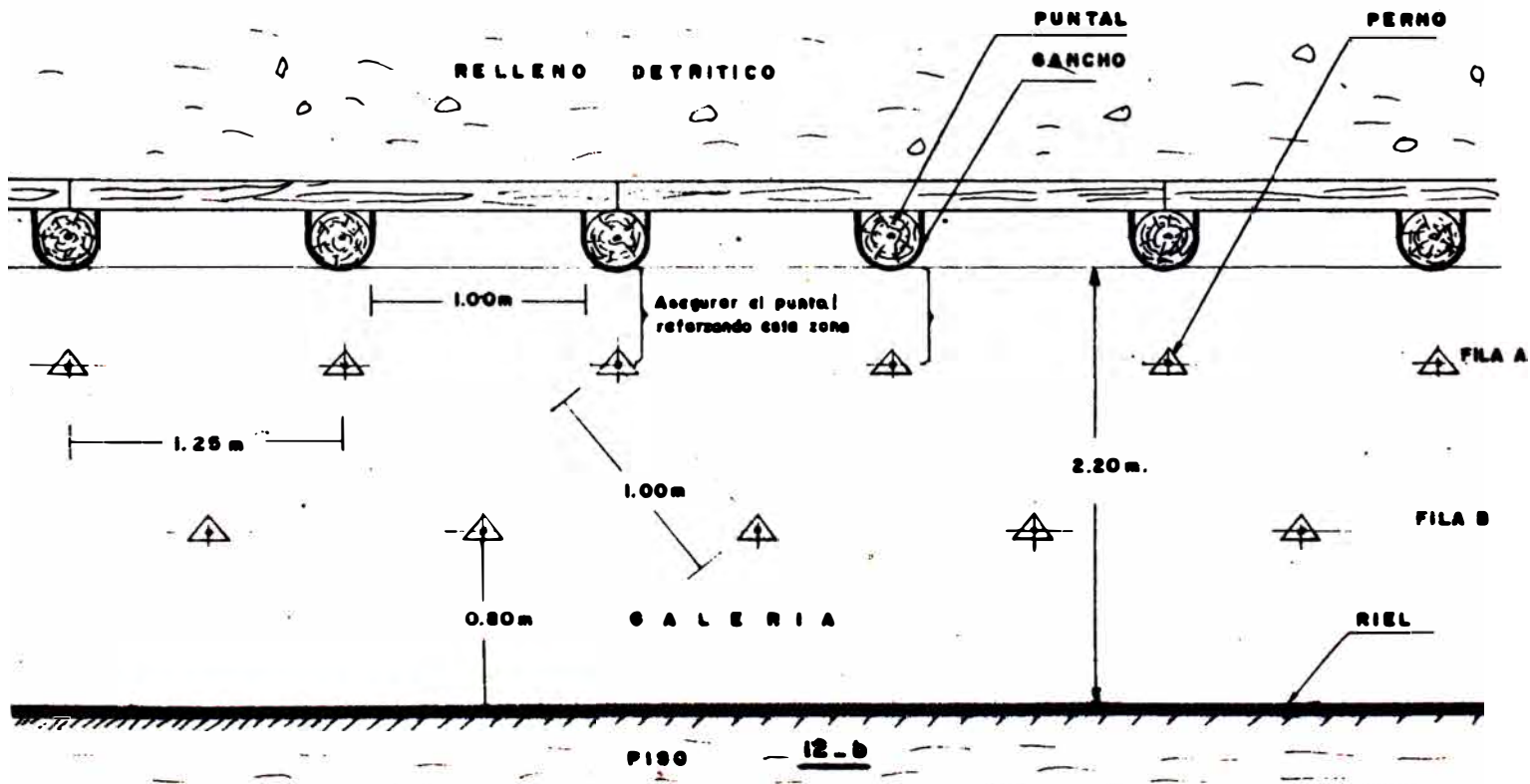
La fila B del esquema de empernado reproduce la disposición en tresbolillo.



**ESQUEMA DE SOSTENIMIENTO PROPUESTO**

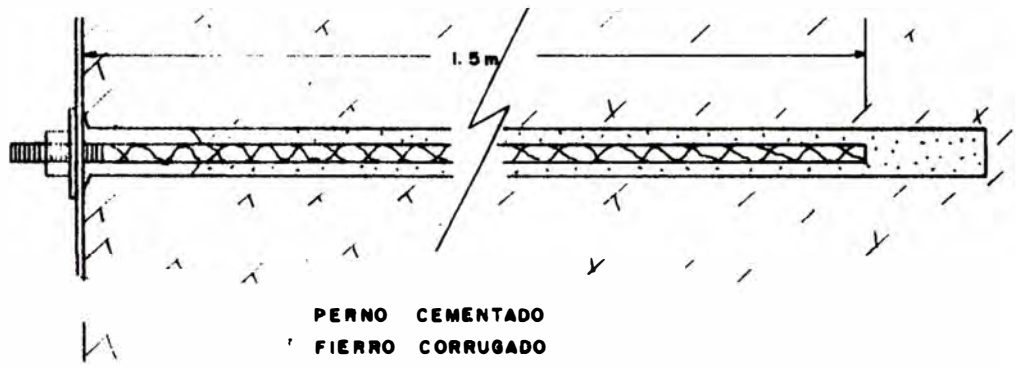
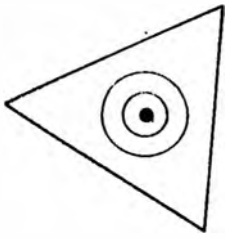


**12-a**

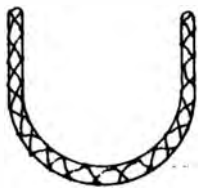


**12-b**

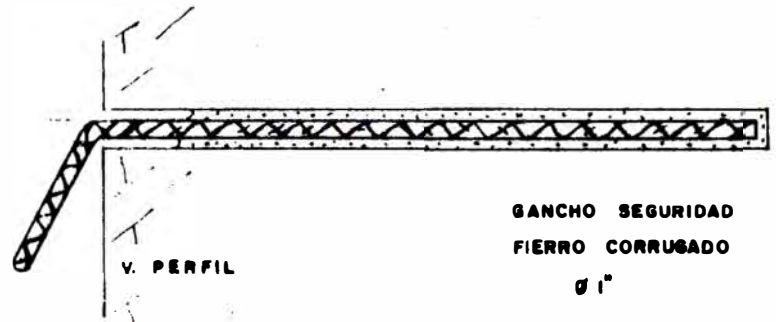
**FIG. 12.- ESQUEMA DEL SOSTENIMIENTO PROPUESTO**



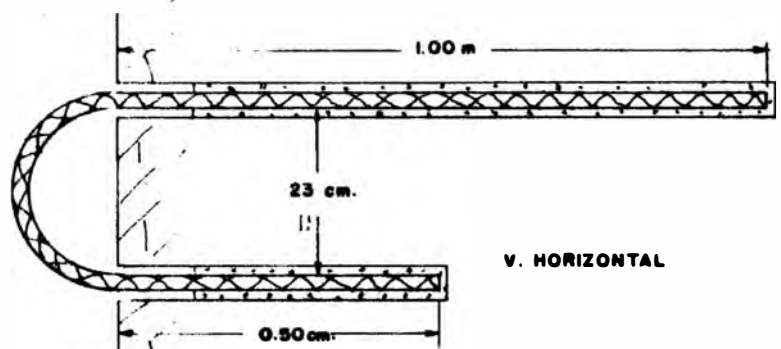
PERNO CEMENTADO  
 FIERRO CORRUGADO  
 L = 1.5 m. Ø 1"



V. FRONTAL



GANCHO SEGURIDAD  
 FIERRO CORRUGADO  
 Ø 1"



V. HORIZONTAL

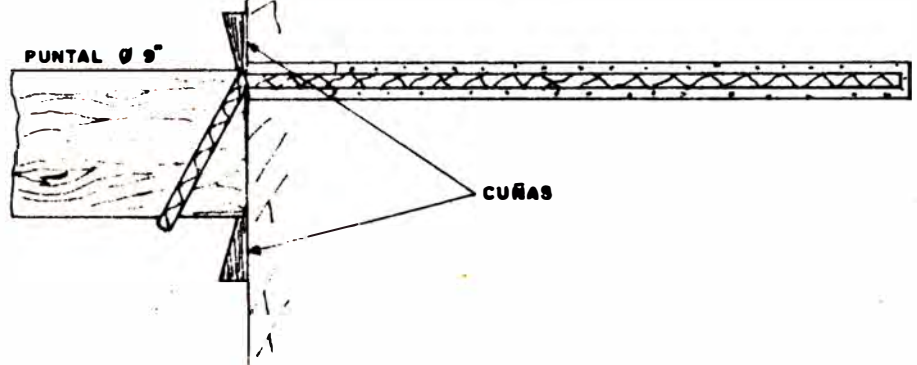
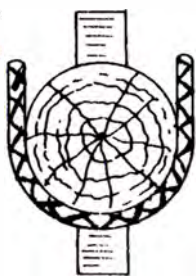


FIG. 13.- PERNOS DE ROCA Y GANCHO DE SEGURIDAD

• Como el reconocimiento del macizo rocoso mostr6 que a partir de 1 metro de profundidad se encontraba una zona poco alterada se consider6 emplear como longitud del perno 1.5 metro, a fin de anclarlo en una zona estable.

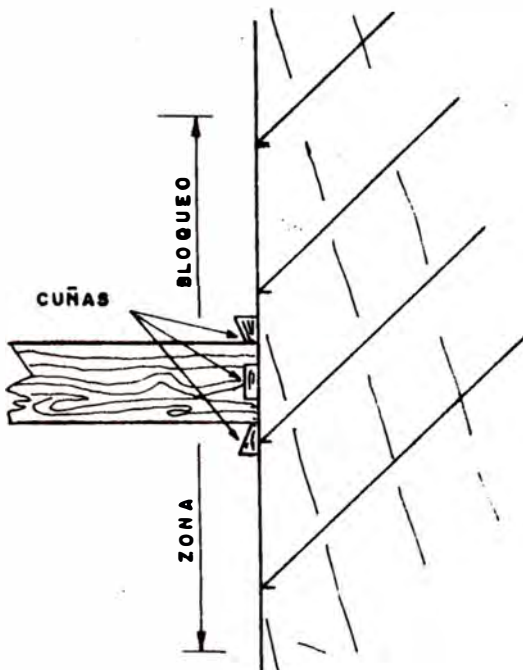
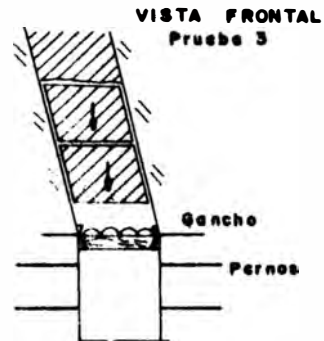
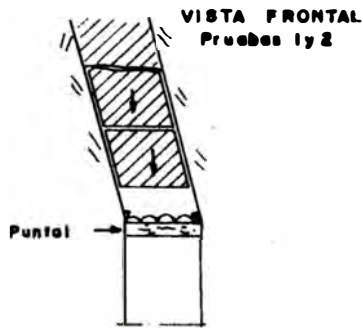
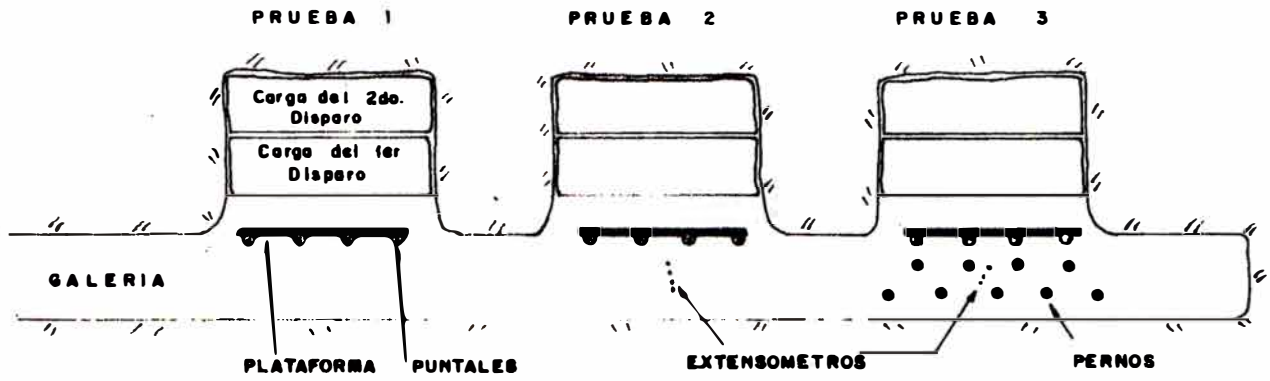
Iguales consideraciones fueron contempladas para elegir las dimensiones del gancho de seguridad. La figura 13, proporciona las caracteristicas del perno de roca y el gancho de seguridad.

#### 4.8 PRUEBAS IN-SITU. ESTABILIDAD DE PUNTALES Y CAJAS

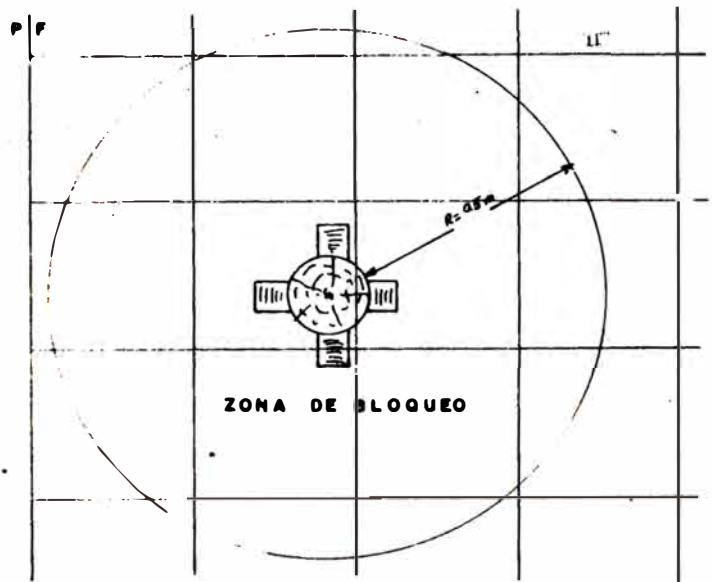
Para la puesta en marcha de este sistema de sostenimiento (mixto), se realizaron 3 pruebas in-situ, cerca al frente de la galería Elisa NV 6, reproduciéndose las condiciones reales de trabajo. Cabe anotar que estas pruebas fueron realizadas, en zonas donde se levantarían tajos sin puentes de protección, por lo que no hubieron interferencias con las labores de explotación.

Estas pruebas consistieron en disparar hasta dos cortes, sobre plataformas sostenidas por cuatro puntales, Fig.14, dos pruebas fueron realizadas con puntales sin patillas (fig. 14 a; pruebas 1 y 2) y bloquea

**FIG. 14.- PRUEBAS DE ESTABILIDAD DE PUNTALES Y CAJAS**



**ESQUEMA DE BLOQUEO DEL PUNTALES PARA PRUEBAS 1 Y 2**



**b**

dos cuidadosamente mediante cuñas, Fig. 14c, la finalidad de estos ensayos fue determinar que confiabilidad se podría obtener, sin el refuerzo adicional del gancho cementado, que posteriormente se utilizaría, ya que se preveía que los disparos podrían provocar caída de lajas dentro de la zona de bloqueo, Fig. 15b, particularmente, la situada por debajo del puntal considerada zona crítica. La caída de rocas en esta zona provocaría el colapso del puntal. En la prueba 3, Fig. 14a, se reprodujo el esquema de sostenimiento final; es decir, puntales bloqueados con cuñas reforzadas con ganchos y galería empernada.

Los resultados están tabulados en el cuadro N°5. Al concluir las labores de sostenimiento mediante este nuevo método, quedaron preparados los tajos 6-050 y 6-065, reiniciándose su explotación. El reinicio de la explotación se le puede considerar como una prueba a gran escala.

En la Figura 11b, puede observarse que únicamente el tramo E, ha sido puntalado con el método convencional (puntales pseudoempotrados), en la figura 11c, el tajo 6-065 se encuentra relleno y perforado, aguardando el derribo. En la figura 11d, se observa que por efecto del disparo el tramo E, incapaz de soportar cargas, colapsa (longitud del derrumbe = 15 metros).



CUADRO N° 5

**PRUEBAS IN-SITU ESTABILIDAD DE PUNTALES  
Y CAJAS**

PRUEBA	PUNTALES Ø 9"	PRIMER DISPARO	SEGUNDO DISPARO
1	PLAFATORMA CON CUATRO PUNTALES BLOQUEADOS A CAJAS CON CUÑAS	NINGUN PUNTAL SE MOVIO CAIDAS DE LAJAS CERCA DE ZONA DE BLOQUEO	NINGUN PUNTAL SE MOVIO CAIDA DE LAJAS CERCA DE ZONA DE BLOQUEO Y DE LA GALERIA. CAJAS AFLOJANDOSE
2	PLATAFORMA CON CUATRO PUNTALES BLOQUEADOS A CAJAS CON CUÑAS	NINGUN PUNTAL SE MOVIO CAIDA DE LAJAS CERCA ZONA DE BLOQUEO Y CAJAS AFLOJANDOSE	NINGUN PUNTAL SE MOVIO, CAIDA DE LAJAS DE GALERIA, Y CERCA A ZONA BLOQUEO. CAJAS FLOJAS
3	PLATAFORMA CON CUATRO PUNTALES BLOQUEADOS A CAJAS CON CUÑAS REFORZADOS CON GANCHOS CEMENTADOS. CAJAS EMPERNADAS	NINGUN PUNTAL SE MOVIO NO SE OBSERVO CAIDAS DE ROCAS. CAJAS COHESIONADAS.	NINGUN PUNTAL SE MOVIO, NO SE OBSERVO CAIDAS DE ROCAS. CAJAS COHESIONADAS



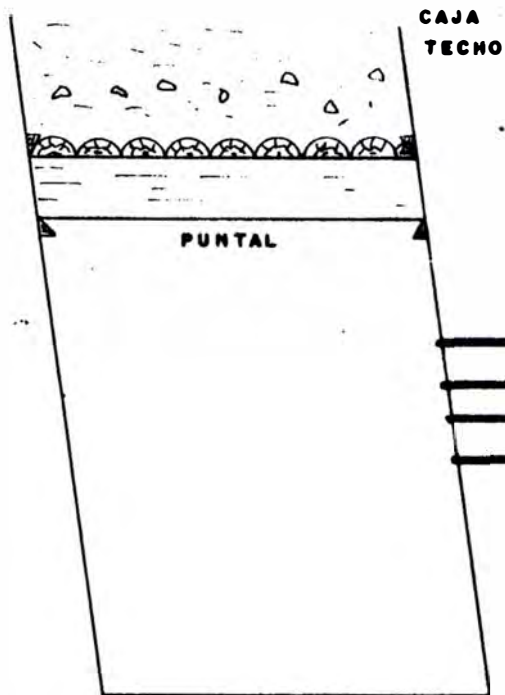
El derrumbe del tramo E fue pasado mediante cuadros de seguridad.

En el tramo D, no se produjo ningún tipo de desperfectos.

#### **4.9 INSTRUMENTACION DE CAMPO - EXTENSOMETROS EN GALERIAS SIN REFUERZO**

Con la finalidad de efectuar una evaluación más precisa de este sistema de sostenimiento implantado en la mina Caylloma, se procedió a colocar extensómetros - a fin de medir las deformaciones que se producirían con el transcurso del tiempo; estos aparatos fueron confeccionados en el taller de Maestranza, e instalados en la Galería Elisa NV 6, en la zona que se realizaba las pruebas de estabilidad de puntales y cajas ya descritas en el punto 4.8 (fig. 14a).

La figura 15c, muestra al extensómetro empleado. - El mismo que consta de una varilla de fierro liso, de la longitud deseada; la varilla va dentro de una manguera de goma, menos el extremo que se anclará a la roca, a la profundidad en estudio, la varilla es introducida - dentro del hueco taladro y anclado a las rocas mediante lechada de cemento, pudiéndose registrar sólo los mo



**EXTENSOMETROS EN GALERIA SIN REFUERZO**

EXT.	LONG.	
EXT. A	0.5m.	
EXT. B	1.0m	
EXT. C	1.5m	
EXT. D	2.0m.	

15 - a

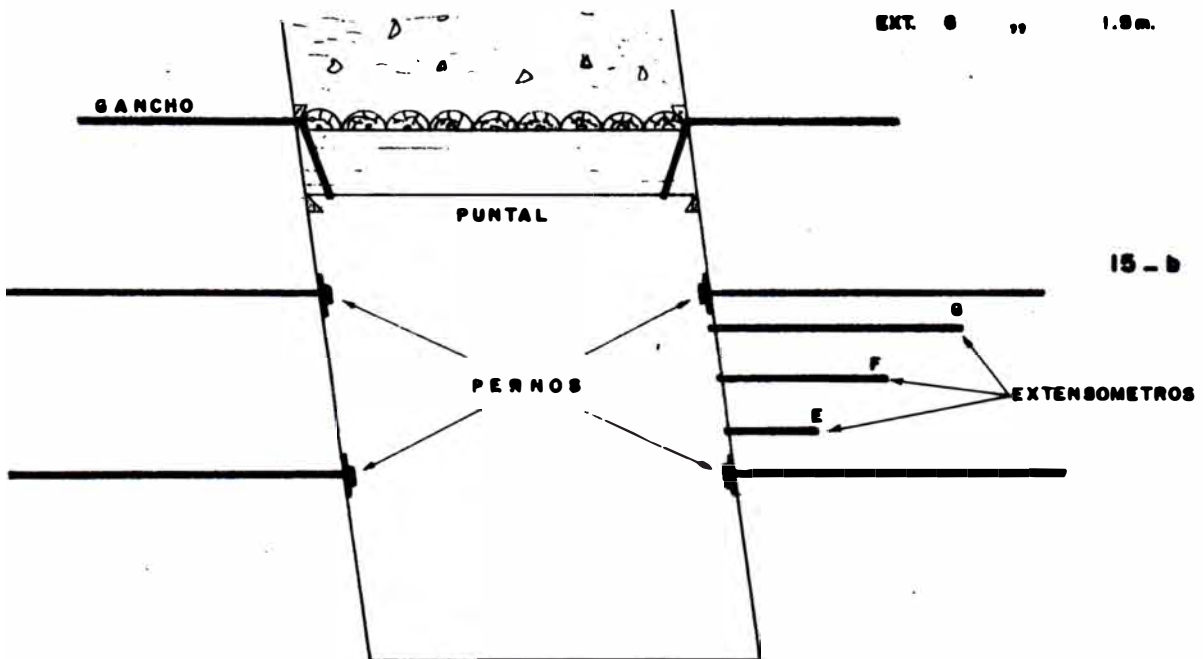
EXTENSOMETROS

15. b

**EXTENSOMETROS EN GALERIA EMPERNADA**

EXT.	LONG.	
EXT. E	0.5m.	
EXT. F	1.0m.	
EXT. G	1.5m.	

15 - b



PERNOS

EXTENSOMETROS

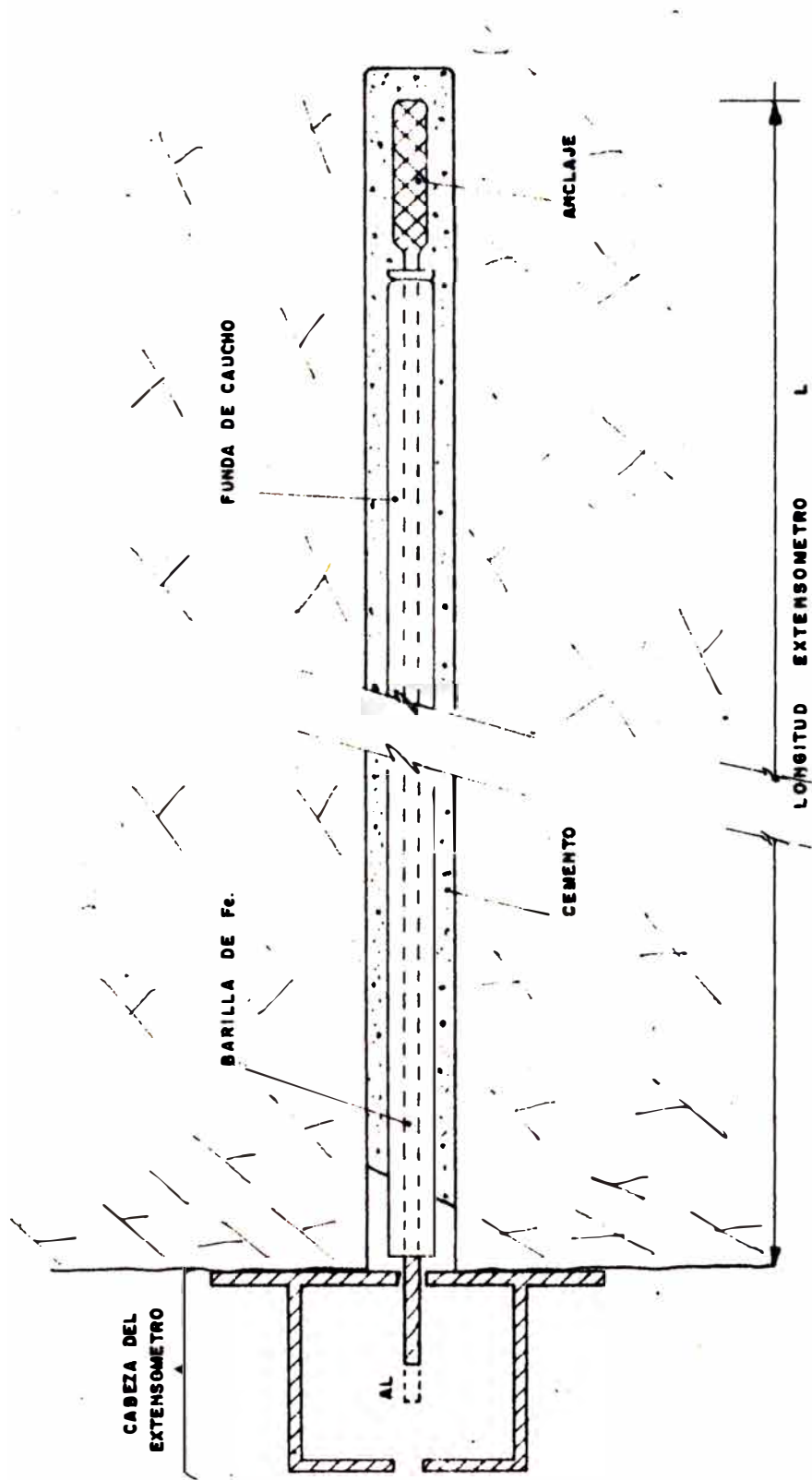


FIG. 15 C.- ESQUEMA DEL EXTENSOMETRO

vimientos que provienen de la zona de anclaje, ya que el resto de la varilla está aislada del cemento por la manguera de goma. Estos aparatos registran movimientos que se producen según el eje longitudinal de la varilla; las lecturas se toman en la cabeza del extensómetro, sin viéndonos para ello, de un comparador.

Las profundidades de las zonas a, b, y c reconocidas previamente como zonas de expansión (fig. 10b y 10c), sirvieron de pauta para establecer las profundidades de anclaje de los extensómetros. Se colocaron 4 de ellos en la caja techo de la galería, los mismos que fueron anclados a 0.5, 1.0, 1.5 y 2 metros. (Fig. 15a).

#### 4.10 INSTRUMENTACION DE CAMPO - EXTENSOMETROS EN GALERIAS EMPERNADAS

Se instrumentó la galería reforzada, a fin de poder cuantificar las bondades del refuerzo empleado, a la vez que proporcionar criterios para variar parámetros como S, L.

Se anclaron tres extensómetros (fig. 15b) a 0.5, 1.0 y 1.5 metros de profundidad, en la caja techo de la galería de experimentación, fig. 14a, siguiéndose los mismos criterios que para el caso anterior.

#### 4.11 AUSCULTACION DE CAMPO - MEDICION DE DEFORMACIONES

Los movimientos de las cajas detectadas por los extensómetros, fueron medidos durante un período de 3 meses, realizándose observaciones cada 8 días. Los datos de campo están tabulados en el cuadro N°6, con estos datos se elaboró la figura 15 (deformación total Vs tiempo para diferentes profundidades de anclaje). Observándose una sensible reducción de las deformaciones, por acción del empernado. Esta figura muestra una acción de contención de las deformaciones después de 3 meses de haberse instalado los pernos.

En la figura 17, se ha graficado la profundidad de anclaje Vs. el índice de deformación relativa, esta gráfica es importante porque nos da información de las zonas seguras para anclar un perno, por tanto de la longitud adecuada de este.

En el presente trabajo se eligió  $e_n \leq 2\%$   
max.

umbral de deformación relativo (6) para pernos cementados, por esta razón la recta  $V_1$  de la figura 17 de marca las zonas seguras e inseguras.

**MEDICION DE DEFORMACIONES MEDIANTE EXTENSOMETROS  
ANCLADOS EN LA CAJA TECHO GALERIA**

**6-b GALERIA EMPERNADA**

LONGITUD	E X T E N S O M E T R O S					
	E		F		G	
	L = 500 mm		L = 1000 mm		L = 1500 mm	
DIAS	ΔL mm	e <sub>r</sub>	ΔL mm	e <sub>r</sub>	ΔL mm	e <sub>r</sub>
8	2	0.4	2	0.2	8	0.3
16	3	0.6	3	0.3	8	0.3
24	2	0.4	5	0.5	8	0.5
32	5	1.0	8	0.5	8	0.5
40	7	1.4	7	0.7	10	0.7
48	8	1.6	8	0.8	11	0.7
56	8	1.6	8	0.8	8	0.5
64	11	2.2	11	1.1	10	0.7
72	12	2.4	11	1.1	10	0.7
80	12	2.4	12	1.2	13	0.8
88	13	2.6	14	1.4	14	0.9
96	13	2.6	14	1.4	14	0.9

**6-c GALERIA SIN REFUERZO (PERNOS)**

LONGITUD	E X T E N S O M E T R O S							
	A		B		C		D	
	L = 500 mm		L = 1000 mm		L = 1500 mm		L = 2000 mm	
DIAS	ΔL mm	e <sub>r</sub>	ΔL mm	e <sub>r</sub>	ΔL mm	e <sub>r</sub>	ΔL mm	e <sub>r</sub>
8	5	1	2	0.2	0	—	0	—
16	7	1.4	10	1.0	10	0.7	15	0.8
24	10	2.0	20	2.0	20	1.3	18	0.9
32	12	2.4	24	2.4	30	2.0	23	1.2
40	15	3	30	3.0	32	2.1	20	1.4
48	20	5.6	29	2.9	35	2.3	30	1.5
56	30	6.0	29	2.9	35	2.3	32	1.6
64	26	5.2	30	3.0	36	2.4	33	1.7
72	28	5.6	35	3.5	38	2.5	36	1.8
80	29	5.8	35	3.5	40	2.7	39	2.0
88	33	6.6	41	4.1	42	2.8	42	2.1
96	33	6.6	41	4.1	42	2.8	42	2.1

L = LONGITUD EXTENSOMETRO

ΔL = DEFORMACION MEDIDA

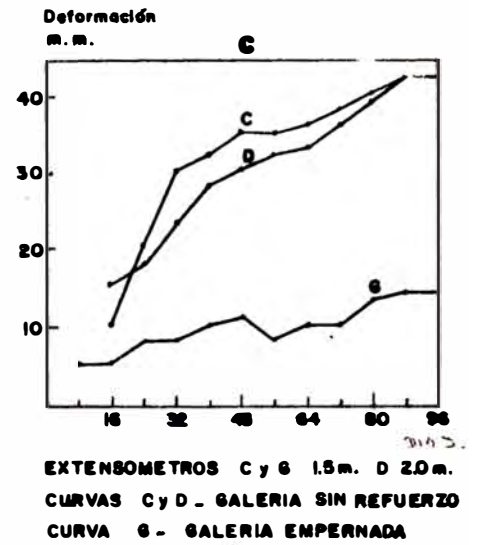
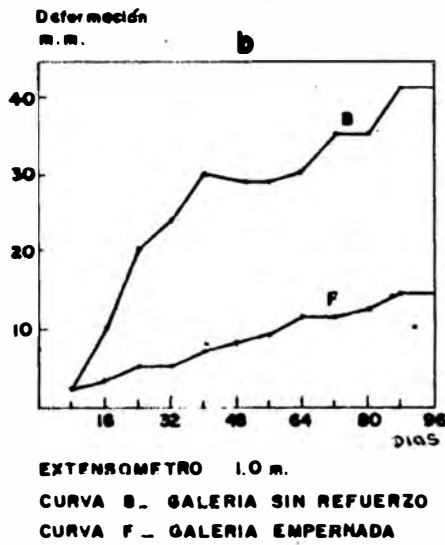
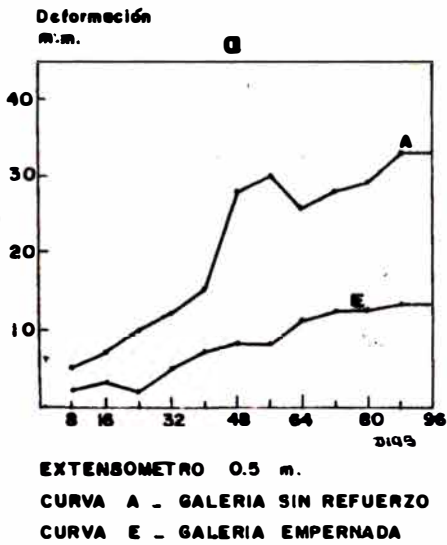
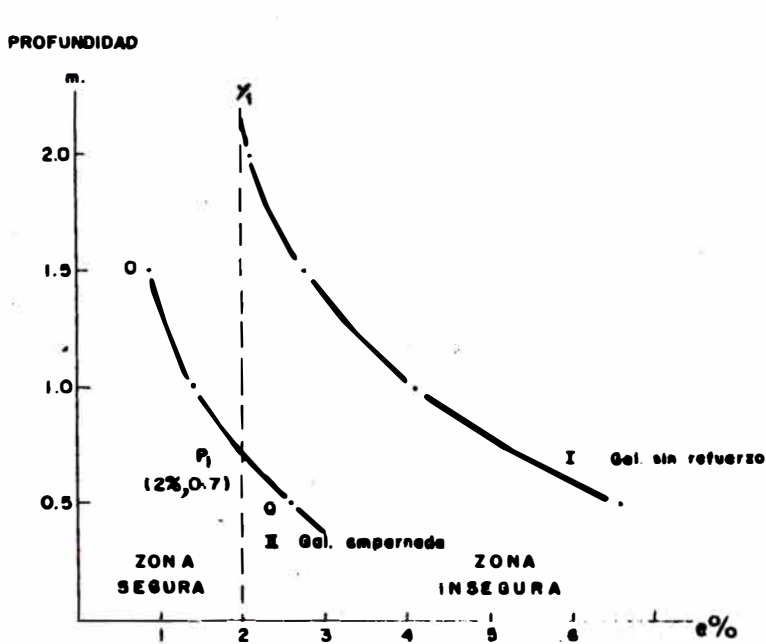
$$e_r = \frac{\Delta L}{L} \cdot 100$$

INDICE DE DEFORMACION RELATIVA  
( PARA LA EXPANSION )

**CUADRO N° 6**



**FIG. 17.- PROFUNDIDAD DE ANCLAJE EXTENSOMETROS Vs. DEFORMACION RELATIVA**



**FIG. 16.- GRAFICOS DEFORMACION TOTAL Vs. TIEMPO**

## C O N C L U S I O N E S

La información proporcionada en la etapa de auscultación de campo, nos permitió establecer que :

### a). GALERIA SIN REFUERZO

- Para una deformación total de 42 mm producida en 2 metros de profundidad, la zona a es responsable del 79% de la expansión total, siendo  $e_n = 6.6$  para este tramo.
- a + b contribuye con el 79% ( $e_n = 4.1$ )
- a + b + c con el 100% ( $e_n = 2.8$ ).

No se detectó expansiones más allá de 1.5 metros de profundidad.

- La curva I de la figura 17, está íntegramente en la zona insegura; es evidente que el sostenimiento mediante puntales "pseudoempotrados", no ofreció seguridad por estar en una zona de fuerte expansión; el carácter de pasividad de este tipo de puntal, permite una deformación relativa de 6.6% a 0.5 metros de profundidad, (que también es la profundidad de la "patilla").

Confirmando la suposición inicial, de que la zona a es insegura, de fuerte expansión, sin capacidad por--  
tante por sí sola y responsable del colapso del tramo E de la figura 11b, de haberse insistido con sosteni-  
mientos pasivos, más acertado hubiera sido colocar ar-  
cos metálicos o cuadros de madera.

- La decisión de colocar puntales pseudoempotrados fue impropiciente, por la mala calidad estructural de la roca.

b). GALERIA EMPERNADA

- Para una deformación total de 14 mm, producida en 1.5 metros de profundidad, la zona a contribuye con el 92% ( $e_n = 2.5\%$ ).

a + b con el 100% ( $e_n = 1.4$ ), la reducción de  $e_n$  con respecto al caso anterior es 2.7.

- En la zona c no se observan deformaciones debiendo esta proporcionar condiciones óptimas de anclaje.
- A 1.5 metros de profundidad el  $e_n$  obtenido es 0.9, produciéndose una disminución del 66% de la expansión total, con respecto al caso anterior.

Se puede considerar que para este caso, las cajas han sido estabilizadas, llegándose a condiciones seguras.

- La curva II de la figura 17, tiene el tramo  $\overline{OP}_1$  dentro de la zona segura, cualquier punto de  $\overline{OP}_1$  es solución para el problema de estabilidad; el punto  $P_1$  (2%, 0.7m) sería la condición límite. Aunque la figura 15 muestra que las expansiones en las cajas ya se han detenido, es de esperarse un recrudecimiento de ellas, probablemente debido a la explotación vecina. En una escala de tiempo más grande, la curva II (Fig.17) sufriría un desplazamiento a la derecha, obteniéndose para la condición límite, un nuevo punto  $P_2$  de coordenadas  $P_2$  (2%, 1.7). La abscisa de este nuevo punto  $P_2$  tendría que ser 1.7, en el presente trabajo se eligió  $L=1.5$  m, longitud que parece estar sobredimensionado, como es de esperar que las deformaciones continúen, esta dimensión justifica.
- El reforzamiento de la galería, así como las consideraciones tomadas en cuenta en la colocación de los puntales (reforzados con ganchos cementados), ha permitido aplicar un método de minado en una roca que por su baja calidad estructural estuvo vedada a esta práctica
- Al concluir las labores de sostenimiento, la mejora del

estado de la galería es notoria, las cajas se muestran cohesionadas, no se observan desprendimiento de rocas.

- Este método de colocación de puntales (con ganchos) a diferencia del convencional es de gran velocidad; con ellos un tajo de 60 metros de longitud puede ser apuntalado en 6 días, con la ventaja de que al no ser necesaria la excavación del sub-nivel, todos los esfuerzos se concentran en impulsar el desarrollo. Hecho muy significativo sobre todo, para la pequeña minería que explota mayormente vetas angostas de plata, donde el desarrollo es deficiente y la preparación costosa.

## RECOMENDACIONES

Son pocos los terrenos en los cuales los pernos de roca no pueden ser aplicados, dependiendo del tipo de anclaje. Las investigaciones a realizarse, estarán orientadas a la obtención de un umbral de deformación que permita elegir el anclaje apropiado. Además tomar medidas de seguridad y refuerzo, si la progresión de las deformaciones sobrepasan este umbral.

Ya que el medio de trabajo es uno de los materiales de ingeniería (rocas) en el cual las relaciones tensionales y/o de deformabilidad son difíciles de evaluar; la vía a seguir será: partiendo de la experiencia anterior, variar las relaciones  $L, S$ , la modificación sistemática permitirá evaluar el empernado adecuado para cada tipo de terreno. Resulta de gran ayuda para ello, llegar a una gráfica similar a la fig. 17.

Para el sostenimiento de la Galería Elisa NV 6 de la Mina Caylloma, son adecuados los anclajes repartidos, siendo recomendable tener una provisión de resinas sintéticas, para anclar los pernos en aquellos tramos donde se



presentan filtraciones de agua.

A la Galería Elisa NV 6 necesita un sostenimiento activo en toda su longitud. Como la calidad estructural de sus cajas varía de un tramo a otro, el espaciamiento  $S$  de los pernos, tendrá que ser calculado para el tramo en cuestión, siendo necesaria una campaña de instrumentación de campo con extensómetros a fin de optimizar los parámetros  $L$  y  $S$ .

La preparación de tajos sin puentes de protección (con puntales en línea), es una práctica común en minería, - allí donde las rocas encajonantes son competentes. Cuando estas no lo son, será necesario reforzar la galería, desde el instante mismo de su excavación, debiéndose de salientar extraer puentes situados sobre galerías que no fueron reforzadas en sus inicios.

## B I B L I O G R A F I A

1. M. PANEK  
*La Stabilité des Suvrages Souterrains Soutenement et Revetement.*  
Ministère d L'Amenagement du Territoire de Recherche,  
N° 28.
2. INCITEMI  
*Desarrollo del Perno de Roca Cementado Perfo en la Mi  
na Milpo.*  
Informe Preliminar, INCITEMI 1976.
3. D.F. COATES, T.S. CACHRANE.  
*Mejoras de las Especificaciones de Empernado de Rocas  
resultante de la Investigación Minera del Canadá - VI  
Congreso Internacional de Minería, 1970.*
4. STAGG - ZIENKIEWCZ.  
*Rock Mechanic in Engineering Practice.*  
John Willey & Sons. London 1969.
5. N. NIKOLAEV  
*Consideraciones sobre la Elección preliminar de Méto-  
dos de Investigación y su Utilización para definir los  
Parámetros del Sostenimiento con Pernos.*
6. J.F. RAFFOUX, PSINDU, E. TINGELIN.  
*El Bulonaje de los Trabajos Mineros.*  
Escuelas de Minas de Nancy.

7. Ober and Duval.  
*Rock Mechanics and the Design of Structures in Rock.*  
John Willey & Sons. INC, .New York, 1967.
8. Woodruf, Seth D.  
*Methods of Working Coal and Metal Mines, Tomo 2,*  
Oxford, Pergamon, 1966.
9. Timoshenko - Coodier.  
*Teorías de la Elasticidad.*  
Editorial URMO, 1972.
10. *Investigaciones sobre las Aplicaciones del Bulonaje a la Resina.*  
E.T.S.I. Minas de Oviedo.
11. Tumialán De La Cruz, Pedro H.  
*Geología Económica de Yacimientos de Minerales Metálicos del Perú.*  
Banco Minero del Perú, 1978, Lima.

## ANEXO

### S I M B O L O G I A

$L$	=	Longitud del Perno.
$S$	=	Espaciamiento del Perno.
$Q_a$	-	Carga de sostenimiento.
$Q_m$	=	Carga Máxima. <sup>13</sup>
$e_r$	=	Coefficiente de expansión relativa.
$d$	=	Diámetro de la galería.
$\rho$	=	Densidad de la roca.
$D$	=	Densidad de Pernos.
$t$	=	Tensión del perno.
$\phi$	=	Diámetro del perno.