



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION**

**METODO DE EXPLORACION DE MACIZOS ROCOSOS**

**MAYO, 1983**

## EXPLORACION DE MACIZOS ROCOSOS

### INTRODUCCION

El gran desarrollo de la ingeniería civil y la minería, importante, tanto por sus dimensiones como por su precisión, han hecho manifiesto que las rocas, cuando se les considera como material ingenieril, están sujetas a una serie de limitaciones (González de Vallejo 1976 p.1). Es decir, que el comportamiento de las rocas está regido por la naturaleza de su evolución geológica.

Es conveniente reconocer que las estructuras geológicas como las encontramos hoy en día en los afloramientos, estuvieron en condiciones geológicas diversas; donde rocas sumamente resistentes se deformaron intensamente en forma dúctil y otras bajo diferentes condiciones de manera frágil.

Por lo tanto, y en especial, el geólogo de campo o cualquier especialista, relacionado con la deformación de las rocas, debe imaginar por un lado, las etapas por las que atravesaron las estructuras para llegar a su estado actual, y por otro, bajo que condiciones de presión confinante, presión de fluidos intersticiales (presión de poro), presiones diferenciales, temperatura, velocidad de deformación y posición del material en el campo heterogéneo a las que estuvieron sujetas y a las que están actualmente.

Sin embargo, para llegar a comprender estas relaciones y poder en el futuro ayudar al desarrollo de la ingeniería en rocas, deberá haber un entendimiento estrecho entre geólogos e ingenieros.

En el pasado, la bibliografía relacionada a la mecánica de rocas, abarcaba en su mayoría aspectos mecánicos, sin tomar en consideración las condiciones geológicas.

Afortunadamente, este punto de vista ha cambiado radicalmente. En la actualidad, geólogos e ingenieros intercambian conocimientos, lo que permite que ambos grupos, en los campos que dominan, se beneficien.

Es apremiante, por lo tanto, reflexionen sobre el papel complementario que juegan la geología estructural y la mecánica de rocas, que son los temas que se tratarán en este informe. La mecánica de rocas ha permitido por un lado, que la geología estructural sea más cuantitativa y por el otro, que la geología estructural sea decisiva durante la primera fase de investigación en un proyecto de ingeniería de rocas. Procediendo de esta manera, se aporta información básica en todos los casos y decisivas o resolutorias en otros (González de Vallejo 1976, p.2.).

Las investigaciones y las metodologías que se realizan para el emplazamiento de un proyecto de ingeniería civil o minero son diversas e implica la exploración de las condi-

2

ciones de la superficie y del subsuelo. Para el éxito y el diseño económicamente factible de una obra civil o minera de gran importancia, deberá existir una información geológica amplia. En el caso que la información superficial o del subsuelo sea insuficiente o inadecuada con relación a las características del macizo rocoso, el diseño propuesto puede ser inapropiado y por lo tanto, acarree una serie de problemas, inclusive la misma falla de la obra. Por otro lado, un intento por ahorrar dinero, evitando que se lleve a cabo una etapa de investigación geológica puede causar gastos adicionales ya que posteriormente durante una etapa más avanzada, pueden descubrir condiciones geológicas adversas no detectadas o consideradas durante la etapa de exploración.

El objetivo fundamental de una investigación geotécnica es la de definir la localización, las características y la factibilidad de un proyecto ingenieril.

En la etapa de exploración se tratará de definir y proporcionar los datos necesarios, así como de predecir el comportamiento y los problemas que pudieran presentarse durante la etapa de construcción y operación a consecuencia de las condiciones del macizo rocoso. Por otro lado, la investigación geológica no debe tampoco terminarse una vez que la construcción empieza, ya que, es esencial que las predicciones, hipótesis o aceveraciones planteadas

durante las etapas de exploración e investigación sean confirmadas o desechadas. En el caso que estas hipótesis cambien a medida que la construcción avanza, deberán de realizarse las modificaciones pertinentes del diseño original, de acuerdo a las condiciones confirmadas del terreno.

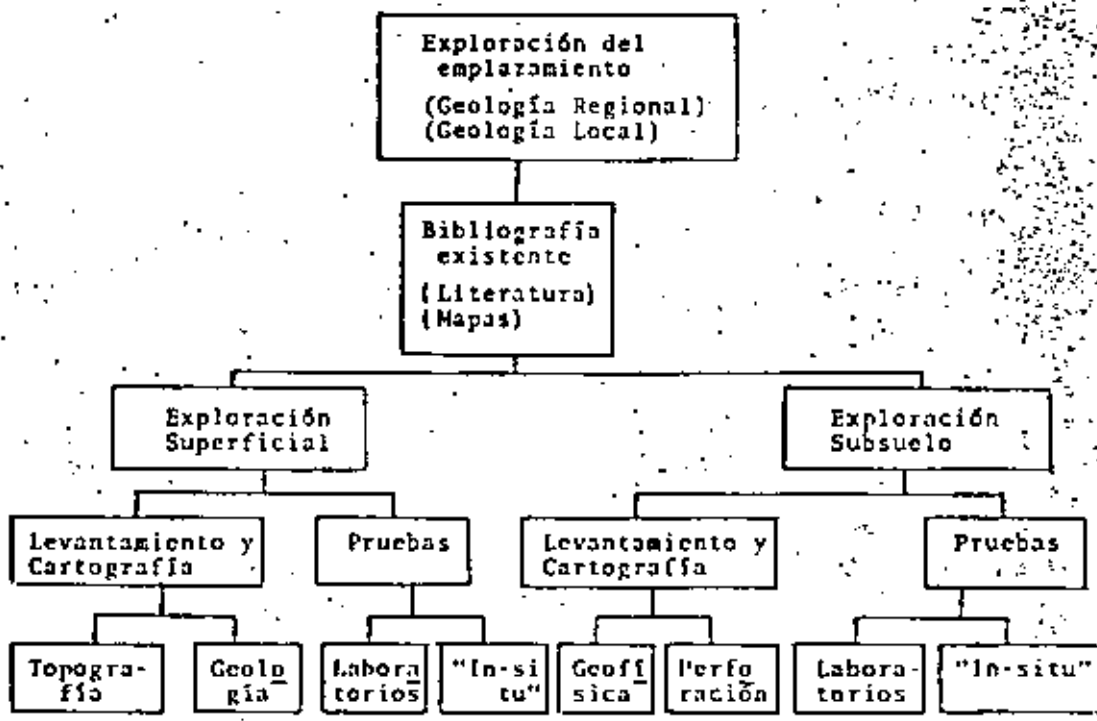
Fookes (1967), propone que la investigación de un proyecto geotécnico se divida en dos aspectos generales: La investigación superficial y la del subsuelo. (Fig. 1).

En la investigación superficial y dependiendo de la magnitud de la obra, es recomendable y en ocasiones indispensable, contar con la información geológica regional, que servirá como infraestructura de la geología local o del emplazamiento.

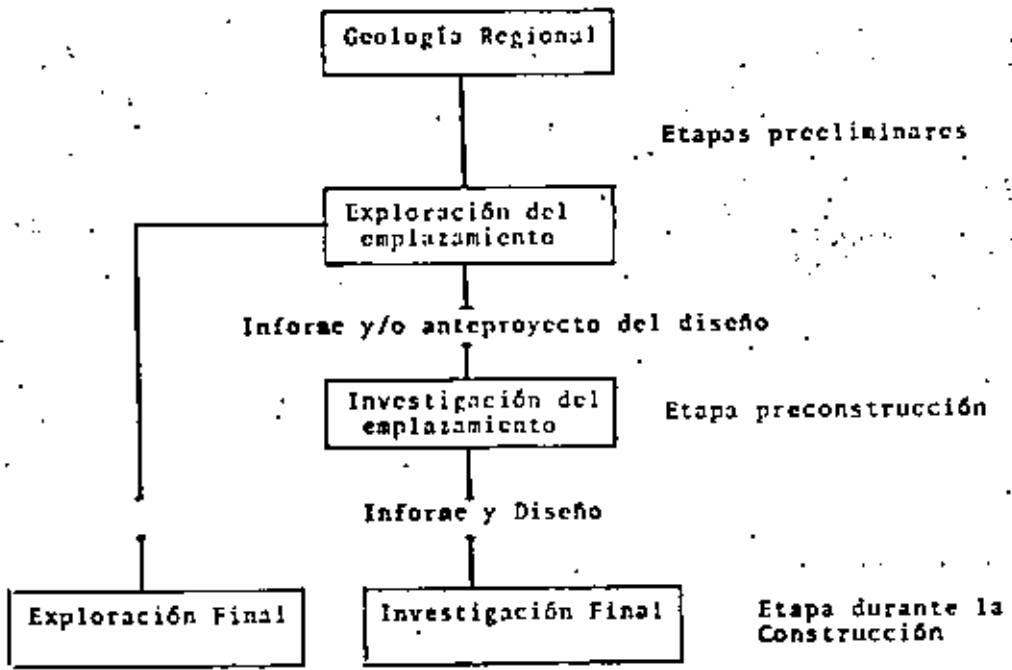
El organigrama de la figura 1, puede ayudar a planear y coordinar el desarrollo de la investigación en forma adecuada.

En general existen tres etapas de investigación importantes y que pueden modificarse de acuerdo a las condiciones del emplazamiento. Estas consisten (Fig. 2) en:

1. La exploración preliminar del emplazamiento.
2. La investigación detallada del emplazamiento.
3. La investigación final del emplazamiento que se lleva a cabo durante la construcción misma.



(Según Fookes, 1967)



(Según Fookes, 1967)

FIG. 2



Durante la exploración del emplazamiento, es recomendable revisar la literatura y la cartografía existente, la inspección de fotografías aéreas o imágenes de satélite, reconocimiento del sitio, elaboración de la cartografía geológica, muestreo de rocas y la exploración del subsuelo. (Perforación, recuperación de núcleos, geofísicas, etc.).

En la etapa de exploración, los problemas principales se volverán aparente, dando oportunidad a que se defina el emplazamiento o alternativa más óptima.

En la etapa de la investigación del emplazamiento (Figura-2) se trata de entender toda la geología local y de sus alrededores. En la figura 3 se muestra un organigrama detallado que muestra las técnicas que deberán utilizarse según Fookes (1967).

Sin embargo, en este informe exclusivamente haremos referencia a la información geológica necesaria que pueda reunirse superficialmente y en especial de la geología estructural.

Por otro lado, es conveniente recordar que el geólogo tenga conciencia del tipo de obra que el ingeniero va a desarrollar, ya que la cantidad y detalle durante las diferentes etapas de análisis (Hook y Londe 1974, p.167), dependerán de la obra a realizar. Por ejemplo, es imposi-

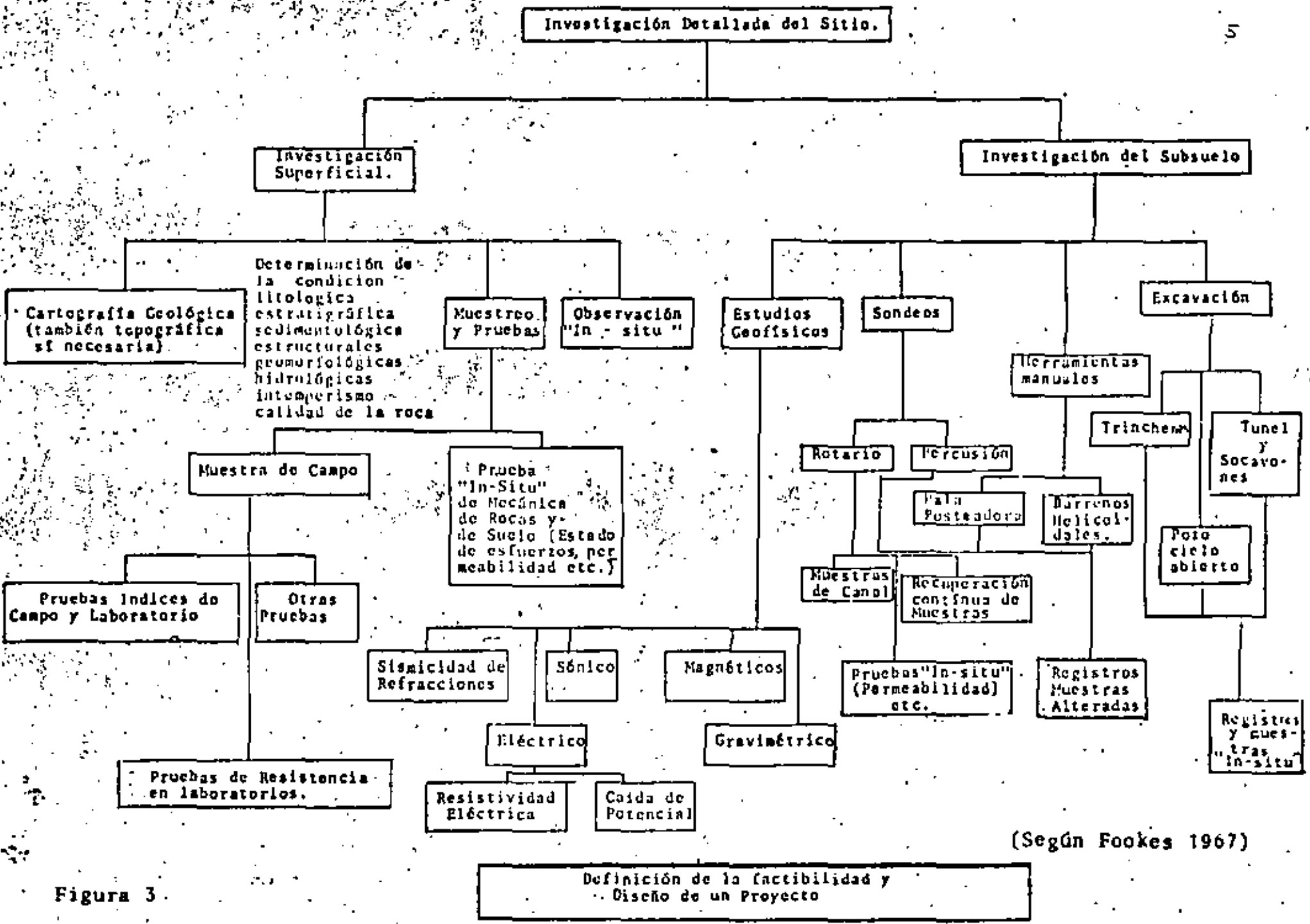


Figura 3

(Según Fookes 1967)

Definición de la factibilidad y Diseño de un Proyecto

ble en la ingeniería de taludes marcar todas las discontinuidades para la obra determinada (imagínense una carretera). Por lo tanto, la información podría estar reunida en dos o más etapas, separando aquellas zonas que muestren mayor riesgo de inestabilidad, definidos por un estudio preliminar. De esta manera, solamente aquellas regiones con probabilidades de inestabilidad se analizarán detalladamente.

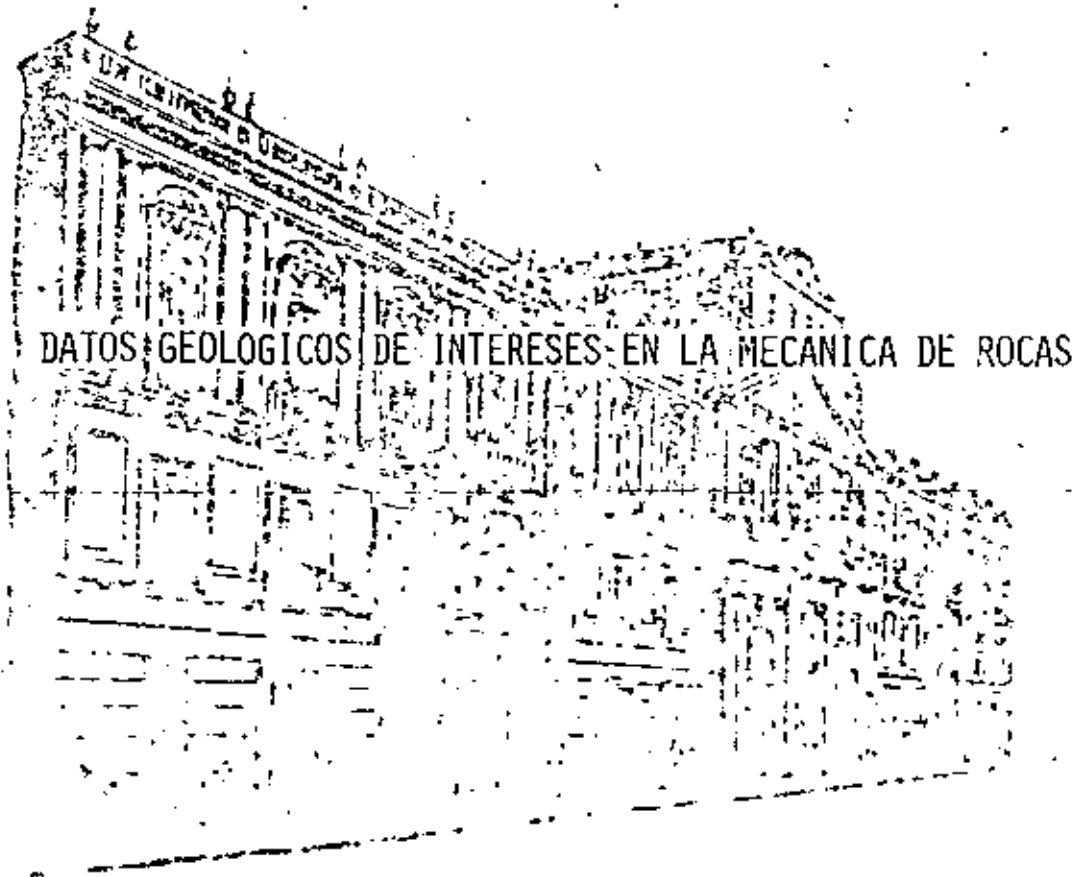
Por otro lado, como lo señala Hook y Londe (1974), las consecuencias de inestabilidad en la cimentación de un emplazamiento serían tan graves y catastróficas que el diseño preliminar debería contar con un grado mucho mayor de detalle y por lo tanto, una información detallada de la geología se requerirá desde las etapas tempranas de investigación.

Cuando no se cuente con buenos afloramientos y estos estén cubiertos por suelo, vegetación o que la superficie esté intensamente intemperizado o por la misma índole de la magnitud del proyecto, se recurrirá a la investigación del subsuelo.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION**



**MAYO, 1983**

## DATOS GEOLOGICOS DE INTERES EN LA MECANICA DE ROCAS.

Diversos estudios geológicos, geomorfológicos e hidrogeológicos deberán realizarse antes de llevar a cabo un estudio de ingeniería geológica ya que es muy recomendable conocer la

- 1) Localización y topografía del área.
- 2) La litología, mostrando la composición, distribución y contactos geológicos.
- 3) Las propiedades físicas de los suelos y rocas.
- 4) Los espesores de suelo y roca.
- 5) Las estructuras y las discontinuidades (tal como plegamientos, fallas, fracturas, etc.)
- 6) Los aprovechamientos hidráulicos, manantiales, arroyos etc.
- 7) Las zonas de infiltración (terrenos permeables, zonas de hundimientos).
- 8) Las zonas inestables (solifluxión "creep", deslizamientos, avalanchas).
- 9) Los bancos de material.
- 10) Los fenómenos erosivos y de depósito.
- 11) Los datos sobre riesgos naturales
  - a) Sísmicos
  - b) Inundación.
  - c) Volcánicosetc.

Desde el punto de vista de la mecánica de rocas tiene una gran importancia las estructuras geológicas que puedan influir en las propiedades de las rocas "In-Situ" como es la resistencia, el módulo de deformación o la permeabilidad entre otras. (Deereen Stagg y Zienkiewicks 1970, p.29).

Por lo tanto, entre los datos de mayor importancia están las discontinuidades geológicas que pueden ser penetrativa o no penetrativas.

Estas estructuras geológicas pueden tener dimensiones submicroscópicas, microscópicas, mesoscópicas y macroscópicas.

Un estudio geológico completo generalmente analiza las tres últimas. El método de investigación para cada una de estas escalas es diferente, sin embargo el objetivo final es la de identificar y determinar la estructura, su composición y su evolución, así como su comportamiento mecánico para el caso de la geotécnica.

Entre las discontinuidades planas no penetrativas están las fallas, estas pueden separar dominios con fábricas semejante sin interrumpir la continuidad geométrica de alguna estructura penetrativa adyacente. (Fig.4a). O pueden separar dominios con fábricas diferentes (Fig.4b).

Comunmente y en especial, en el caso de fallas normales, inversas o de transcurrancia, las discontinuidades penetrativas adyacentes que dividen entre sí, no están relacionadas

geométricamente.

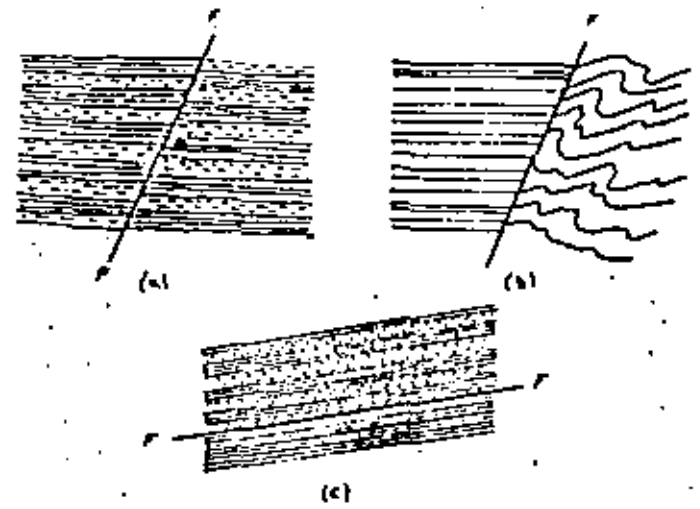
Sin embargo, en el caso de los cabalgamientos, el plano de la falla (superficie de deslizamiento o de cizalla), la fábrica de los dominios separados por la discontinuidad -- tienden a estar más relacionados entre sí (Fig. 4c).

Los contactos ígneos también son discontinuidades no -- penetrativas, con excepción donde las zonas de contacto -- separan cuerpos del mismo origen. Los contactos ígneos, -- generalmente separan fábricas diferentes (Fig. 5a).

En algunos contactos intrusivos existe una relación pe -- netrativa paralela con las rocas encajonantes ( es decir -- a la estratificación o a la foliación.)(Fig. 5b) o esta -- misma discontinuidad a la roca plutónica (estructura de -- flujo paralela a la margen del intrusivo)(Fig 5c). El --- contacto también puede llegar a ser, paralelo a la discon -- tinuidades penetrativas de la roca encajonante como de la roca ígnea (Fig. 5d).

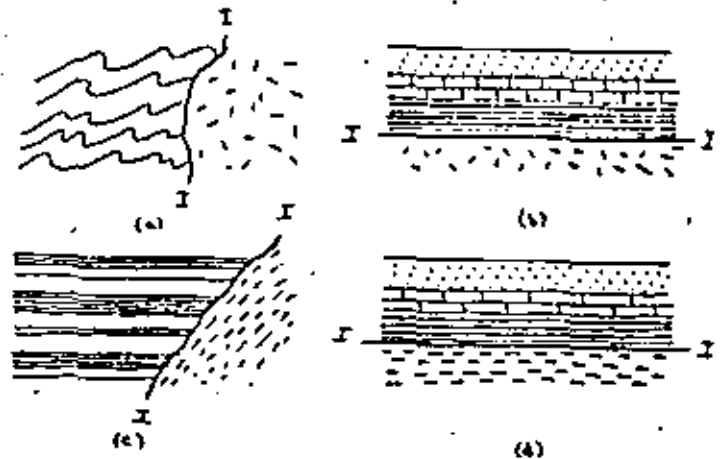
Otro tipo de discontinuidades geológicas no penetrati -- vas son las superficies de erosión o discordancias.

En las superficies de erosión o discordancias pueden -- existir una variedad de relaciones geométricas entre las -- fábricas que separan. En la figura 6a, la discordancia -- ( de tipo angular ) no tiene relación entre la fabrica de -- las rocas que separa.



ESTRUCTURAS NO PENETRATIVAS  
Contactos en fallas

Figura 4



ESTRUCTURAS NO PENETRATIVAS  
Contactos en cuerpos ígneos

Figura 5

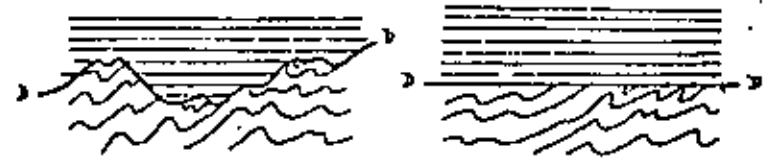
Sin embargo, en una discordancia donde la superficie es plana la zona de discontinuidad erosiva es generalmente concordante con las rocas estratificadas sobreyacentes (Fig. 6b).

En las discordancias estratigráficas las fabricas de ambos lados de la superficie, pueden tener una relación geométrica penetrativa.

En las rocas metamórficas las isógradas que son superficies que separan zonas de rocas de diferentes grados de metamorfismo, también se consideran como planos de discontinuidad no penetrativo.

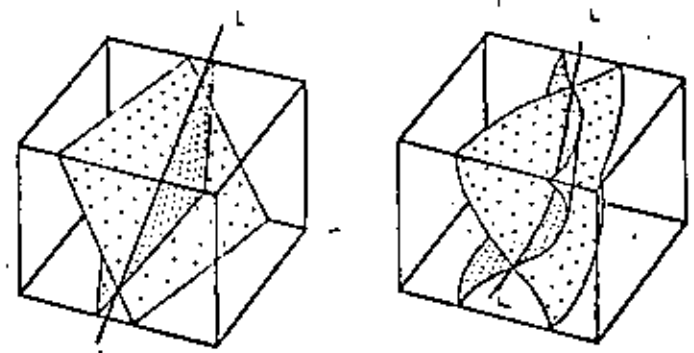
Para ciertas dimensiones las juntas o diaclasas pueden considerarse como estructuras no penetrativas. No obstante, es común que las diaclasas tengan una orientación preferencial con relación geométrica marcada considerándose más a una discontinuidad penetrativa. Generalmente en rocas estratificadas no plegadas, las diaclasas se desarrollan normalmente a las capas, mientras que en las rocas deformadas se forman subnormal a los ejes de los pliegues o en conjuntos conjugados intersectando simétricamente a los pliegues.

Finalmente, la estratificación y la foliación se consideran las discontinuidades penetrativas planas más comunes y de las que se deberán hacer un análisis detallado de ellas.



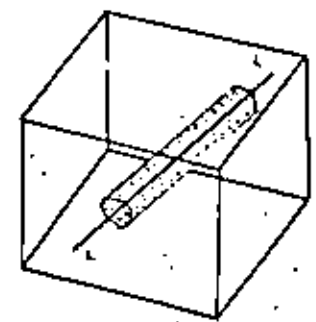
ESTRUCTURAS NO PENETRATIVAS  
Contactos en discordancias

Figura 6



(a)

(b)



(c)

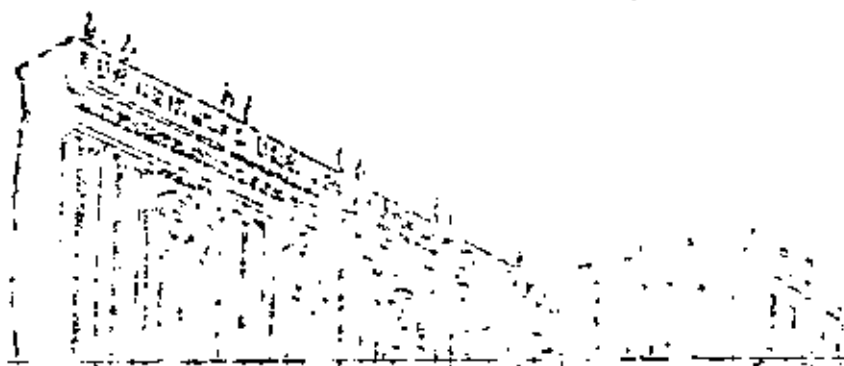
LINEAMIENTOS NO PENETRATIVOS

Figura 7



DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION



CARACTERIZACION DE LAS DISCONTINUIDADES Y SU RELACION  
CON OTRAS ESTRUCTURAS GEOLOGICAS

MAYO, 1983



## CARACTERIZACION DE LAS DISCONTINUIDADES Y SU RELACION CON OTRAS ESTRUCTURAS.

### Las Juntas o Diaclasas

Las juntas o diaclasas son aberturas y fracturas a lo largo de las rocas, donde ha existido muy poca o ningún movimiento. Son de las estructuras geológicas más comunes pues afectan a todas las rocas competentes expuestas en la superficie. No obstante, aunque son estructuras muy comunes y que además, han sido estudiadas ampliamente, presentan en ocasiones serios problemas para su interpretación.

Esta dificultad estriba en que:

- 1.- Existen evidencias que su origen puede comenzar prácticamente desde el inicio de la formación de una roca.
- 2.- En las rocas sedimentarias por ejemplo, pueden desarrollarse poco después del mismo depósito, inclusive mientras los sedimentos están inconsolidados.
- 3.- También, pueden formarse por eventos tectónicos de tipo compresivo y estar asociados a pliegues y fallas.
- 4.- Pueden así mismo, desarrollarse mucho más tarde, después del evento tectónico compresivo, es decir durante una fase tectónica.
- 5.- Inclusive, no es necesario que las diaclasas estén asociadas a evento orogénico, ya que se ha observado, que las rocas competentes que no presentan evidencias

de deformación tectónica, pueden estar afectadas por estas discontinuidades.

Por lo tanto, se deduce que las juntas o diaclasas tienen diversos orígenes y no se desarrollan bajo un solo mecanismo de deformación. Otra dificultad, consiste en que las diaclasas no muestran desplazamiento a lo largo de los planos de fractura. Es por ello, que en ocasiones puede ser muy difícil establecer una relación entre los planos de juntas de una generación u orientación con planos de otras direcciones.

Las juntas o diaclasas se pueden clasificar o describir con relación a las características siguientes:

- 1.- La forma
- 2.- El tamaño
- 3.- La frecuencia asociada al tamaño y a la orientación.

### Forma:

En el caso que las diaclasas sean planas y paralelas o subparalelas formando un conjunto o familia se dice que son SISTEMATICAS (Fig. 8). Si por el contrario, las discontinuidades de las juntas son curvas, presentando fracturas concoidales y no forman una familia con orientación subparalela se dice que NO SON SISTEMATICAS.

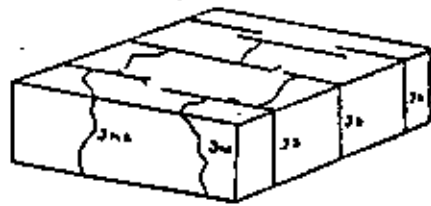


Fig. 8

Js = Juntas Sistemáticas  
 Jns = Juntas No Sistemáticas

Se hace hincapie, en que no hay que confundir a las juntas sistemáticas con los sistemas de juntas. Es un error frecuentemente cometido; los sistemas de juntas se refiere exclusivamente a la intersección entre las familias de juntas sistemáticas.

Tamaño:

El tamaño o magnitud de una junta puede ser muy amplia, ya que pueden ser microscópicas o llegar a extenderse por cientos de metros. Por lo tanto, la clasificación es algo arbitraria, sin embargo, el tamaño de la discontinuidad está íntimamente relacionado a la litología y a los parámetros de la deformación.

Las JUNTAS MAESTRAS son aquellas fracturas que cortan a través de un número de estratos o unidades de rocas y que pueden seguirse por muchos metros.

Las JUNTAS MAYORES son de un orden de magnitud inferior a las juntas maestras pero todavía son estructuras claramente definidas.

Las JUNTAS MENORES son estructuras todavía menores y menos importantes.

Las MICRO-JUNTAS como su nombre lo indica son estructuras de fracción centímetros.

### Frecuencias:

La frecuencia de las juntas indica el número de planos de una familia de diaclasas en particular. Estas se miden en una dirección transversal entre sí, formando un ángulo recto.

En el caso de que exista una frecuencia dominante de una familia de fracturas tomando en consideración su extensión, se dice que es PRIMARIA. Las demás familias de juntas sistemáticas, podrán ocupar los lugares secundarios, terciarios, etc.

Las diaclasas y sus orientaciones con relación a otras estructuras han sido estudiadas ampliamente (Anderson 1951, Moody y Hill 1956, Price 1966, Wilcox et. al., 1973). Se ha podido establecer en algunos de los casos, que las juntas sistemáticas presentan una asociación estrecha entre los pliegues y las fallas. Estas estructuras geológicas debieron formarse contemporáneamente, bajo los mismos esfuerzos de una fase tectónica.

La figura 9a y b, muestra la relación entre las juntas y diaclasas maestras con los pliegues. Sin embargo, debe hacerse notar, que en ocasiones específicas, las relaciones sistemáticas que se presentan en esta figura no siempre se desarrollan, ya que no hay que olvidar que las rocas no son isotrópicas y homogéneas.

La orientación de las familias de juntas con relación a los pliegues son dependientes del tamaño; al tipo de plie-

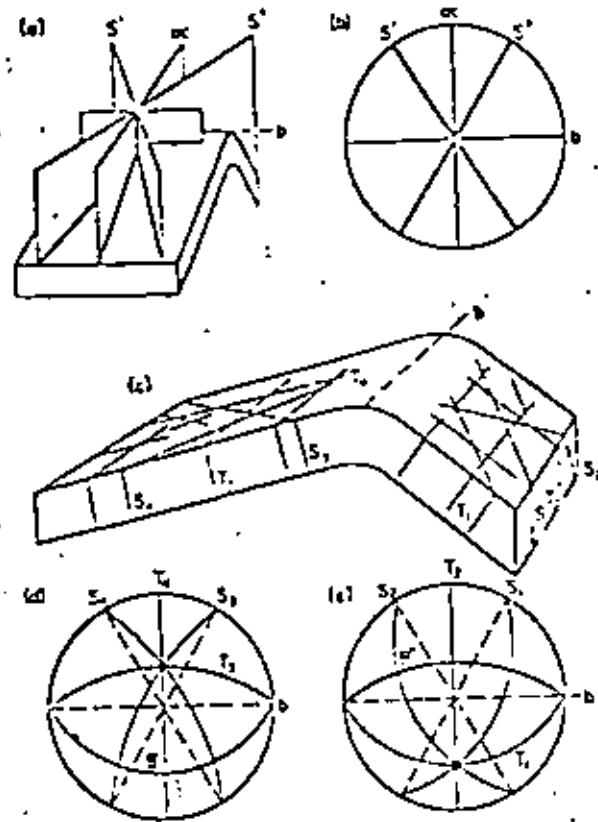


Fig. 9 (a) Block diagram showing typical relationship of master joints to an anticline. (b) Stereogram of master joints shown in (a). (c) Block diagram showing typical relationship of joints in the limbs of an asymmetrical anticline. (d) Stereogram of joints in the gently dipping limb. (e) Stereogram of joints in the steeply dipping limb.

gue; a la competencia de las rocas; al espesor de las unidades de roca, etc.

Por otro lado, las juntas sistemáticas estarán directamente relacionados a los ejes tectónicos a,b,c. (Tabla 1).

En los pliegues y por el tipo de rocas involucrados, en ocasiones, las diaclasas maestras no se alcanzan a desarrollar completamente, formandose en lugar, las fracturas mayores y menores.

En las figuras 9c, d y e y figura-10, se observa una idealización de la disposición de las diaclasas sistemáticas mayores y menores que se desarrollan en las zonas de charnela y en los flancos de los pliegues asimétricos.

En los flancos de los pliegues, como en el ejemplo de las juntas maestras, existen dos familias de juntas de cizalla y dos familias de juntas de tensión. Estas juntas, en vez de estar afectando o ser penetrativo a todo el pliegue, están exclusivamente asociadas a los flancos.

Las juntas sistemáticas mayores y menores, designadas como  $T_2$  y  $T_4$  son verticales, de tipo tensional y son idénticas con respecto a su orientación con las juntas maestras ac.

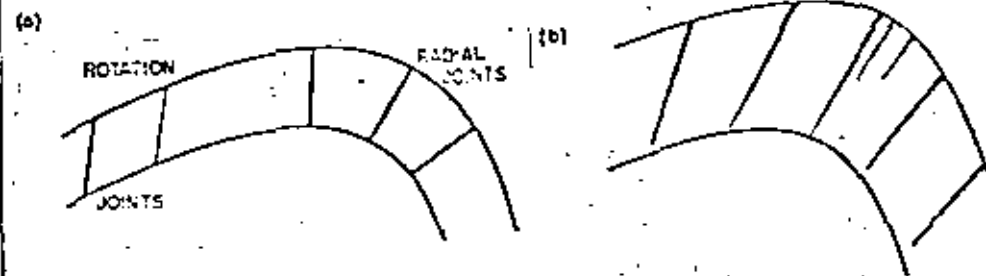
Las demás juntas sistemáticas mayores y menores, están inclinadas en general, normales a la estratificación. En el caso de las juntas de cizalla, designadas como  $S_1$ ,  $S_2$ ,  $S_3$  y  $S_4$  son también normales a la estratificación.

Tabla 1

Juntas maestras y sistemáticas Asociados a los Pliegues

- a = dirección del movimiento del pliegue
- b = dirección paralela al eje del pliegue
- c = dirección perpendicular al plano ab.

Tipo de Junta	Dirección y Comentario
Junta ac	Cortan normalmente a los ejes de los pliegues (son por lo general juntas de tipo tensional).
Juntas bc	Son ortogonales a la familia de juntas ac, es decir son paralelas a los ejes del pliegue (se conocen como juntas longitudinales; son de tipo tensional o compresional).
Juntas $S'$ y $S''$	Son oblicuas al eje de los pliegues (se desarrollan como resultado de la compresión que da lugar al pliegue; estos conjuntos conjugados de fracturamiento, son semejantes a los que se desarrollan en las fallas, sobre todo de transcurrencia y por su orientación y basadas en conceptos dinámicos se consideran como diaclasas de cizalla).



(Fig 10 (a) Section of crest of anticline showing typical orientations of radial joints, about the crest, and rotation joints in the gentle dipping limb. (b) Similar open or quartz or calcite filled structure sometimes described as "joints".

Aunque en el campo, esta última idealización no se cumple a la perfección se ha observado estadísticamente (Price - 1968, p. 117) una congruencia muy cercana, ya que las juntas de este tipo pueden llegar a variar un poco menos de 15° de la perpendicularidad de las capas.

En las zonas de charnela de los pliegues muy cerrados (Fig. 10) se desarrollan diaclasas radiales y rotacionales en los flancos. Estas fracturas son de tipo tensional y por su naturaleza, generalmente son abiertas y con material de relleno. El tipo, la orientación y la frecuencia de las fracturas dependerán del proceso mecánico que dió origen al pliegue -- (tangencial longitudinal o de deslizamiento por flexura), al grado de la deformación (indicando por lo abierto o cerrado del pliegue) y por el mismo espesor de las unidades de roca.

## LAS FALLAS \*

Las fallas son estructuras geológicas de gran importancia y trascendencia en la ingeniería práctica. Estos accidentes tectónicos pueden ocasionar graves y lamentables problemas a una nación. Es por ello, que en la ingeniería práctica las fallas pueden determinar la exclusión de un emplazamiento -- por razones de seguridad o condicionar la viabilidad de un proyecto por razones técnicas y/o económicas.

Una falla consiste de una estructura geológica donde existe rompimiento y desplazamiento apreciable en las rocas de la corteza terrestre. Estos accidentes tectónicos pueden ser de diferentes longitudes, pudiendo llegar a medir hasta centenas de kilómetros; dependiendo de la edad, las fallas pueden generar terremotos a lo largo de ellas, causando daño y destrucción de las estructuras construidas por la energía liberada. Estos fenómenos pueden también cambiar las propiedades geotécnicas del terreno, disminuyendo las resistencias, modificar las condiciones de permeabilidad, poner en contacto formaciones litológicas distintas y activar en la mayoría de los casos la erosión diferencial.

\* Forma parte de una conferencia.

LAS FALLAS Y SU INTERPRETACION DE UNA PORCION DEL ESTADO DE CHIAPAS - Y SEMINARIO DE FENOMENOS DESTRUCTIVOS; SUS RIESGOS Y PREVENIONES. SAHOP, MEXICO, D.F. 29-31 JULIO - 1981.

Sin embargo, aunque no se presentan todos estos problemas sobre todas las fallas, es de suma interés para el desarrollo nacional, el bienestar de la sociedad y futuros asentamientos humanos, conocer los problemas que pudiera ocasionar la presencia de una falla con relación a las obras civiles.

Por lo tanto, el geólogo además de identificar en el campo una falla, deberá precisar las siguientes propiedades, que en ocasiones son difíciles o imposibles momentáneamente determinar. Entre estas propiedades están:

- 1) La orientación.
- 2) La distribución.
- 3) La longitud.
- 4) La orientación y magnitud del salto neto y en ocasiones de sus componentes de desplazamiento.
- 5) Su clasificación.
- 6) La edad.
- 7) La disposición y relación con otras estructuras.
- 8) El estado mecánico, es decir si se tratan de fallas tensionales, comprensionales o de cizalla.
- 9) Y posiblemente de lo más importante para el bienestar de la colectividad y planeación de asentamientos humanos, es la determinación de la activa o inactiva de las fallas.

Las fallas tectónicas en términos generales, se pueden dividir en fallas activas o fallas inactivas. (Fig.1)).

El concepto básico de una Falla Activa desde el punto de vista geológico, es aquella de cuando menos su edad sea del Mioceno Superior (tabla geológica Fig.12). No obstante, desde el punto de vista ingenieril difiere sustancialmente, considerando aquella falla que se ha movido en el pasado geológico reciente y que puede moverse en el próximo futuro.

El concepto "pasado geológico reciente", se entiende al Holoceno (últimos 10,000 años) y por "próximo futuro" a la vida de la estructura de un proyecto, o periodo de retorno en años que se elija para el riesgo contra el que se diseña.

Para grandes presas por ejemplo, se ha considerado al "próximo futuro" a la vida operativa del proyecto.

En el caso de una central nuclear, las grandes exigencias que requieren esta obra desde la localización del sitio hasta inclusive la localización misma de los desperdicios de combustibles nucleares, ha hecho que por concepto de seguridad se acepten en diferentes partes del mundo las recomendaciones de la "U.S. Nuclear Regulatory Commission" y de la Agencia Internacional Energía Atómica, quienes han propuesto el término de Falla Capaz, semejante al de Falla Activa, pero presentando una deformación tectónica en los últimos 500,000 años o cualquier otra falla en relación estructural con la primera o con macrosismicidad asociada.

Las fallas activas por lo tanto, se podrán dividir en

# COLUMNA GEOLOGICA

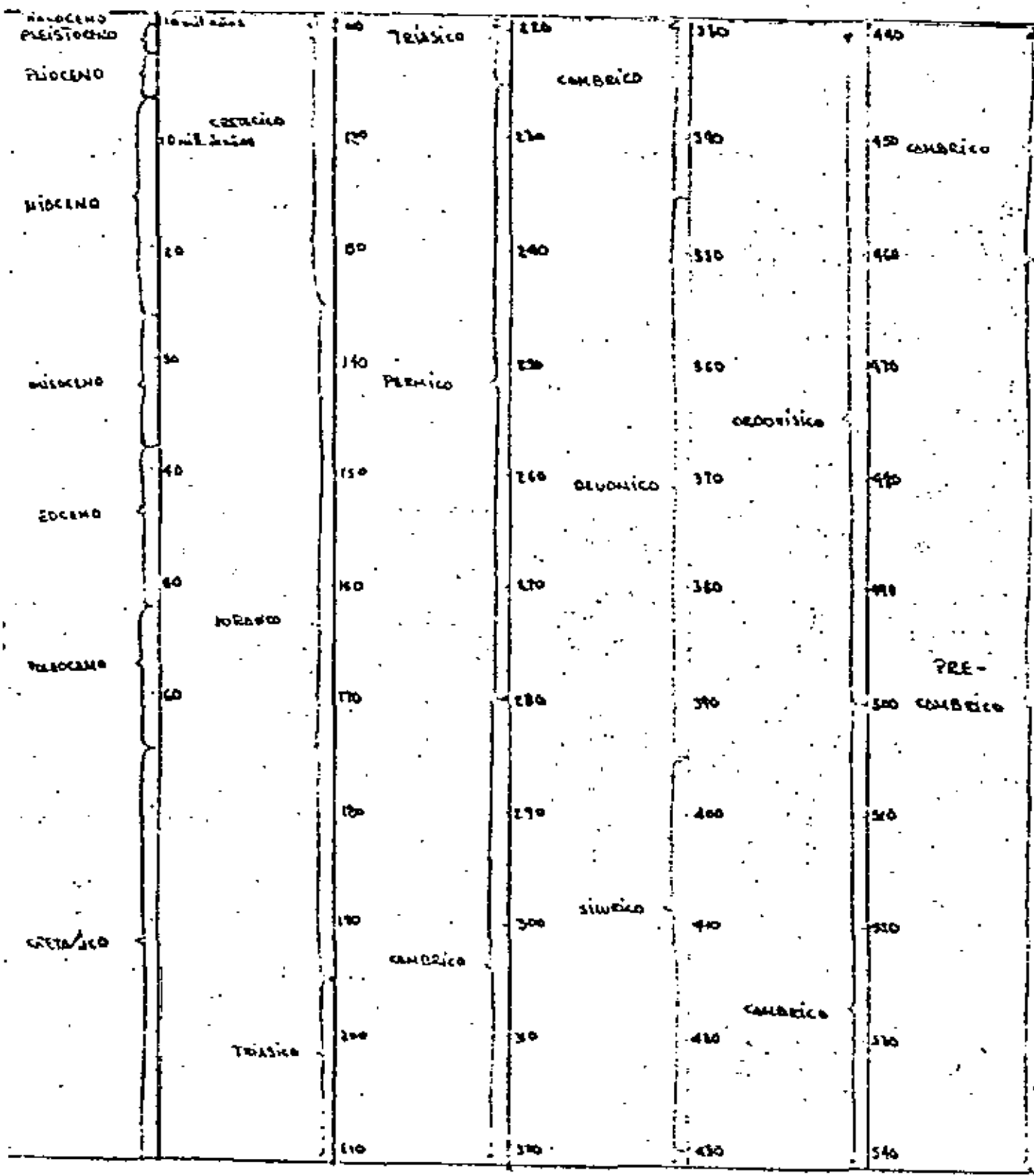
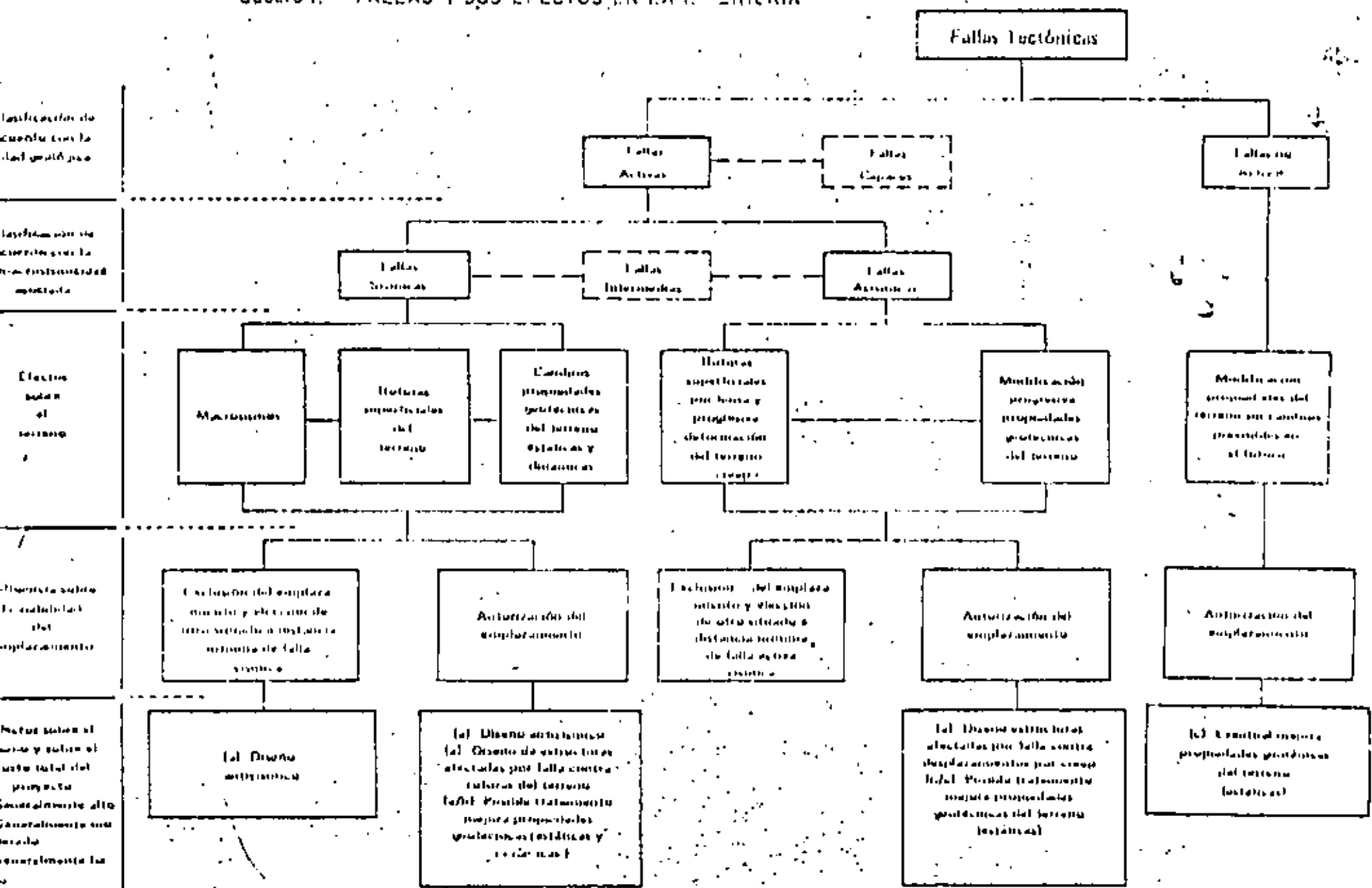


Fig. 12

Cuadro I.- FALLAS Y SUS EFECTOS EN LA L. ENERGIÁ



(según Gonzalez de Vallejo)

Fig II



Fallas Sísmicas y Fallas Asísmicas. Las fallas sísmicas en términos generales son las que presentan macrosismicidad - con desplazamientos relativamente transitorios del orden - de 10 a 100 cm/seg. a lo largo de varias decenas de segundos en intervalos de decenas o miles de años (Brune 1970).

En las asísmicas, el desplazamiento es mucho menor, del rango de 0.10 a 10 cm/años.

Al generarse un terremoto, en las fallas se producen - desplazamientos diferenciales del terreno, con roturas del mismo, ocasionando saltos, torsiones e inclinaciones superficiales. En las fallas asísmicas se pueden producir deformaciones por "Creep" que consiste de un desplazamiento progresivo y muy lento a través de la superficie de la falla. Este tipo de deformaciones no suele estar acompañada de macrosismicidad aunque, por los parámetros de la deformación como son: la temperatura, las presiones confinantes, las presiones de fluidos intersticiales y la velocidad de deformación, las rocas sobre una misma falla - pueden tener asociada tanto macrosismicidad como microsismicidad consistiendo por lo tanto, de una falla con actividad intermedia.

Las implicaciones que pueda ocasionar la presencia de una falla activa está en función del tipo de obra y de la legislación y normas que se aplique, siendo posible que un desplazamiento sea excluido. En estos casos, es común que se relocalice al emplazamiento y se elija otro sitio a

una distancia fuera del control de la falla activa.

Si por el contrario, se autoriza el emplazamiento, o lo que a veces ocurre, se descubre la presencia de falla activa durante una etapa avanzada del proyecto, además de realizar el diseño antisísmico, se deberán diseñar de forma especial las estructuras que sean afectadas por la falla activa, de forma que resistan las deformaciones del terreno debido al movimiento vibratorio y desplazamiento diferencial.

El reconocimiento e investigación de fallas activas se requiere de estudios geológicos y sismológicos muy precisos y completos, además de contar con una prospección e instrumentación complementaria. Estos estudios suelen ir precedidos de una exhaustiva recopilación y análisis de toda la información relevante, tanto geológico como sismológico.

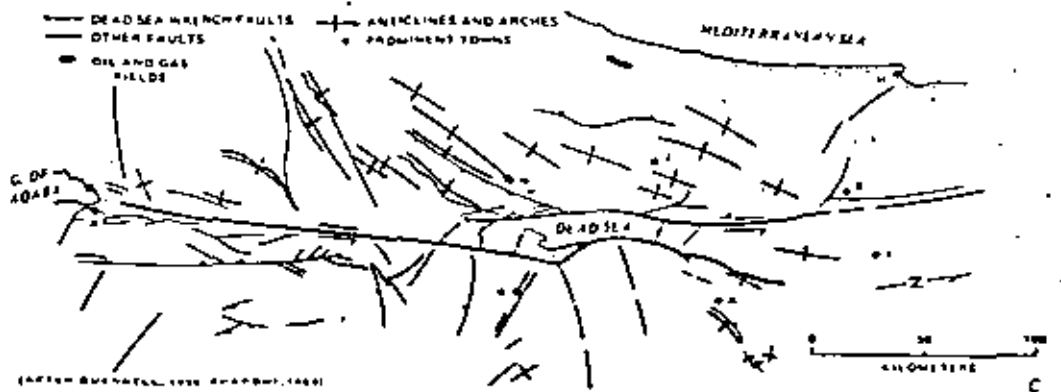
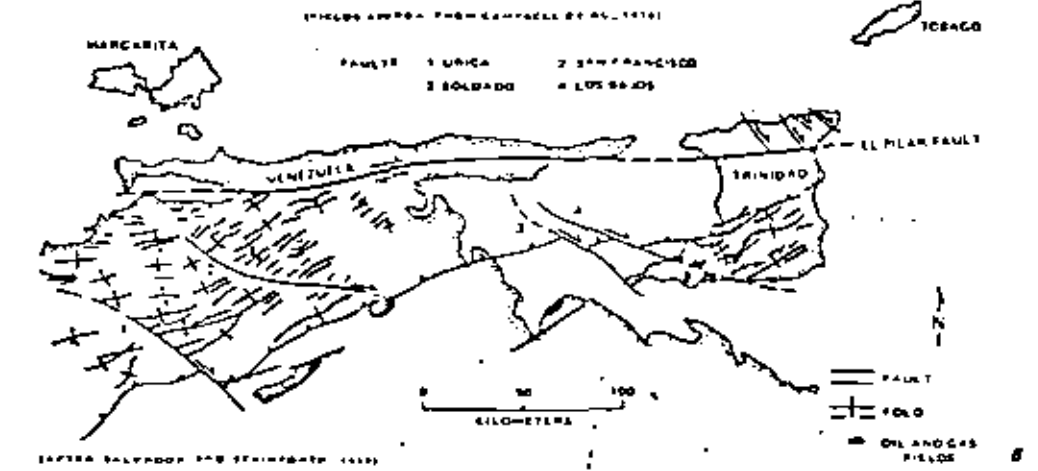


FIG. 1—En échelon folds along wrench faults. A. En échelon folds, some productive, northeast of Barisan Mountains (Semangko) fault in Central and South Sumatra basins, Sumatra. Oblique convergent subduction along adjacent Java trench is additional factor in deformation here. B. El Piñar fault and associated faults and en échelon folds in eastern Venezuela and Trinidad; note production from folds near Los Bajos fault, south-western Trinidad. C. Dead Sea rift, Israel and Jordan; note location of Dead Sea between overlapping ends of major wrenches. Some en échelon folds are bounded by thrusts and several are marginally productive.

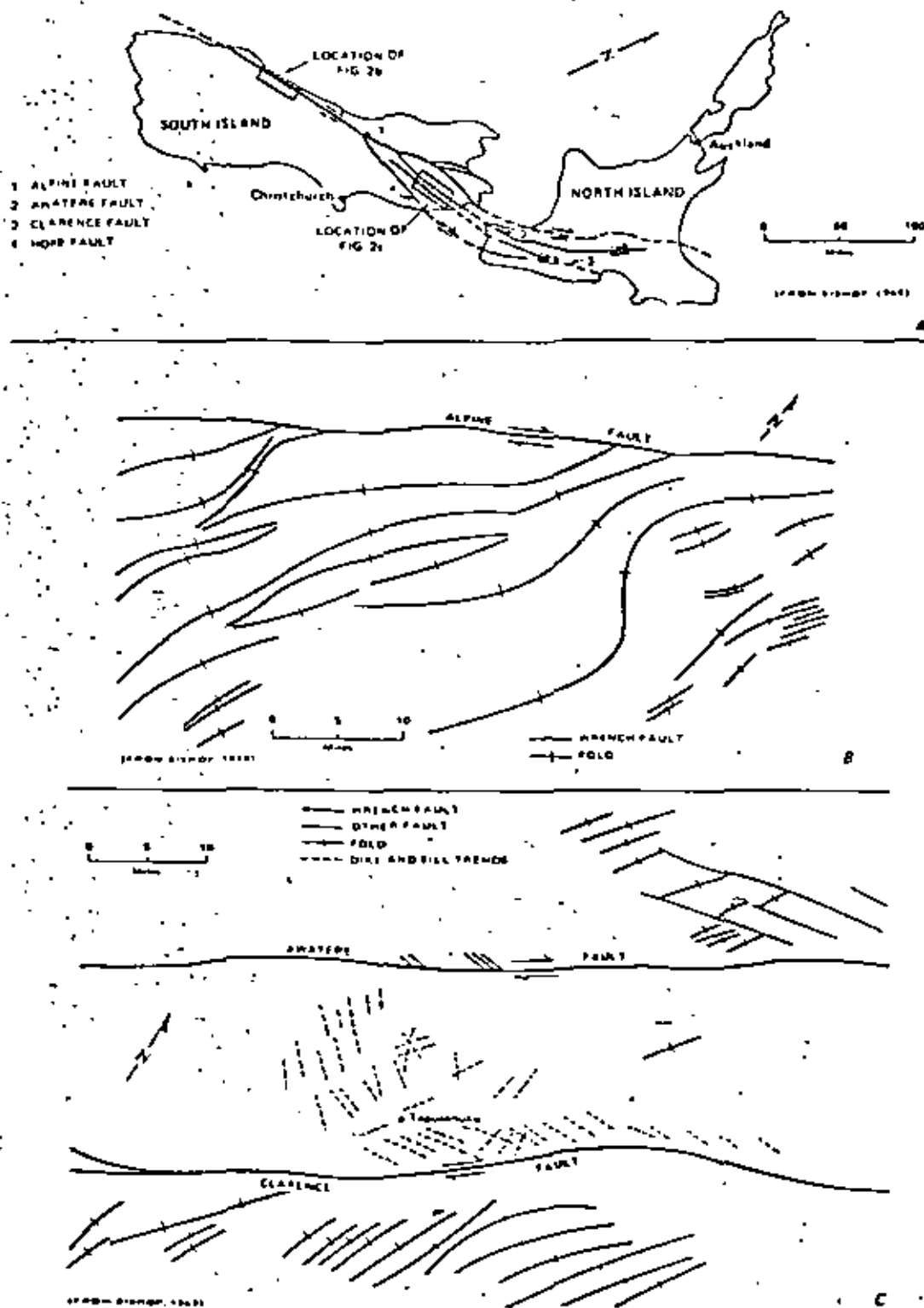


FIG. 2.—Wrench-fault structures, New Zealand. A. Index map. B. *En echelon* folds along Alpine fault. C. Awatere and Clarence wrench faults and associated *en echelon* folds, dikes and sills, and subsidiary faults.

## SIMPLE PARALLEL WRENCHING

Simple parallel wrenching is a special case of simple shear, which is one kind of finite homogeneous strain (Jaeger and Cook, 1969; Ramsay, 1967). The shear angle ( $\phi$ , Fig. 6) increases with increasing simple shear. In some crustal deformation and in clay models the initial deformations are plastic and involve folding. These are followed by a combination of plastic distortion and fracturing. As deformation proceeds, displacement along the wrench zone increases, and the zone of principal shear narrows. Finally, all of the slip occurs along a few closely spaced faults or along one throughgoing wrench fault, and subsequent deformations within either fault block are more or less independent of each other.

On a wrench model (Figs. 7, 8), it is convenient to mark the clay surface with a circle and to note how its shape changes during deformation. Points moving closer together mark compression, and points moving apart denote extension. The original circles (Fig. 7A) on the clay are aligned along the edge of the underlying tin sheet and deform into *en échelon* ellipses during the plastic phase of strain (Fig. 7B). Straight lines on the clay (Fig. 7A, normal to the line of circles) are trowel marks that become bent during deformation (Figs. 7B-C, 8D-F). Maximum compression and extension are parallel with the minor and major strain ellipse axes, respectively, and neither of these directions is parallel with or perpendicular to the shear direction imposed on the model, i.e., the strike of the wrench zone defined by the parallel edges of the tin sheets and the line of circles. It follows from the *en échelon* arrangement of ellipses (Fig. 7B) that all structures associated with each ellipse (Fig. 6) may be repeated along the wrench zone. This *en échelon* repetition of folds and faults is an important diagnostic feature of wrench zones (Figs. 1-5). (The size and spacing of circles/ellipses on the models is arbitrary; the spacing of folds and faults in the model wrench zones is determined by various characteristics of each model.)

The clay models of wrenching are all basically alike. The model in Figures 7 and 8 has left-lateral displacement, whereas the models in Figures 9 and 10 are right-lateral wrenches. (By convention, the sense of fault displacement is described by assuming that the block toward the observer is fixed, and the block across the wrench fault from the observer moves to his right or left.) Various structures form on each model, however, depending on the thickness and nature of the wet-clay cake, on the rate of deformation, on any special conditions built into the model, and to a certain

degree, on chance. Included in the "chance" aspect that helps to determine the final model structures are, for example, slight inhomogeneities in the texture of the clay and the presence of hidden bubbles beneath the clay surface.

By analogy, the explorationist is faced with a host of unknown (chance) factors in interpreting wrench zones. Some of the more obvious factors are the effects of nonuniform stratigraphy (both thickness and composition), variable rates of deformation, and different directions of movement between crustal blocks during one stage of deformation or during succeeding stages. In spite of these inherent complexities in both nature and the models, however, the overall pattern of wrenching has key elements that are repeated, and the presence of any one or more structures of the basic pattern serves as a clue for recognizing this structural style and its associated prospective structures.

The structures of the basic wrench-tectonic patterns are *en échelon* folds, *en échelon* conjugate strike-slip faults, the main wrench fault or wrench-fault zone, and *en échelon* normal faults. These are described below and are illustrated in the models (Figs. 7-10).

*En Echelon* Folds

*En échelon* folds are the most attractive prospective structures in wrench zones because they form early and thus provide traps during early hydrocarbon migration, and because they commonly afford the largest closures that are genetically related to wrenching (Harding, 1973). As the amount of displacement on the wrench zone increases, the initial folds are broken first by fractures and then by faults. In later stages of wrenching the folds may become shattered (Fig. 9C), and parts of the folds on either side of the wrench fault may be offset (Fig. 10C). As movement of crustal blocks continues over long periods of geologic time, the half-folds on one block can be removed completely away from the area, and the wrench fault itself may provide updip closure.

The term "*en échelon*" refers to the arrangement of structures along a linear zone so that individual folds or faults of the same kind are parallel with each other and are inclined equally to the strike of the zone. The nomenclature for describing *en échelon* fold sets is similar to that for wrench displacements. Right-lateral wrenches produce right-handed fold sets (Fig. 11A), where a traverse along the axis of any fold to its terminus would turn right to reach the next fold in the *en échelon* set (Campbell, 1958). A left-handed

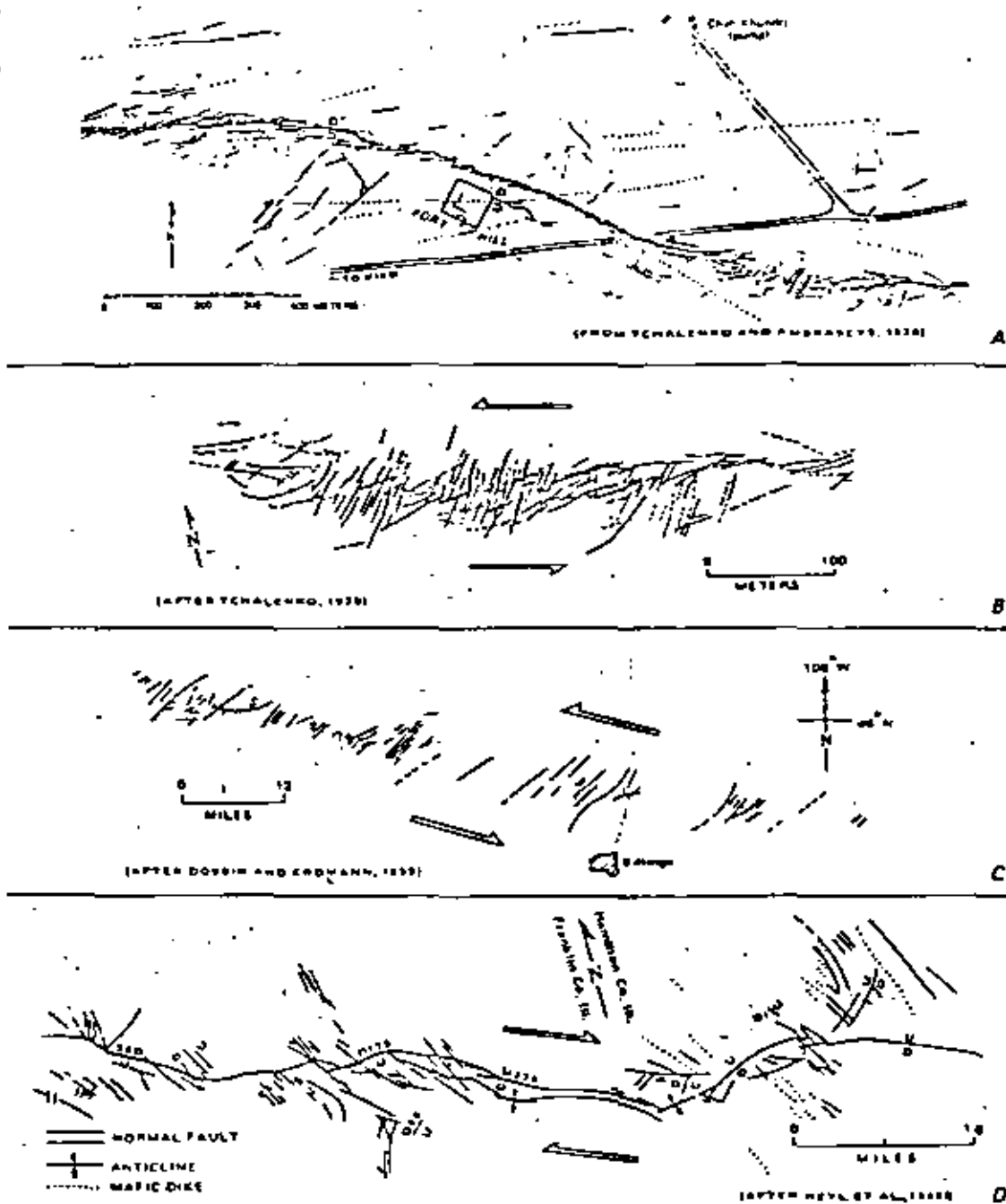


FIG. 3—Fracture patterns in wrench zones.

A. Part of Dashi-Bazaj (Iran) earthquake fracture zone along left-lateral wrench. Western part shows development of synthetic *en échelon* faults; eastern end shows both antithetic and synthetic *en échelon* faults. B. Synthetic and antithetic *en échelon* fractures (enlargement of east end of wrench zone in A shown). C. Lake Basin fault zone, Montana, showing *en échelon* normal faults along indicated wrench zone. D. Cottage Grove fault zone, Illinois; note *en échelon* normal faults, parallel mafic dikes, and reversal of vertical separation sense on throughgoing strike-slip fault. Vertical components indicated in feet.

set of *en échelon* folds in eastern Panama (Fig. 11B) is probably related to a left-lateral wrench.

All *en échelon* folds in one zone are usually of similar shape and extent. The folds in Figure 9 are more distinct and more uniform than is usual for clay-wrench models, because a thin sheet of plastic film (0.005-in. thick) was interlayered in the clay 0.25 in. below the surface. Several larger *en échelon* folds developed in the other two models (Figs. 7, 8, 10), which are homogeneous clay cakes without plastic film. The folds in Figures 7 and 8 are low and only faintly visible, whereas those in Figure 10 are larger. This difference probably is explained by the rates of deformation; the model with distinct folds (Fig. 10) was deformed 2.5 times faster than the other model (Figs. 7-8).

A close examination of Figure 9A reveals a small difference between the average fold trend and the trend of the longer axes of the ellipses. This difference probably is accentuated by the presence of the thin plastic sheet, which has influenced strongly the folding. Other similar experiments have shown that the fold size and fold spacing in the wrench zone are related to the depth of burial of the plastic film below the clay surface. Shallower plastic sheets produce smaller, more closely spaced folds. Another characteristic unique to models with plastic film layers is the rapidity of folding after slow deformation begins. In the extreme case of the plastic sheet directly on the clay surface, a very slight distortion by wrenching immediately causes folding in the plastic sheet and in the clay just below.

In models without the plastic sheet (e.g., Fig. 10B), the longer ellipse axes are nearly parallel with the axes of the clay folds. This is similar to the ellipse diagram (Fig. 6), but the model ellipses are not so elongate as the ellipse in Figure 6.

For a true simple shear the angle between the fold axis (long axis of the ellipse) and the strike of the wrench zone is always less than  $45^\circ$ . For most wrench-fault experiments with clay, the angle between *en échelon* fold axes and the wrench fault approximates  $30^\circ$ . Folds that form later during the deformation have lower angles.

Fortunately, in the early stages of exploration in an area where wrenching is suspected, the recognition of several typical wrench-zone structures will serve to define the trend of the zone itself and probably also the sense of wrench displacement. By extrapolation from models, the axes of *en échelon* folds, which may be subtle low-relief closures, should lie at an angle of  $30^\circ \pm 15^\circ$  to the wrench trend, either in a clockwise direction (left-handed folds) or in a counterclockwise direction (right-handed folds). If the

wrench-zone trend is known or suspected, and the displacement sense is unknown, folds still could be anticipated along the wrench trend with their axes inclined about  $30^\circ$  to that trend.

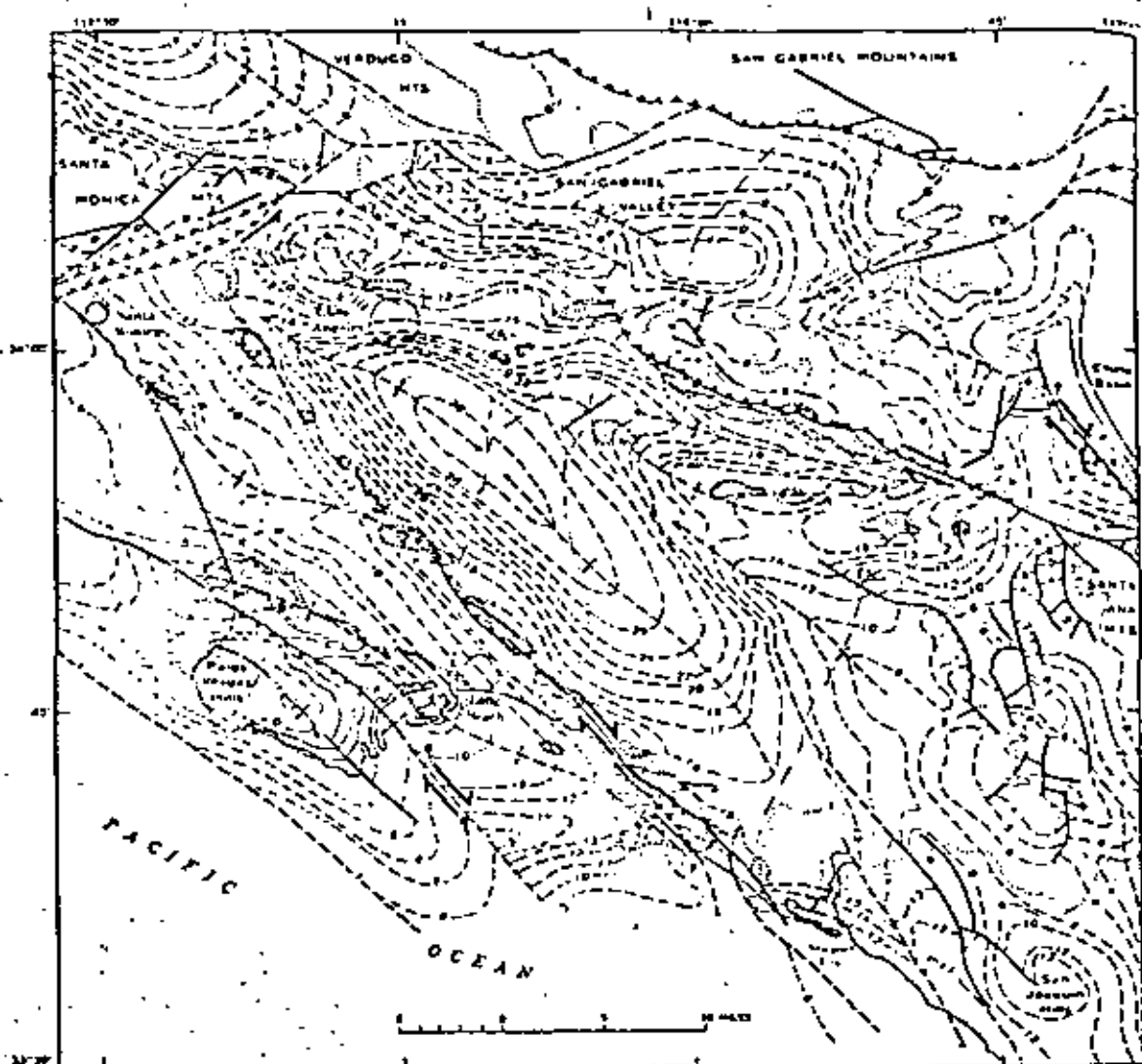
In nature (Figs. 1-5), fold orientations in a wrench zone can be different for several folds along the same fault trend. Some folds, or parts of folds with irregular axial trends, may parallel the wrench fault or cross the wrench zone at a low angle. Several factors that can influence the shape and trend of *en échelon* folds include convergence of blocks during wrenching, changes in strike of the wrench fault, large components of vertical displacement, differences in kind and thickness of sediments, and mobility of basement near the folds.

#### Conjugate Strike-Slip Faults

Wrenching causes two sets of intersecting, vertical fractures to form in a predictable orientation along the wrench zone. One set, the low-angle fractures (C-C', Fig. 6), makes an angle between  $10^\circ$  and  $30^\circ$  with the wrench strike (X-X'), whereas the high-angle set (D-D') intersects the wrench at an angle between  $70^\circ$  and  $90^\circ$ . These conjugate fractures can be either joints or faults, or both, depending on the magnitude of wrenching.

The acute angle of intersection of the two fracture sets is dependent on the nature of the rocks and the deformation; it is usually in the range of  $60^\circ$ - $70^\circ$ . This angle is bisected by the direction of maximum compression (B-B', Fig. 6). On the clay model in Figure 7C, one fracture of each set forms an "X" cutting the center small ellipse. The wedge in the acute angle of the intersection is displaced (Fig. 8D) toward the center of the ellipse as deformation continues. Two important aspects of the deformation are illustrated by this wedging: (1) the opposite senses of lateral displacement on the two intersecting strike-slip faults; and (2) contemporaneous plastic deformation and faulting.

The low-angle faults (Fig. 7C) intersect the wrench strike (line of ellipse centers) at  $12^\circ$  and have the same sense of displacement (left) as that of the main wrench zone (Figs. 7B-C, 8D-E) and the final wrench fault (Fig. 8F). These low-angle faults are called synthetic strike-slip faults, or simply synthetic faults. In contrast, the high-angle set of conjugate strike-slip faults has a displacement sense opposite that of the wrench; these are known as antithetic strike-slip faults, and they are right-lateral in this left-lateral wrench model. They form angles of  $78^\circ$  with the wrench and  $66^\circ$  with the synthetic fault in the center ellipse (Fig. 7C). The low- and high-angle



(APTON, YENNES ET AL., 1965)

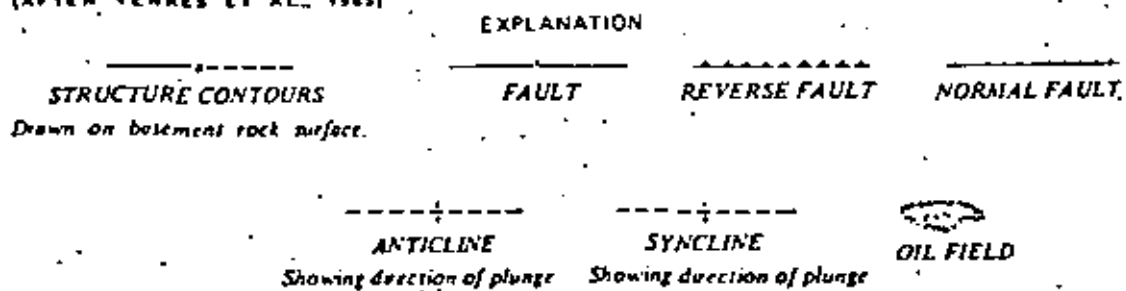
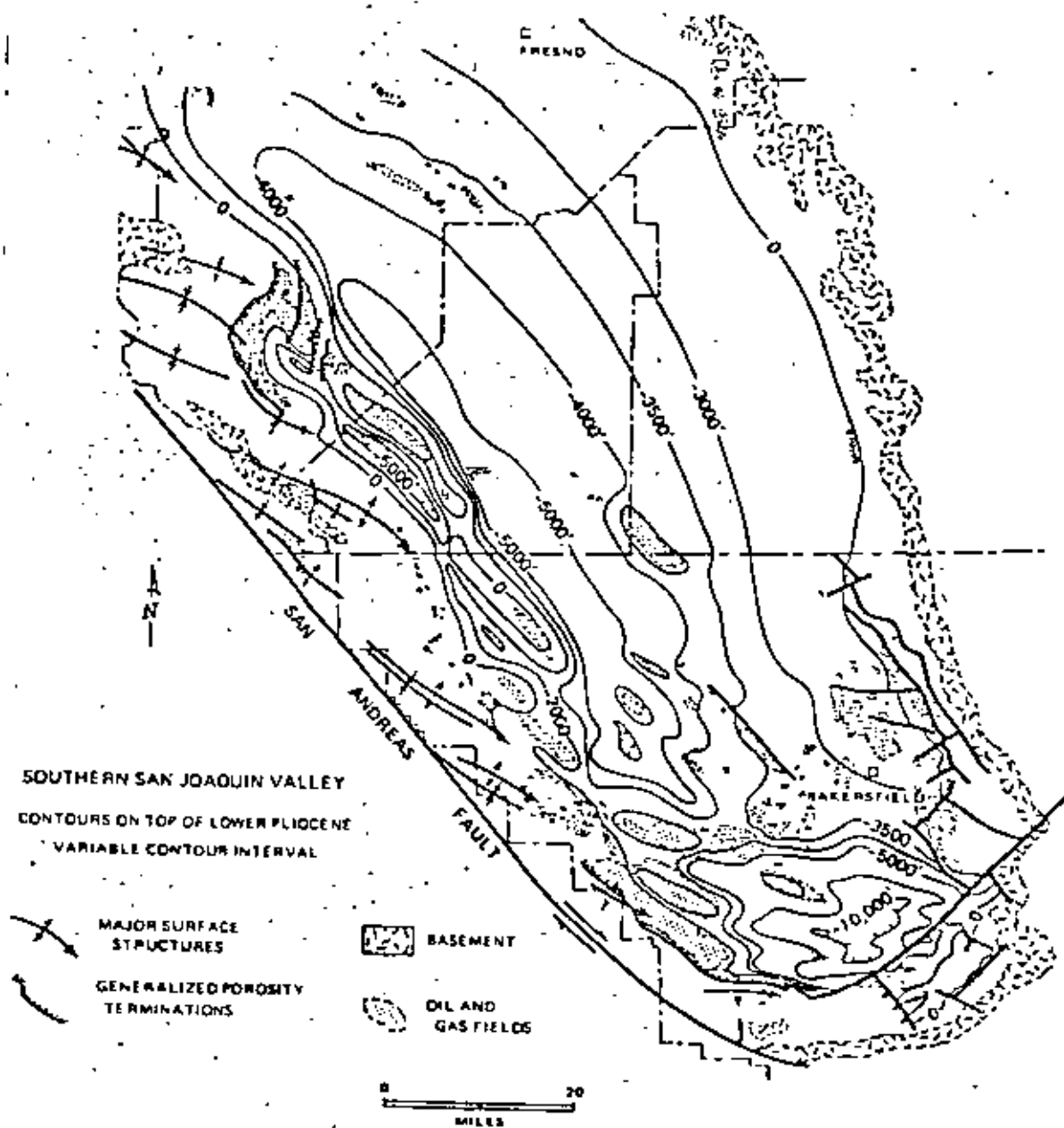


FIG. 4—Major tectonic structures and oil fields, Los Angeles basin, California.



(AFTER HOOVS, DEAR, AND HEMPPELL, 1951)

FIG. 5—Major wrench structures and oil fields, San Joaquin Valley, California



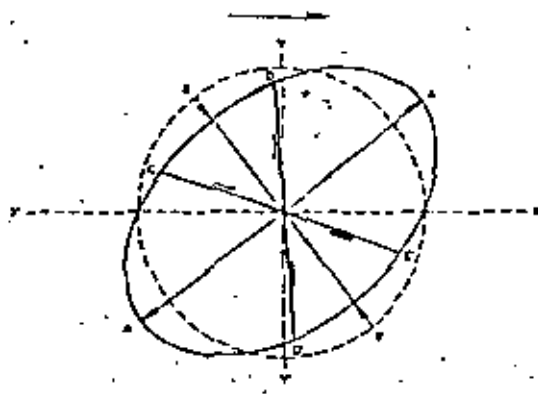


FIG. 6—Strain ellipse.

conjugate fractures have been termed Riedel shears and conjugate Riedel shears, respectively, by Tchalenko and Ambraseys (1970).

Continuing deformation after the conjugate fractures have developed proceeds as a combination of strike-slip faulting and plastic distortion. The acute angle between the two faults enlarges as the two faults rotate away from each other. The supplementary obtuse angles decrease as the larger wedges bounded by them move outward along the long-ellipse axis (A-A', Fig. 6), which marks the direction of extension (or minimum compression).

The rotation of the conjugate faults is an internal (local) rotation caused by compressive deformations and is not related uniquely to wrenching. The same conjugate fault pattern, wedging, and internal fault rotation are possible when rocks (or clay) are subjected to straight external compression, that is, when the compressive forces are opposed on a straight line (Ramsay, 1967, p. 60).

Wrenching, however, also produces external (regional) rotational deformation. The wrenching forces, which result from regional simple shear, act in opposite directions as if on separate, parallel lines so as to form a couple. The resulting deformation generally is restricted to a linear wrench zone parallel with the couple and to the

edges of the moving crustal blocks. A left-lateral wrench has an external sense of rotation that is counterclockwise (Figs. 7, 8), whereas right-lateral wrenches have clockwise external rotation (Figs. 9, 10). This can be seen in the models by noting the rotation of the ellipse axes as wrenching proceeds.

The effects of both the internal rotation due to wedging and the external rotation due to wrenching further distinguish synthetic and antithetic faults. For a left-lateral wrench (Figs. 7, 8), external rotation tends to move the synthetic fault counterclockwise away from the wrench trend as the internal rotation tends to move the fault clockwise toward the main wrench. The result is little rotation of the synthetic fault in either direction. It originally formed nearly parallel with the strike of the main wrench zone and, therefore, remains in this favorable orientation to accommodate additional wrench displacements.

The antithetic faults, however, formed at a high angle to the wrench, and the continuing deformation cause both the external and the internal rotations to be counterclockwise (Figs. 7, 8). This tends to increase further the original high angle to around  $90^\circ$  to the wrench zone. As a consequence, lateral displacements on antithetic faults are generally small compared with those on either their synthetic counterparts or the main wrench fault. In some cases, the high-angle position of the antithetics is so poorly favored for displacements as to preclude their formation. In all the clay models (Figs. 7-10) synthetics are much better developed and account for much more wrench displacement than the antithetics.

The combined effects of external and internal rotation on the fault sets are compared in Table 1 for the left-lateral wrench model (Figs. 7, 8). Note a second set of conjugate shears, nearly parallel with the first set, cutting the center ellipse (Fig. 8D-F).

A useful clue to interpretation is provided by the antithetic faults that have been rotated. Their original planar attitude becomes bent by the combined internal and external rotations acting in opposite directions on either side of the wrench zone. The map view of the twisted faults is a flat S with the arcs of the S pointing toward the direction of displacement, i.e., S for left wrenches (Fig. 8D-F), and a reverse S for right wrenches (Fig. 10C).

#### Wrench Faults

The development of the main, throughgoing wrench fault is the last stage in the early phase of wrench-zone deformation. The entire early phase of wrenching usually constitutes a brief and tran-

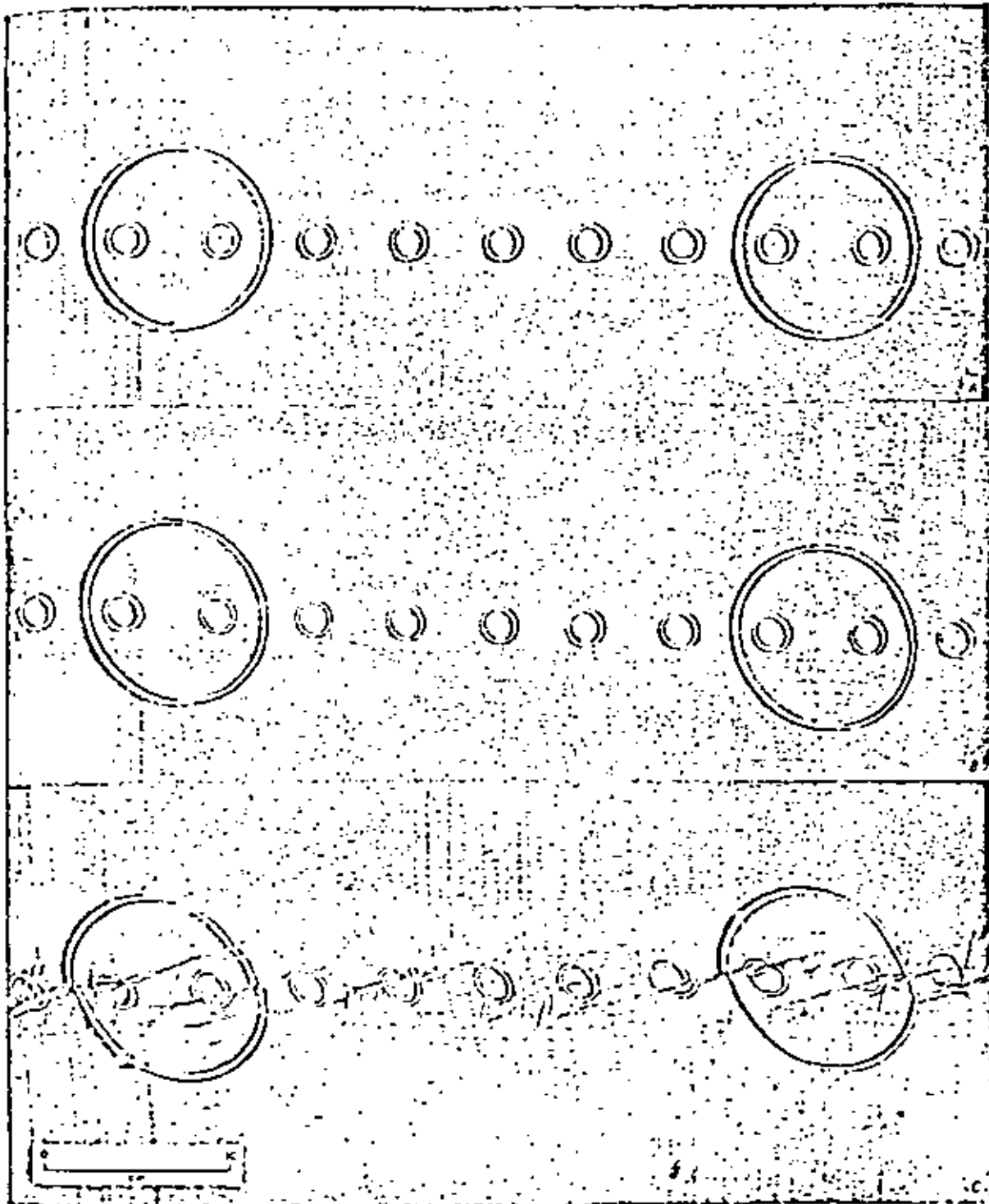


Fig. 7.—Clay model of parallel left-lateral wrench fault (A-C = three stages, vertical views). See Figure 8 for three following stages.

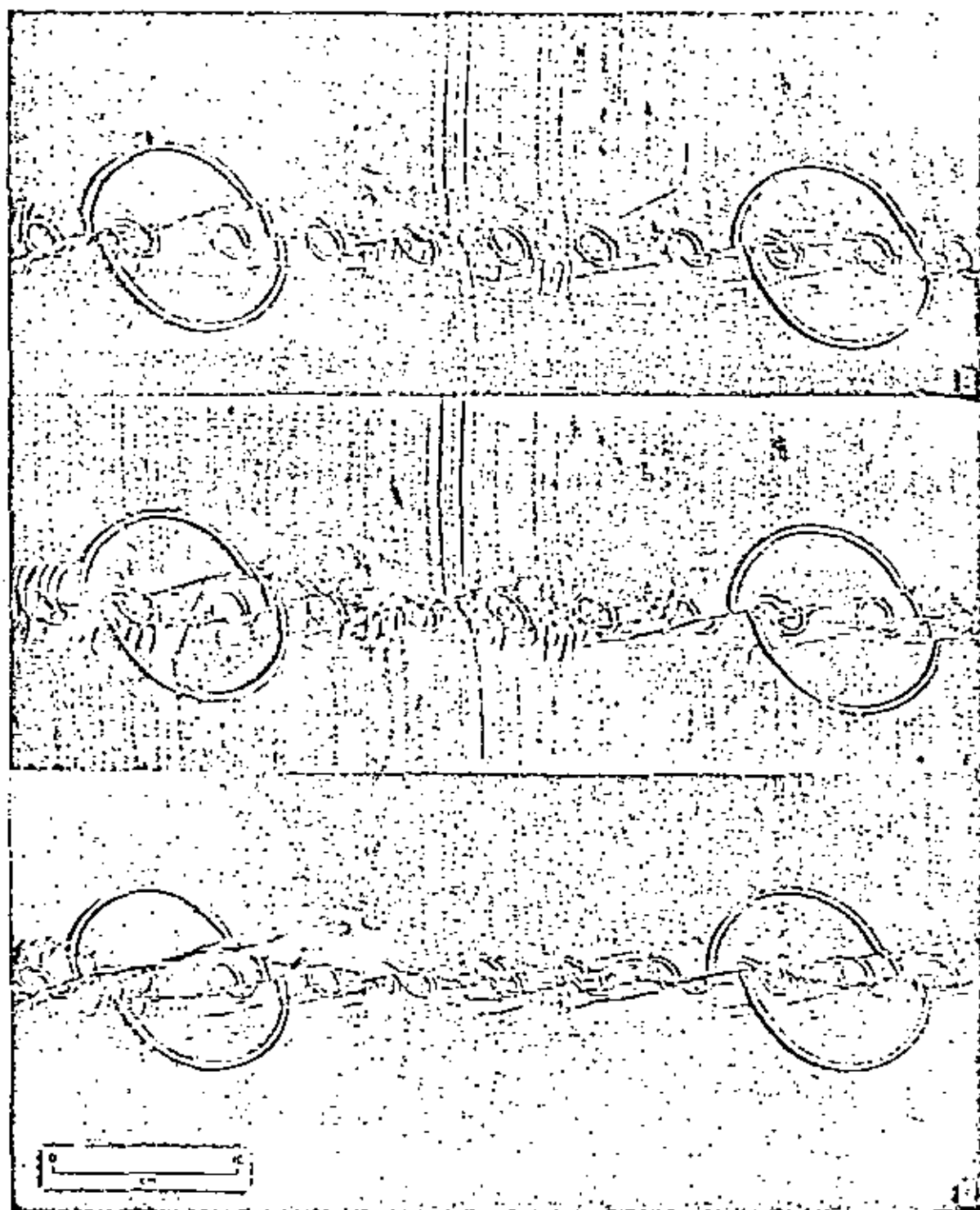


FIG. 8.—Clay model of parallel left-lateral wrench fault (D-F — three stages, vertical views). See Figure 7 for first three stages.

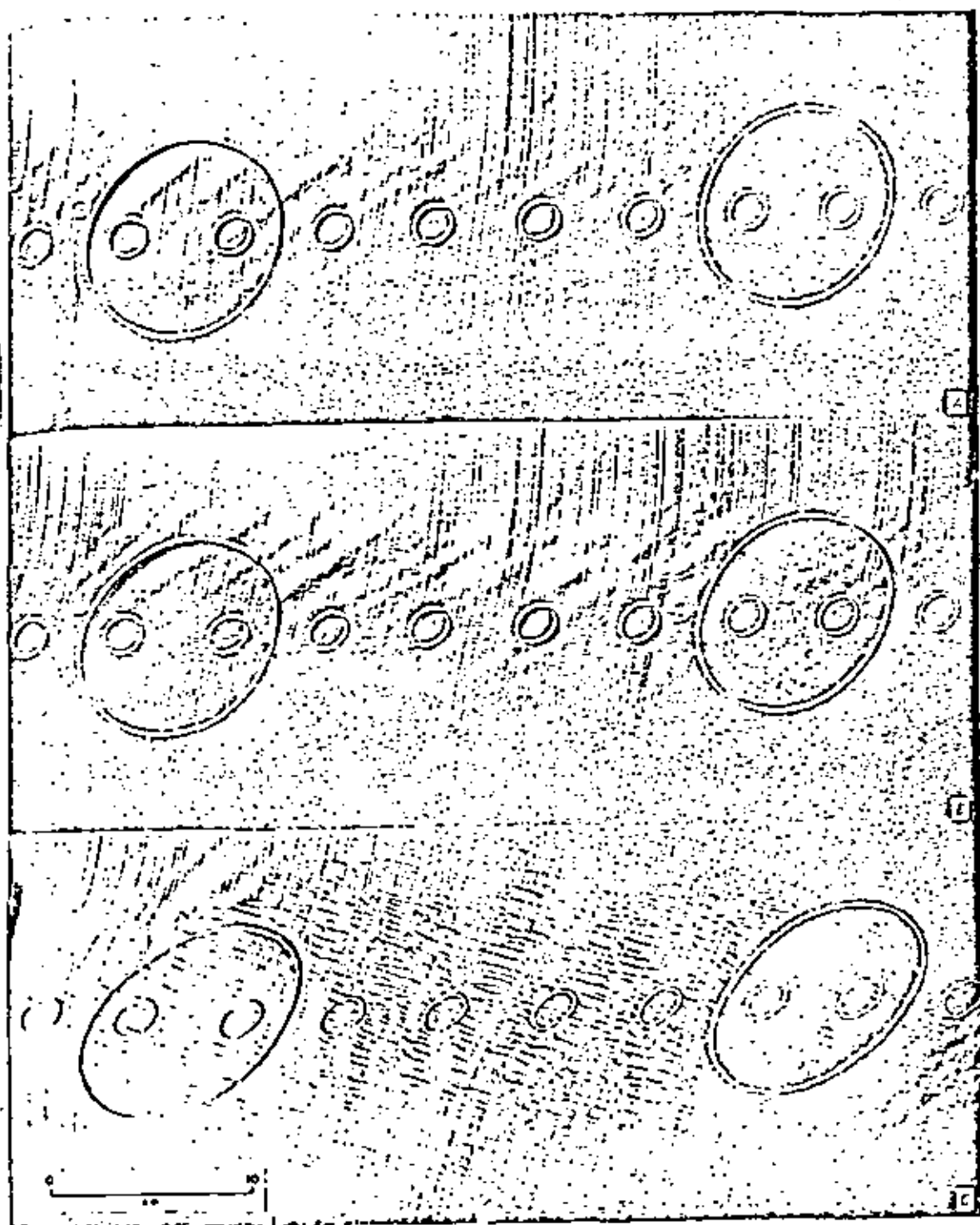


FIG. 9—Clay model of parallel right-lateral wrench fault with layer of thin plastic film embedded 0.25 in. below surface to enhance an echelon folds (A-C = three stages, vertical views).

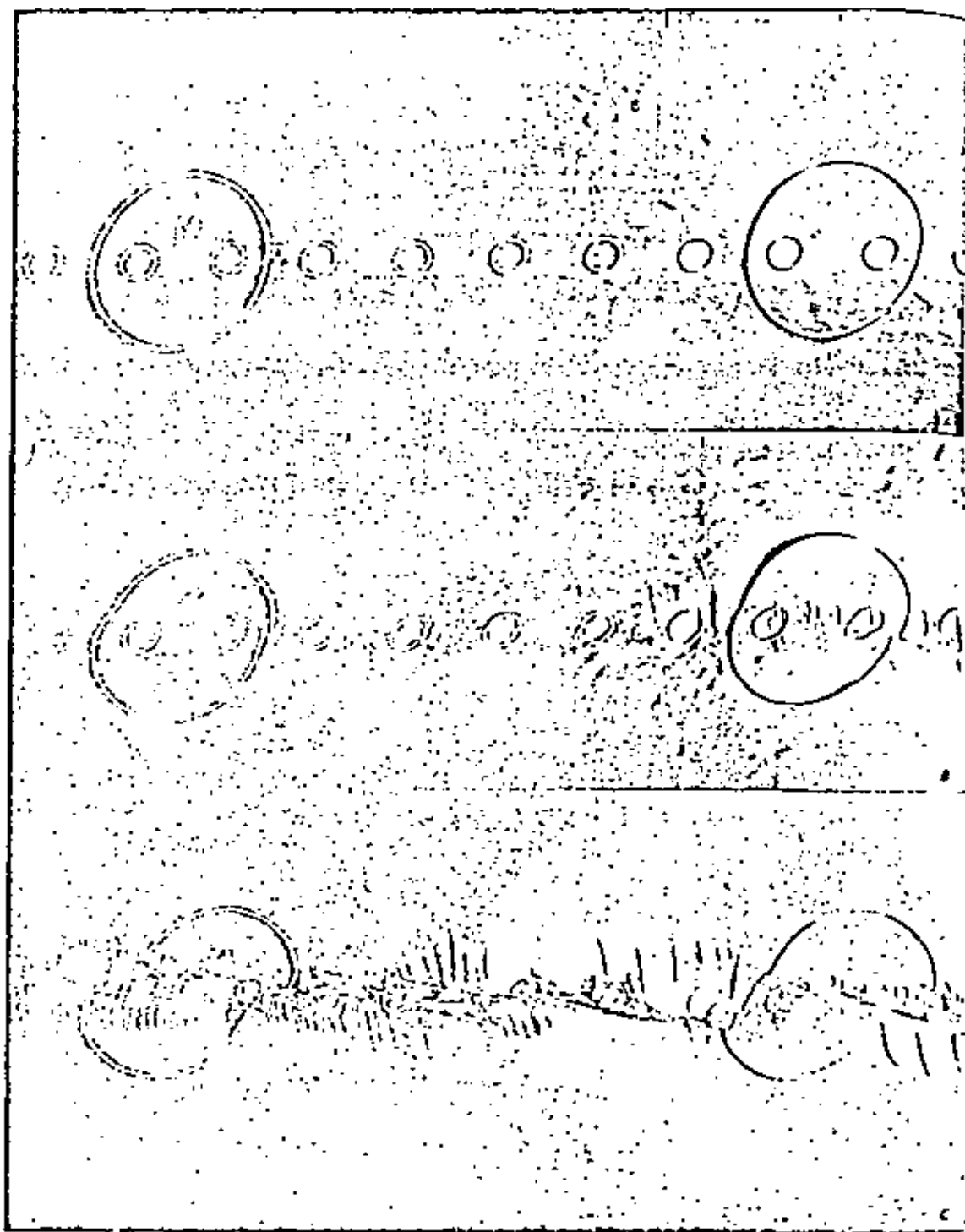


FIG. 10—Clay model of parallel right-lateral wrench fault (A-C = three stages, vertical views).

itory period in the long history of a major wrench fault, but this early phase is of great importance in the process of hydrocarbon-trap formation.

After a short interval of concurrent folding and conjugate faulting, the rocks (or clay) fracture in a relatively narrow zone within the overall deformational swath, and the master wrench fault is created. This process of rock failure begins at several points along the wrench zone (e.g., see Fig. 8E, between small circles 4 and 5, 7 and 8, 9 and 10). At some locations a synthetic fault deviates into the incipient wrench-fault trend, and at others a new fracture forms more nearly parallel with the strike of the wrench zone and at a small angle to the nearby synthetic faults. As this process continues, the main wrench fault gradually emerges as an interconnected series of these earlier fractures. (The plastic film prevented the formation of the single wrench fault in the model in Fig. 9.)

A great variety of fault blocks is produced within the wrench zone. Some large blocks are caught between early formed branches of the main wrench (Fig. 8F, near large ellipse at left), and many smaller blocks are sliced and deformed into horsts and grabens between the main wrench fault and the conjugate faults. Once individual fault blocks are separated by faulting, they tend to deform somewhat independently: some rise, some sink, some are folded, and some are faulted again.

As displacement on the main wrench fault increases, slip diminishes on the other faults in the zone. The active fault "plane," or a relatively thin, crush zone along the active part of the fault, commonly shifts from side to side of the wrench zone. Distortion and faulting of the whole zone become complex, and this results in a braided fault pattern that is typical of major wrench zones (Fig. 12C).

Changes in the strike of the active fault lead to additional deformation of the wall rocks as strike slip continues. The parallel wrench becomes a convergent or a divergent wrench, at least locally. The size and extent of the resulting compressional or extensional structures depend on the amount of change in fault strike and the amount of displacement along the curved fault surface within the braided system (see Fig. 12 and accompanying text discussion of convergent and divergent wrenching).

#### Tension Fractures

The orientation of tension joints or normal faults parallels the short axis of the strain ellipse

(Fig. 6, B-B), crosses the *en échelon* fold axes at right angles, and bisects the acute angle between the conjugate shears. *En échelon* tension fractures may form along a wrench zone in the initial stage of deformation, but they easily are destroyed as wrench displacement increases and compressive structures (folds and conjugate faults) become more prominent. In clay models of wrenching, tension fractures are uncommon because of the strong cohesion within the clay. Water placed on the clay surface eliminates this cohesion, and large, open, *en échelon* tension cracks form to the exclusion of other fractures and folds.

Two examples of *en échelon* normal faults that are presumed to lie above buried wrench faults are the Lake Basin fault zone, Montana (Fig. 3C), and the Cottage Grove fault zone, Illinois (Fig. 3D). In both these fault zones, the amount of wrench movement of the basement blocks after sedimentation has been small—just enough to fracture the overlying sedimentary rocks without causing significant lateral offset. Additional linear zones which may represent wrenching have been recognized near the Lake Basin zone (Smith, 1965).

The Cottage Grove zone displays two other features of wrenching. The northern block of the main east-west fault is downthrown in the western part of the zone and upthrown in the eastern part. This kind of change in the vertical displacement sense along strike is typical of wrenches. The tensional component of wrenching is marked in the eastern area around the fault zone by mafic dikes. Such intrusions and vein fillings in tension fractures are well known in mineral deposits and plutonic terranes, and they fit the fracture pattern for wrenching along this zone.

Antithetic fractures inherit some of the tensional component of a wrench deformation and commonly become nearly vertical normal faults with negligible lateral displacements. A downward displacement on either of the conjugate strike-slip faults tends to be toward the acute wedge. This is well shown in the clay models (Fig. 10C), where there are many closely spaced antithetic faults at both ends of the wrench zone. Such concentrations of "antithetic-normal" faults impart a pseudoplasticity to the clay (or rocks) that permits these zones to deform more or less uniformly without being cut by one main wrench fault. Thus, a wrench fault with measurable strike slip can pass into one of these fracture zones along its strike where there is the same regional shift across the zone but no single fault of large lateral displacement.

#### CONVERGENT AND DIVERGENT WRENCHING

Opposed crustal blocks that do not move par-

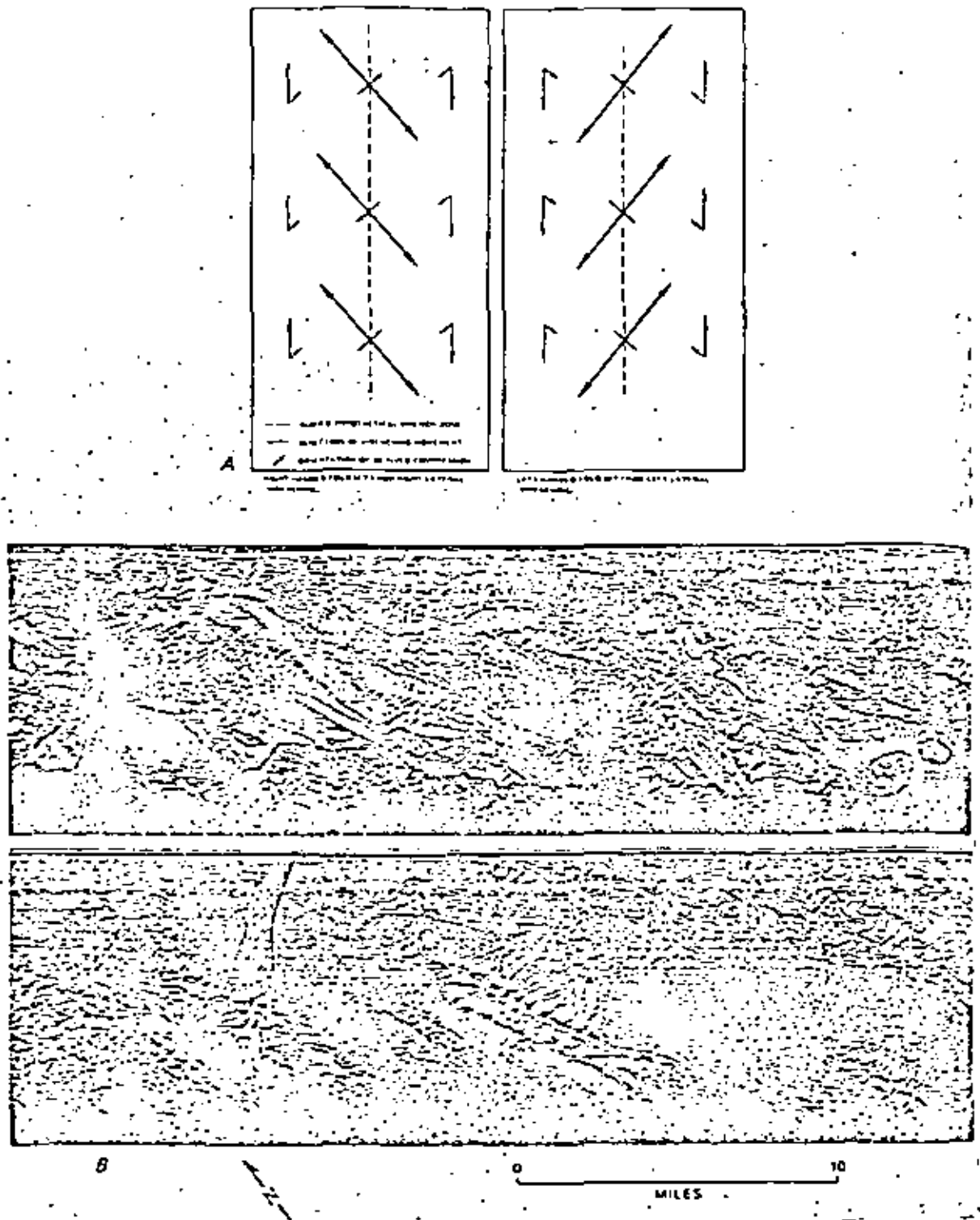


FIG. 11—En echelon folds. A. Diagrammatic right- and left-handed fold sets traversed by right- and left-lateral wrenching, respectively. B. Radar image of surface folds, Dancos basin, eastern Panama, caused by left-lateral wrenching (Imagery acquired by Westinghouse Electric Corporation, under contract from U. S. Army TOPOCOM, Ft. Belvoir, Virginia.)

Table 1. Orientation of Conjugate Fractures Cutting Center of Small Ellipse

Figure	Approximate Shear Angle*	Angle Between Branch Striae, and Synthetic Fault	Angle Between Branch Striae, and Antithetic Fault	Angle Between Synthetic and Antithetic Faults
7c	20°	17°	78°	85°
8d	28°	17°	82°	70°
9a	30°	14°	87°	73°
11	48°	15°	93°	78°

\*See Figure 6

allel with a wrench fault either converge or diverge as wrenching proceeds. These oblique movements may be related to nonparallel displacements of crustal blocks on a regional scale, or they may be due to local changes in strike of a generally parallel wrench. It is common for both convergence and divergence to develop locally along a wrench. Convergent wrenching, on whatever scale, tends to enhance compressive wrench-zone structures, namely, folds and conjugate strike-slip faults, and strong convergence can cause reverse faulting and thrusting. The formation of tensional structures, mainly normal faults, is typical of divergent wrenching.

A particularly good example of both convergence and divergence is seen north of Los Angeles, California, in the San Andreas wrench system (Figs. 12, 15). A pod-shaped block, which is about 100 mi long and 20 mi wide, lies southwest of the San Andreas fault and northeast of the curving San Gabriel fault (Fig. 12A). Both faults are well-documented, right-lateral wrenches.

The pod-shaped block has moved southeast along the curved San Gabriel fault and has caused convergence on its southern and southeastern margin. Reverse faults with strike-slip components characterize this margin and attest to the lateral wrenching combined with compression and high-angle thrusting.

Concurrently, the northwestern part of the pod was under tension as it diverged from the curving northern end of the San Gabriel fault, and the Ridge basin was formed (Fig. 12A). Sediments filled this basin as faulting continued, and they record the fault movements by preserving several unique rock types whose source areas were displaced alongside the basin (Fig. 12B).

One such suite of gneissic rocks is preserved as coarse blocks in the Violin Breccia (Fig. 12A, B), which accumulated along the northeast side of the San Gabriel fault scarp as wrenching continued from the late Miocene to the late Pliocene (Crowell, 1954a, b). The Ridge basin illustrates

how major wrench faults can influence basin development and sedimentation as well as the tectonic history and structural style of a region.

*En échelon* folds in a clay model are enhanced by even a slight convergence of only 2° (Fig. 13). In the early stage of movement, the folds are well developed throughout most of the central part of the model (Fig. 13A), and a few synthetic fractures have formed. At a later stage (Fig. 13B), the folds have been offset along the synthetic faults and the incipient throughgoing wrench. A few antithetic faults also formed, but their importance in this deformation was minimal.

A more intensive *en échelon* zone of compression develops along a model wrench with a convergence of 15° (Fig. 14A). Good *en échelon* folds form in the narrow zone that later is uplifted, and both sets of conjugate shears are well developed. Nearly all wrench displacement is concentrated on the synthetic faults, along which the fold axes are offset. A side view of the same model (Fig. 14B) reveals the complex thrusting of the wedges squeezed up and out of the wrench zone by the strong convergence. As these blocks rose, they were bounded by vertical or high-angle reverse synthetic faults, and they resemble upthrust blocks.

Just south of the San Gabriel fault in the Little Tujunga Canyon area, upthrusts out of the San Gabriel fault zone are exposed (Fig. 15). (Reverse faulting in this area accompanied the San Fernando earthquake of February 9, 1971; see Palmer and Henyey, 1971.)

Layered-sand models (Emmons, 1969) are also instructive in studying the cross-sectional characteristics of wrench faults. The fault zone widens as the wrench fault splays upward, and individual faults have normal or reverse dip-slip separation, depending on how adjacent fault blocks are displaced within the wrench zone (Fig. 16).

An important result of divergent wrenching is an overlay of extensional block faulting on the



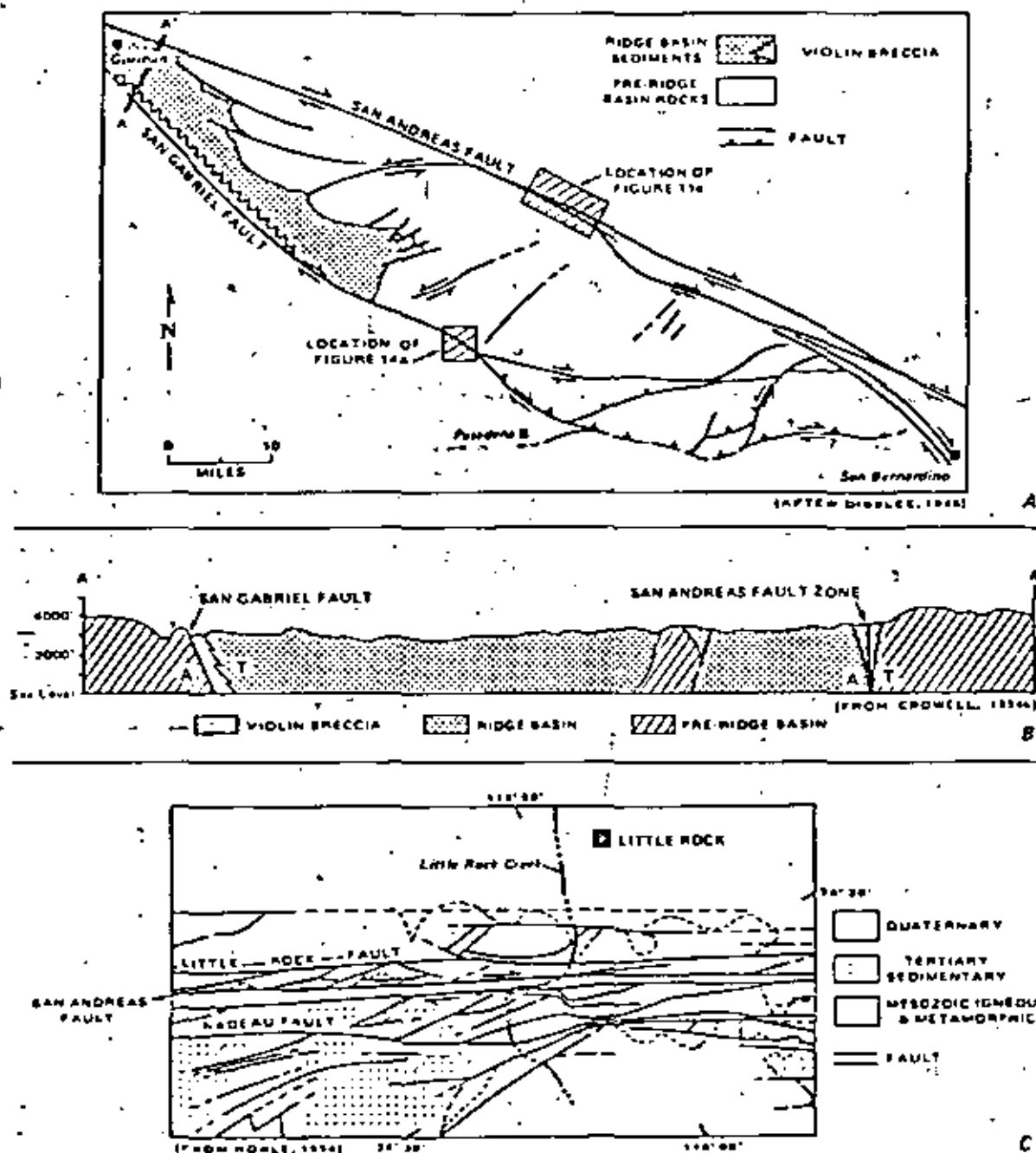


FIG. 12—Wrench structures along the San Andreas wrench-fault system, north of Los Angeles, California. A. Pod-shaped major slice between San Andreas and San Gabriel wrench faults. B. Cross section of Ridge basin, formed and filled with sediments on the northern part of "pod" during wrenching. C. Braiding of faults along San Andreas wrench-fault zone on northeastern side of "pod"; note right-lateral shift of Little Rock Creek and tilted fault blocks, evidenced by varied outcrop patterns.

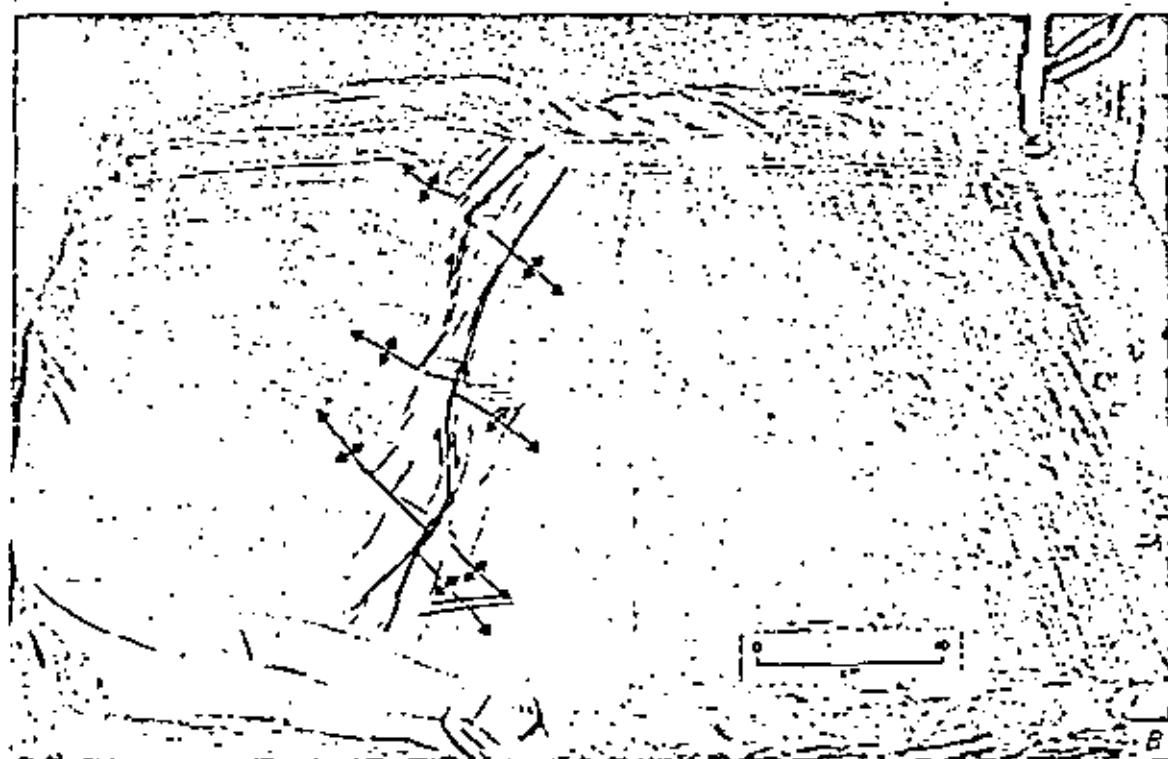
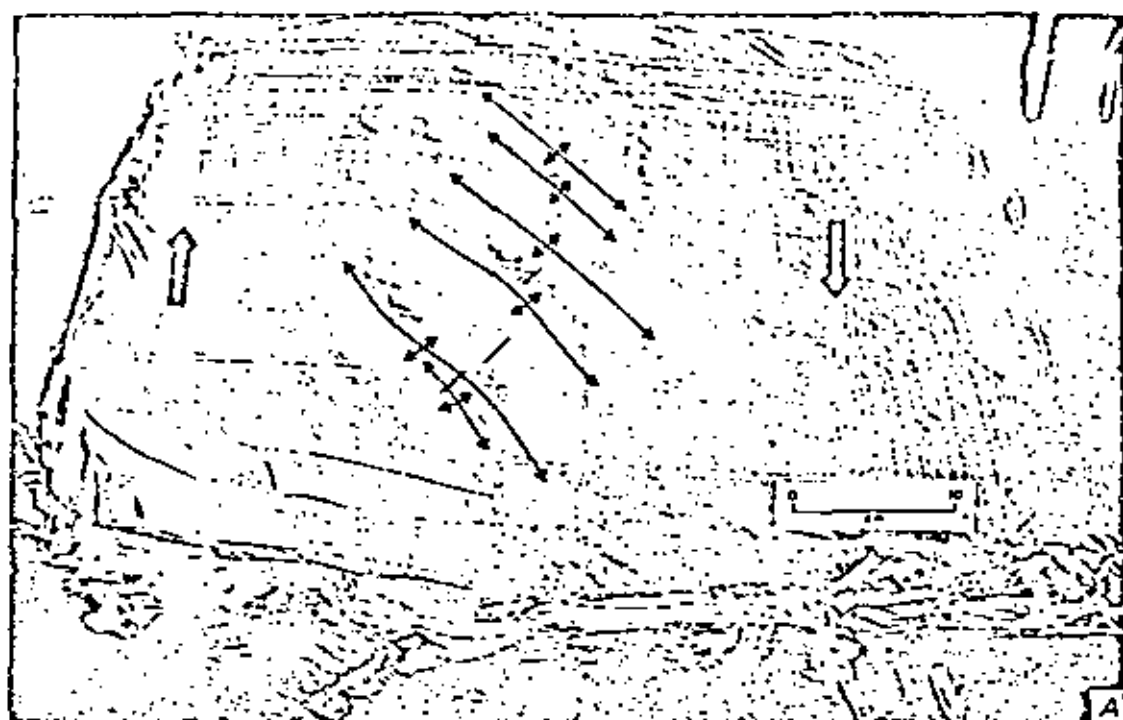


FIG. 13.—Clay model of 2°-convergent right-lateral wrench fault (A, B = two stages, oblique views) (From unpublished work by P. G. Temple)

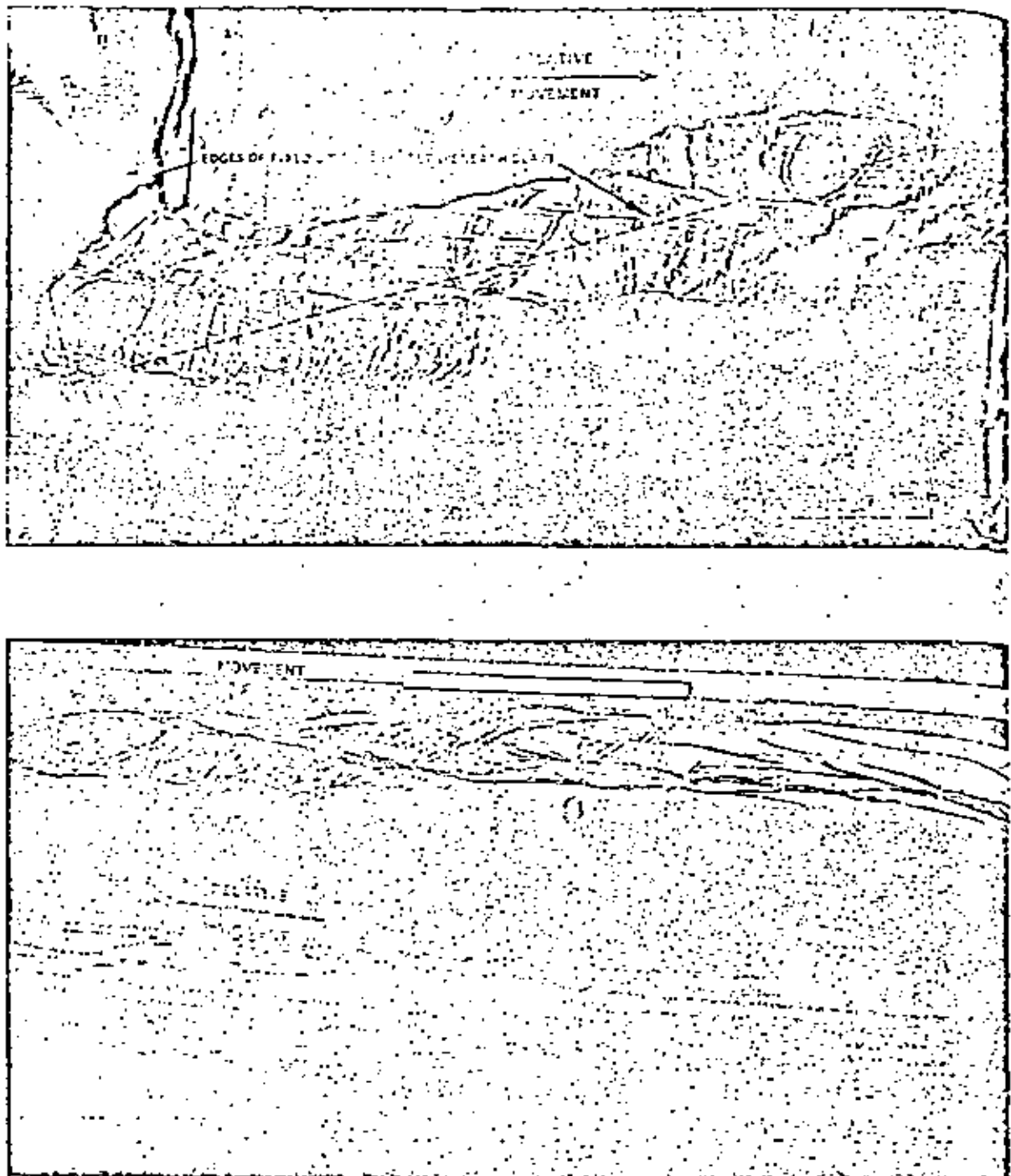


FIG. 14—Clay model of 15° convergent right-lateral wrench fault (Lowell, 1972). A. Vertical view. B. Side view. Note reversal of vertical separation on synthetic faults in foreground and dominant strike-slip offset of fold axes.

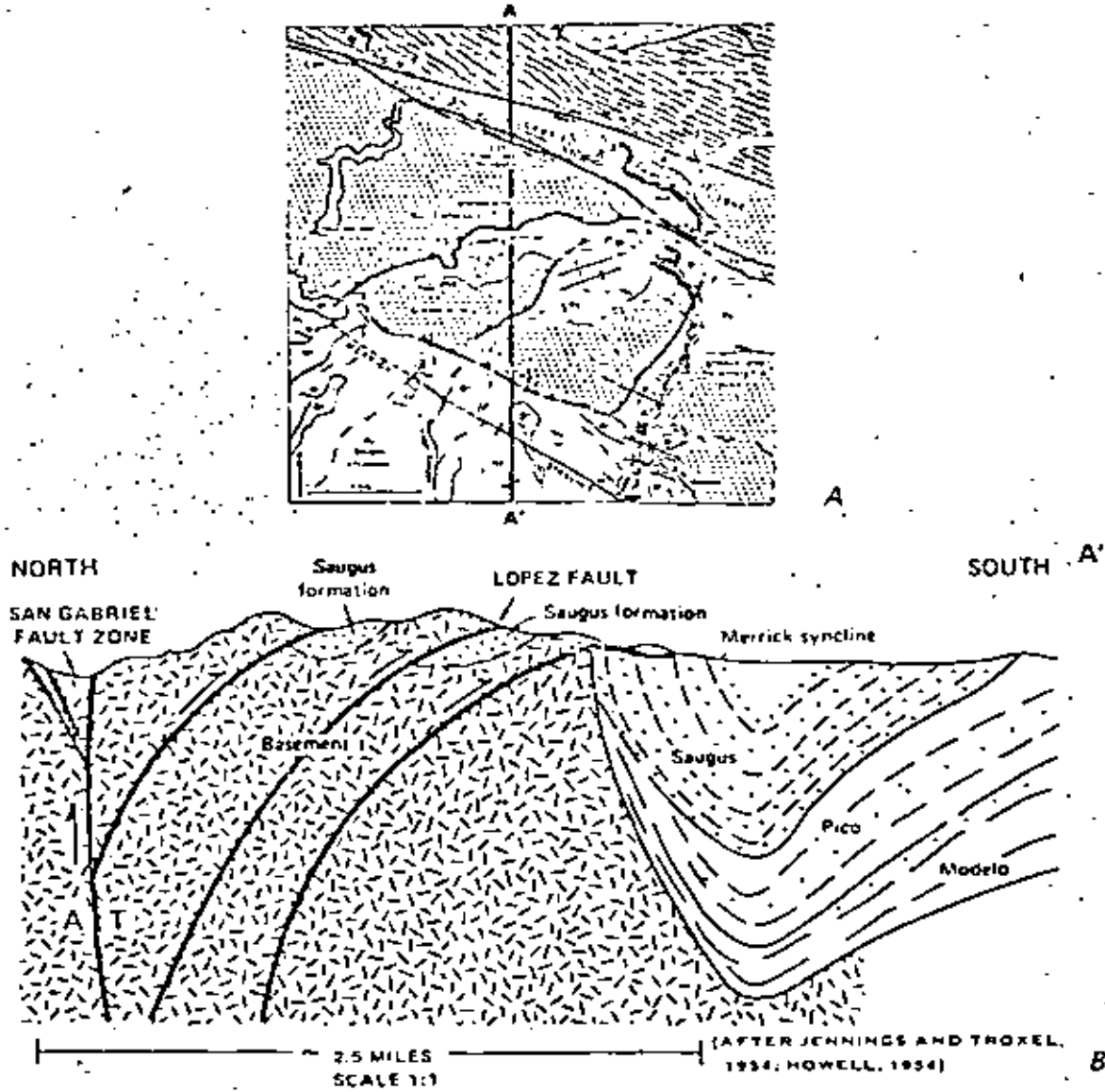


FIG. 15—Uplift structures caused by wrenching. A. Map of uplifts (high-angle reverse faults) along San Gabriel fault zone, Little Tujunga Canyon area, north of Los Angeles, California. B. Cross section of uplifts, Little Tujunga Canyon area.

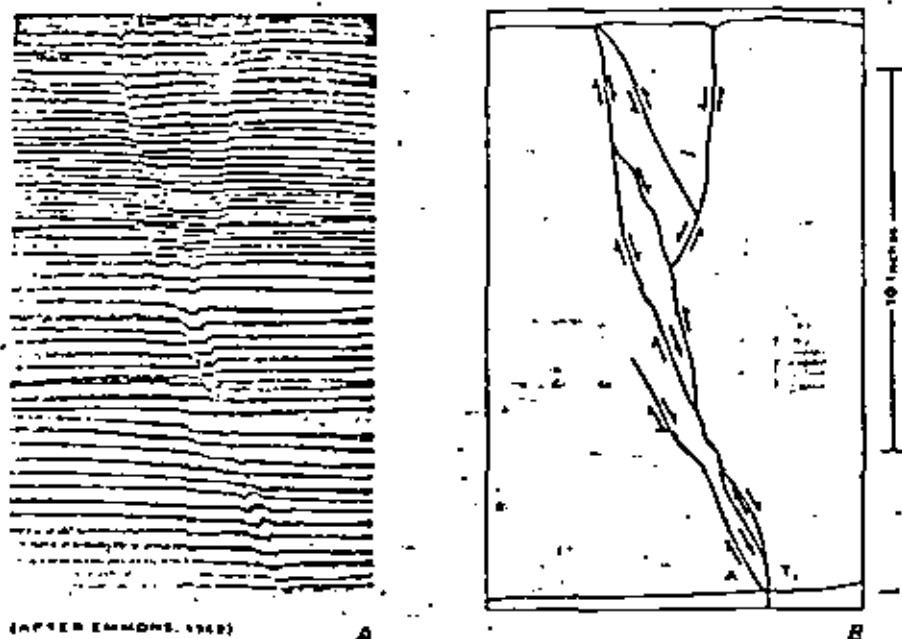


FIG. 16—Layered-sand model of a curved, right-lateral wrench fault (radius of curvature, 24 in.). A. Photograph of cross section through center of model (15 in. high and 13 in. wide). B. Line drawing of faults in model; right-lateral wrench movement shown by A (away) and T (toward).

simple wrench pattern (Fig. 17A). Grabens form in preference to horsts, and nearly all fractures have a tendency to develop into high-angle normal faults with oblique slip. *En échelon* folds are poorly developed and have low relief along divergent wrenches, but warping of fault blocks to produce closures between the faults is possible.

The Fitzroy trough in northwestern Australia (Fig. 17B) is probably a divergent wrench graben. It appears that wrenching formed the trough, which filled with sediments, and a final episode of minor wrenching deformed the basin fill. *En échelon* folds in the trough and a zone of *en échelon* normal faults in the adjoining but shallower Northeast Canning basin are properly oriented for the inferred right-lateral wrench zone along the trend of the trough (Rattigan, 1967; Smith, 1968).

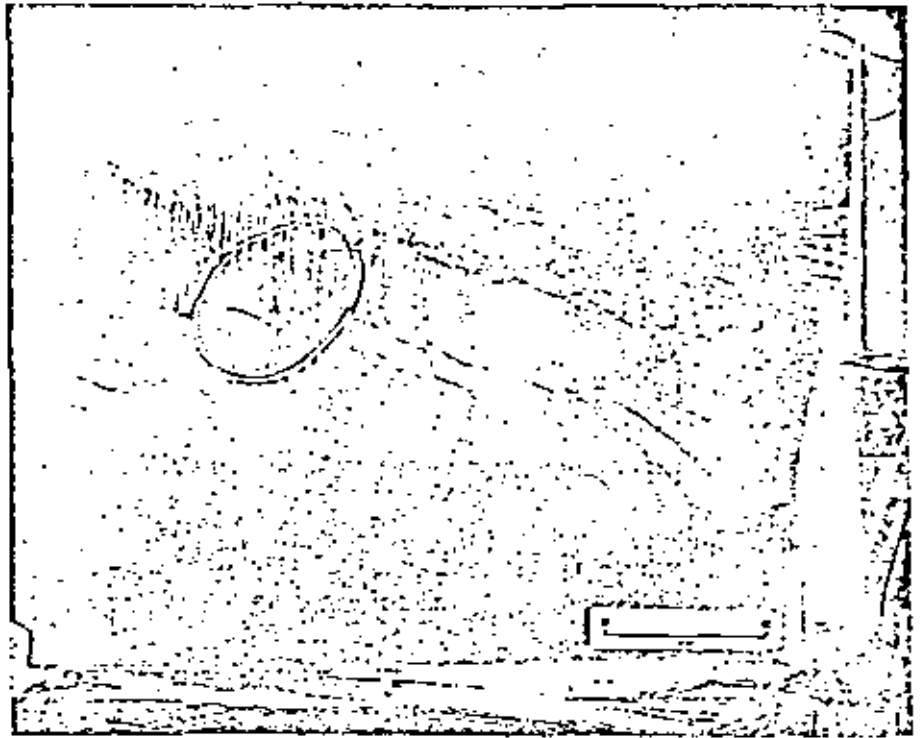
#### CONCLUSIONS

Large quantities of oil and gas are trapped in structures caused by wrenching or influenced by some aspect of wrench tectonics. Knowledge of the wrenching structural style is especially useful in exploration because the basic structural patterns of wrenching are simple and consistent and are well documented from many areas. The struc-

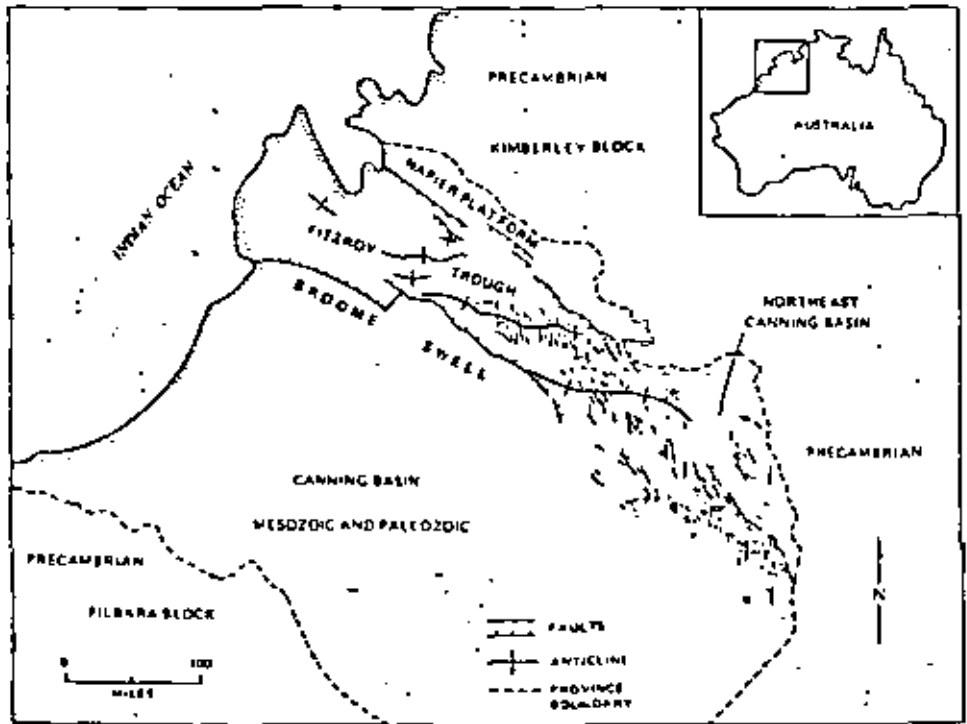
tures and structural traps to be expected in a wrench terrane generally can be predicted with a high degree of confidence.

The principal elements of the basic wrench pattern are (1) *en échelon* folds inclined at a low angle to the wrench zone; (2) conjugate strike-slip faults, including synthetic faults inclined at a low angle to the wrench zone but in the opposite direction from the folds, and antithetic faults nearly perpendicular to the wrench zone; (3) the main wrench fault, parallel or sub-parallel with the wrench zone; and (4) normal faults or tension joints oriented perpendicular to the fold axes. Any combination of these structures may form within a given wrench zone, and the recognition of any one or a combination of them usually will serve to define the trend and displacement sense of the wrench zone.

Three general styles of wrenching are recognized: (1) simple parallel wrenching, in which crustal blocks move parallel with the wrench fault; (2) convergent wrenching, caused by blocks moving obliquely toward the wrench; and (3) divergent wrenching, resulting from oblique movements of the blocks away from the wrench. All three styles develop on both local and regional scales.



A



B

(LAPPEN-BROWN, 1953)

FIG. 17—Divergent stretching. A. Clay model of 15° divergent right-lateral wrench fault. B. En echelon folds and faults in the Fitzroy trough, western Australia.

## REFERENCES CITED

- Aharon, E., 1966. Oil and gas prospects of Kurnub Group (Lower Cretaceous) in southern Israel. *Am. Assoc. Petroleum Geologists Bull.*, v. 50, no. 11, p. 2388-2403.
- Anderson, E. M., 1951. The dynamics of faulting and dyke formation, with application to Britain, 2d ed.; Edinburgh: Oliver and Boyd, 210p.
- Bishop, D. C., 1968. The geometric relationships of structural features associated with major strike slip faults in New Zealand. *New Zealand Jour. Geology and Geophysics*, v. 11, no. 2, p. 405-417.
- Campbell, J. D., 1958. En échelon folding. *Econ. Geology*, v. 53, no. 4, p. 441-472.
- Cloos, E., 1955. Experimental analysis of fracture patterns. *Geol. Soc. America Bull.*, v. 66, no. 3, p. 241-256.
- Crowell, J. C., 1954a. Strike-slip displacement of the San Gabriel fault, southern California, pt. 6, Chap. 4, in R. H. Jahns, ed., *Geology of southern California*; California Div. Mines Bull. 170, p. 49-52.
- , 1954b. Geology of the Ridge basin area, Los Angeles and Ventura Counties, in R. H. Jahns, ed., *Geology of southern California*; California Div. Mines Bull. 170, Map Sheet 7.
- Dibblee, T. W., Jr., 1968. Displacements on the San Andreas fault system in the San Gabriel, San Bernardino, and San Jacinto Mountains, southern California, in W. R. Dickinson and A. Grantz, eds., *Proceedings of conference on geologic problems, San Andreas fault system*; Stanford Univ. Pubs. Geol. Sci., v. 11, p. 260-278.
- Dobbin, C. E., and C. E. Erdmann, 1955. Structure contour map of the Montana plains; U.S. Geol. Survey Oil and Gas Inv. Map OM 178A, scale 1:500,000.
- Ermont, R. C., 1969. Strike-slip rupture patterns in sand models. *Tectonophysics*, v. 7, no. 1, p. 31-33.
- Hamilton, W., 1972. Preliminary tectonic map of the Indonesian region, scale 1:500,000. U.S. Geol. Survey Open File Rept.
- Harding, T. P., 1973. The Newport-Inglewood trend, California—an example of wrenching style of deformation. *Am. Assoc. Petroleum Geologists Bull.*, v. 57, no. 1 (in press).
- Heyl, A. V., M. R. Brock, J. L. Jolly, and C. E. Wells, 1966. Regional structure of the southeast Missouri and Illinois-Kentucky mineral districts; U.S. Geol. Survey Bull. 1202-B, p. 1-20.
- Hoots, H. W., T. L. Bear, and W. D. Klumpell, 1954. Geological summary of the San Joaquin Valley, California, pt. 8, Chap. 7, in R. H. Jahns, ed., *Geology of southern California*; California Div. Mines Bull. 170, p. 113-129.
- Howell, B. F., Jr., 1954. Geology of the Little Tujunga area, Los Angeles County, in R. H. Jahns, ed., *Geology of southern California*; California Div. Mines Bull. 170, Map Sheet 10.
- Jeger, J. C., and N. G. W. Cook, 1969. *Fundamentals of rock mechanics*. London, Methuen and Co. Ltd., 513 p.
- Jennings, C. W., and B. W. Trusel, 1954. Geologic guide through the Ventura basin and adjacent areas, southern California, in R. H. Jahns, ed., *Geology of southern California*; California Div. Mines Bull. 170, Geologic Guide No. 2, 63 p. (San Gabriel Mountain Section, p. 15-19).
- Kennedy, W. Q., 1946. The Great Glen fault; *Geol. Soc. London Quart. Jour.*, v. 102, pt. 1, p. 41-76.
- Lowell, J. D., 1972. Spitsbergen Tertiary orogenic belt and the Spitsbergen fracture zone. *Geol. Soc. America Bull.*, v. 83, (in press).
- Mundy, J. D., and M. J. Hill, 1956. Wrench-fault tectonics. *Geol. Soc. America Bull.*, v. 67, no. 9, p. 1207-1246.
- Noble, L. F., 1954. The San Andreas fault zone from Salinas Pass to Cajon Pass, California, pt. 5, Chap. 4, in R. H. Jahns, ed., *Geology of southern California*; California Div. Mines Bull. 170, p. 37-41.
- Palmer, D. F., and T. L. Henry, 1971. San Fernando earthquake of 9 February 1971: pattern of faulting. *Science*, v. 172, no. 3984, p. 712-715.
- Quennell, A. M., 1959. Tectonics of the Dead Sea rift. *Asociación de Servicios Geológicos Africanos 20th Internat. Geol. Cong., Mexico, D.F., 1956, Actas y Tr.*, p. 385-405.
- Ramsey, J. G., 1967. *Folding and fracturing of rocks*. New York, McGraw-Hill, 568 p.
- Ratigan, J. H., 1967. Fold and fracture patterns resulting from basement wrenching in the Fitzroy depression, Western Australia; *Australian Inst. Mining and Metallurgy Proc.*, no. 223, p. 17-22.
- Salvador, A., and R. M. Stainforth, 1968. Clues in Venezuela to the geology of Trinidad, and vice versa; 4th Caribbean Geol. Conf. Trans., 1965, p. 31-40.
- Sigit, Surtanto, 1962. Geologic map of Indonesia, scale 1:2,000,000; U.S. Geol. Survey, Misc. Geol. Inv. Map 1-414.
- Smith, J. G., 1965. Fundamental transective faulting in northern Rocky Mountains. *Am. Assoc. Petroleum Geologists Bull.*, v. 49, no. 9, p. 1395-1409.
- , 1968. Tectonics of the Fitzroy wrench trough, Western Australia; *Am. Jour. Sci.*, v. 266, no. 9, p. 766-776.
- Tchalenko, J. S., 1970. Similarities between shear zones of different magnitudes. *Geol. Soc. America Bull.*, v. 81, no. 6, p. 1625-1640.
- , and S. N. Ambravesy, 1970. Structural analysis of the Dasha-Bataz (Iran) earthquake structures. *Geol. Soc. America Bull.*, v. 81, no. 1, p. 41-60.
- Yerkes, R. F., T. H. McCulloch, J. E. Schoellhamer, and J. G. Vedder, 1965. Geology of the Los Angeles basin, California, an introduction; U.S. Geol. Survey Prof. Paper 420-A, 51 p.

Algunas características que deben considerarse en la descripción Geotécnica de un macizo Rocoso.

A.- Material de Roca

- 1.- Descripción Petrográfica.
- 2.- Clasificación de la roca.  
roca, roca alternada, suelo.
- 3.- Intemperización - durabilidad.
- 4.- Propiedades Mecánicas - martillo de Schmidt, pruebas de carga, rayadura.
- 5.- Grado de Intemperismo o criterio mineralógico.
- 6.- Estado de fisuras.
- 7.- Micro-estructuras.

B.- Perfiles de Intemperismo.

- 1.- Descripción y clasificación de todos los productos intermedios de intemperismo y la distribución espacial, junto con los resultados de las pruebas de laboratorio indicando las propiedades mecánicas.
- 2.- Descripción de las propiedades de las juntas en las diferentes etapas de alteración.

C.- Discontinuidades.

- 1.- Orientación preferencial y separación entre familias, clasificación estructural, ángulo de rugosidad vs. longitud de onda y descripción de la pared de roca como:
  - ondulada
  - rugosa
  - tersa
  - dentada
- 2.- Características de las paredes.

- expresada por la dureza de rayado.  
o resistencia medido por el martillo de Schmidt.

3.- Material de Relleno.

- espesor
- compactación.
- composición.
- % de arcilla y suelo.

4.- Cementación y oquedades.

- soldado
- cerrado
- abierto
- cavernoso
- suelto.

5.- Otros.

- Condiciones de agua.
- reacciones químicas.
- etc.

Descripción de separación de las juntas, estratificación o cualquier tipo de foliación.

Término descriptivo para las juntas.	Término descriptivo para la estratificación	separación de las discontinuidades.
muy cerrado.	muy delgado	menos de 5 cm.
cerrado	delgado	5 cm - 30 cm.
moderadamente cerrado	mediano	30 cm - 1 m
abierto	grueso	1 m - 3 m.
muy abierto	muy grueso	más de 3 m.





**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION

---

REPRESENTACION GRAFICA Y ANALISIS DE DATOS GEOLOGICOS

MAYO, 1983

## REPRESENTACION Y ANALISIS GEOLOGICOS DE DIAGRAMAS ESTEREOGRAFICOS.

### A.- Representación de los Datos Geológicos en la Geotecnia.

#### 1.- Tipos de Representación.

Los datos proporcionados por la exploración geológica, puede presentarse para su análisis en forma individual o integral, para la cual deben emplearse las siguientes formas de representación.

- Mapas geotécnicos
- Perfiles geotécnicos individuales
- Perfiles geotécnicos integrados
- Estereogramas

#### • Mapas Geotécnicos.

Son mapas básicos que contendrán información referente a:

- Topografía y Toponimia (nota utilizar la escala apropiada)
- Litología (contactos geológicos)
- Propiedades de Suelos y Roca
- Espesores de Suelo
- Discontinuidades (datos estructurales, fallas, fracturas, rumbos y echados plegamiento, etc).
- Aprovechamientos hidráulicos, manantiales
- Zonas de infiltración
  - Terrenos permeables
  - Hundidos
- Zonas inestables (solifluxión, creep, deslizamiento, ava-

lanchas).

- Bancos de Material
- Fenómenos erosivos y de depósitos.
- Datos sobre riesgos naturales
  - Sísmico
  - Inundación, etc.

#### - Perfiles Geotécnicos Individuales.

- Perfiles de un sondeo
- Perfil de un socavón
- Perfil de un pozo a cielo abierto
- Perfil de una trinchera
- Perfil geofísico en una sección ( puede ser eléctrico, sísmico).

#### • Perfil Geotecnico Integrado o Sección Geotécnico.

Con el objeto de presentar una visión más general se deberán construir los perfiles geotécnicos en forma integrada que darán información acerca de las estructuras que se presenten en el área, así como:

- espesores y
- distribución de las formaciones
- depósito de relleno;
- amplitud probable de fallas;
- dirección de flujo subterráneo;
- niveles piezométricos;
- determinación de estabilidad de taludes, etc.

## Diagramas Estereográficos.

Una vez que se tiene toda esta información sobre los mapas y perfiles, los rasgos y fenómenos geológicos presentan en general una orientación, es decir manifiestan una dirección, una inclinación y un sentido. Por lo tanto, al igual que en el caso de la geología estructural se tratará con formas geométricas irregulares y esfuerzos que han dado lugar a la disposición y orientación de la corteza terrestre. Sin embargo, sobre un punto de observación, estas estructuras geológicas pueden inter prestarse como planos y líneas susceptibles de ser representados gráficamente; la experiencia ha comprobado que la proyección estereográfica es una excelente herramienta para representar las estructuras geológicas tridimensionales en dos dimensiones. Aquellas personas que trabajen con geometría descriptiva, optarán probablemente por solucionar estos problemas espaciales de esta manera, pero se encontrarán con la limitación en cuanto al número de datos que se puede trabajar, ya que cuando la información sea del orden de decenas, centenas o inclusive millares de datos, la solución será sumamente complicada, difícil de visualizar y de mucho tiempo de análisis. Por el contrario, con la ayuda de la proyección estereográfica el problema tridimensional entre intersección de planos y líneas queda resuelto inmediatamente, sin limitación en el número de datos. De esta manera la relación de estructuras geológicas y los esfuerzos involucrados, pueden tratarse estadísticamente mediante los diagramas estereográficos.

En estas condiciones, será posible representar tridimensionalmente una serie de estructuras geológicas y sus relaciones. Este es el caso de los pliegues, fallas, fracturas, discordancias, foliación, estratificación, o cualquier tipo de discontinuidades y lineamientos relacionados a trabajos de ingeniería civil. Un ejemplo podrían ser los rebajes de taludes, orientación de perforaciones, etc.

Existen diferentes tipo de redes estereográficas y el uso está determinado por la naturaleza del problema. Entre las redes más comunes están la red de Wulff, la de Schmidt o Lambert (de igual área), la polar y la de Kalsbeek. En ocasiones basta utilizar una de ellas pero otras veces es necesario usar en conjunto alguna o algunas de las otras para llegar a soluciones con un grado de exactitud satisfactorio.

En el caso de la mecánica de rocas, la proyección estereográfica ha adquirido bastante popularidad en la identificación y orientación de sistemas de discontinuidades, potencialmente inestables para el emplazamiento de una obra.

De esta manera, se puede en forma preliminar, anticipar y tomar las debidas precauciones ante el deslizamiento de algún talud.

A continuación se presenta información sobre el manejo, aplicación y análisis donde se han utilizado los diagramas estereográficos. Existe una amplia bibliografía y es común que cualquier texto de geología estructural contenga las técnicas de manejo, asimismo, existen muchas publicaciones sobre el empleo

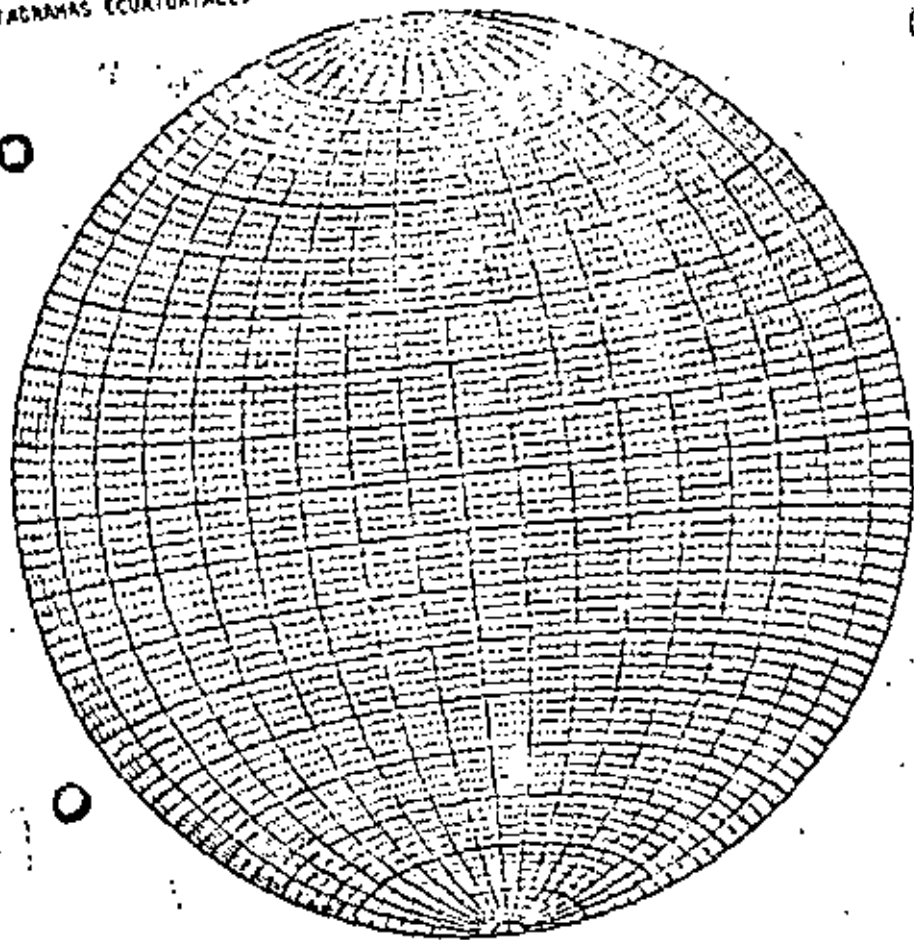
de este procedimiento para solucionar problemas complejos o aquellos en los que se cuenta con una extensa información sistemática interpretándose estadísticamente y desarrollando programas de computación.

En el trabajo de Rogan (1973) se hace una breve introducción de los elementos medibles en estructuras geológicas y el manejo y análisis de los diagramas estereográficos en geología estructural. Hoek y Bray (1974) exponen una técnica de como identificar y predecir en forma preliminar zonas potencialmente inestables, en la pendiente de taludes. Price (1968) hace una relación entre estructuras geológicas y esfuerzos. Ramsay (1967), Denness (1970) y Cruden (1971) proponen el manejo estadístico de diagramas estereográficos y finalmente, Mahtab et al., proponen un método donde la información estereográfica puede ser tratada por medio de la computadora. Al final de la mayoría de cada artículo existe una amplia bibliografía a la cual se puede recurrir.

#### BIBLIOGRAFIA

- Cruden, D.M., 1971. Traces of Lineation on Radon Planes: Geol. Soc. America Bull., v. 82, p. 2303-2306, 3 figs.
- Denness, B., 1970. A method of contouring polar diagrams using curvilinear counting cells: Geol. Mag. 107.
- Hoek, E., and Bray, J., 1974, Rock slope engineering Institution of Mining and Metallurgy: London.

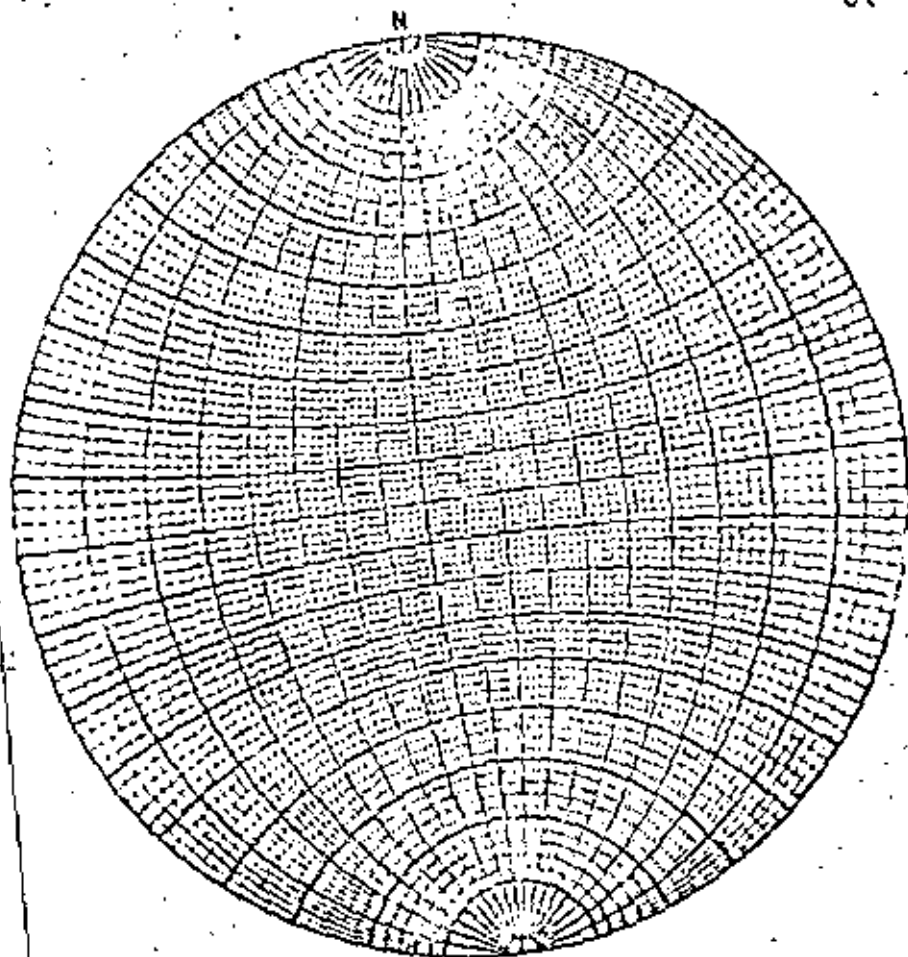
- Mahtab, M.A., Bolstad, D.D., Aildredge, J.R., and Shanley, R.J., . . . Analysis of fracture orientation for input to structural models of discontinuous rock.
- Price, N.J., 1968. Fault and joint development in brittle and semibrittle rock: 2ed. Pergamon Press Ltd, Oxford.
- Rogan, D.M., 1973. Structural geology and introduction to geometrical techniques: John Wiley and Son, New York.
- Ramsay, J.G., 1967, Folding and facturing of rocks: McGraw-Hill Book Co., New York.



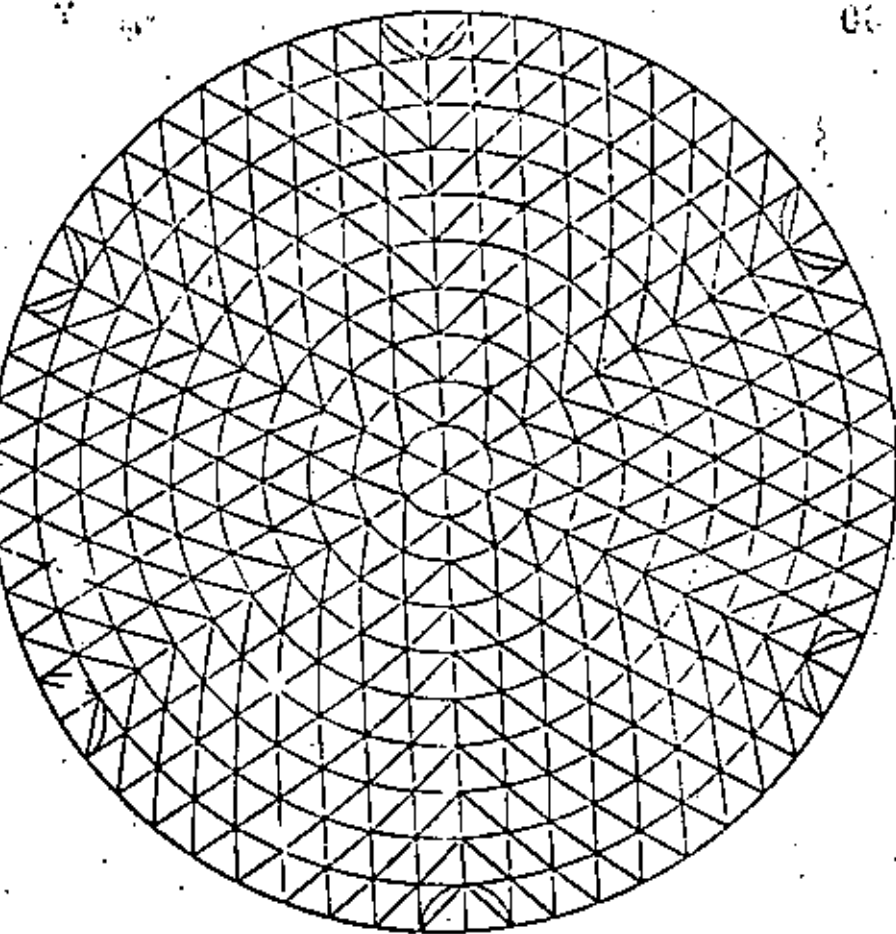
SCHMIDT NET

61

66 6



WULFF NET



KALSBECK COUNTING NET

X-13

### STEREOGRAPHIC PROJECTION

The solution of problems by the usual methods of descriptive geometry requires the construction of at least two orthographic views, and this consumes much time and effort. Fortunately, there is an alternative approach by which the angular relationships

of lines and planes can be determined more readily.

If a sphere is constructed centered at some point  $O$  on the outcrop trace of an inclined structural plane (Fig. 11.1a), the plane and its extension will intersect the sphere as a great circle (Fig. 11.1b); that is, one whose plane includes the center point  $O$ . In order to be of

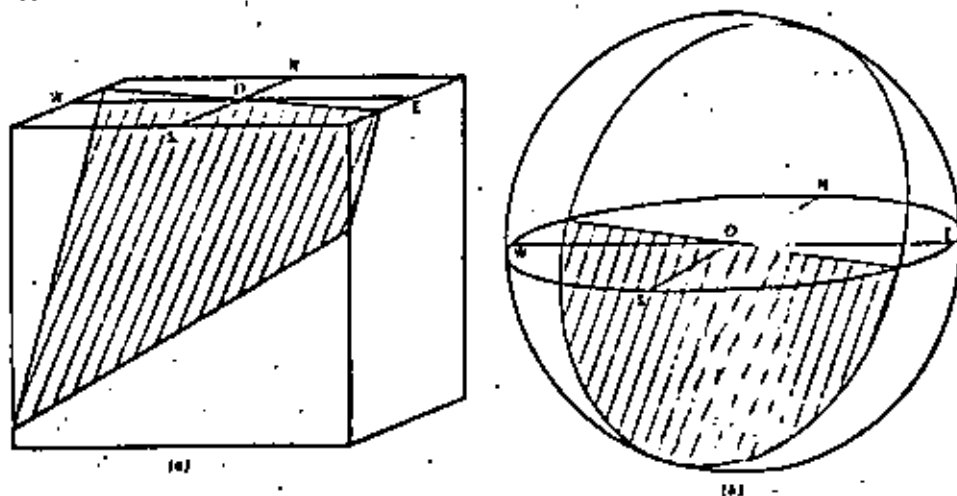


FIGURE 11.1 Representation of an inclined plane. (a) Block diagram with point  $O$  on the outcrop trace. (b) A sphere constructed with center at point  $O$ . (After Phillips, 1971.)

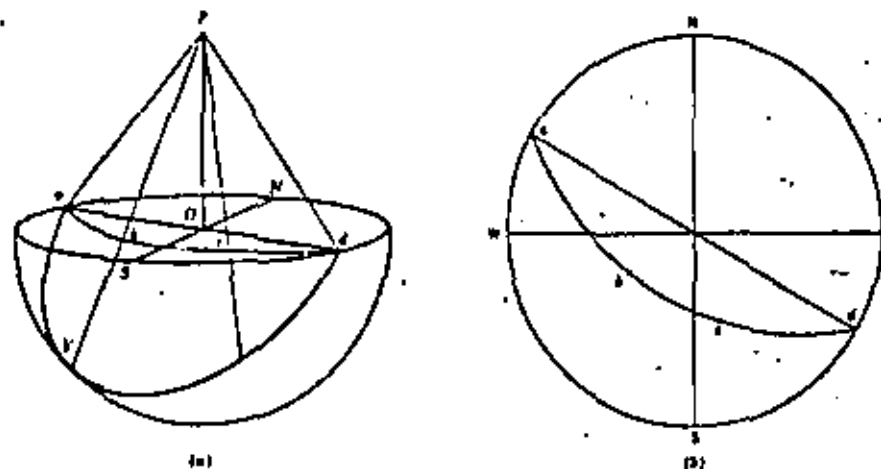


FIGURE 11.2 Stereographic projection of an inclined plane. (a) Projection to the horizontal equatorial plane. (b) Corresponding stereogram. (After Phillips, 1971.)

practical use this spherical projection must be represented in two dimensions. World maps are familiar examples. For present purposes, the most useful way is to project all points on the lower part of the great circle to the horizontal plane by joining them to the zenithal point  $P$  (Fig. 11.2a), yielding arc  $abcd$ . Similarly, a structural line through point  $O$  will intersect the sphere as a point, and this point is projected to the horizontal plane also using  $P$ ; for example, point  $b$  is the

projection of line  $Ob$  (Fig. 11.2a). The resulting representation consists of lines and points plotted inside the horizontal great circle. This limiting circle is termed the primitive. This is the method of stereographic projection, and the figure drawn on this horizontal diametral plane, together with the cardinal compass directions is a stereogram (Fig. 11.2b).

One of the more important properties of the stereographic projection is that a great

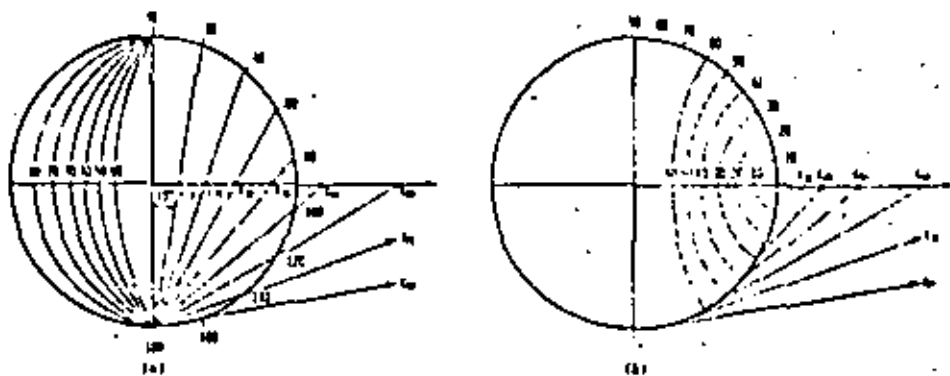


FIGURE 11.3 Construction of the stereonet. (a) Centers of the great circle arcs at the intersection of the east-west line and the various chords. (b) Centers of the small circle arcs at the intersection of the north-south line and the tangents to the primitive.

circle on the sphere is also a circle on the stereogram. This permits the representation of any plane to be constructed easily. The geometric centers of the great circle arcs may be found graphically (Fig. 11.3a), or from the relationship:

$$d = r \tan \delta \quad (11.1)$$

where  $d$  is the distance from  $O$  to the center,  $r$  is the radius of the primitive, and  $\delta$  is the dip angle. Fig. 11.3a shows a family of meridional great circles representing a series of planes striking due north and inclined to the west at intervals of  $10^\circ$ . Once constructed, a full net of these curves permits the direct plotting of any structural plane.

Planes not passing through the center of the sphere cut the surface as small circles. A second and closely related property of the stereographic projection is that these small circles also plot as circular arcs. These too can be found graphically (Fig. 11.3b), or from

$$d = r / \cos \alpha \quad (11.2)$$

where, as before,  $d$  is the distance from  $O$  to the center,  $r$  is the radius of the primitive, and  $\alpha$  is the angle the small circle makes with a point on the primitive. Thus a family of curves representing a series of such planes can be added to the net (Fig. 11.3b).

The result, in its full form, is the Meridional Stereographic or Wulff Net, or more simply the stereonet, in which the two families of curves are drawn every  $2^\circ$  (Fig. 11.4; see p. X-11 for a full-sized version). The use of this net is a great aid in graphic constructions. Problems are solved by simple manipulation of data which are plotted directly. In short, the net is a portable computer on which many practical problems can be solved quickly, including a number which would be far more taxing by any other manual means. Once the technique is learned, greatest benefit is gained if a net is permanently available. This is easily accomplished if the printed form is mounted on a rigid backing and its surface protected with a clear plastic sheet (see suggested materials, p. viii). In use, data are plotted and problems solved on an overlay sheet of tracing paper. This overlay is affixed to the net by a map pin placed exactly at the center which

allows the sheet to revolve freely. A small piece of clear plastic tape on the back side of the tracing sheet to reinforce the pin hole will prevent tearing or enlarging of the point of rotation.

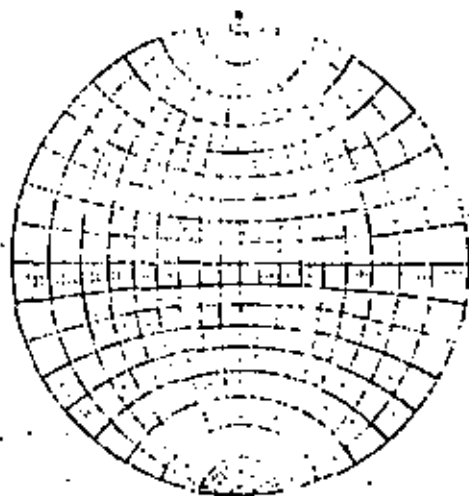


FIGURE 11.4 The Meridional Stereographic or Wulff Net.

#### TECHNIQUES OF PLOTTING

When using the stereonet, it is important to visualize the net as if you are looking into a hemispheric bowl, and to imagine that the circular arcs are inscribed on its inner surface. Illustrations such as Fig. 11.1b and 11.2a may help in achieving this mental picture. Thus the various structural elements to be plotted can be visualized as passing through the center of the sphere and intersecting its surface. The importance of this visualization can not be overemphasized. Not only does it make the plotting easier, but it serves as an important check on the proper location, and on the general correctness of the various manipulations. For example, there are four different positions which satisfy the numerical components of dip and strike, but three of these are incorrect. Visualization will quickly show which of these is the correct one. The following examples should be worked through

in every detail by the student on his own stereonet. Once the three dimensional picture is clearly and firmly in mind, a variety of short cuts will suggest themselves by which the plotting process can be speeded considerably.

#### PROBLEM

Given the attitude of a plane (N 30° E, 40° E), plot its great circle representation in stereographic projection.

#### VISUALIZATION

With the net in front of you (oriented as in Fig. 11.4) hold the flattened left hand, palm upward, over the center of the net with the fingers pointing toward N 30° E, and the plane of the hand inclined 40° to the southeast. The plane of the hand can readily be imagined to extend into the lower hemisphere and intersect its surface (Fig. 11.5a). The trace will cut through the southeast quadrant, and this is where the final plot must also be.

#### PLOTTING A PLANE (Fig. 11.5)

1. With an overlay sheet in place, make a small mark over the north point of the net and label it *N*.
2. To locate the line of strike, count off 30° clockwise from north, and make a small mark over the primitive at this point.

3. As no great circle on the net passes through this marked point, it is necessary to revolve the overlay until one does. Therefore turn the sheet until the strike mark exactly overlies the north point of the net, that is revolve anticlockwise 30°.

4. To locate the great circle representing a plane dipping 40° east, count off from the primitive on the right side of the net inward along the east-west diameter of the net. Trace in this arc of a great circle.

5. Revolve the overlay back to the original position and check the result by visualization (Fig. 11.5c). Note that it would have been easy to revolve the overlay in the opposite direction, or plot from the left, or both, with erroneous results.

In common with most other projections, the dimensions of the plot are reduced by one. The hemisphere is reduced to a plane, a plane to a line and a line to a point. A further advantage of this particular projection is that a plane can be represented as a point, reducing the dimensions of the plot by one more. For every plane there is a unique line normal to the plane, called the *pole* of the plane. To visualize, hold the hand oriented as before, but with a pencil held between the fingers perpendicular to the plane of the hand. The pencil will pierce the lower hemisphere at a point in the northwest quadrant. This point is everywhere 90°

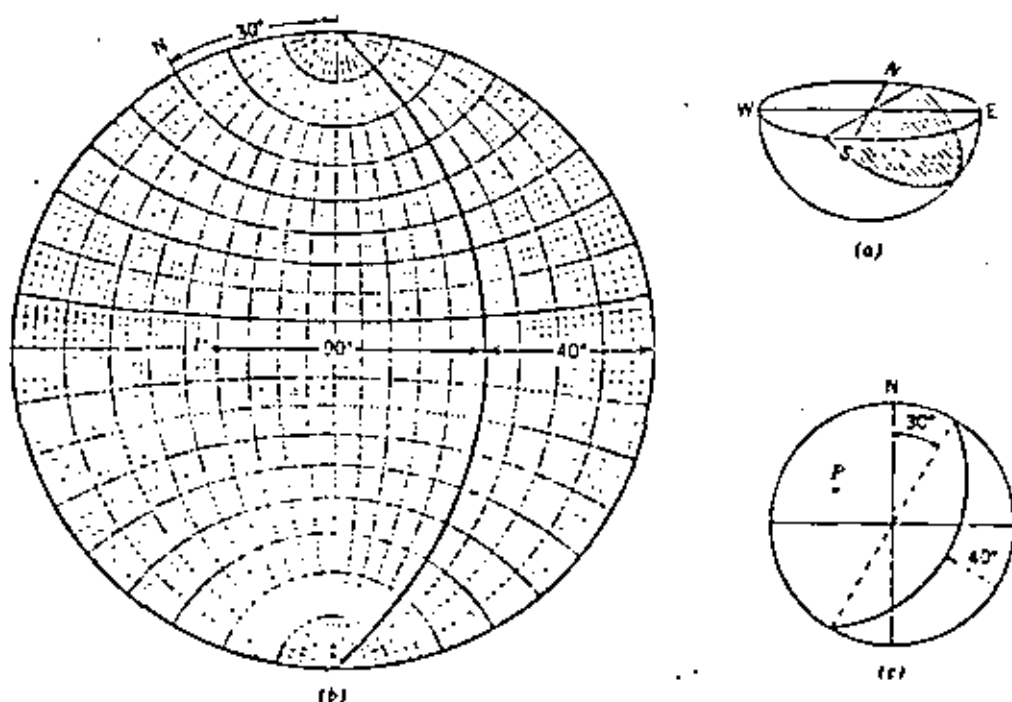


FIGURE 11.5 Stereographic plot of a plane and its pole. (a) Perspective view of the inclined plane to be plotted. (b) The position of the overlay and net for the actual plot. (c) The overlay as it appears after the plot.



from the plane; therefore, from the great circle trace count off  $90^\circ$  from the right to left along the east-west diameter and mark  $P$ , the projection of the pole of the plane (Fig. 11.5).

The line which is the pole is projected as a point; this point therefore represents the plane. Any linear structure can be similarly represented by a direct plot, but when a pole is used to represent a plane it is a *reciprocal plot*.

#### PROBLEM

Given a line (30, S 42 E), plot on the stereonet.

#### VISUALIZATION

Hold a pencil with the given orientation over the net and visualize its intersection in the southeast quadrant of the hemisphere.

#### PLOTTING A LINE (Fig. 11.6)

1. With the overlay in place and the south index marked  $S$ , locate a point on the primitive representing the trend of the line by counting  $42^\circ$  anticlockwise from  $S$ .
2. Revolve this trend mark to the south point of the net.
3. Count off  $30^\circ$  from the primitive toward the center along the north-south diameter, and plot the point.

4. Restore the overlay to the starting position and recheck by visualization.

In this particular exercise, the graduations marked by the small circles were used for the first time. However, the trend mark (Step 2 above) could just as easily have been moved to the east point of the net, and the point plotted by counting off along the east-west diameter. In order to assure yourself that this is so, revolve your plotted point to the east-west line and check that the vertical angle measured here is also  $30^\circ$ . Thus in some routines there is a choice of plotting positions. This confuses some beginners, and it is advisable to stick closely with the listed steps until confidence develops. Once the process becomes familiar, however, it will be found that the use of these alternative techniques increases the speed of plotting.

Just as structural lines and planes often occur in combination, so too can they be combined in a single, simple plotting routine.

#### PROBLEM

Given a plane (N 0, 45 W), and a line in that plane (31, N 36 W), plot both features on the stereonet.

#### VISUALIZATION

The flattened hand with a pencil held against it in

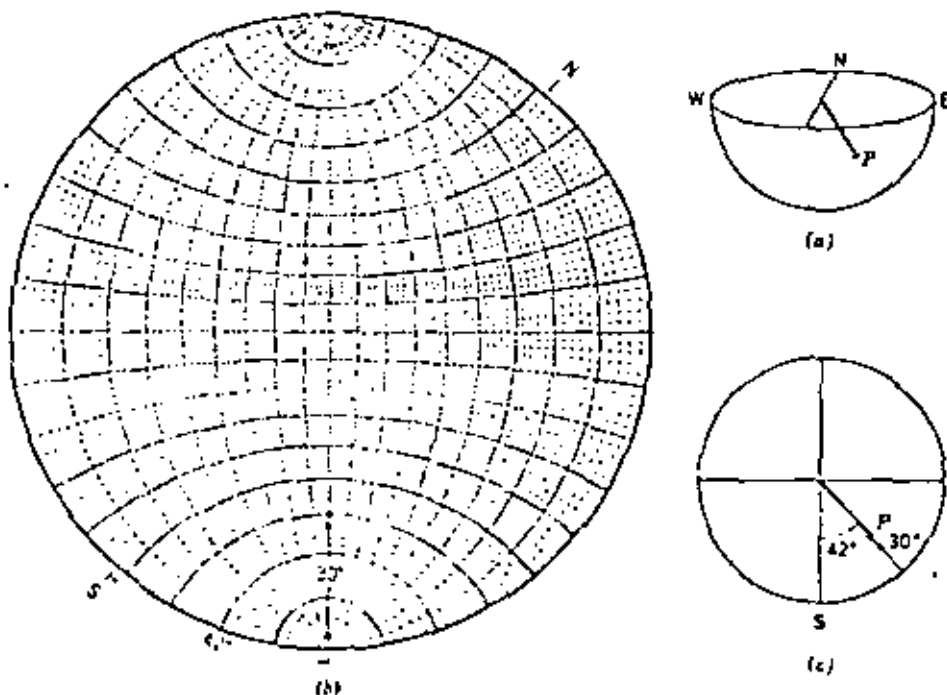


FIGURE 11.6 Stereographic plot of a line (a) Perspective view of the inclined line. (b) The position of the overlay and net for the actual plot. (c) The overlay as it appears after the plot.

the proper orientation helps one see the three-dimensional aspects of the problem more clearly.

#### PLOTTING A PLANE CONTAINING A LINE (Fig. 11.7)

- To plot the plane:
  - Mark the direction of strike on the primitive (in this special case, the north mark serves this function).
  - Count off  $45^\circ$  from the left on the east-west diameter of the net.
  - Trace in the great circle on the overlay (dashed arc on Fig. 11.7).
- To plot the line:
  - With the overlay oriented to north, mark the trend of the line.
  - Revolve this mark to the north point of the net. Count off  $31^\circ$  from this point along the north-south diameter.
  - Plot the point.
- Just as the line lies in the plane, so too must the point representing the line lie on the great circle (solid arc of Fig. 11.7). If it does not, then an error has been made, either in plotting or in the original measurement.

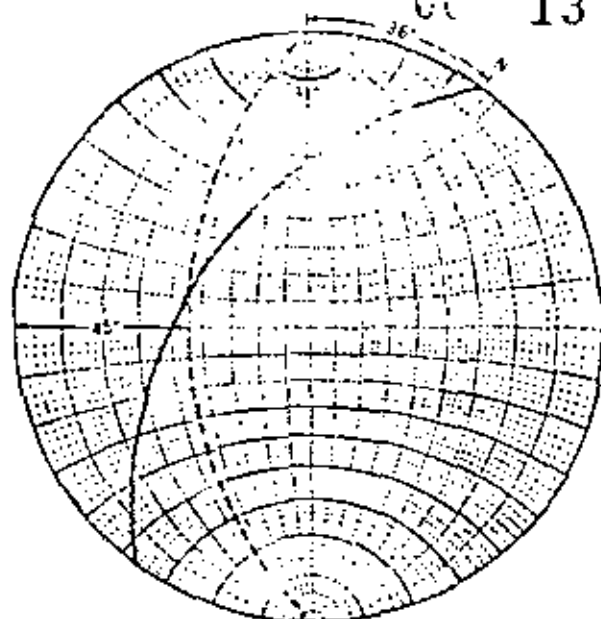


FIGURE 11.7 Stereographic plot of a plane containing a line: the overlay in position for locating the line on the plane.

### ATTITUDE PROBLEMS

Problems dealing with angular relationships of planes and lines which were solved by orthographic methods in Chapters 1 and 4 can be solved directly on the stereonet.

#### PROBLEM

Given an inclined plane (N 50 E, 50 SE), find its apparent dip in the N 80 E direction.

#### CONSTRUCTION OF APPARENT DIP (Fig. 11.8)

- To plot the plane:
  - Revolve the north mark on the overlay  $50^\circ$  anticlockwise.
  - From the east point of the net, count off  $50^\circ$  along the east-west diameter.
  - Trace in the great circle.
- Revolve the overlay back to the starting position, and mark N 80 E on the primitive.
- Revolve this mark to the east point, and read off the angular position where the great circle crosses the east-west diameter.

#### ANSWER

The apparent dip in the N 80 E direction is  $31^\circ$ . From such a diagram, the pitch of a line on an inclined plane can be obtained by determining the

angle between the primitive and the point measured along the great circle trace. In the example, the pitch of the line is  $42^\circ$  NE (that is, measured from the northeast end of the great circle).

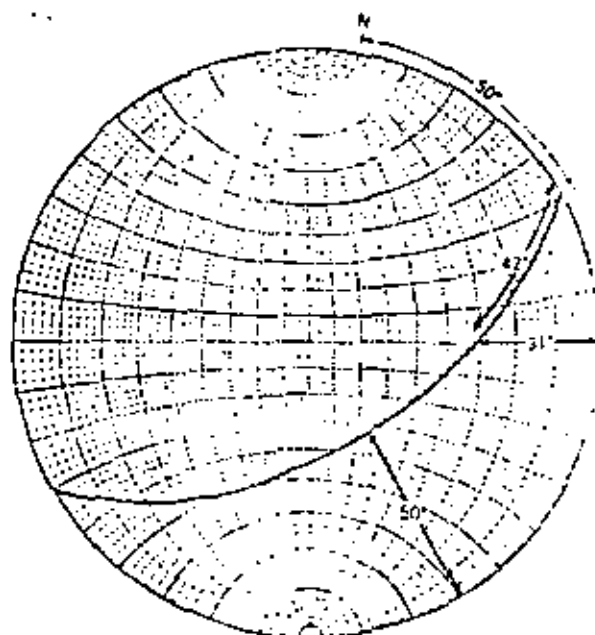


FIGURE 11.8 Apparent dip from true dip and strike: the overlay in position for measuring the apparent dip angle.

## PROBLEM

Given two apparent dips, (1) 38° N 56° W, and (2) 22° N 14° E, find the true dip.

## CONSTRUCTION OF TRUE DIP (Fig. 11.9)

- Plot the two apparent dip lines:
  - Line 1: revolve the north mark 45° clockwise and count off 30° from north along the north-south diameter.
  - Line 2: revolve the north mark 14° anticlockwise and count off 22° from north.
- Revolve the overlay until the points representing the apparent dips lie on the same great circle. Trace in this arc. The true dip of the plane is read when traced; the strike is easily determined by restoring the overlay to the north position.

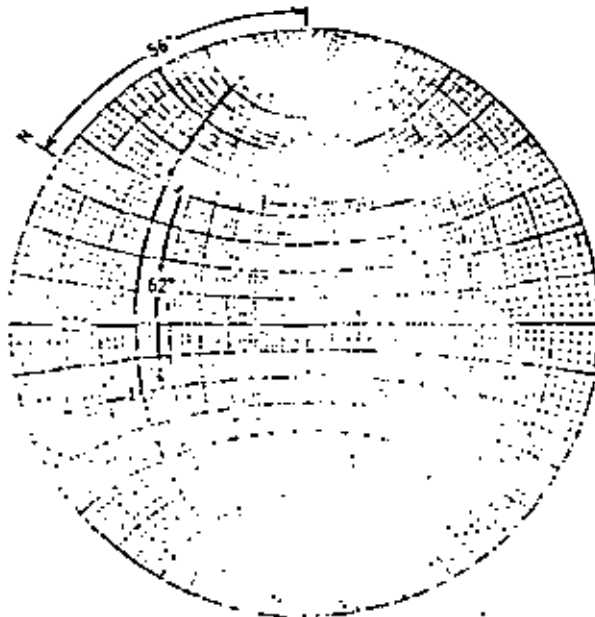


FIGURE 11.9 True dip from two apparent dips: the overlay in position for locating the great circle

## ANSWER

The true attitude is N 56° E, 30° N. The angle between the two lines is the angular distance between the two points (= 62°).

## PROBLEM

Given two planes, (1) N 50° E, 60° SW, and (2) N 70° W, 20° S, find the plunge of the line of intersection.

## CONSTRUCTION OF THE INTERSECTION OF TWO PLANES (Fig. 11.10a)

- Plot the two planes:
  - Plane 1: revolve the overlay 50° anticlockwise from north and count off 60° from the

east point along the east-west diameter. Trace in this great circle.

- Plane 2: revolve the overlay 70° clockwise from north and count off 20° from the west point on the east-west diameter, and complete the great circle.

- The point of intersection of the two great circles represents the line of intersection of the two planes. To read the plunge angle and bearing, revolve this point until it lies on the north-south diameter of the net.

## ANSWER

The plunge of the line of intersection is 20° S 38° W.

Another useful relationship between two intersecting planes is the dihedral angle. This can be easily determined by measuring the angle between the poles of the two planes. Alternatively, by constructing the great circle of which the line of intersection is the pole, the angle between the two planes can be read directly (See Fig. 11.10b). Note that the poles of the planes lie on the great circle perpendicular to the line of intersection.

## ROTATIONS

In a number of situations it is necessary to geometrically rotate structural elements in space. Every rigid body rotation can be defined by an angle and sense of rotation about a specified axis. The simplest rotation to perform on the stereonet is when the axis  $R$  is vertical. Fig. 11.11 illustrates a plane (N 0, 45° E) rotated 45° clockwise about a vertical  $R$  to a new orientation (N 45° E, 45° SE). Either the great circle trace or the pole of the plane may be rotated with equivalent results. As is evident from this figure, to find the new position one simply revolves the overlay sheet by the required angle—a familiar manipulation. Yet there is an important difference. Before, the process of turning the overlay about the center of the net was one of convenience in plotting and measuring, but the overlay always carried with it the North mark, so that the original orientations were never really changed. The term *revolve* has been used specifically to describe this maneuver. In contrast, after rotation a plane or line has an entirely new orientation relative to some fixed coordinate direction.

A rotation about a horizontal axis can also be performed readily on the stereonet. First,

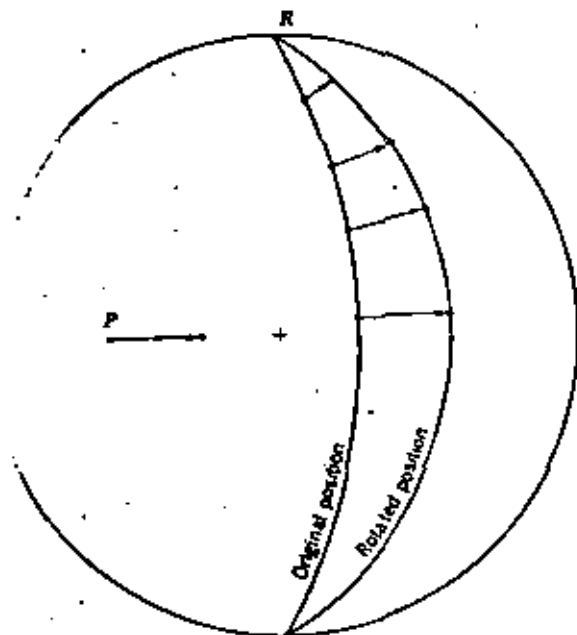


FIGURE 11.12 The rotation of a plane about a horizontal axis.

required rotation, and then returning  $R$  to its original position. The second is more direct, though perhaps somewhat more time consuming.

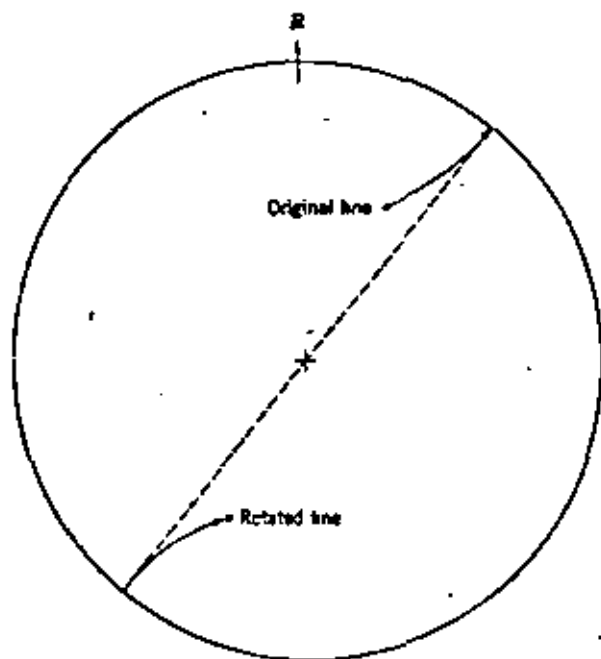


FIGURE 11.13 The rotation of a line to the horizontal and beyond.

PROBLEM

Rotate the plane (N 83 E, 52 S)  $80^\circ$  clockwise, as viewed looking toward the northeast, about an axis plunging  $30^\circ$  to the N 42 E.

APPROACH

As a pole  $P$  rotates about the axis  $R$  with constant angle, it will generally describe a small circle on the surface of the sphere. This circle projects as a small circle on the stereonet. While it is useful to draw this circle as an aid to visualization (Fig. 11.14; see Chapter 14 for the method), it is not necessary to do so. A sketch will do. The construction technique consists of rotating the plane containing both the rotational axis and the line in question, rather than rotating the line directly.

CONSTRUCTION (Fig. 11.14; after Turner and Weiss, 1963, p. 69)

1. Plot the rotational axis  $R$  and the pole  $P$  of the plane to be rotated.
2. Construct the great circle trace representing the plane perpendicular to  $R$ .
3. Construct the trace of the plane containing  $P$  and  $R$  to intersect the plane of step 2 at  $L$ . The angle between  $P$  and  $R$  can be easily read ( $= 41^\circ$ ).
4. As  $P$  rotates about  $R$ , so too will the line of intersection  $L$  rotate in the plane perpendicular to  $R$ . To find the final position of  $L$  ( $= L'$ ) count off the required  $80^\circ$  from  $L$  going clockwise. In this

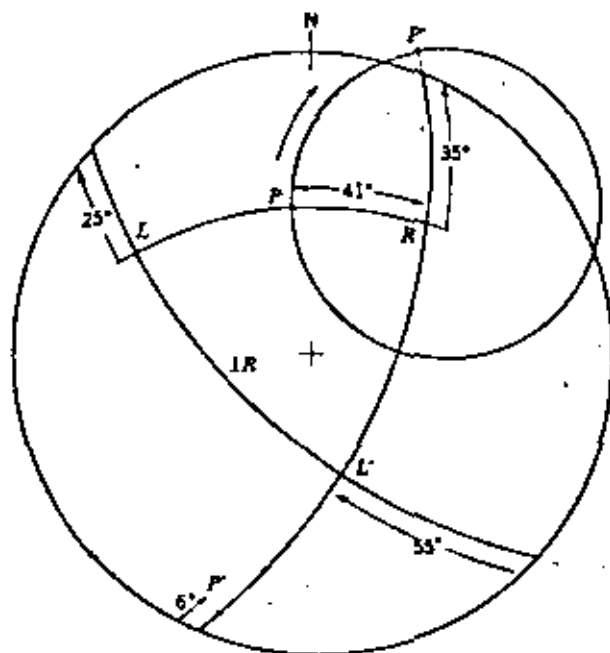


FIGURE 11.14 Rotation of a plane about an inclined axis.

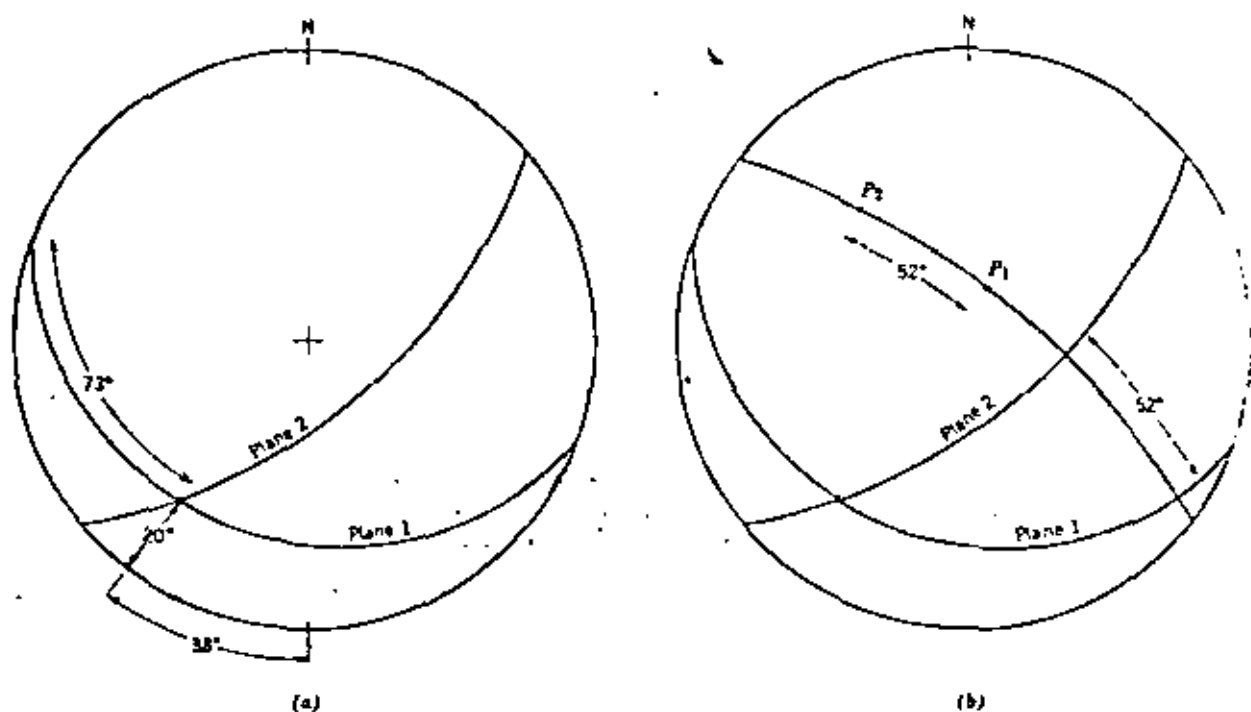


FIGURE 11.10 The line of intersection of two planes. (a) The overlap after the plot showing the plunge and pitch of the line. (b) The dihedral angle between the two planes.

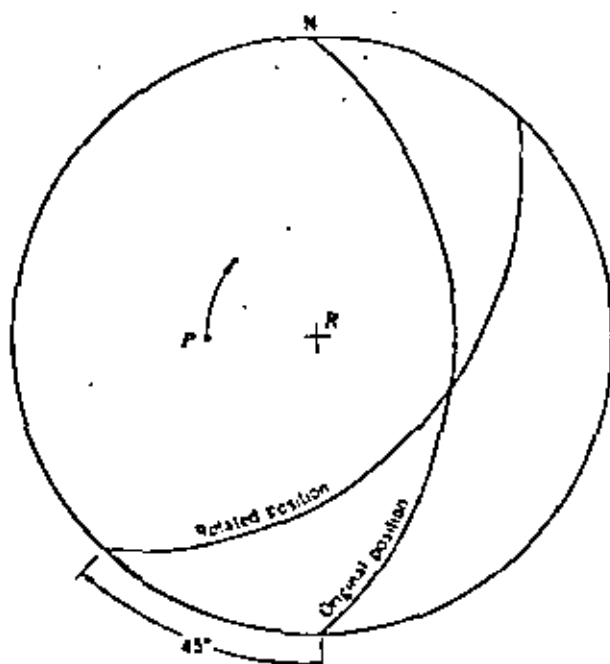


FIGURE 11.11 The rotation of a plane about a vertical axis.

the overlay is revolved so that  $R$  coincides with the north-south diameter of the net. In this position, a rotation moves points along the small circle paths. In Fig. 11.12 a plane dipping  $60^\circ$  is rotated anticlockwise as viewed from the south end of  $R$ . Although either points or great circles may be rotated, it will be found that working with points is much easier.

It is sometimes necessary to rotate a structural element to horizontal and beyond. Fig. 11.13 illustrates how this is handled. A line ( $30^\circ$ ,  $N 29^\circ E$ ) is rotated anticlockwise  $100^\circ$ . After just half of this rotation the point lies on the primitive—the line is horizontal. With a further increment of rotation the other end of the line moves into the lower hemisphere at a point diametrically opposite and proceed along the same small circle.

Two methods for rotating about an inclined axis are available. The first depends on previous methods, and consists of rotating  $R$  to a horizontal orientation, performing the

example, the line passes through the primitive so that the  $80^\circ$  is measured in two segments ( $25^\circ + 55^\circ$ ).

## ROTATIONAL PROBLEMS

It is often of interest to determine the orientation of a given feature as it existed before tilting (Fisher, 1938). Simple examples include the restoration for paleogeographic studies of primary sedimentary features such as current lineations (see Potter and Pettijohn, 1963, p. 259), and the pretilt attitude of structures below an angular unconformity. The most common type of tilting movement occurs during folding, but may also be associated with faulting. With flexural folds, it is a simple matter to unfold the structure and thus restore the beds to a horizontal position. Provided there are no distortions due to strain the various features contained within the folded rocks are thereby also returned to their original positions.

To restore to horizontal the beds of a nonplunging fold, the bedding planes are rotated about an axis parallel to the strike of the beds, which is also parallel to the fold axis, through an angle equal to the dip angle.

### PROBLEM

An inclined bed of sandstone (N 20 E, 20 W) contains cross-bedding (N 72 W, 21 S). Determine the original current direction.

### CONSTRUCTION (Fig. 11.15)

1. First plot the pole of the cross-beds ( $=P$ ), and then the sandstone bed as a great circle ( $=\text{Plane 1}$ ).
2. With Plane 1 still in the plotting position, the rotational axis, which is also the line of strike of the sandstone bed, is north-south.
3. To restore the sandstone bed to horizontality Plane 1 rotates  $20^\circ$  to the primitive. At the same time  $P$  moves along a small circle in the same direction and by the same amount to  $P'$ .
4. From this new pole position  $P'$  the great circle representing the restored cross-bedding can be drawn ( $=\text{Plane 2}$ ). The original current direction is parallel to the dip.

### ANSWER

The original attitude of the cross-beds was N 67 E, 30 S, and the associated current moved toward S 24 E. Note that if the orientation of the tilted cross-beds is assumed to reflect the original current direction, an error of  $41^\circ$  is introduced.

The movement leading to the development of a plunging fold can be considered to have two rotational axes: one of them the fold axis, and the other a horizontal axis perpendicular to the fold axis. Reversing the rotation about these two axes unrolls the fold.

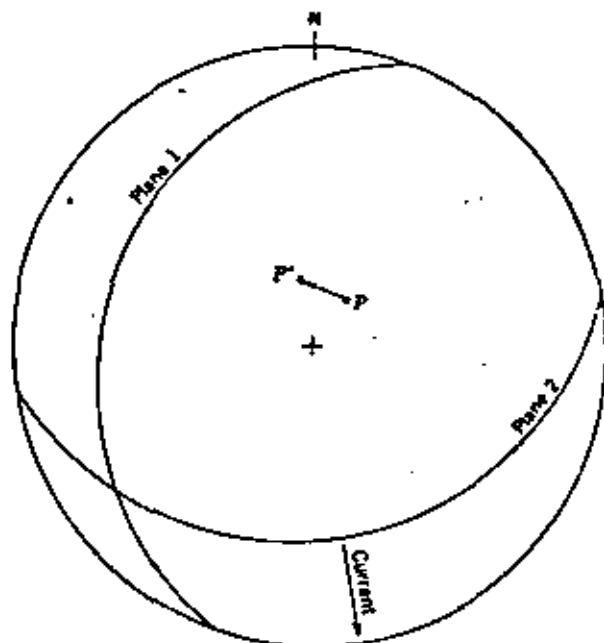


FIGURE 11.15 The two tilt problem.

### PROBLEM

Given an anticline plunging  $30^\circ$  due north. Beds on the east limb (N 19 W, 60 E) contain sole markings which trend due east. Determine the original orientation of this sedimentary lineation.

### CONSTRUCTION (Fig. 11.16; after Ramsay, 1961)

1. Plot the geometrical elements of the problem: Plane 1 = plane bedding,  $l$  = lineation within bedding, and  $F$  = fold axis.
2. The rotation of Plane 1 and  $l$  about the inclined axis  $F$  could be constructed (as in Fig. 11.14), but there is a simpler approach. If the beds are unrolled about the fold axis, the result will be a plane dipping  $30^\circ$  due north. During this rotation, the angle between  $l$  and  $F$  remains constant. Thus the plane after the first rotation ( $=\text{Plane 2}$ ) and the associated lineation ( $=l'$ ) can be plotted directly.
3. In rotating Plane 2 about its line of strike to horizontality, the lineation moves along a small circle to the primitive ( $=l''$ ).

### ANSWER

The original trend of the sedimentary lineation was N 65 E. Again, if the correction is ignored, a considerable error results.

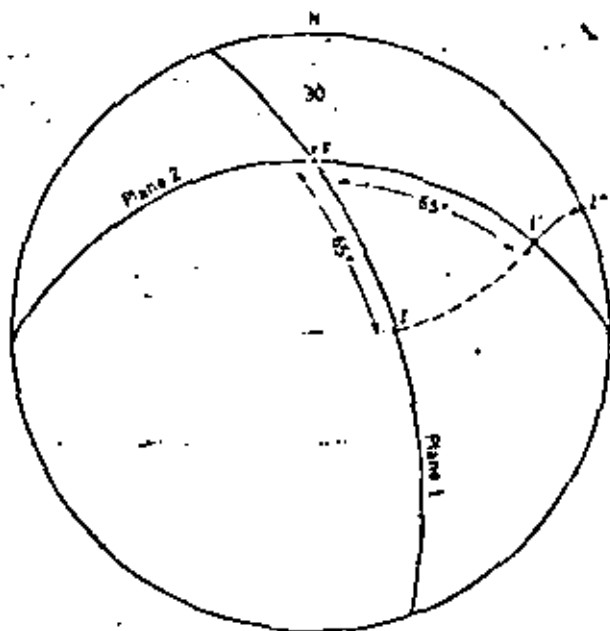


FIGURE 11.16 Unfolding about an inclined axis.

EXERCISES

1. Construct a stereogram 15 cm in diameter of the 45° great and small circles graphically or with the aid of equations (11.1) and (11.2). Compare your results with the printed Wulff net.
2. Repeat exercises 2 and 3 of Chapter 1. Compare the stereographic and orthographic projection methods for accuracy and speed.
3. Determine the plunge of the line of intersection and the pitch of this line in one of the planes for each of the following pairs of planes:
  - a. N 60 W, 46 S; N 15 E, 20 E. (Ans.: Plunge = 17, S 43 E)
  - b. N 25 E, 33 W; N 36 W, 70 SW. (Ans.: Pitch in Plane 2 = 35° N)
  - c. N 65 W, 50 N; N 25 E, 90 (vertical).
4. A plane contains two linear structures: Line 1 (30, N 40 W) and Line 2 (20, N 10 E). What is the attitude of the plane, and what is the angle between the two lines measured in the plane? (Ans.: Plane = N 48 E, 30 NW)
5. The beds below an angular unconformity have an attitude of N 30 W, 40 W. The sequence above the unconformity is tilted (N 20 E, 30 E). What was the attitude of the lower beds before the tilting of the younger beds occurred?
6. An anticlinal fold axis plunges 24, N 40 E. On the east limb, where beds have an attitude of N 5 W, 32 E, the crest line of current ripple marks pitches 70° N in the plane of the bedding. What was the pretilt orientation? Compare the result with that based on the assumption that the tilted lineation adequately represents the original direction. Comment.
7. A fold plunges 50, N 25 E. At a point on the overturned limb, a lineation is found to trend due east, and the strike of the plane containing the lineation is due

## GRAPHIC SOLUTIONS WITH THE STERIONET

102 .

north. What was the orientation of the lineation before folding? (This is sufficient information to solve the problem. *Ans.*: N 10 W).

8. Rotate a line (40, N 45 W)  $50^\circ$  anticlockwise (as viewed northward along the rotational axis) about an inclined axis (30, N 20 W). Perform this maneuver in two ways: (1) as a single rotation about the inclined axis, and (2) as a series of steps involving rotation of the axis to horizontal, rotating the line about the axis, and returning the axis to its original orientation.



Problems involving the angular relationships of line and planes may also be solved with the methods of descriptive geometry, although the advantages of using the stereographic projection should be obvious. However, if certain problems are to be solved graphically then the use of the stereonet is indispensable. The three-dimensional geometry of a rock mass, especially if complex, is one of these problems. The same basic techniques may also be applied with profit to much simpler situations, and this is a convenient way to introduce the methods.

### S-POLE AND BETA DIAGRAMS

In cylindrical folds the hinge zones may be too smooth to allow accurate field measurement, or the folds may be too large or incompletely exposed. If attitudes along the folded surfaces can be measured, the orientation of the fold axis may be determined by a simple plot of the data.

#### PROBLEM

With the following attitude data, find the fold axis.

1. N 68 E, 30 NW
2. N 60 E, 45 NW
3. N 88 E, 16 N
4. N 35 E, 35 SE
5. N 41 E, 50 SE
6. N 20 E, 20 E

#### METHODS

There are two different, though equivalent approaches:

1. *Beta diagram.* Plot each measured plane as a great circle. These all intersect at one point, called the  $\beta$ -axis (Fig. 13.1a).
2. *S-pole (or Pi) diagram.* Plot the poles of the measured planes. These define a great circle, and the pole of this plane is the  $\beta$ -axis (Fig. 13.1b).

### FOLD AXIS AND AXIAL PLANE

The reason for carefully distinguishing between the hinge line and the fold axis may now be appreciated. The  $\beta$ -axis = fold axis in this example characterizes the relationship between any two attitudes, and therefore all attitudes. This axis has no specific location in the fold, only orientation. In cylindrical folds, the hinge lines and the fold axis are parallel, but they refer to quite different aspects of the fold. In simple cylindrical folds, there is a similar relationship between the planar hinge surface of a fold and the axial plane, and there is an interrelationship between both pairs of features, as a simple example will illustrate.

#### PROBLEM

Given the map of an overturned, plunging anticline, (Fig. 13.2a) we wish to determine the attitude of the fold axis and the axial plane.

#### CONSTRUCTION (Fig. 13.2b)

1. An S-pole diagram of the attitudes around the fold locates the  $\beta$ -axis.
2. With this direction known, a profile may then be constructed to locate the trace of the hinge surface if it has not been found by more direct means. This trace is shown on the map.

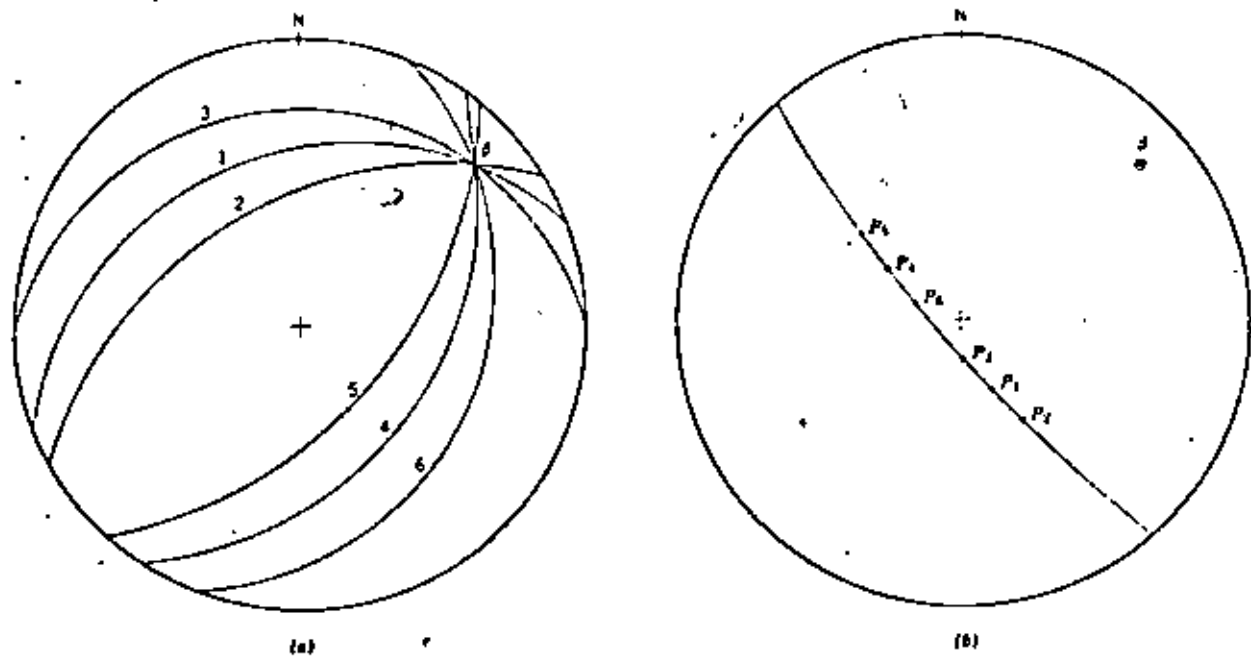
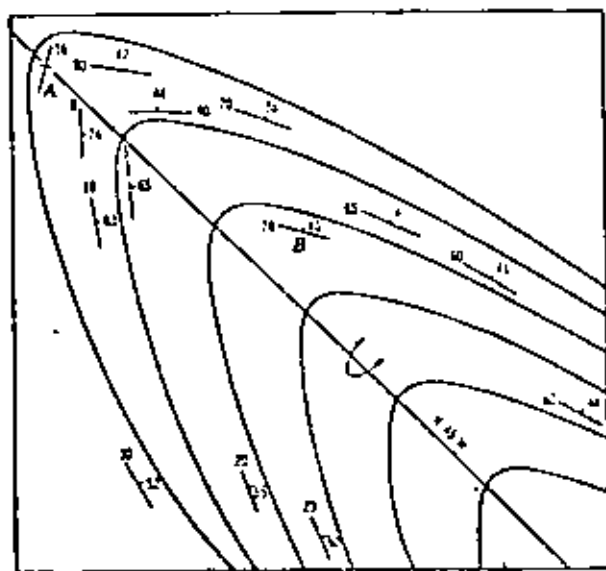


FIGURE 13.1 Stereographic plots of the attitude around a cylindrical fold: (a) beta diagram, (b) S-pole diagram.

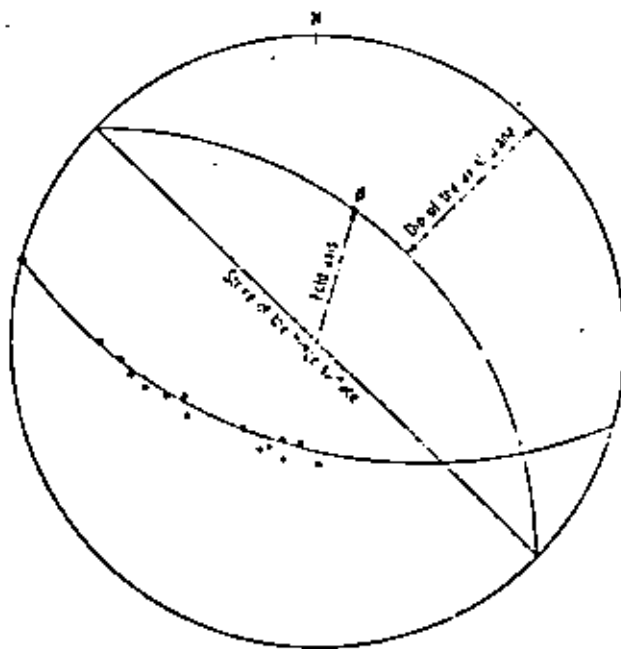
3. Add to the stereogram the strike of the planar hinge surface, which is also parallel to the axial plane. As the fold axis is parallel to the axial plane, the axis is, in effect, an apparent dip of that plane. Therefore the great circle through the beta intersec-

tion and the strike of the hinge surface gives the dip of the axial plane.

4. For an overturned fold, the orientation of the fold axis may be estimated from the map by inspection (see Turner and Weiss, 1960, p. 160).



(a)



(b)

FIGURE 13.2 Attitude of axis and axial plane from map. (a) Map of an overturned plunging fold, (b) Stereogram of axis and axial plane.

- a. The axial trend parallels the strike of the vertical attitude (point A).
- b. The plunge equals the dip of the plane whose strike is perpendicular to the vertical attitude (point B).

### CONTOURED DIAGRAMS

In practice the stereographic plot of structural lines or planes are never as perfect as illustrated in Fig. 13.1. Irregularities, departures from ideal geometry and measurement errors all contribute to a scatter. If the scatter is small, it is generally possible to visually locate the point or great circle within acceptable limits. If the scatter is greater, it may still be possible to estimate a best fit, but with only a few points the confidence will be low. A larger sample is required.

With a larger number of scattered points, the practical problem of treating and evaluating the data arises. There are several alternatives. Although the theory is not yet fully developed, the statistical evaluation of the orientational data with the aid of a digital computer is certainly destined to be an increasingly important approach (see Watson, 1969; Cruden and Charlesworth, 1972).

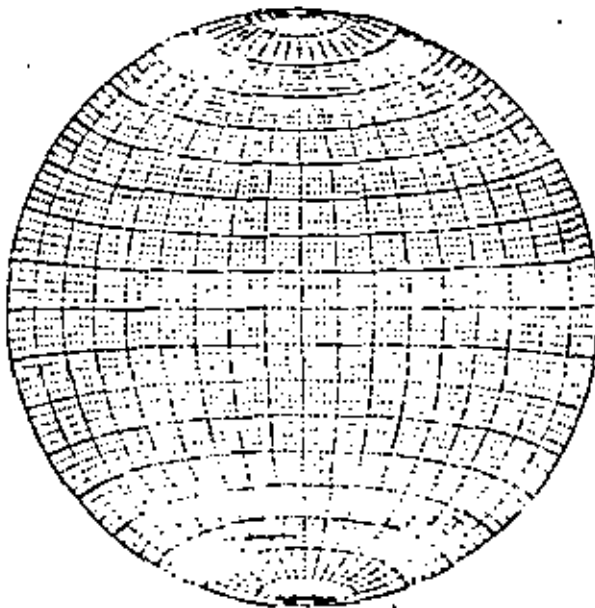


FIGURE 13.3 Schmidt- or equal area net.

The computer may also be used to handle the large numbers of data, with the evaluation of printed or plotted output left to the individual (e.g. Spencer and Clabaugh, 1967; Warner, 1969). This latter approach is essentially the older, completely graphical method made efficient by the computer. The most common method of presenting such data, whether processed by the computer or by hand, is to contour the density of the plotted points.

The evaluation of plotted data, whether contoured or not, requires a special type of net. If a series of randomly oriented lines are plotted on the usual Wulff net, the resulting distribution would not be statistically random. There would tend to be a concentration in the center of the net; the random lines would falsely show a weak preferred orientation in the vertical position. The reason for this is that an area (say  $10^\circ \times 10^\circ$ ) in the center of the net is smaller than the same angular area at the margin. To overcome this, an equal-area or Schmidt net is used (Fig. 13.3). The technique of plotting and manipulating data on this net is identical with that used on the Wulff net. The only practical difference between the two nets is that small circles do not project as circular arcs, and is a problem for certain types of constructions (see Chapter 14).

Once the point diagram is prepared, the densities are counted out. A wide variety of graphical counting methods have been devised (Stauffer, 1966; Denness, 1970, 1972; see also Turner and Weiss, 1963, p. 58f).

**Counting out.** The method used here is one of the simplest yet devised, and it applies reasonably well to all situations. A special counting net is required which is completely subdivided into small triangles (Fig. 13.4). Six of these triangles form a hexagonal area equal to one percent of the total area of the net. In addition to ease in use, this counting net has the advantage of a fixed relationship between the total number of points and the counted density. Each point is counted three times (except for a small discrepancy caused by the semicircular areas at the ends of the spokes).

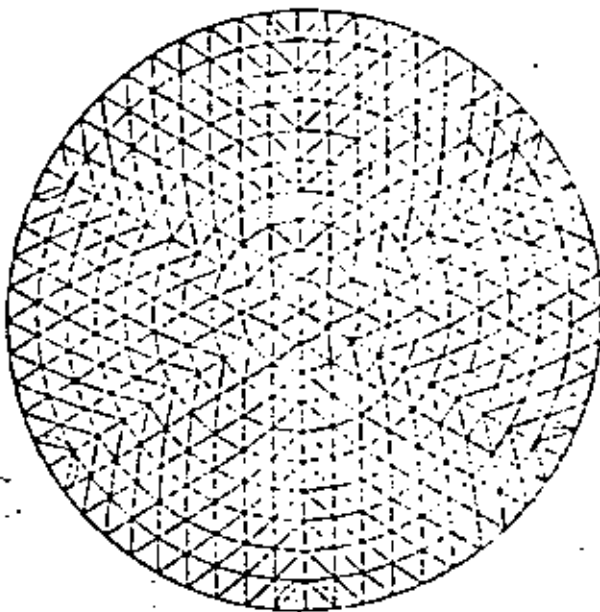


FIGURE 13.4 Counting net. (From Kalsbeek, 1963, Neues Jahrbuch für Mineralogie Monatshefte. Used by permission.)

the main body of the diagram there will be a number at the center of each overlapping hexagon. For parts of the diagram with no points, the hexagons may be left blank, rather than adding a zero for each.

2. At the periphery of the net, the points in each half hexagon on one side of the net are combined with the complementary half on the opposite side, and this number is written on *both* sides of the net (see point B).
3. Points at the ends of the spokes are counted using the complementary half circles (point C). At the very center the small 17° circle is used (point D).

**Contouring.** Following the counting out process, the tracing sheet bearing the numerical densities expressed as the number of points per 17° area is removed from the counting net. Contours of equal density are then drawn.

**PROCEDURE (Fig. 13.5)**

1. Superimpose the point diagram and a second tracing sheet on the counting net. At the center of each hexagon, the total number of points within that hexagon is written (see Fig. 13.5, point A). For

**PROCEDURE (Fig. 13.6)**

1. To facilitate comparison of diagrams with different numbers of total points, contours are drawn in percentages of the total points per 17° area of the net. Therefore, the number posted during the counting must be converted to percentages. In the special case of exactly 100 points, each number will, of course, also be the required percent figure. If 50 points have been plotted, each point represents 2% of the total, and the posted numbers are doubled, and so forth.

2. Within the main body of the diagram, contours of equal density are drawn as shown at point A (Fig. 13.6a). It is usually easiest to locate the area of greatest concentration and work outward.

3. For contour lines that approach the perimeter, the counts along the edge are used. When a contour line intersects the primitive it must reappear exactly 180° opposite (see point B).

4. When a contour line technically should be drawn intersecting the primitive, but it is clear that it loops immediately back again, it is permissible to avoid actual contact (point C).

5. When the preliminary contouring is complete, several modifications may be made in order to improve the diagram (see Fig. 13.6a).

- a. The maximum found during the counting may not be the true maximum of the diagram. The point of greatest concentration can be found by returning the point diagram to the counting net. Using the central 17° circle, lay out the diagram

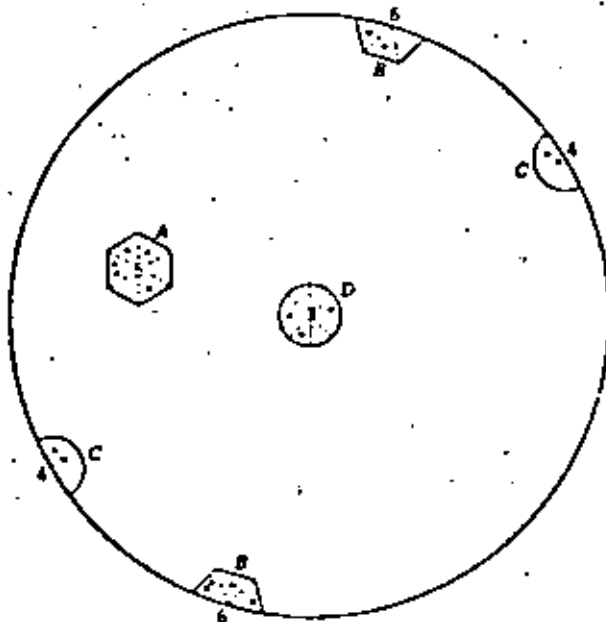


FIGURE 13.5 Counting point densities with the counting net.

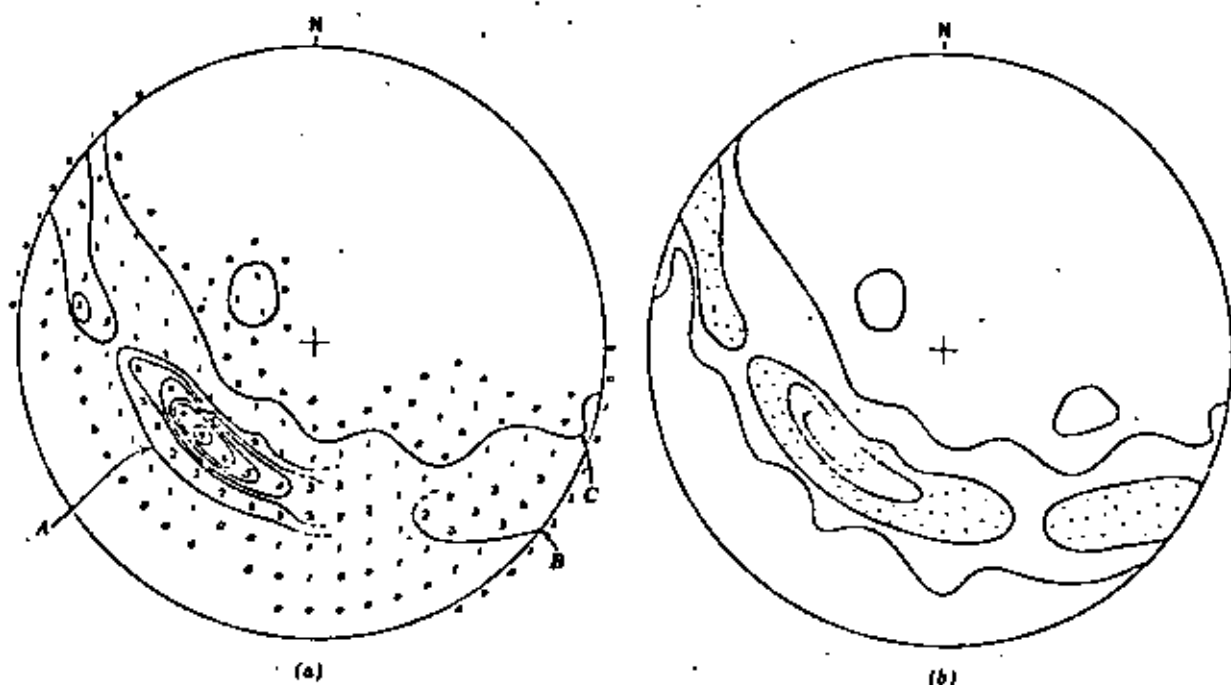


FIGURE 13.5 Contouring. (a) Counted density of 50 points and preliminary contours. (b) Completed contour diagram. Contours 2-4-8-12% per 1% area, maximum 14%.

until the largest number of points lies within this circle.

b. All the contour lines may be unnecessary to show the pattern; for example, if the spacing is very close, and some of the lines may be eliminated. The values of the contours in the final diagram are indicated in the legend in the form 2-4-8-12% per 1% area, maximum 14% (see Fig. 13.6b).

c. The area of maximum concentration is often completely blackened. Although usually unnecessary, patterns may be used for the areas of lesser concentration. Particularly effective are stipple patterns graded so that the areas of greater concentration have a denser appearance. Line patterns detract from the visual effect of the diagram and should be avoided.

## INTERPRETATION OF DIAGRAMS

*Pattern* is the key to interpreting a point diagram and its contoured counterpart. The real equivalents of the perfectly linear and perfectly planar patterns are:

1. the *point maximum*: a symmetrical clustering of points about a single mean orientation.

2. the *grille*: a grouping of points in a band along a great circle.

For folds, as we have seen, it is possible to choose which of these patterns are to represent the structure (see also Fig. 12.5). There are several compelling reasons for constructing S-pole rather than beta diagrams.

1. In the beta diagram, the number of intersections is equal to  $n(n-1)/2$ , where  $n$  is the number of individual great circle plots. For example, if  $n = 25$ , the total number of intersections is 300. Such a large number of points is apt to give the impression of a large sample size, and therefore a false sense of confidence in the result. It also involves much more work to produce a beta diagram. For several hundred individual great circle plots, which is not a particularly large sample, the number of intersections becomes impossibly large.

2. As a result of inevitable scatter, spurious concentrations of beta intersections may result. This is especially true in open or tight folds, that is, where the angle between the opposing limbs is not large. These spurious intersections will not be randomly distributed about a mean position, and they may exceed in number the significant beta points (Hansky, 1964).

3. Perhaps the most important advantage is that the S-pole diagram, based on a statistically valid coverage of the structure, gives information concerning the shape of the folded surfaces, the interlimb angle and the attitude of the axial plane.

An instructive approach to understanding S-pole diagrams is to follow the pattern as it

progressively develops during folding. Consider the cylindrical folding of a single layer. Before folding the poles of the horizontal layer would plot as a point maximum at the center of the net (Fig. 13.7a), that is, the poles would define a vertical line. If the diagram were constructed parallel to a vertical

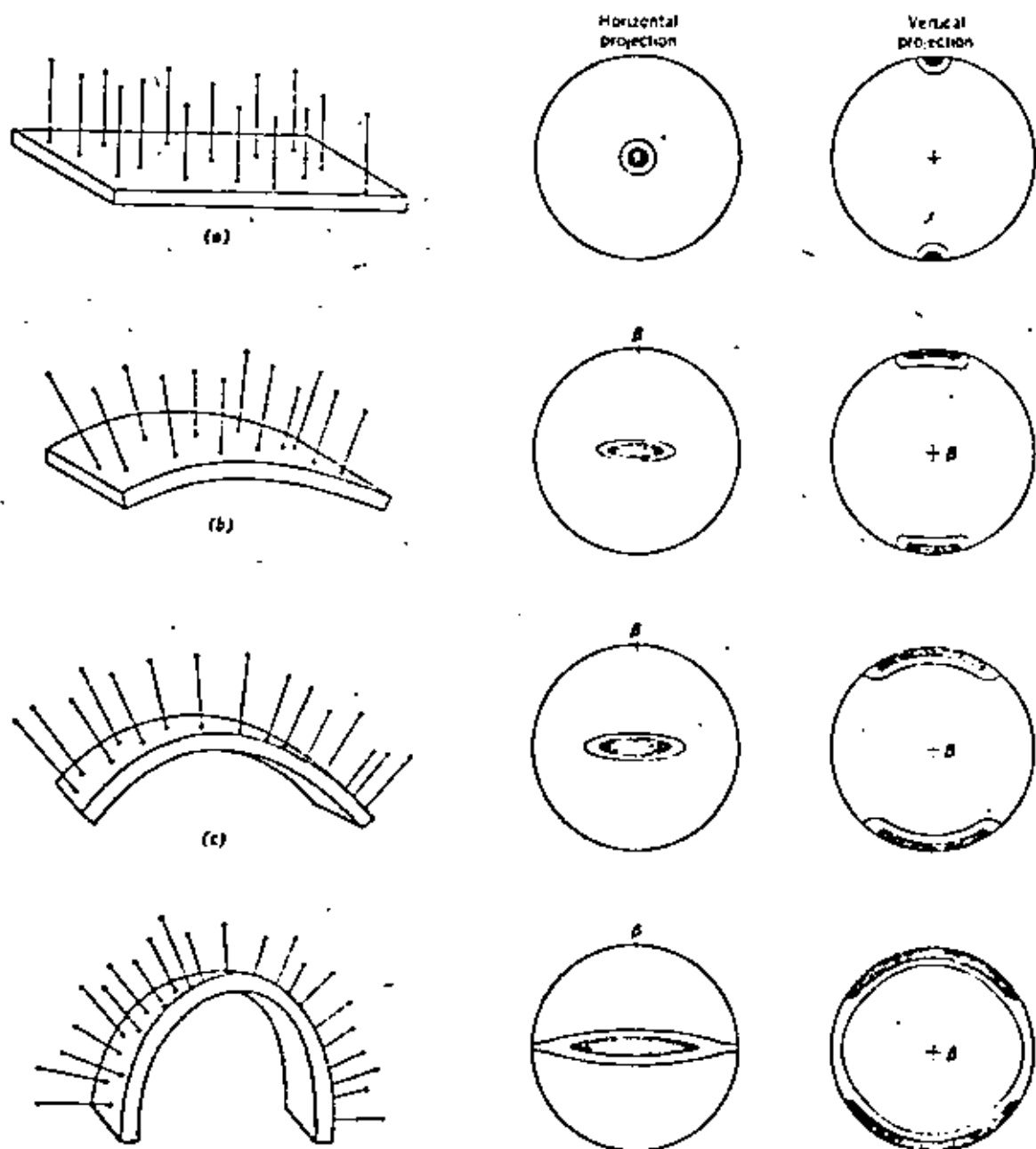


FIGURE 13.7 Development of the S-pole diagram during folding. Note that the same stereographic diagrams would result for both antiforms and synforms: (a) statistically planar horizontal layer, (b) layer bent through  $45^\circ$ , (c) layer bent through  $90^\circ$ , (d) layer bent through  $135^\circ$ .

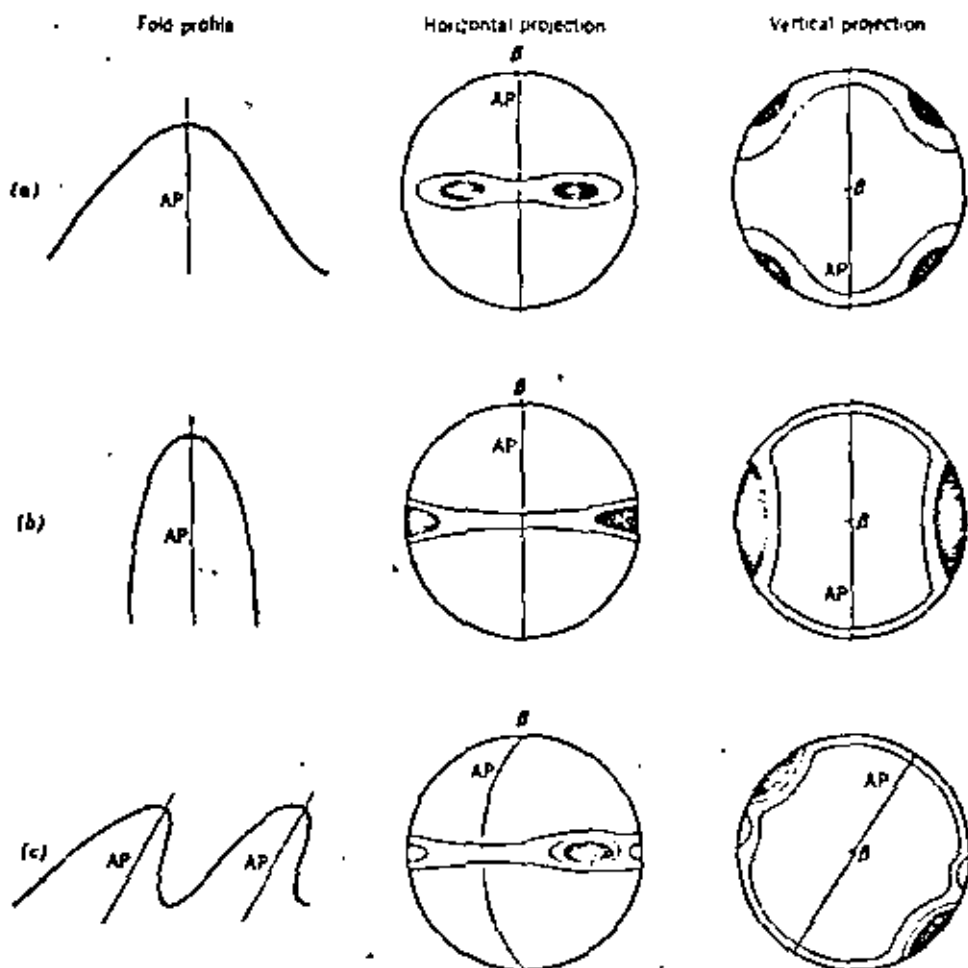


FIGURE 13.8 Patterns of folds: (a) symmetrical open fold, (b) symmetrical isoclinal fold, (c) asymmetrical fold with inclined axial plane.

plane, there would be a point maximum at each end of a diameter of the net. As the layer is folded about a horizontal axis, the originally vertical poles are spread into a fan. In terms of the pattern, whether projected horizontally or vertically, the original point maximum spreads into a *partial* girdle (Fig. 13.7b). With further folding the girdle continues to spread (Fig. 13.7c). Finally, with rotation of the limbs into parallelism, a *full* girdle develops (Fig. 13.7d).

If the fold shape is dominated by a semi-circular hinge zone (see Fig. 7.3a), the density of points within the girdle will be uniform, and the interlimb angle will be the supplement of the angle between the two extreme poles in the girdle. On the other hand, if the fold shape is dominated by planar limbs (see Fig. 7.3), the S-pole pattern will consist of a

point maximum associated with each limb, and the interlimb angle will be the supplement of the angle between these maxima. Most folds have shapes and patterns between these two extremes.

It will also be noted that symmetrical folds have symmetrical patterns, both in terms of location and concentration of the points (Fig. 13.8a,b). Conversely, the patterns of asymmetrical folds are also asymmetrical; for such folds a large number of variations in the patterns are possible. Fig. 13.8c illustrates a simple example: the overall shape of the contours are symmetrical, but the point maxima within the girdle have noticeably different values; the stronger one marks the dominant limb of the fold.

For purposes of introduction the folds illustrated above are horizontal or upright or

both. The axis and axial plane can, of course, have any attitude, and this will be reflected on the diagram. Several plunging and inclined folds are shown in Fig. 13.9.

An additional aspect of contoured diagrams, especially of the point maximum type, is the strength of the pattern, that is, the degree of the preferred orientation. The value of the maximum density of the points is an obvious measure of this strength, but the reliance on a single value, while ignoring the rest of the pattern, is a weakness. A better approach, suggested by Hopwood (1968), takes into account the entire pattern in a simple way. If the contours of equal density are imagined to be lines of equal elevation, then the patterns can be viewed as relief on the inner surface of the hemisphere. This topography can be reassembled into a single conical hill by measuring the area contained within each area bounded by a contour with a planimeter, and constructing a graph of this area against the corresponding elevation to give the slope of

the cone. Hopwood found that such a plot closely approximates a straight line. This slope angle can be used to define a coefficient of the degree of preferred orientation which then facilitates comparisons of different contoured diagrams.

## SUPERPOSED FOLDS

The S-pole diagram may also be viewed as a test for the homogeneity of the fold axes in the area being examined. As such, the diagram can be used to decide if, and in what direction a fold profile can be drawn. On the other hand, the pattern may not be interpretable; the scatter may be such that no S-pole girdle is present. Such areas are inhomogeneous with respect to axial directions. This will be the general case in rock masses that have undergone two or more episodes of folding.

The approach in areas of polyphase folding is to seek smaller, homogeneous subdivisions

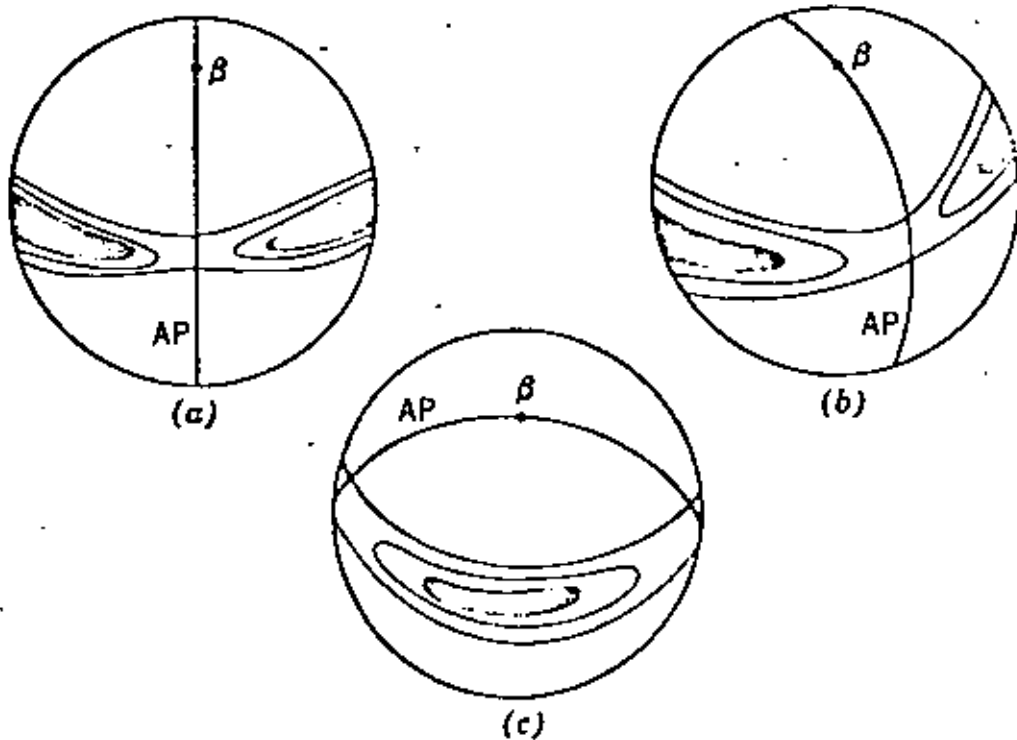


FIGURE 13.9 Folds with different attitudes.



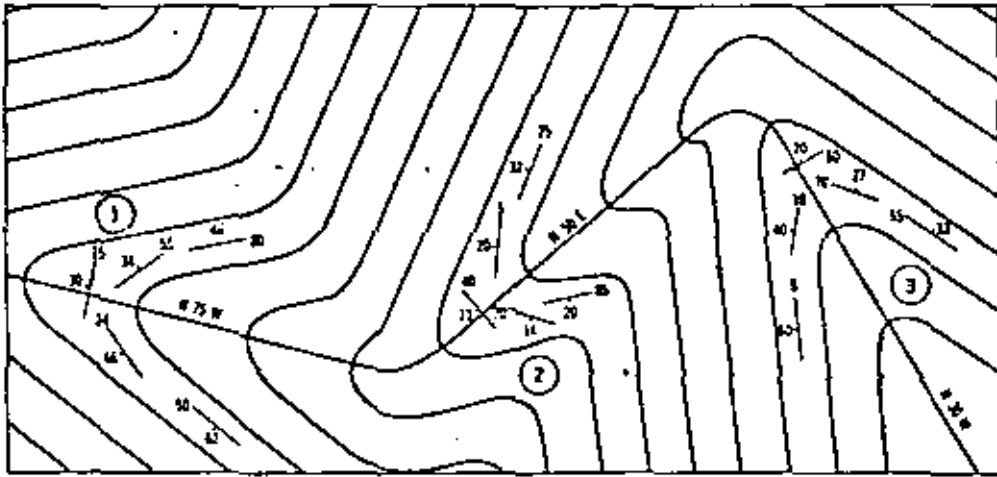


FIGURE 13.10. Idealized map of superposed folds. Subareas 1, 2, and 3 are recognizable by the apparent traces of the hinge surface which are rectilinear.

for which the data does yield interpretable diagrams. A highly artificial example will suggest the approach that is used.

#### PROBLEM

In an area which has undergone two episodes of folding, determine the geometric relationship between the two sets of folds.

#### ANALYSIS

1. Subdivide the map area into smaller subareas each of which contains structures that are statistically homogeneous, that is, subareas characterized by cylindrical folds. These subdivisions may be located by trial and error, or by the recognition of rectilinear nature of the apparent traces of the hinge surfaces (Fig. 13.10) or by other structural evidence.
2. Plots of the data from each subarea are then made to determine the orientation of the folds in each homogeneous part of the structure (Fig.

13.11). The changes from one subarea to the next can then be determined by comparing these diagrams.

3. Synoptic diagrams are useful in illustrating these variations, and in obtaining information about the second folds.

- a. Beta intersections of the axial planes from the three subareas define the axis of the second folds (Fig. 13.12a).
- b. The axes of the three subareas lie on a single great circle, which indicates a special type of dispersal of pre-existing fold axes and linear structures during the second deformation (Fig. 13.12b). This pattern of movement is characteristic of similar folding.

In general, results of this type, together with information on the style of folding, permit individual hinge lines to be traced through the superposed folds (Stauffer, 1968).

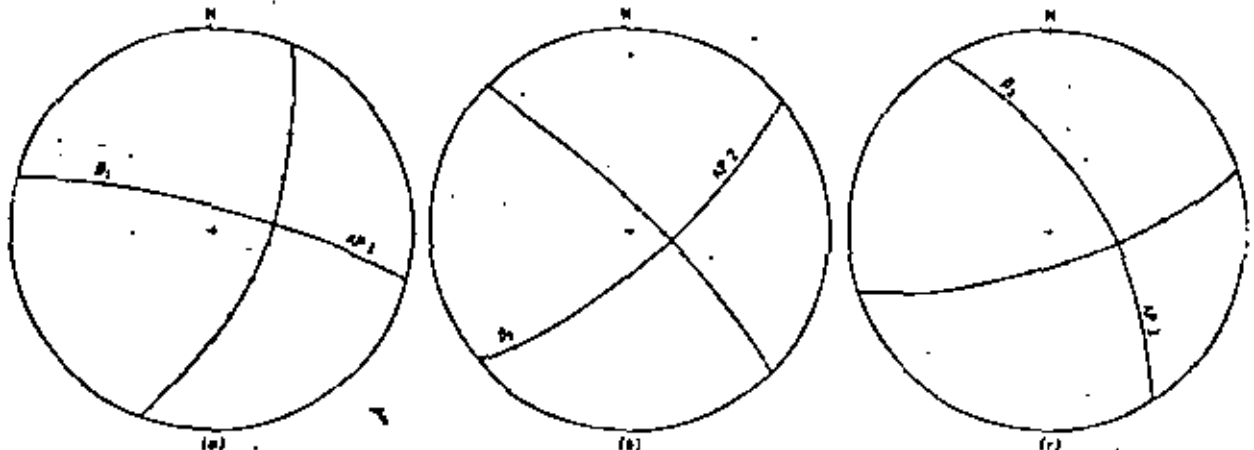


FIGURE 13.11 Stereograms of the data from subareas 1, 2, and 3.

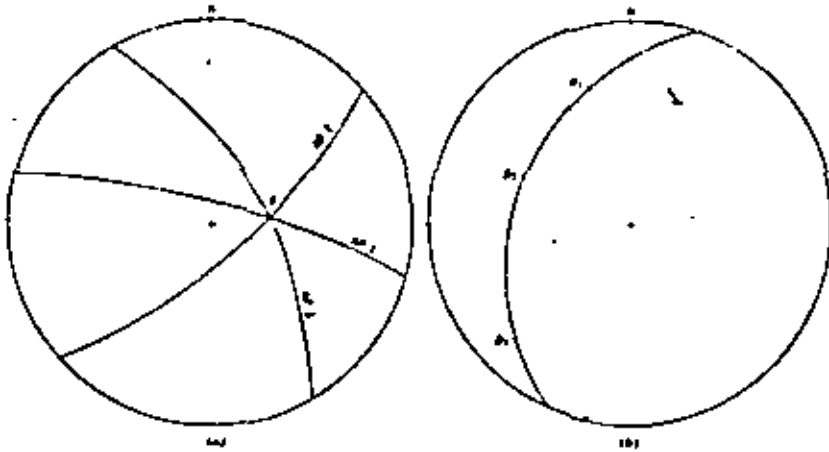


FIGURE 13.12 Synoptic diagrams.

## EXERCISES

1. With the attitude data given in Fig. X13.1 construct both a beta diagram and an S-pole diagram. What is the trend and plunge of the fold axes?
2. With Fig. X13.2, determine the orientation of the fold axis by inspection. Confirm with an S-pole diagram.

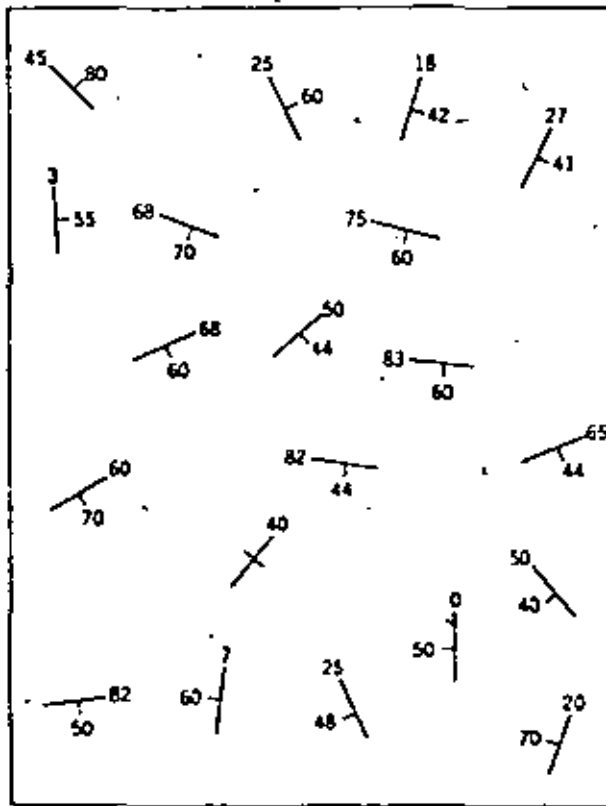


FIGURE X13.1

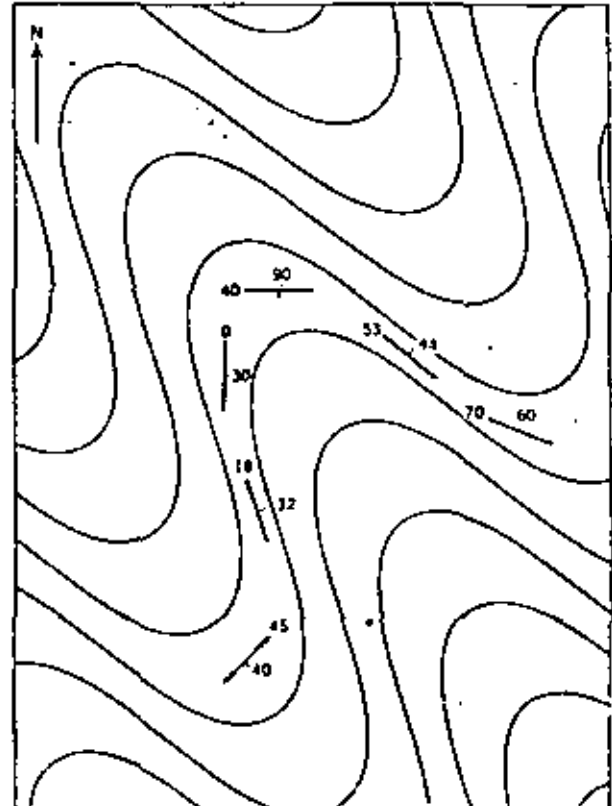


FIGURE X13.2

3. With the data of Fig. X13.3 construct a contoured S-pole diagram. Determine the following:
- Trend and plunge of the fold axis.
  - Attitude of the axial plane.
  - Approximate style of the folds (sketch).
  - Approximate interlimb angle.
  - The number of beta intersections if great circles of the attitudes were plotted.

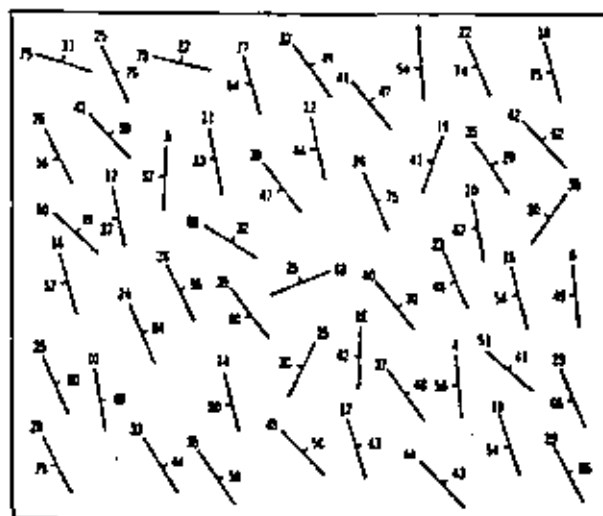


FIGURE X13.3

Different types of slope failure are associated with different geological structures and it is important that the slope designer should be able to recognize potential stability problems during the early stages of a project. Some of the signs which should be watched for when examining stereoplots of the structural data are outlined on the following pages and a test for the possibility of sliding on one or more discontinuity is described.

Figure 15 shows the four main types of failure considered in this book and gives the appearance of typical stereoplots of geological conditions likely to lead to such failures. Note that in assessing stability, the cut face of the slope must be included in the stereoplot since sliding can only occur as a result of movement towards the free face created by the cut.

The diagrams given in Figure 15 have been simplified for the sake of clarity. In an actual rock slope, combinations of several types of geological structures may be present and this may give rise to additional types of failure. For example, presence of discontinuities which can lead to toppling as well as planes upon which wedge sliding can occur could lead to the sliding of a wedge which is separated from the rock mass by a "tension crack".

In a typical field study in which structural data has been plotted on stereonets, a number of significant pole concentrations may be present. It is useful to be able to identify those which represent potential failure planes and to eliminate those which represent structures which are unlikely to be involved in slope failures. John<sup>46</sup>, Panet<sup>47</sup> and McMahon<sup>23</sup> have discussed methods for identifying important pole concentration but the author prefers a method recently developed by Markland<sup>48</sup>.

Markland's test, described hereunder, is to establish the possibility of a wedge failure in which sliding takes place along the line of intersection of two planar discontinuities as illustrated in Figure 15c. Plane failure, Figure 15b, is also covered by this test since it is a special case of wedge failure. If contact is maintained on both planes, sliding can only occur along the line of intersection and hence this line of intersection must "daylight" in the slope face. In other words, the dip of the line of intersection must be less than the dip of the slope face, measured in the direction of the line of intersection as shown in Figure 16a.

As will be shown in the chapter dealing with wedge failure, the factor of safety of the slope depends upon the dip of the line of intersection, the shear strength of the discontinuity surfaces and the geometry of the wedge. The limiting case occurs when the wedge degenerates to a plane, i.e. the dips and dip direction of the two planes are the same, and when the shear strength of this plane is due to friction only. As already discussed, sliding under these conditions occurs when the dip of the plane exceeds the angle of friction  $\epsilon$  and hence, a first approximation of wedge stability is obtained by considering whether the dip of the line of intersection exceeds the friction angle for the rock surfaces. Figure 16b shows that the slope is potentially unstable when the point defining the line of intersection of the two planes falls within the area included between the great circle defining the slope face and the circle defining an infinite series of planes (a cone) all dipping at the angle of friction  $\epsilon$ .

The reader who is familiar with wedge analysis will argue that this area can be further reduced by allowing for the influence of "wedging" between the two discontinuity planes. On the other hand, the stability may be decreased if water is present in the slope. Experience suggests that these

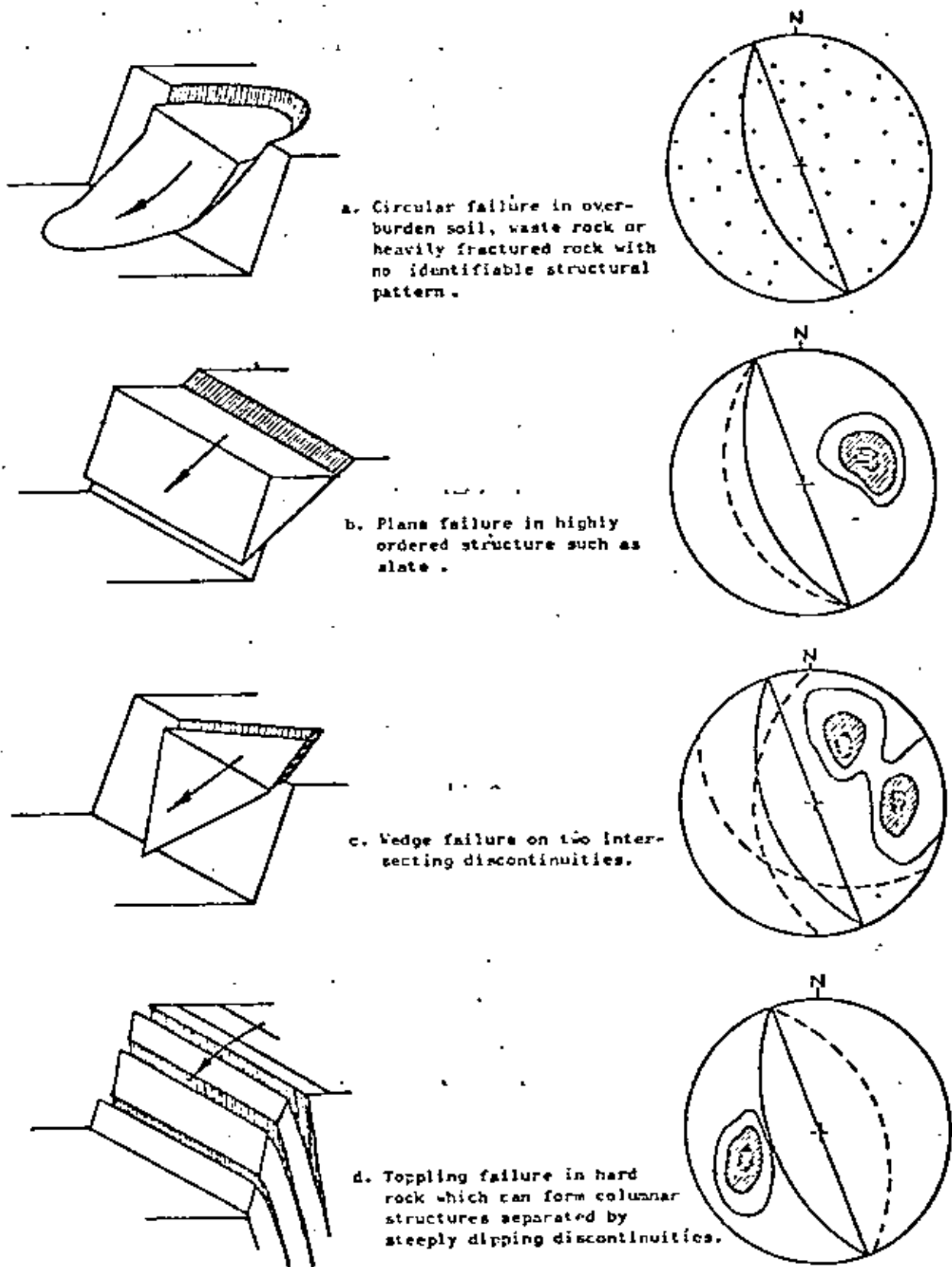


Figure 15 : Main types of slope failure and appearance of stereoplots of structural conditions likely to give rise to these failures.

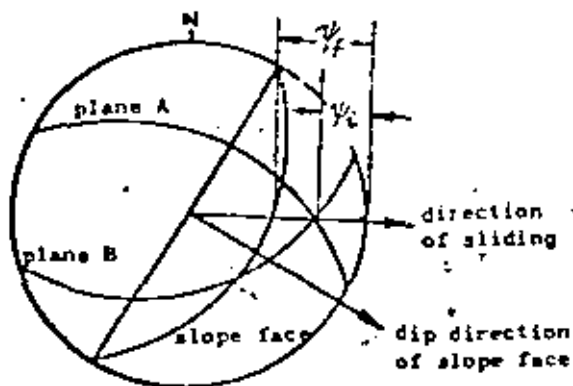


Figure 16a : Sliding along the line of intersection of planes A and B is possible when the dip of this line is less than the dip of the slope face, measured in the direction of sliding, i.e.

$$\psi_f > \phi_i$$

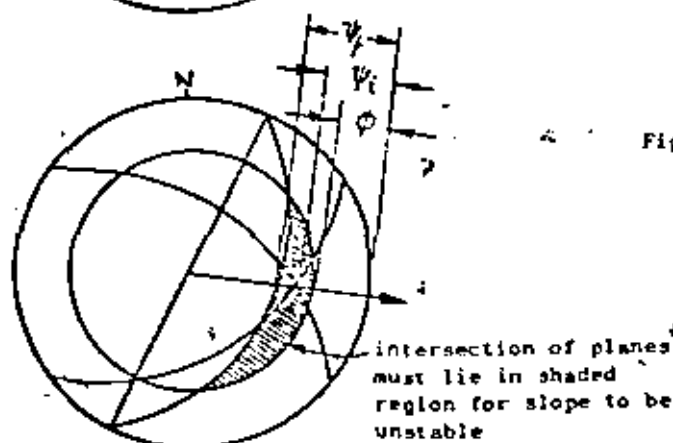


Figure 16b : Sliding is assumed to occur when the dip of the line of intersection exceeds the angle of friction, i.e. when

$$\psi_f > \phi_i > \phi$$

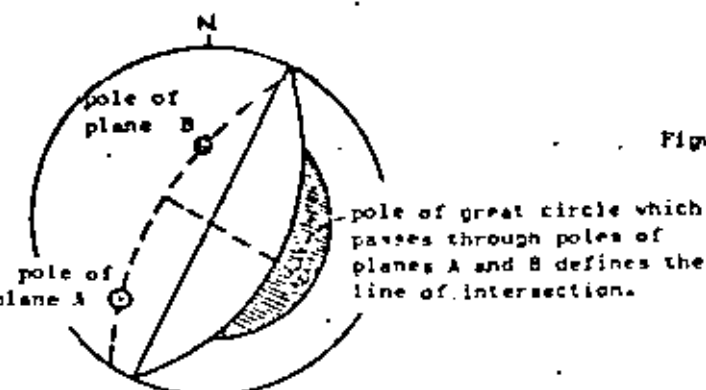


Figure 16c : Representation of planes by their poles and determination of the line of intersection by the pole of the great circle which passes through these poles.

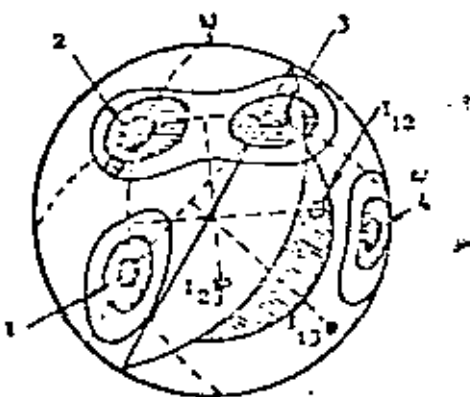


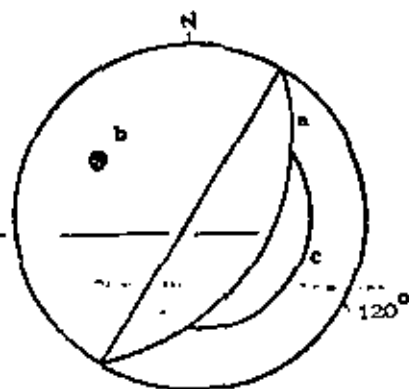
Figure 16d : Preliminary evaluation of the stability of a  $50^\circ$  slope in a rock mass with 4 sets of structural discontinuities.

two factors will tend to cancel one another in typical wedge problems and that the crude assumption used in deriving Figure 16b is adequate for most practical problems. It should be remembered that this test is designed to identify critical discontinuities and, having identified them, a more detailed analysis would normally be necessary in order to define the factor of safety of the slope.

Figures 16a and 16b show the discontinuity planes as great circles but, as has been discussed on the previous pages, field data on these structures is normally plotted in terms of poles. In Figure 16c the two discontinuity planes are represented by their poles and, in order to find the line of intersection of these planes, the method described on page 47 is used. The tracing on which the poles are plotted is rotated until both poles lie on the same great circle. The pole of this great circle defines the line of intersection of the two planes.

As an example of the use of this test consider the contoured stereoplot of poles given in Figure 16d. It is required to examine the stability of a slope face with a dip of  $50^\circ$  and dip direction of  $120^\circ$ . A friction angle of  $30^\circ$  is assumed for this analysis. An overlay is prepared on which the following information is included:

- a. The great circle representing the slope face
- b. The pole representing the slope face
- c. The friction circle.



Overlay for checking possibility of wedge failures.

This overlay is placed over the contoured stereoplot and the two are rotated together over the stereonet to find great circles passing through pole concentrations. The lines of intersection are defined by the poles of these great circles as shown in Figure 16d. From this figure it will be seen that the most dangerous combination of discontinuities is that represented by the pole concentrations numbered 1 and 2. The intersections  $I_{23}$  and  $I_{13}$  both fall outside the critical area and are not likely to give rise to instability. The pole concentration numbered 4 will not be involved in sliding but, as shown in Figure 15d, it could give rise to toppling or the opening of tension cracks.

In the example described above, it would be necessary to examine this slope, and particularly discontinuities 1 and 2, in more detail to establish whether the critical conditions suggested by this preliminary analysis do indeed exist or whether there are other factors which increase the stability of the slope.

In cases where only one major pole concentration occurs as in Figure 15b, plane-failure is possible if this concentration lies close to the pole of the slope face. In the example given in Figure 16d, pole concentration 2 lies sufficiently close to the pole of the slope face for two dimensional sliding to be considered a possibility and to justify a more detailed examination of this possibility.

Suggested method of data presentation and analysis for open pit planning.

During the early feasibility studies on a proposed open pit mine, an estimate of safe slope angles is required for the calculation of ore to waste ratios and for the preliminary pit layout. The only structural data which is likely to be available at this stage is that which has been obtained by logging cores drilled for mineral evaluation purposes and by mapping surface outcrops. Scanty as this data is, it does provide a basis for a first estimate of potential slope problems and the author suggests that this data should be treated in the manner illustrated in Figure 17.

On an outline plan of the proposed open pit, contoured stereoplots of whatever structural data is available are drawn. These plots are drawn at the location of the field observations and should, where possible, be evenly spaced around the pit perimeter. It is particularly important that areas of major faulting or areas in which changes of rock type occur should be mapped.

An overlay is prepared as described earlier and, in Figure 17, it has been assumed that the stability of  $45^\circ$  slopes is to be checked. Where the geological mapping has indicated the presence of faults or clay seams, a friction angle of  $20^\circ$  should be used to define the friction circle. Where no such structures appear to be present, a friction angle of  $30^\circ$  is more realistic and this is the value used in Figure 17.

The eastern side of the hypothetical porphyry-copper pit illustrated in Figure 17 does not contain structures which are unfavourable to stability and, since porphyry is a good hard rock, steepening of these slopes can be considered. Figure 7 on page 20 can be used as a guide to the maximum permissible slope angle for a given pit depth.

Note that the structures which occur in the south-eastern part of the pit could give rise to toppling failure if steep slopes are created (see Figure 15d). This possibility should be kept in mind as the pit planning progresses and a further analysis carried out if required.

The structures in the south-western part of the pit are not critical but there are bound to be local discontinuities which will cause small wedge slides on individual benches. This would be particularly true for the porphyry/slate contact. Since flattening of the slate slopes is essential, it would be wise to start this flattening in the south-western corner of the pit.

The most critical area in this particular pit will be the western slopes where the slate dips into the pit at about the same angle as the slopes (note that the pole concentration coincides with the pole of the slope face - a critical limiting condition for two-dimensional sliding). It would be essential to carry out further investigations in this part of the pit. Additional drillings to check the extent of the slate, groundwater studies and shear testing of discontinuity planes would all be necessary. A detailed stability analysis, using methods described in later chapters, would have to be carried out to establish the safe slope angles for this part of the pit.



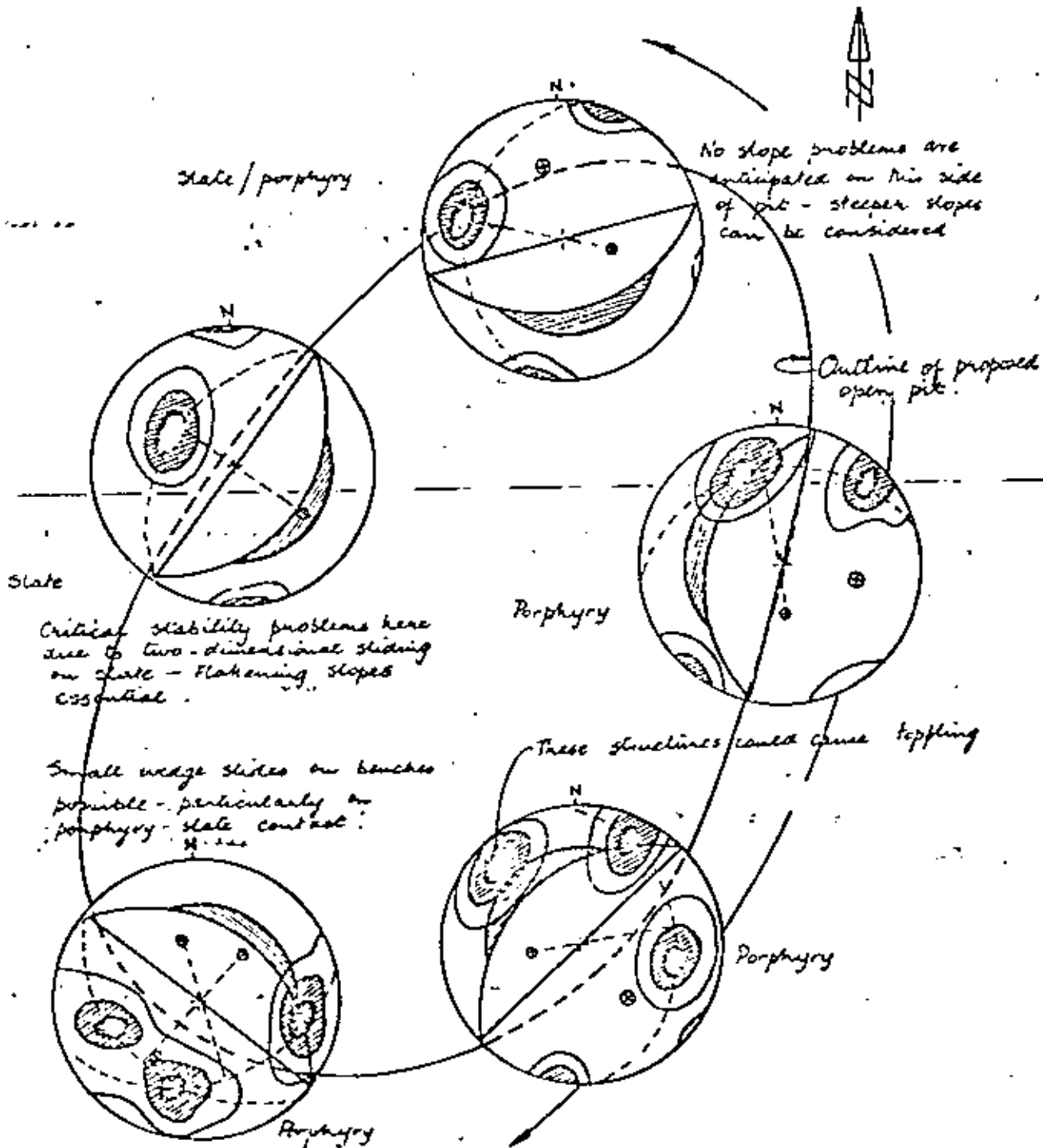
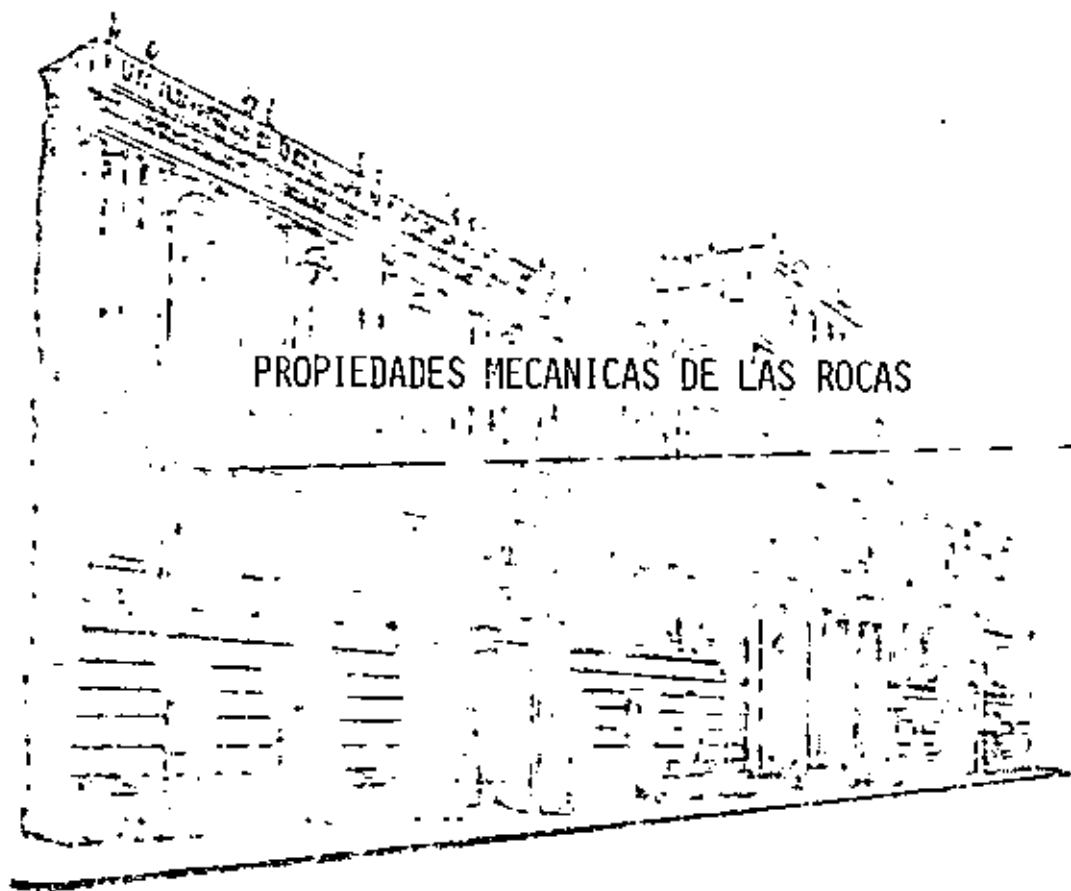


Figure 17 : Presentation of geological data and preliminary analysis of slope stability for feasibility study on hypothetical open pit mine.



DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION



MAYO, 1983

## Propiedades mecánicas de las rocas

A. J. Hendron, Jr.

### 2.1 Introducción

En muchos problemas de Mecánica de las Rocas son de importancia fundamental las propiedades de la sustancia rocosa. En otros, como se indicó en el capítulo anterior, debe considerarse el comportamiento de la roca *in situ* con las discontinuidades geológicas inherentes. En la primera parte de este capítulo se comentan las propiedades mecánicas de la sustancia rocosa. Entre ellas se incluyen la resistencia a tracción y a compresión simple, las características tensión-deformación en compresión simple, la resistencia y las características tensión-deformación de las rocas sometidas a tensiones combinadas y la dureza. En la segunda parte del capítulo se analiza la resistencia y compresibilidad de los macizos rocosos fracturados.

### 2.2 Propiedades de la sustancia rocosa

#### 2.2.1 Resistencia a tracción

Resulta difícil la determinación de la resistencia a tracción mediante el ensayo directo de una probeta cilíndrica, ya que aún no se ha conseguido un método satisfactorio para sujetar la probeta sin introducir tensiones de flexión. Brace<sup>1</sup> ha utilizado muestras de forma especial que reducen el problema anterior, pero el método operativo es costoso y quizá demasiado complicado para su empleo rutinario. El método más práctico para determinar la resistencia a tracción directa se consigue pegando, con resina epoxy, cabezales de metal a muestras cilíndricas de roca que se ponen en tensión mediante cables o cadenas.

Como no suele ser necesaria una determinación exacta de la resistencia a tracción del material rocoso, ésta se suele medir generalmente por métodos rápidos indirectos. El ensayo brasileño<sup>2</sup> es un método indirecto muy usado para determinar la resistencia a tracción de la roca. En este ensayo, una probeta cilíndrica de longitud  $L$  y diámetro  $D$  se carga diametralmente con una carga  $P$ . La muestra se suele romper separándose en dos mitades según el eje de carga diametral. Se calcula entonces la resistencia a tracción  $\sigma_t$  en rotura mediante la Eq. (2.1) que da la tracción uniforme que actúa sobre la mayor parte del diámetro, normalmente a la línea que une los puntos de carga de acuerdo con la teoría elástica.

$$\sigma_t = \frac{2P}{\pi DL} \quad (2.1)$$

Un segundo método indirecto es el ensayo de tracción con carga puntual descrito por Reichmuth<sup>3</sup>. La resistencia a tracción para carga puntual se determina aplicando cargas de compresión puntuales a la superficie lateral de un testigo cilíndrico con el eje en posición horizontal. Las cargas puntuales se aplican mediante una prensa a través de rodillos de acero endurecido de pequeño diámetro, normales al eje del testigo. Esta carga produce tracciones perpendiculares al eje de carga; la resistencia a tracción  $\sigma_t$  viene dada por la expresión empírica:

$$\sigma_t = 0.0035 P/D^2 \quad (2.2)$$

donde  $P$  es la carga de rotura en kg y  $D$  el diámetro del testigo en centímetros. Miller<sup>4</sup> ensayó veintiocho tipos diferentes de roca, según este método encontrando que la resistencia a tracción media  $\sigma_t$  estaba relacionada con la resistencia a compresión simple  $\sigma_c$  por la Eq. (2.3):

$$\sigma_t = 21\sigma_c - 280 \text{ kg/cm}^2 \quad (2.3)$$

Para fines prácticos, probablemente es suficientemente exacto en la mayoría de los casos el suponer una resistencia a tracción del 5 al 10 % de la resistencia a compresión simple. Una determinación más exacta puede no estar justificada debido a la amplia variación de resistencias a tracción observadas en cualquier serie de muestras de roca. Además, por otro lado, las variaciones direccionales son muy grandes en rocas metamórficas y en rocas sedimentarias de estratificación fina.<sup>5</sup>

#### 2.2.2 Comportamiento a compresión simple

El comportamiento de la sustancia rocosa a compresión simple viene afectado en cierta extensión por las condiciones de ensayo. Las variables de ensayo más importantes son la relación longitud-diámetro de la muestra,  $L/D$ , la velocidad de carga y las condiciones de borde de la muestra.

Si se ensayan testigos de roca con valores  $L/D$  pequeños, es probable que no se puedan formar los planos de corte en la muestra sin atravesar el plano formado por la base de la muestra y el plato de la prensa. Así pues, el rozamiento entre la muestra y la prensa produce un efecto de confinamiento o triaxial que aumenta la resistencia obtenida. Una relación empírica debida a Oberl y Duvall<sup>6</sup> relaciona la resistencia a compresión medida  $\sigma_c$  con la esbeltez  $L/D$ :

$$\sigma_c = \sigma_{c1} \left( 0.778 + \frac{0.222}{L/D} \right) \quad (2.4)$$

donde  $\sigma_c$  es la resistencia a compresión para  $L/D = 1$ , y  $\sigma_{c1}$  es la resistencia a compresión para  $L/D = 1$ . Se recomienda una relación  $L/D$  de 2.5 para asegurar una distribución de tensiones bastante uniforme en la muestra y aumentar la posibilidad de que el plano de rotura se pueda formar libremente sin interferir con el plato de la prensa.

La velocidad de carga es una variable de ensayo que influye sobre la resistencia a compresión y el módulo de elasticidad. La tabla 2.1 compara las resistencias medidas en la arenisca de Horna y en gábrro con dos velocidades

Tabla 2.1 Influencia de la velocidad de carga<sup>1</sup>

Roca	Resistencia a compresión simple (kg/cm <sup>2</sup> )		
	Tiempo hasta rotura = 30 s	Tiempo hasta rotura = 0,010 s	Incremento de resistencia (%)
Arenisca de Herrea	560	510	10
Gábsa	2.170	2.800	30

de carga diferentes<sup>1</sup>. La figura 2.1 muestra el efecto de la velocidad de carga sobre el comportamiento del hormigón en masa<sup>2</sup>. Al aumentar la velocidad, la resistencia y el módulo de elasticidad aumentan, disminuyendo la deformación de rotura. Resultados semejantes se han obtenido con sal gema; en un cierto grado puede esperarse que otras rocas se comporten de manera similar.

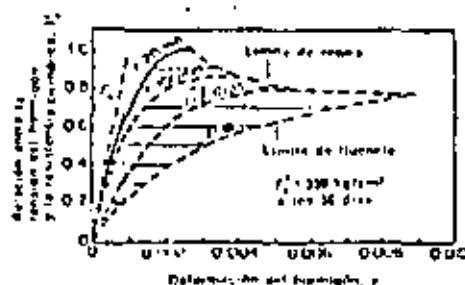


Figura 2.1 Influencia de la velocidad de carga sobre la resistencia y el módulo de elasticidad<sup>2</sup>

Para velocidades comprendidas entre 0,70 y 7 kg/cm<sup>2</sup> s, sin embargo, Wuerker<sup>3</sup> y Watstein<sup>10</sup> han indicado que la influencia de la velocidad de carga sobre la resistencia de las rocas y el hormigón es despreciable. Normalmente se utilizan velocidades comprendidas entre esos límites en los ensayos monoaxiales en rocas<sup>1</sup>.

Las condiciones de base de la muestra influyen sobre la forma de rotura y sobre la resistencia de las rocas. Oertl y otros<sup>11</sup> recomiendan el empleo de muestras sin refrentar, ya que el material de refrentado suele ser más blando que la mayoría de las rocas. La tendencia de este material a romperse escapando radialmente produce una rotura por tracción que da lugar a una menor resistencia que en las muestras sin refrentar. Por esta razón las muestras de roca deben ensayarse sin refrentado, bastando con dejar bien pulidas sus caras extremas.

Como resultado de una amplia serie de ensayos con veintiseis tipos de rocas, Miller<sup>4</sup> clasifica las curvas de tensión-deformación en los seis tipos que aparecen en la figura 2.2. El tipo I presenta una forma prácticamente lineal hasta que se produce una rotura repentina. Este comportamiento es típico de los basaltos, cuarcitas, diabasa, dolomita y calizas extraordinaria-

mente duras, como la de Salzenhofen. Las calizas más blandas, argilitas y tobas presentan una fluencia anelástica, continuamente creciente, al aproximarse a la carga de rotura, la cual puede caracterizarse por la curva del tipo II de la figura 2.2.

La curva tipo III es típica de la arenisca, granito, esquistos cortados paralelamente a la estratificación y algunas diabasas. Las rocas metamórficas,

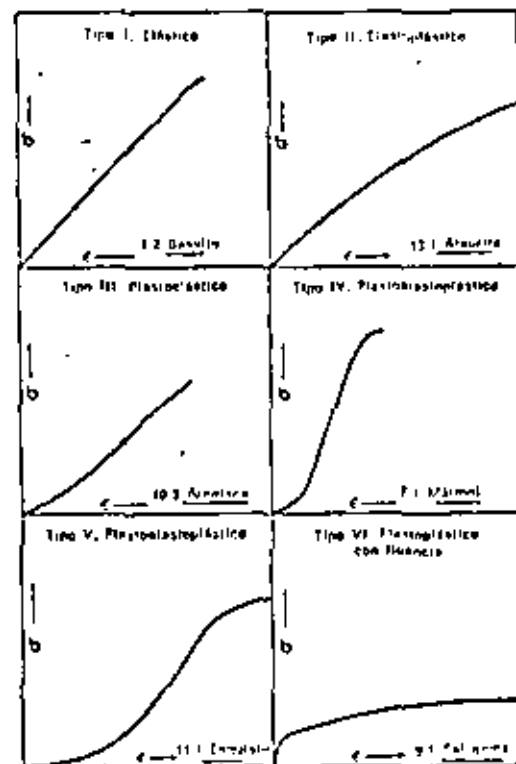


Figura 2.2 Curvas típicas tensión-deformación para rocas a compresión simple cargadas hasta rotura<sup>1</sup>

como los mármoles y gneis, están representadas por una curva en S con una parte central muy escarpada, de acuerdo con el tipo IV. Únicamente las muestras de esquistos cortados perpendicularmente a la estratificación presentan la elevada compresibilidad que señala la curva en S del tipo V. Las curvas de los tipos III, IV y V se caracterizan por una parte inicial cóncava hacia arriba que se hace más pendiente al cerrarse las superficies de microfisuras o exfoliación. La parte inicial se continúa por otra claramente lineal que va mostrando gradualmente diversos grados de fluencia anelástica al acercarse a la rotura. Las rocas del tipo III no presentan fluencia apreciable y se rompen de una forma súbita semejante a las del tipo I.

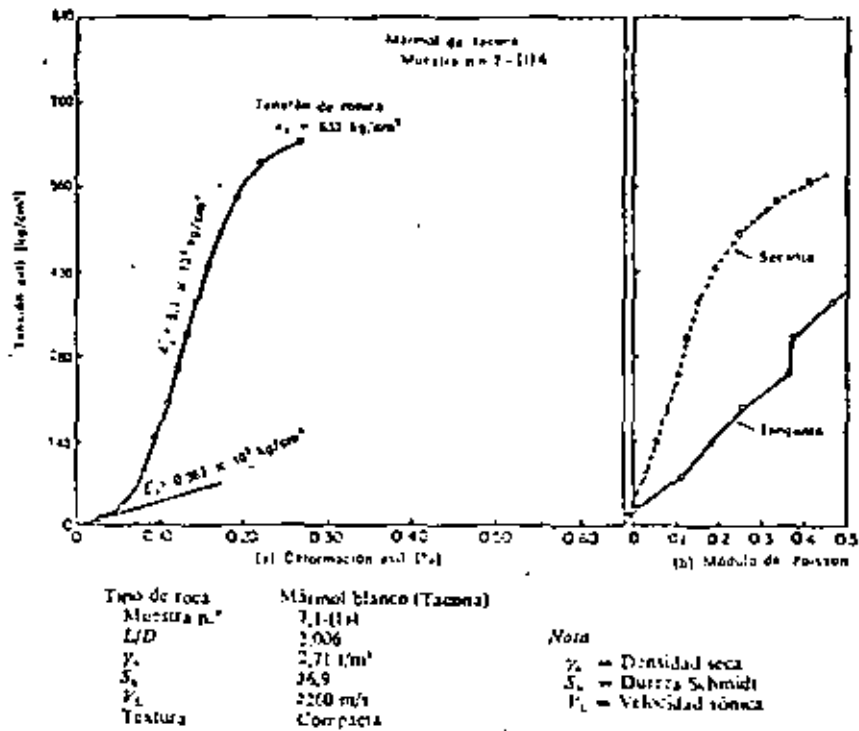


Figura 2.1 Curva tensión-deformación y módulo de Poisson de una roca a compresión simple\*

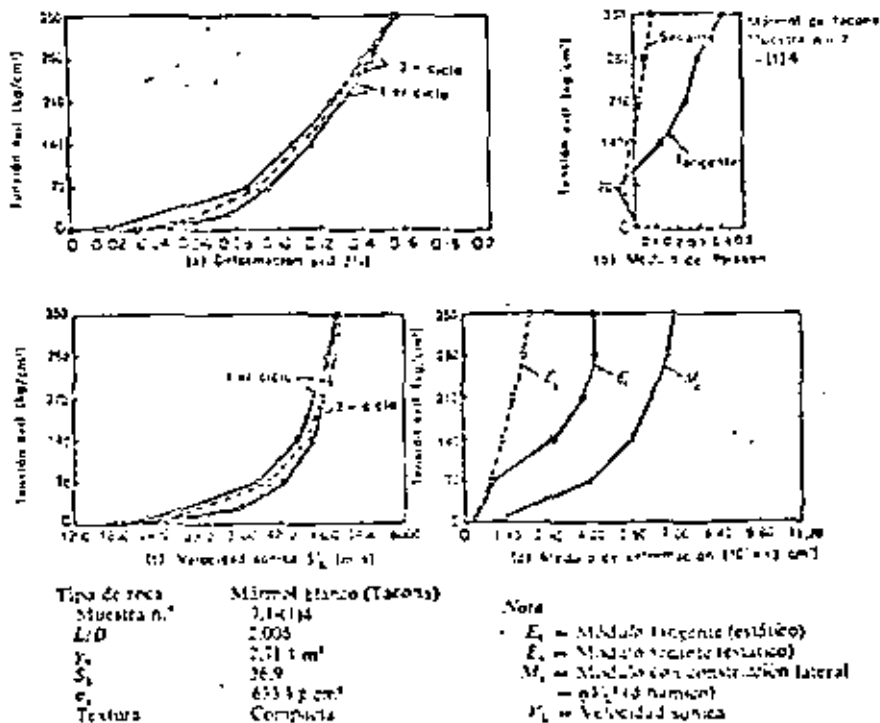


Figura 2.4 Comportamiento de tensión-deformación y velocidad sónica en compresión simple\*

La curva tipo VI es característica de la sal gema y tiene una pequeña parte recta inicial seguida por una deformación anelástica creciente y una fluencia continua. Esta curva es también típica del comportamiento de la sal potásica y otras evaporitas.

En las figuras 2.3 y 2.4 se representan datos detallados de compresión simple del mármol de Tacóna\*. Con tensiones bajas la curva tensión-deformación es cóncava hacia arriba, habiéndose medido un valor del módulo de Poisson ligeramente negativo. Las pequeñas deformaciones verticales se deben muy probablemente al efecto de las microfisuras y no vienen acompañadas por deformaciones radiales ni circunferenciales. Los valores ligeramente negativos de la deformación circunferencial se deben probablemente a la sensibilidad transversal de los extensómetros. Al aumentar el nivel de tensiones, la curva tensión-deformación se vuelve lineal con un módulo tan alto  $E$  de  $5,1 \cdot 10^4$  kg/cm<sup>2</sup> para el 50% de la carga de rotura. Los valores del módulo de Poisson, calculados a partir de las deformaciones axiales y circunferenciales medidas, aumentan gradualmente a los fines del ensayo y superan el valor 0,5 con tensiones elevadas debido a que la muestra presenta dilatación al acercarse a la rotura. En la figura 2.4 aparecen las variaciones de las propiedades estáticas de tensión-deformación y de la velocidad sónica con las tensiones axiales para el mármol de Tacóna. En la figura 2.5 se puede advertir que la velocidad sónica  $V$  (medida en la dirección de la tensión axial) aumenta de 1.800 a 4.800 m/s cuando la tensión axial pasa de 0 a 175 kg/cm<sup>2</sup>. Por encima de 175 kg/cm<sup>2</sup> el aumento de la velocidad sónica con la tensión axial es pequeña, habiéndose medido una velocidad de 5.100 m/s para 350 kg/cm<sup>2</sup>. La curva estática de tensión-deformación (fig. 2.4 a) también se vuelve aproximadamente lineal para 175 kg/cm<sup>2</sup>. Así pues, la velocidad

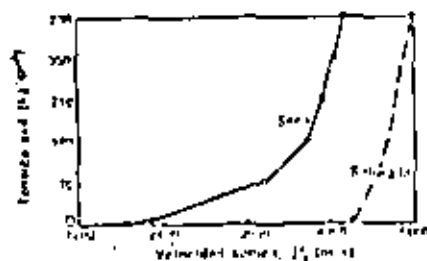


Figura 2.5 Variación de la velocidad sónica con la tensión axial en muestras secas y saturadas de mármol de Tacóna.

sónica, prácticamente constante por encima de 175 kg/cm<sup>2</sup>, indica probablemente que las discontinuidades de la muestra perpendiculares al eje de carga se han cerrado al alcanzar ese nivel de tensiones. Todos los ensayos con muestras inalteradas de rocas con curvas tensión-deformación de los tipos III, IV y V, muestran que la velocidad sónica depende mucho del nivel de tensión en la parte de estas curvas con concavidad hacia arriba\*. Una vez que la tensión axial alcanza la parte lineal de las mismas, la velocidad sónica tiende a un valor constante.

\* En realidad se trata de una culpa a la que se ha dado comercialmente el nombre de mármol (N. del T.).

La variación de la velocidad sónica con la compresión axial para muestras de mármol de Tacóna secas y saturadas se muestra en la figura 2.5. La velocidad sónica en la muestra seca es sensible a cambios en la tensión axial, como se ha comentado anteriormente, mientras que la muestra saturada sufre pequeñas variaciones en la velocidad sónica al variar la tensión axial. Este comportamiento indica que el agua consigue transmitir el impulso a través de las microfisuras con niveles de tensiones bajas; por tanto, la velocidad sónica no es un indicador claro de la presencia de fisuras en muestras saturadas. Debido a que un comportamiento similar, a gran escala, puede verse en un macizo rocoso natural, la velocidad sónica no parece resultar adecuada para detectar las discontinuidades existentes en un medio rocoso saturado.

### 2.2.3 Comportamiento bajo cargas continuas

El estado tensional influye sobre las propiedades de resistencia, rigidez, ductilidad y fluencia de la sustancia rocosa. La figura 2.6 a muestra la variación del deviator de tensiones ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) en función de la deformación axial

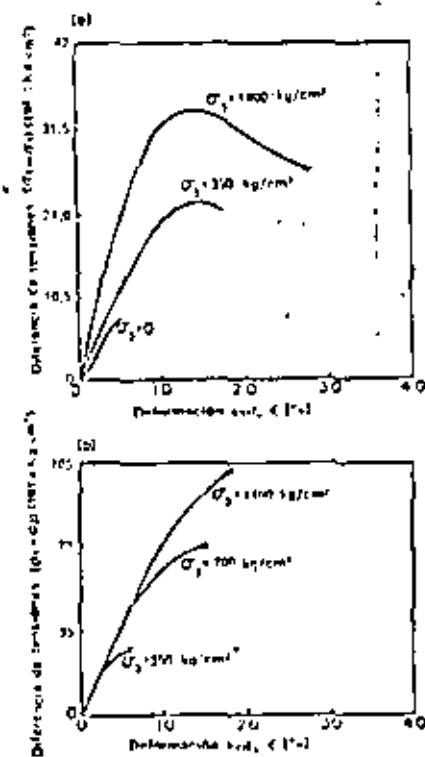


Figura 2.6 Variación de las propiedades tensión-deformación y de la resistencia de (a) arenisca de Berca y (b) salbrea con la presión de confinamiento\*.

en muestras cilíndricas de arenisca de Berea sometidas a presiones de confinamiento de 350 y 1,400  $\text{kg/cm}^2$  en el ensayo triaxial. El aumento de la presión de confinamiento da lugar a un aumento de la resistencia de pico y residual así como a una mayor deformación para la carga de rotura. Además, las deformaciones anelásticas antes de llegar a rotura aumentan con la presión de confinamiento. En las rocas más blandas, el módulo inicial tangente a la curva tensión-deformación también aumenta con la presión de confinamiento; este comportamiento es evidente en las curvas tensión-deformación que aparecen en la figura 2.6 *a* correspondientes a la arenisca de Berea.

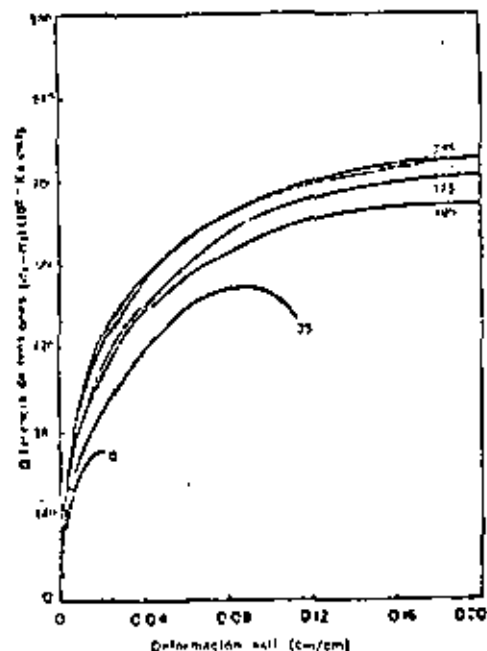


Figura 2.7 Variación de las propiedades tensión-deformación y de resistencia de la sal gema con la presión de confinamiento (indicada en  $\text{kg/cm}^2$  en cada curva)

Las rocas muy duras también muestran un aumento de resistencia con la presión de confinamiento, pero frecuentemente los valores de los módulos resultan poco afectados por las variaciones de la misma. La figura 2.6 *b*) reproduce los resultados de un ensayo triaxial con un gabbro, donde el aumento de resistencia y las propiedades elásticas iniciales no vienen afectadas por la presión de confinamiento. Debe también advertirse que el aumento de esta presión no produce en el gabbro el grado de deformación anelástica y comportamiento dúctil antes de llegar a rotura que se observa en la arenisca de Berea, más blanda.

En la figura 2.7 se muestran curvas típicas tensión-deformación de los ensayos triaxiales realizados con sal gema por el U. S. Bureau of Reclama-

tion U. Puede advertirse que la resistencia a compresión ( $\sigma_1 = \sigma_3$ ) se duplica prácticamente cuando la presión de confinamiento  $\sigma_3$  aumenta de 0 a 35  $\text{kg/cm}^2$ , pero el aumento no es proporcional a la variación de la presión de confinamiento. Con presiones de confinamiento más elevadas (75, 125 y 175  $\text{kg/cm}^2$ ) la resistencia sólo aumenta ligeramente. En la sal gema las deformaciones de rotura aumentan mucho con la presión de confinamiento. Para la muestra en compresión de la figura 2.7 la deformación en roturas es del 2% y la curva tensión-deformación indica una rotura frágil. La deformación en rotura con una presión de confinamiento de 35  $\text{kg/cm}^2$  es aproximadamente del 11%, y la curva tensión-deformación muestra una rotura más dúctil. Con presiones de confinamiento más elevadas se han observado deformaciones axiales del 20% o mayores, generalmente sin una clara evidencia de rotura.

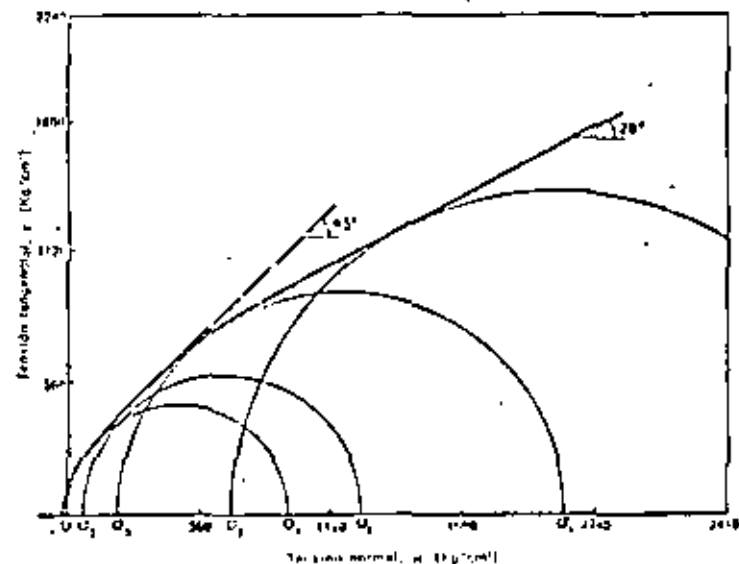


Figura 2.8 Curva de resistencia intrínseca de un granito esquistoso intacto \*\*

Los resultados de los ensayos triaxiales pueden resumirse en un diagrama de Mohr como el que aparece en la figura 2.8 *b*). En este diagrama cada ensayo triaxial está representado por un círculo de Mohr, función de las tensiones principales mayor y menor en rotura, ignorándose la influencia de la tensión principal intermedia. Normalmente la rotura se define por el punto del diagrama tensión-deformación (fig. 2.6), donde la diferencia de tensiones es máxima. La curva tangente a la familia de círculos de Mohr correspondientes a ensayos realizados con diferentes presiones de confinamiento es la denominada *curva de resistencia intrínseca* de la roca ensayada. Mediante ensayos realizados con una amplia gama de presiones, suele ser posible aproximar la curva de resistencia intrínseca mediante una línea recta. En este caso, el ángulo que la envolvente forma con el eje de abscisas se denomina ángulo

de rozamiento interno  $\phi$ , y la ordenada en el origen es la llamada cohesión  $c$ . La relación entre las tensiones principales mayor y menor en rotura puede expresarse en función de los parámetros de Mohr-Coulomb por:

$$\sigma_1 = \sigma_3 N_\phi + 2c\sqrt{N_\phi} \quad (2.5)$$

siendo  $N_\phi = (1 + \text{sen } \phi)/(1 - \text{sen } \phi)$ . Los valores representados en la figura 2.8 para un gneis esquistoso tienen la particularidad de que, con tensiones

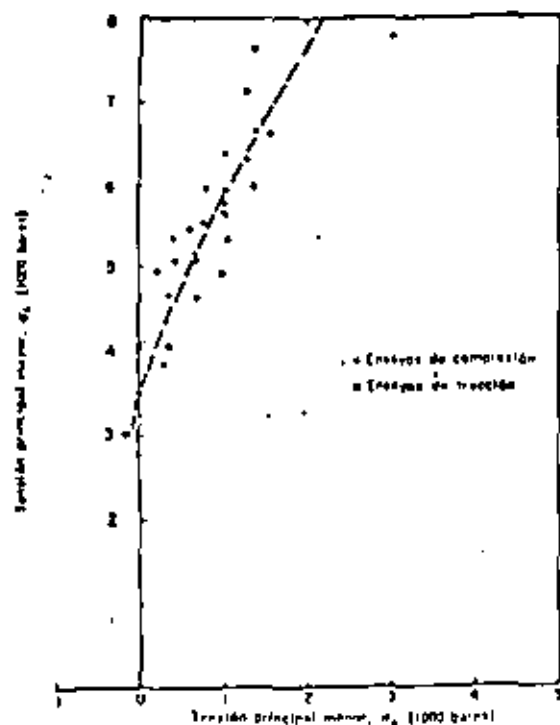


Figura 2.8. Relación entre las tensiones principales máxima y mínima en ensayos de tracción y compresión triaxial en la caliza de Solenhöfen<sup>11</sup>

bajas, el ángulo de rozamiento interno es elevado ( $45^\circ$ ) y la curva de resistencia intrínseca va variando de forma que el ángulo de rozamiento interno disminuye con niveles de tensiones más altos. Debe advertirse que los parámetros de resistencia al corte de Mohr-Coulomb  $c$  y  $\phi$  varían en las rocas con la presión y sólo representan una aproximación, de la curva de resistencia intrínseca dentro de una cierta gama de tensiones normales al plano de rotura potencial.

Muchos investigadores también representan los datos de los ensayos triaxiales en función de las tensiones principales mayor y menor en rotura,

como se indica en la figura 2.9 para la caliza de Solenhöfen<sup>11</sup>. Aunque en este diagrama no se representan los datos de la tensión principal intermedia, los puntos correspondientes a ensayos de tracción o compresión o tracción muestran la misma tendencia, dentro de la dispersión de los datos experimentales. Por tanto, el efecto de la tensión principal intermedia carece aparentemente de importancia, ya que los ensayos triaxiales de compresión o tracción dan valores extremos de la misma (en los ensayos de compresión  $\sigma_2 = \sigma_3$  y en los de tracción  $\sigma_2 = \sigma_1$ ). Los datos de resistencia triaxial representados en la forma de la figura 2.9 presentan una pendiente decreciente al aumentar la presión y para materiales dúctiles como la sal o el mármol tienden

Tabla 2.2. Parámetros típicos de resistencia al corte de rocas intactas

Tipo de roca		$c$ , cohesión (kg/cm <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)	$N_\phi = K$
Granito	Variación	700-2.000	38-405	8-17
	Media	1.250	240	33
Caliza	Variación	210-2.100	33-150	17-34
	Media	1.050-1.900	173-232	20
Arenisca	Variación	210-2.100	43-120	49-30
	Media	560-1.100	112-200	49

Relación entre las tensiones principales en rotura:

$$\sigma_1 = \sigma_3 N_\phi + 2c\sqrt{N_\phi}$$

$$\sigma_3 = \sigma_1 / N_\phi - c$$

asintóticamente a  $45^\circ$  para presiones elevadas. En general, si se aproxima la curva de resistencia intrínseca por una línea recta, como se indica en la figura 2.9, las tensiones principales en rotura vienen dadas por:

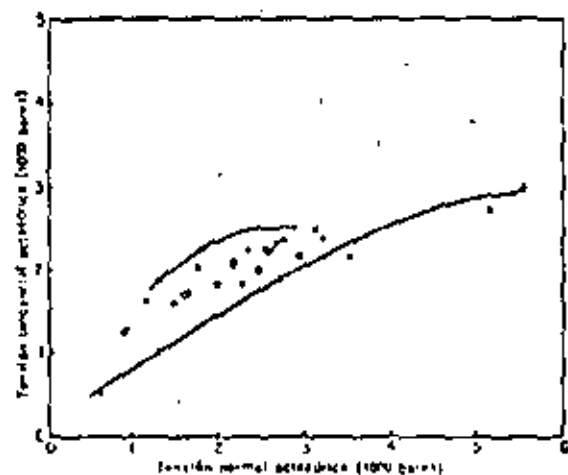
$$\sigma_1 = K\sigma_3 + c \quad (2.6)$$

donde  $K$  tiene el mismo valor que  $N_\phi$  y  $c$  es la resistencia a compresión simple. En la tabla 2.2 se resumen las propiedades resistentes típicas de diversos tipos de rocas en función de los parámetros de resistencia al corte de Mohr, que son los más empleados en la práctica.

Existe una tendencia entre los investigadores actuales a representar los datos de resistencia en un gráfico que expresa la tensión tangencial octaédrica en función de la tensión normal octaédrica. Este diagrama tiene de común con el de Mohr que la tensión tangencial y la tensión normal octaédricas actúan sobre el mismo plano. Sin embargo, el diagrama presenta la ventaja adicional de considerar el efecto de la tensión intermedia  $\sigma_2$  sobre la curva de resistencia intrínseca. En la figura 2.10 se dan los datos de tracción y compresión triaxial de la caliza de Solenhöfen<sup>11</sup> representados de esta manera. Se deduce de este diagrama que la tensión principal intermedia tiene importancia y que la resistencia al corte octaédrica es mayor a compresión que a tracción. Esta conclusión es en cierta forma contradictoria con los mismos datos recogidos en la figura 2.9 que muestra resultados semejantes para los ensayos de tracción y compresión. Un estudio más detallado de los gráficos tensión tangencial-tensión normal octaédricas ha revelado que, incluso aunque la resistencia del



material fuera totalmente independiente de la tensión principal intermedia, la curva de resistencia intrínseca en compresión triaxial estaría por encima de la correspondiente a la tracción triaxial. Por tanto, las posiciones relativas de



<p>Ensayos de compresión</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>○ Bloque 3</li> <li>□ Bloque 1, 2, 4</li> <li>● Bloque 3 (Heard, 1960)</li> <li>● Bloque 4 (Buda et al., 1964)</li> <li>□ Bloque 2 (Serdengecti, 1965)</li> </ul>	<p>Ensayos de tracción</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>▲ Bloque 3</li> <li>▲ Bloque 3 (Heard, 1960)</li> </ul>
---	---

$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \pm \sqrt{\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2}{4}}$	$\sigma_{1,2} = \frac{\sqrt{3}(\sigma_1 - \sigma_2)}{2}$
$\sigma_{3,3} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$	$\sigma_{3,3} = \frac{1}{3}(\sigma_1 - \sigma_2)$

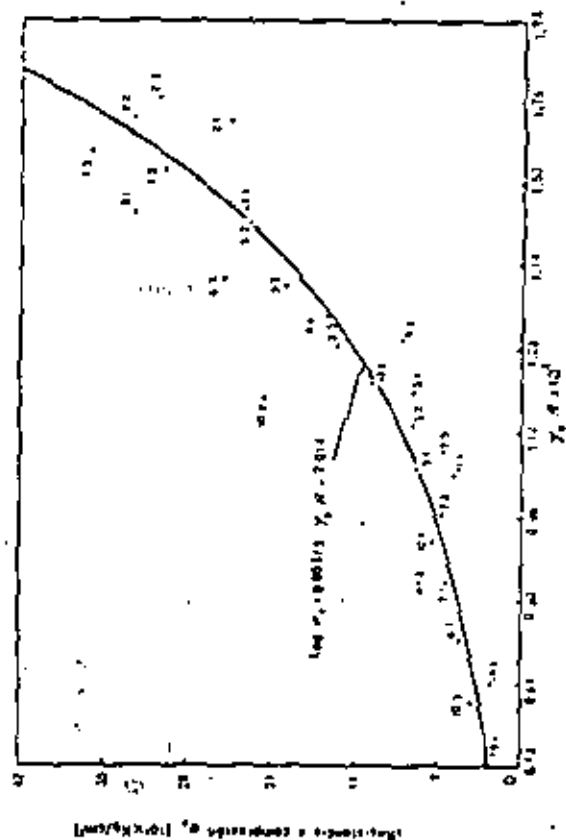
Figura 2.10. Relación entre las tensiones octaédricas normal y tangencial para la caliza de Solenhöfen en ensayos de tracción y compresión triaxial<sup>11</sup>

los puntos de tracción o compresión en la figura 2.10 son función del método de representación y no puede deducirse la influencia de  $\sigma_3$  a partir de este diagrama<sup>11</sup>.

#### 2.2.4 Dureza

Diversos estudios han mostrado que la dureza de las rocas medida por el ensayo de indentación de Rockwell, el esclerómetro Shore o el aparato de Impacto de Schmidt (energía del martillo en  $L = 0.74 \text{ m} \cdot \text{kg}$ ) está relacionada con la resistencia a compresión simple y el módulo de elasticidad (módulo tangente para el 50% de la resistencia a compresión) para un gran número de rocas<sup>12</sup>. La resistencia a compresión simple y el módulo de elasticidad se

<sup>11</sup> El significado físico del término tensión octaédrica se puede interpretar más fácilmente mediante el empleo de los invariantes de tensiones. La tensión tangencial octaédrica es proporcional al segundo invariante y la tensión normal octaédrica es proporcional al primer invariante. Ambos términos se emplean ampliamente en la literatura (N. G. BEJ).



$Y_c$  = densidad seca ( $\text{t/m}^3$ )  
 $R_c$  = fuerza Schmidt montado en L  
 $\log \sigma_c = 0.00013 Y_c R_c - 2.014$  en  $\text{lb/pie}^2$   
 $\log \sigma_c = 0.00013 Y_c R_c - 2.14$  para  $Y_c$  en  $\text{t/m}^3$

Figura 2.11. Relación entre los valores medidos de  $Y_c R_c$  y la resistencia a compresión simple<sup>12</sup>

relacionan mejor con el producto de la dureza (valor Shore o Schmidt) por la densidad seca de la roca. La figura 2.11 muestra una correlación de este tipo determinada por Miller\*. Se puede utilizar esta combinación de dureza y densidad seca para prever la resistencia a compresión simple o el módulo de elasticidad de un material, con un intervalo de confianza del 75%. Esto se ilustra en la figura 2.12 que es un ábaco para determinar la resistencia a com-

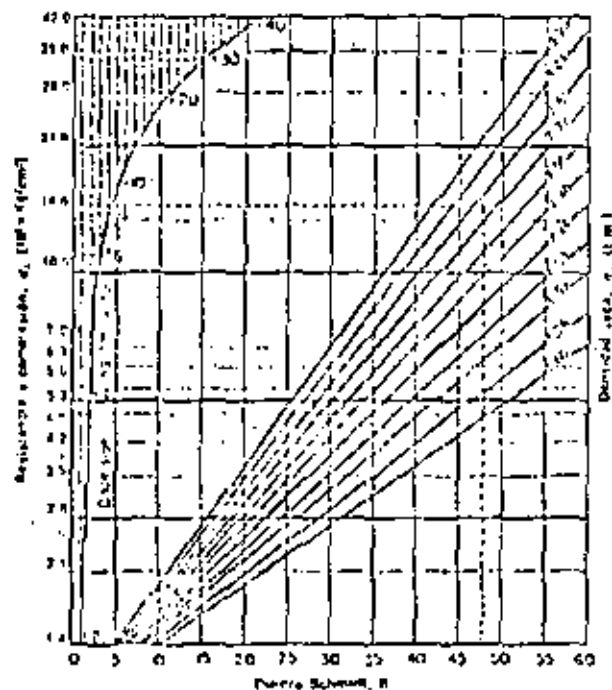


Figura 2.12 Diagrama de clasificación de las rocas basado en la dureza Schmidt\*

Muestra E, de caída vertical

Límites de dispersión correspondientes a un intervalo de confianza del 75%

presión simple a partir de la dureza Schmidt y la densidad seca. Las líneas de trazos muestran que, para un gneis de Dvorzhak con una dureza Schmidt  $R = 40$  y una densidad seca  $\gamma_s = 2.80 \text{ t/m}^3$ , puede preverse una resistencia a compresión simple de  $1,510 \text{ kg/cm}^2$ . La resistencia realmente medida fue de  $1,650 \text{ kg/cm}^2$ .

Pueden ser necesarias otras medidas de dureza para estudiar las operaciones de ingeniería y construcción referentes a la perforación, excavación (mecánica de túneles), etc. Los ensayos «microdura» y de abrasión propuestos por Miller\* han resultado bastante útiles a este fin.

### 2.2.5 Fluencia de la sal gema bajo cargas cambiantes

La fluencia de las rocas constituye un tema que aún requiere considerable investigación. Algunas rocas, como los palstos, granitos, etc., muestran una deformación casi independiente del tiempo incluso sometidas a compresión simple. En otras rocas las deformaciones de fluencia pueden superar en mucho a las deformaciones elásticas instantáneas. Un ejemplo típico de cierto significado práctico es el de las excavaciones en sal gema y otras evaporitas.

Con objeto de estimar la magnitud y velocidad de cierre de las cavidades previstas en depósitos salinos es necesario determinar las propiedades de fluencia del material. Suponiendo un estado hidrostático de tensiones en la roca salina a profundidad, la distribución de tensiones en torno a una cavidad esférica es tal que la tensión radial es la tensión principal menor, si tanto la tensión principal intermedia como la máxima son iguales a la tensión orientada tangencialmente a la cavidad. Los movimientos radiales en función del tiempo dependen, por tanto, de las características de fluencia de la sal gema en tracción triaxial, es decir ensayos donde  $\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$ . Así pues, las características de fluencia bajo carga combinada son más interesantes para el proyecto que los ensayos de fluencia uniaxial que se suelen realizar en diversos materiales.

En la figura 2.13 se dan los resultados de cinco ensayos de fluencia realizados por tracción triaxial<sup>19</sup>. En cada curva se ha indicado el desviador ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) con el que se ha realizado cada ensayo. La tabla 2.3 da los valores de las tensiones principales máxima y mínima, así como la temperatura ambiente en todos los ensayos. En las curvas de la figura 2.13 pueden verse las distintas partes de la curva elástica de fluencia: la parte elástica instantánea, la parte curva que representa la fluencia transitoria, la parte recta que indica la fluencia permanente, y la fluencia acelerada hasta rotura (sólo para desviadores de 264 y 220  $\text{kg/cm}^2$ ); las muestras sometidas a desviadores de 264 y 220  $\text{kg/cm}^2$  se rompieron 29 y 214 horas después de aplicar la carga. Las muestras sometidas a desviadores más pequeños mostraron una velocidad de

Tabla 2.3 Ensayos de fluencia en sal gema

Muestra	$(\sigma_1 - \sigma_3) (\text{kg/cm}^2)$	$\sigma_1 (\text{kg/cm}^2)$	$\sigma_3 (\text{kg/cm}^2)$	Temperatura (°C)
<b>Ensayos de tracción triaxial</b>				
1	70	140	70	21
2	105	175	70	21
3	175	210	35	23
4	220	280	20	23
5	264	270	7	23
<b>Ensayos de compresión simple</b>				
1	34	34	0	23
2	53	53	0	65
3	123	123	0	23
4	123	123	0	65
5	158	158	0	21
6	158	158	0	65
7	210	210	0	23
8	210	210	0	65

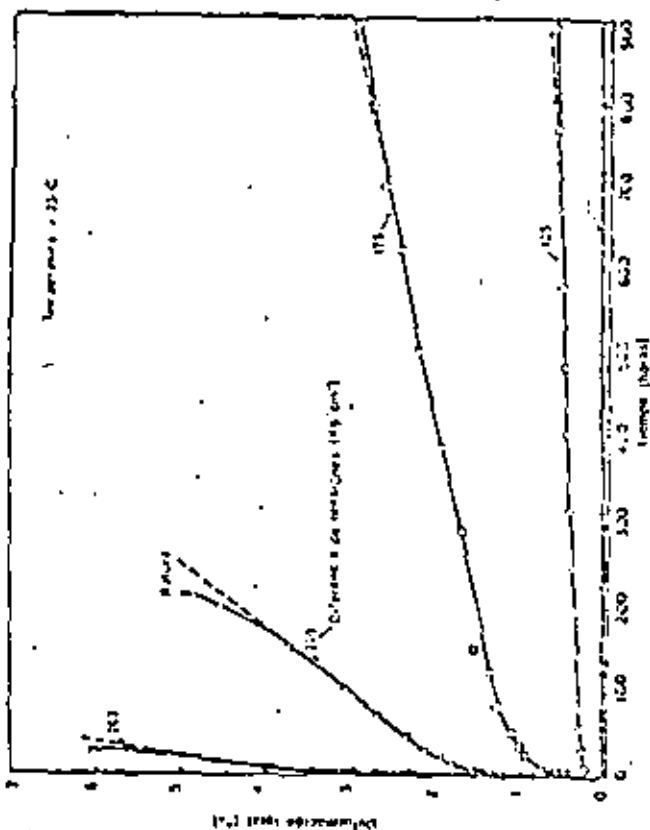


Figura 2.13 Curvas de fluencia en tracción triaxial de la sal gema

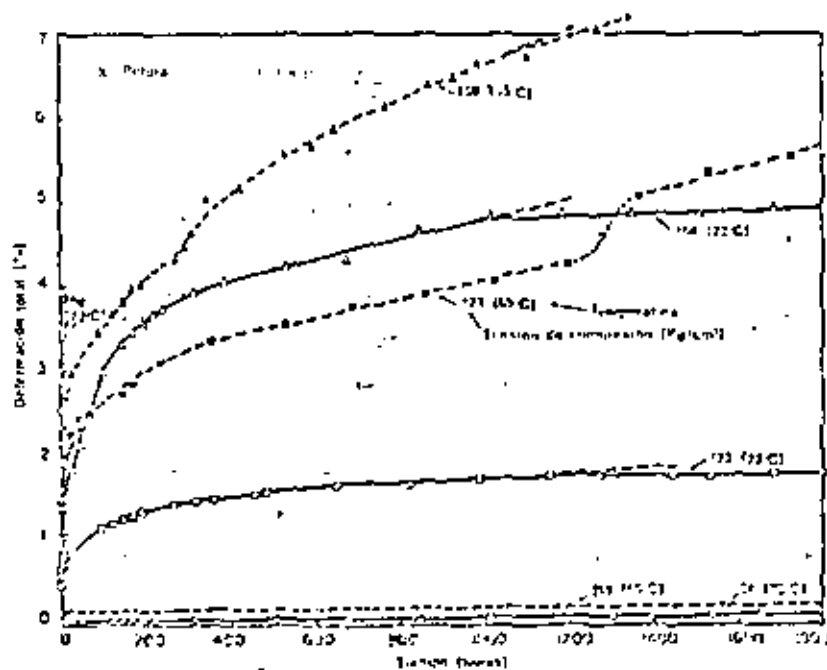


Figura 2.14 Curvas de fluencia en compresión simple de la sal gema

fluencia decreciente por encima de la fase de deformación permanente, indicando la aproximación a un estado de equilibrio. La velocidad de fluencia permanente fue mayor para las muestras cargadas con mayores diferencias de tensiones.

En la figura 2.14 se muestran las curvas de fluencia de ensayos de compresión simple. Los símbolos en blanco representan ensayos realizados a 23°C y los negros a 65°C. Si se comparan las dos muestras cargadas a 121 kg/cm<sup>2</sup> se ve que, para la temperatura más alta, la deformación total es aproximadamente

doble a la del ensayo a 23°C y la velocidad de fluencia permanente es también mayor. Es evidente una tendencia similar, aunque en menor grado, para los ensayos realizados a 158 kg/cm<sup>2</sup>.

Se comparan en la figura 2.15 las velocidades de fluencia permanente en ensayos de tracción simple y triaxial. Hasta una diferencia de tensiones de 162 kg/cm<sup>2</sup> existe poca diferencia en las velocidades de fluencia y por debajo de 70 kg/cm<sup>2</sup> la velocidad de fluencia es despreciable en ambos ensayos. Por encima de 162 kg/cm<sup>2</sup> existe una considerable diferencia en los resultados. La curva de tracción triaxial muestra una velocidad de fluencia gradual creciente hasta 183 kg/cm<sup>2</sup>, continuando con un rápido incremento hasta y por encima de los 210 kg/cm<sup>2</sup>. Las curvas de compresión simple (a 23°C y 65°C) se confunden en una y tienden asintóticamente al valor de 210 kg/cm<sup>2</sup>.

Estos resultados muestran que las velocidades de fluencia en tracción triaxial son menores que las de compresión simple para la misma diferencia de tensiones. Por esta razón, el ensayo de fluencia por tracción simple es demasiado riguroso para su empleo en la previsión de los corrimientos de fluencia en cavidades subterráneas. La mejor ecuación para describir la deformación en los ensayos de fluencia por tracción triaxial es:

$$\epsilon_a = K t^m \sigma^n \quad (2.7)$$

donde  $\epsilon_a$  es la deformación axial de una probeta cilíndrica,  $\sigma$  es la diferencia de tensiones en  $\text{kg/cm}^2$ ,  $t$  es el tiempo en horas y  $K$ ,  $m$ ,  $n$  son constantes. Para la

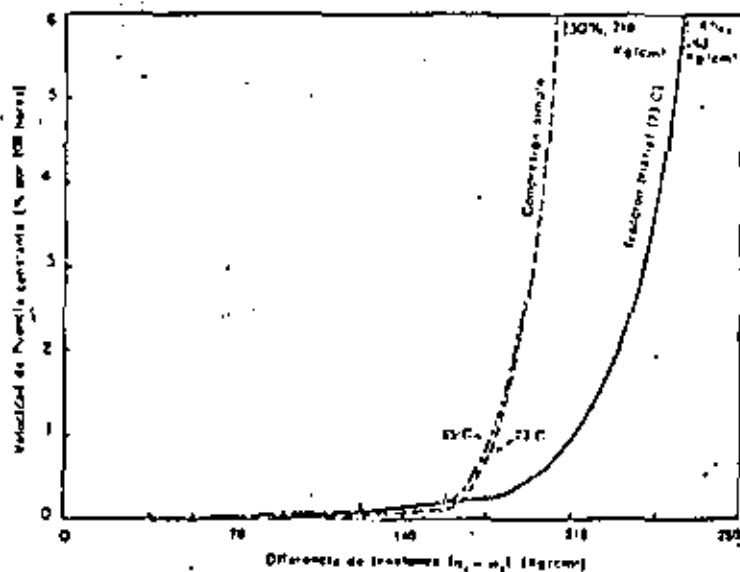


Figura 2.15 Velocidad de fluencia en función de la tensión para la gema 18

sal gema aquí ensayada se encontró un valor de  $K$  de  $1.87 \times 10^{-13}$ ;  $m$ , 0.36 y  $n$ , 2.98. La Eq. (2.7) puede emplearse para calcular las deformaciones de fluencia en cavidades subterráneas si  $\epsilon_a$  se toma igual a la deformación radial  $\epsilon_r$ .

## 2.3 Propiedades mecánicas de las rocas *in situ*

### 2.3.1 Módulos de deformación

Las variaciones de tensión impuestas por la construcción de obras de Ingeniería hace que se deforme un volumen de roca relativamente grande. La frecuencia y naturaleza de las discontinuidades geológicas dentro de la zona

\* Para  $n$  expresada en  $\text{lb/pulg}^2$  el valor de  $K$  es de  $5.6 \times 10^{-13}$  (N. del T.).

afectada constituyen factores importantes que determinan en gran parte la comprensibilidad del macizo rocoso. El único método que puede emplearse para conseguir una estimación razonable del efecto de estas discontinuidades — así como del valor numérico del módulo de deformación — es un ensayo de carga a escala real. La zona cargada debe ser suficientemente grande para abarcar un volumen de roca que contenga discontinuidades suficientes para ser representativo del macizo rocoso. Los ensayos de carga con placa y los de presión en galerías se emplean para medir el módulo de deformación *in situ*. Estos ensayos se describen con detalle en el capítulo 5.

Los resultados de los ensayos de carga con placa y de presión en galería muestran que el módulo del macizo rocoso es siempre inferior al módulo estático determinado a partir de testigos de roca. El módulo de elasticidad de los testigos inalterados, sin embargo, proporciona un límite superior del módulo del macizo en el caso en que las diaclasas estén muy separadas y muy cerradas. Al aumentar el grado de diaclasado de la roca, el módulo de deformación del macizo se reduce a una pequeña fracción del módulo de elasticidad determinado a partir de muestras en laboratorio.

### 2.3.2 Factor de reducción del módulo determinado a partir de testigos en laboratorio

Los ensayos de laboratorio sobre muestras inalteradas tomadas en la proximidad de ensayos de carga con placa o de cámaras de presión permiten al ingeniero calcular la relación entre el módulo de deformación medido en el terreno y el determinado en laboratorio con muestras inalteradas. Esta relación es el *factor de reducción* que expresa la magnitud en que disminuye el módulo del macizo respecto al de la sustancia rocosa debido a la frecuencia y abertura de las diaclasas (calidad del macizo rocoso). Si se calcula este factor de reducción a partir de ensayos a escala natural realizados en varios puntos de una zona determinada donde la calidad del macizo sea diferente, el ingeniero puede conocer la forma en que el factor de reducción varía con la calidad de la roca. Aplicando esta interpretación podrá estimarse el módulo de deformación en otros puntos de la zona a partir del conocimiento de las propiedades de muestras inalteradas, valorando la calidad del macizo rocoso. Este método puede ser muy útil cuando el número de ensayos *in situ* está muy limitado por razones económicas.

El paso más difícil en la aplicación de este método es el establecimiento de una medida cuantitativa de la calidad del macizo rocoso de forma que dos ingenieros al juzgar un mismo emplazamiento obtengan el mismo valor. Los métodos más prometedores para describir cuantitativamente este concepto son el índice de calidad (RQD) y la velocidad relativa, comentados en el capítulo 1.

### 2.3.3 Factor de reducción del módulo por métodos sísmicos

La velocidad sísmica se suele emplear para estimar el módulo del macizo rocoso *in situ*. La ventaja principal del método sísmico es que la medida se hace en el lugar requerido, estando afectado el impulso sísmico, en cierta extensión, por el número y características de las discontinuidades existentes. Así pues, una roca muy fracturada o meteorizada presentará una velocidad inferior a la de una roca sana. Sin embargo, el módulo calculado directamente

a partir de esta velocidad,  $V_{cr}$ , es siempre superior al módulo de deformación elástico determinado por ensayos de placa o en cámara de presión ya que el impulso sónico es de muy corta duración y, lo que es más importante, con un nivel de tensiones muy bajo, de forma que el fenómeno observado es totalmente elástico. La relación entre el módulo de deformación elástico y el módulo sísmico suele descender normalmente cuando baja la calidad del macizo rocoso. Más adelante daremos una correlación entre ambas magnitudes, o factor de reducción, con una valoración numérica de la calidad de la roca de acuerdo con el RQD o la velocidad relativa (Cap. 1).

### 2.1.4 Empleo de los índices de calidad en un estudio determinado

Se ha hecho una comparación entre el índice de calidad (RQD) y el módulo de deformación con placa a partir de datos correspondientes a la presa de Doursthal. Esta presa está situada en un gneis granítico de elevada resistencia y calidad en las proximidades de Orlino, Idaho. El RQD permitió explicar las variaciones obtenidas en el módulo de deformación con los ensayos de placa y sirvió para estimar el módulo de deformación de la cimentación de la presa.

Se realizaron un total de 24 ensayos de placa en posición vertical u horizontal en galerías sin revestir abiertas en los estratos rocosos, bajo la dirección de Shannon y Wilson<sup>11</sup>, del Corps of Engineers. Los ensayos se hicieron utilizando patos Freyssinet de 11 pulgadas de diámetro para transmitir una presión uniforme a la superficie rocosa. Se registraron tanto las deflexiones superficiales como las de extensómetros enterrados a profundidades de 0,30, 0,60 y 3,00 m bajo la superficie. Se empleó la teoría elástica para determinar el módulo de deformación a partir de las curvas presión-deflexión correspondientes tanto a los medidores superficiales como a los enterrados. Se usó un testigo de diámetro 2X a una profundidad de 6 m en el punto de emplazamiento de cada ensayo. Se realizaron ensayos de compresión simple con muestras intactas tomadas del testigo, valorando la calidad de la roca en función del RQD. Las fracturas próximas a la superficie estaban mucho más cargadas y tenían un efecto mucho mayor sobre la deformación de la placa que las fracturas más profundas. Por tanto, con objeto de comparar el índice de calidad de la roca (RQD) con el correspondiente módulo de deformación con el ensayo de placa fue necesario ponderar los valores RQD de acuerdo con la teoría de distribución de tensiones de Boussinesq bajo las placas. Los detalles del método se han descrito en la referencia 10.

En la figura 2.16 se han representado los módulos de deformación en función de los índices de calidad determinados en los puntos de ensayo con placa. Los módulos de deformación están referidos al módulo elástico obtenido en laboratorio con las muestras extraídas en cada punto de ensayo. Las variaciones en la relación de módulos,  $E_{placa}/E_{lab}$ , eran por tanto función de las discontinuidades del macizo rocoso y no dependían de las propiedades determinadas en las muestras intactas. (El módulo de las muestras,  $E_{lab}$ , era aproximadamente de  $6,3 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$  y no variaba mucho de un punto a otro del lugar.)

Se deduce de la figura 2.16 que el módulo de deformación determinado a partir de las células enterradas era considerablemente superior al obtenido con las superficiales. La mayoría de los extensómetros enterrados tenían un índice de calidad (RQD) superior al 80% y una relación de módulos de deformación mayor de 0,50, mientras que la mayor parte de los medidores

superficiales tenían un índice de calidad inferior al 80% y una relación de módulos menor de 0,60.

Aunque el país granítico de Doursthal era de excelente calidad, se aprecian las amplias variaciones que se producen en la determinación del módulo de deformación a partir de ensayos con placa. Hubiera sido bastante difícil estimar un módulo de deformación para la cimentación de la presa únicamente a partir de los resultados de estos ensayos, sin tener en cuenta el carácter de la roca y el sistema de fracturas en el lugar de ensayo. Los medidores superficiales resultaron muy influenciados por las fracturas próximas a la superficie, originadas por la excavación de las galerías. Por tanto, el módulo determinado a partir de estas células probablemente hubiera dado valores demasiado

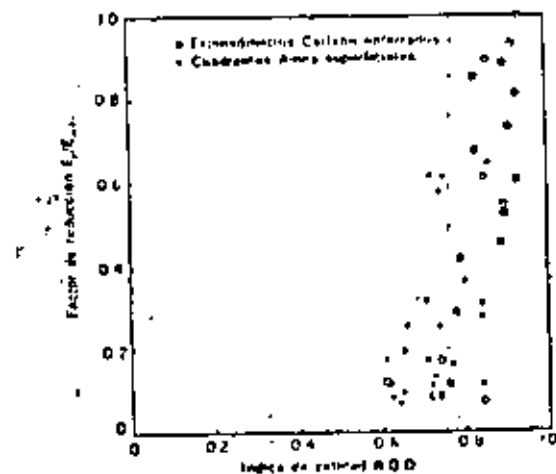


Figura 2.16 Variación del factor de reducción con la calidad de la roca en ensayos de carga con placa: presa de Doursthal<sup>11</sup>

bajos para aplicarlos a la cimentación de una presa que tenía una calidad general muy superior. La mejor estimación del módulo de la cimentación fue la obtenida a partir de los extensómetros enterrados. Los índices de calidad determinados a partir de ellos se correspondían de manera más adecuada con la calidad general de la cimentación. Entrando en el gráfico de la figura 2.16 con el RQD medio determinado a partir de los sondeos de reconocimiento realizados en el terreno de cimentación de la presa, puede obtenerse una estimación del módulo de deformación general de la cimentación.

### 2.1.5 Generalización de los resultados de los ensayos de deformación

Una interpretación general de los resultados de los ensayos utilizados para la determinación del módulo de deformación, que pueda emplearse eventualmente para relacionar los resultados obtenidos en diferentes lugares, requeriría el proceso descrito a continuación. Primeramente, deberían realizarse ensayos con placas o en cámaras de presión para determinar el módulo de deformación del macizo rocoso. En segundo lugar, habría que realizar

ensayos sísmicos en las proximidades de los ensayos anteriores. Por último, conviene realizar sondajes directamente bajo la superficie cargada, de forma que se pudieran realizar ensayos de laboratorio para determinar el módulo estático y la velocidad sísmica en muestras inalteradas. Una exacta correlación es la valoración cualitativa de la calidad de la roca RQD en la zona estudiada.

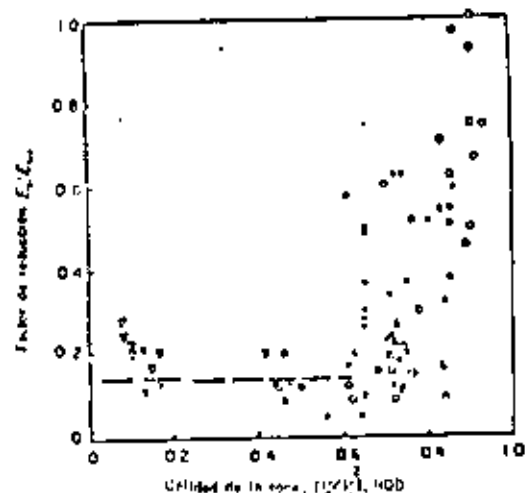
La disponibilidad de la anterior información en un emplazamiento determinado permite calcular la relación entre el módulo de deformación observado,  $E_s$ , y el módulo sísmico,  $E_{s0}$ , o el módulo de laboratorio sobre muestras inalteradas,  $E_{L0}$ . Además, estas relaciones o factores de reducción pueden relacionarse con la variación de calidad de la roca. Se cree que gran parte de la variación y dispersión de los datos publicados en la literatura podría explicarse o definir una tendencia consistente si se hubiera investigado la calidad de la roca en cada punto de ensayo. Esta hipótesis viene confirmada por los ensayos de la presa de Dworshak que muestran una gran variación en los valores reducidos del módulo de deformación. Sin embargo, se consiguió definir la tendencia de estos resultados al considerar la calidad de la roca (fig. 2.16).

Si los factores de reducción  $E_s/E_{L0}$  y  $E_s/E_{s0}$  son principalmente función de la calidad de la roca, se debe la posibilidad de establecer una relación entre el factor de reducción y la calidad de la roca a partir de datos obtenidos en diferentes lugares o en una localidad determinada (fig. 2.16). Se han recogido datos descritos en la literatura sobre ensayos de carga con placa y en galería de presión para diferentes casos que satisfacen, en distinto grado, las cuatro condiciones antes expuestas. Un resumen de estos datos de ensayo aparece en la figura 2.17; el nombre de la obra y el lugar de publicación de los datos se indican en la misma figura. La ordenada es la relación entre el módulo de deformación obtenido en ensayos de carga con placa o en galerías de presión,  $E_s$ , y el módulo calculado por métodos sísmicos,  $E_{L0}$ . La abscisa es una medida de la calidad de la roca, expresada bien en función del RQD o del cociente de la velocidad relativa  $(V_s/V_0)$ . Los datos recogidos en esta figura muestran una tendencia bastante clara respecto al factor de reducción ( $E_s/E_{L0}$ ) bajando muy bruscamente cuando la calidad de la roca desciende del 100 al 65%. Un mayor descenso en la calidad de la roca no viene acompañado por una mayor reducción en la relación de módulos. Los datos correspondientes a una calidad inferior al 65% sugieren que el factor de reducción apropiado debe estar comprendido entre 0.1 y 0.2. En general, la interpretación de los datos sobre módulos de deformación en la forma indicada en la figura 2.17 constituye un método muy prometededor para combinar datos de diferentes lugares y de diferentes puntos en un mismo emplazamiento. Sin embargo, se requieren más datos para corroborar la tendencia apreciada en dicha figura.

### 2.3.6 Resistencia al corte

El sistema de diaclasas, zonas milonizadas y fallas de un macizo rocoso reduce la resistencia al corte efectiva a un valor muy inferior al de la sustancia rocosa, al menos en direcciones paralelas a esas discontinuidades. La resistencia al corte de una roca *in situ* resulta por tanto muy anisotrópica. Cuando las direcciones de carga son tales que las superficies potenciales de rotura deben atravesar las fracturas estructurales, la resistencia al corte será próxima a la de la sustancia rocosa. Cuando la dirección de carga sea paralela o subparalela a las singularidades estructurales, la resistencia al corte vendrá regulada por la superficie de discontinuidad, siendo en general mucho menor.

Este último caso es el más crítico y es el que ha dado lugar a las roturas de Malpasset, Vaiont, Madison Canyon y otros lugares. Se está de acuerdo en general en que tal situación es crítica, por lo que en los últimos años se ha dedicado un gran trabajo de investigación a las variables que rigen la resistencia al corte según las discontinuidades.



- ⊠ Presa de Dworshak, ensayo de presión en galería (II), extensómetros enterrados<sup>11</sup>
- ⊡ Presa de Dworshak, ensayo de presión en galería (II), extensómetros superficiales<sup>11</sup>
- ⊞ Presa de Dworshak, ensayo de presión en galería (II), extensómetros enterrados<sup>11</sup>
- ⊟ Presa de Dworshak, ensayo de presión en galería (II), extensómetros superficiales<sup>11</sup>
- ⊠ Presa de Dworshak, ensayo de placa, extensómetros superficiales<sup>11</sup>
- ⊡ Presa de Dworshak, ensayos de placa, extensómetros enterrados<sup>11</sup>
- ⊞ Presa de Laturan, Irán<sup>12</sup>
- ⊟ Presa de Kribit, gran ligamento meteorizado<sup>13</sup>
- ⊠ Presa de Kribit, granito muy fracturado<sup>13</sup>
- ⊡ Zona de ensayos de Nevada, período diáctico<sup>14</sup>
- ⊟ Presa de Surtov Point<sup>15</sup>
- ⊠ Presa de Anantapana<sup>16</sup>
- ⊡ Rio Agra, Italia<sup>17</sup>
- ⊞ Presa de Koslubi, ensayos de placa
- ⊟ Presa de Koslubi, ensayo de presión en galería
- ⊠ El Novak, México<sup>18</sup>
- ⊡ Onadara<sup>19</sup>
- ⊞ Presa de Vaiont, Italia, talud superior, ensayo de presión en galería<sup>20</sup>

Figura 2.17 Variación del factor de reducción con la calidad de la roca<sup>11</sup>

Observaciones de campo han mostrado que algunas características geológicas, como las zonas milonizadas, las fallas y las vetas de material milonizado, se han formado por desplazamientos tangenciales. Las irregularidades superficiales de la fractura o fracturas se han reducido en cierta extensión por efecto de los continuos desplazamientos. Cuanto mayor ha sido el desplazamiento inicial, más regular ha quedado la superficie y por tanto, menor será la resistencia al corte. Otros tipos de discontinuidades geológicas se han for-

mado por roturas de tracción. En tales casos, la superficie de rotura puede ser bastante irregular, ya que no se han producido desplazamientos tangenciales desde la formación de la fractura.

La figura 2.18 ilustra el primer caso donde la discontinuidad se debe a rotura por corte. En este proceso, la resistencia al corte a lo largo de la discontinuidad potencial alcanza un máximo para un pequeño desplazamiento, en el que

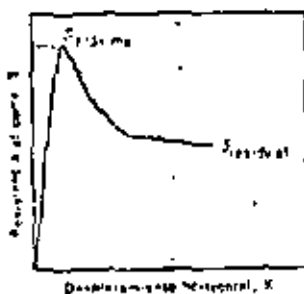


Figura 2.18 Resistencia al corte en función del desplazamiento (valores máximo y residual)<sup>(1)</sup>

se produce la fractura. La resistencia al corte disminuye gradualmente al continuar el desplazamiento. Por último, con grandes desplazamientos la resistencia al corte tiende asintóticamente a un valor mínimo que corresponde a la *resistencia residual*<sup>(1)(2)</sup>.

En la figura 2.19 se muestran dos curvas de resistencia intrínseca trazadas a través de los valores máximo y mínimo de la resistencia al corte obtenida en muestras de roca bajo diferente carga normal  $N$ . La distancia vertical entre las dos curvas muestra la reducción de resistencia al corte bajo un desplazamiento continuo. Adviértase que la línea de resistencia residual no indica la existencia de cohesión y queda definida únicamente por el ángulo de resistencia residual al deslizamiento  $\phi_r$ . Así pues, la resistencia al corte según una discontinuidad, para un valor dado de la carga normal, depende de la magnitud de

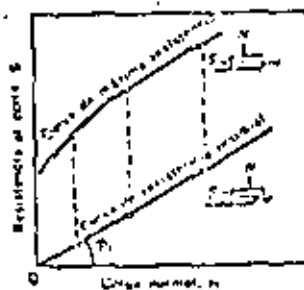


Figura 2.19 Curvas de resistencia intrínseca máxima y residual para muestras intactas<sup>(1)</sup>

los desplazamientos relativos previos que se hayan producido entre las superficies coetivas.

El mecanismo de la resistencia al corte según superficies irregulares ha sido explicado por ensayos analógicos realizados por Patton<sup>(3)(4)</sup>. Este autor llevó a cabo ensayos de corte directo según planos horizontales, con muestras de yeso conteniendo un cierto número de *edchotes* irregulares, como se indica en la figura 2.20. Se ensayaron muestras idénticas con diferentes cargas normales, pudiendo obtenerse una curva de resistencia intrínseca máxima OAB a través de los puntos de máxima resistencia al corte. Continuando los desplazamientos después de la rotura inicial y registrando para cada muestra

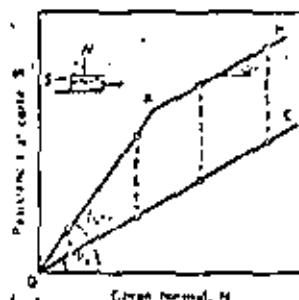


Figura 2.20 Curvas de resistencia intrínseca con superficies dentadas<sup>(1)</sup>

la resistencia al corte residual, se pudo dibujar la curva de resistencia intrínseca residual, línea OC, correspondiente a estos resultados. La línea OA se obtuvo para cargas normales bajas y se puede expresar por:

$$S = N \tan(\phi_r + i) \quad (2.8)$$

donde  $S$  es el ángulo que forman los dientes con la superficie de deslizamiento y  $i$  es el ángulo de rozamiento por deslizamiento de una superficie plana sin pulir de yeso intacto. A efectos prácticos,  $\phi_r$  es aproximadamente igual a  $\phi$ . Las roturas por corte corte perpendiculares a la línea OA venían acompañadas por desplazamientos normales a la dirección de la fuerza tangencial. La línea AB se obtiene con cargas normales mayores a las del caso en que la rotura se produjo por la base de los dientes, sin movimientos verticales de dilatación.

La distancia vertical entre las líneas OAB y OC indica la pérdida de resistencia al corte por desplazamiento. Puede verse que, aunque no haya cohesión, existe una contribución real de la resistencia *cohesiva* interna de los dientes para cualquier carga normal distinta de cero. Esta contribución alcanza un valor máximo cuando los dientes se rompen por su base y se mantiene constante para cargas normales elevadas. Para la curva OA, la cohesión es independiente de la carga normal. Las curvas de resistencia intrínseca máxima con dos pendientes diferentes, como OAB, pueden explicarse por dos modos de rotura diferentes.

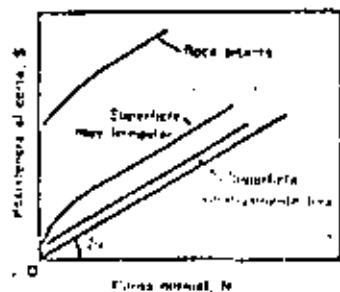


Figura 2.21 Posibles curvas de resistencia intrínseca de macizos rocosos<sup>14</sup>

La figura 2.21 muestra los tipos de curvas de resistencia intrínseca que pueden esperarse en macizos rocosos con la misma mineralogía y resistencia que la sustancia rocosa. La distancia vertical entre la curva de resistencia residual y la de resistencia máxima indica la resistencia correspondiente a las irregularidades naturales de la superficie de rotura para una carga normal dada.

La figura 2.22 muestra el diagrama de Mohr correspondiente a las resistencias al corte máximas obtenidas en muestras intactas, testigos de roca diaclasada y muestras serradas de monzonita cuarzosa<sup>15</sup>. Los resultados correspondientes a las superficies serradas muestran un ángulo de rozamiento que no varía dentro de las presiones utilizadas. Este ángulo es probablemente muy próximo a  $\phi_0$  para la monzonita cuarzosa. Con tensiones normales bajas (menores de 210 kg/cm<sup>2</sup>) la curva de resistencia intrínseca máxima para las

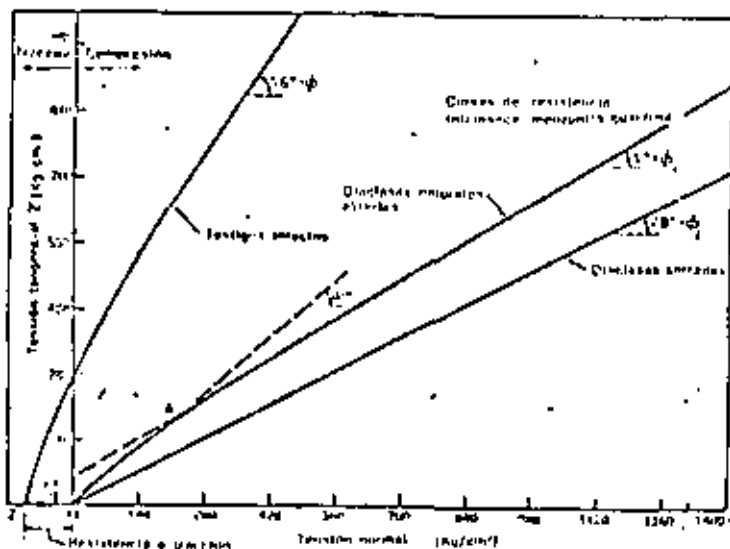


Figura 2.22 Resistencia de muestras intactas y diaclasadas de monzonita cuarzosa<sup>15</sup>

diaclasas naturales viene dada por la línea OA que corresponde a un ángulo de resistencia al corte aparente ( $\phi' = \phi_0 = \delta$ ) de 41°; así pues, las irregularidades parecen proporcionar un valor efectivo  $f$  de aproximadamente 13. Para tensiones normales superiores a 210 kg/cm<sup>2</sup>, cambia la forma de rotura y probablemente algunas de las irregularidades de la superficie de las diaclasas resulten desgolladas. El diagrama de resistencia al corte para las diaclasas naturales a partir del punto A puede expresarse en la forma:

$$\tau = c_1 + \sigma \tan(\phi' + \delta) \quad (2.10)$$

donde  $c_1$ ,  $\tau$  y  $\sigma$  tienen los significados indicados en la figura 2.22. Como puede verse, estos ensayos con rocas naturales diaclasadas mostraron casi el mismo comportamiento que los ensayos idealizados de Patton<sup>16</sup>.

Aunque la ecuación

$$\tau = \sigma \tan(\phi_0 + \delta) \quad (2.10)$$

sirve de base para interpretar los resultados de los ensayos de laboratorio o de campo con muestras diaclasadas, la aplicación práctica de este concepto

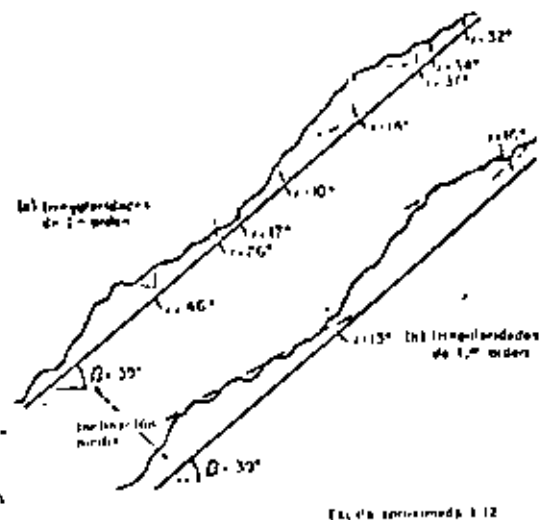


Figura 2.23 Ejemplo de una discontinuidad con irregularidades de 1.ª y 2.ª orden<sup>17</sup>

se apoya en la estimación *in situ* de  $f$ . La figura 2.23 muestra una superficie típica de diaclasa con valores de  $f$  de 14 a 46°. Puede advertirse que las irregularidades con mayores valores de  $f$  son también las más fácilmente desgollables por tener la menor base. Por tanto, estas estrechas irregularidades son las más solicitadas bajo pequeños desplazamientos y, en cuanto algunas se rompen, la carga se transmite a las irregularidades más anchas y menos protuberantes. Por tanto, puede producirse en los taludes rocosos un mecanismo de rotura progresiva. Las medidas *in situ* realizadas por Patton<sup>16</sup> indican que un valor de  $f$  de 10-15° es razonable para la componente de resistencia debida a las irregularidades de las discontinuidades *in situ*.



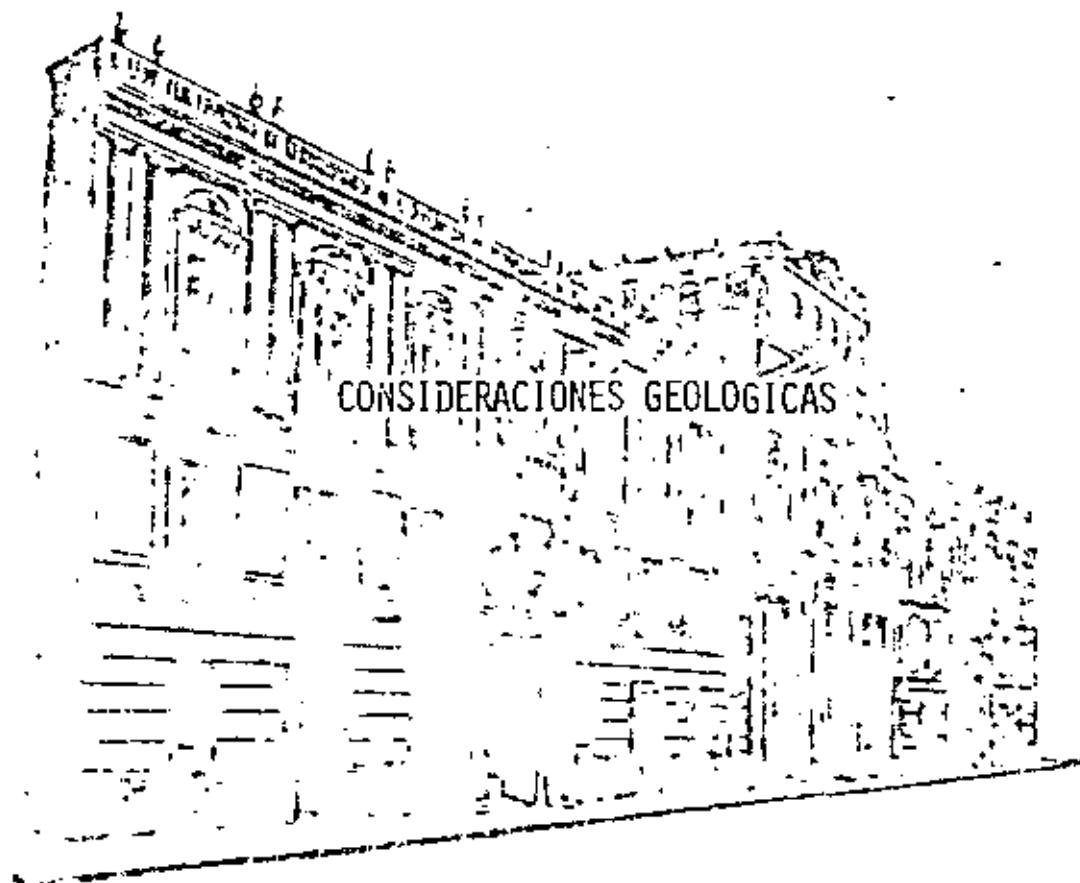
## References

1. W. J. Brace, "Brittle fracture of rocks, *State of Stress in the Earth's Crust* (Ed. W. R. Judd), Elsevier, New York, 1961.
2. C. Fairhurst, "On the validity of the 'Brazilian' test for brittle materials, *Intern. J. Rock Mech. Mining Sci.*, 1, num. 4, 325-315 (1964).
3. D. R. Reichmuth, "Correlations of load-displacement data with physical properties of rock for pneumatic drilling systems, *Proc. Symp. Rock Mech., 3th, 1961, Macmillan, New York*, p. 11.
4. R. P. Miller, "Engineering classification and index properties for intact rocks, *Ph. D. Thesis, Univ. Illinois*, 1965.
5. J. R. McWilliam, "The role of microstructure in the physical properties of rocks, in *Testing Techniques for Rock Mechanics, Int. Soc. Testing Mater., Spec. Tech. Publ.*, 175-189 (1964).
6. L. Olson & W. L. Duval, *Rock Mechanics and the Design of Structures in Rock*, Wiley, New York, 1967.
7. S. Nishipapeli & G. D. Buzzer, "The effects of strain rate and temperature on the behavior of rocks subjected to triaxial compression, *Proc. Symp. Rock Mech., 4th, Bull. Mineral Ind. Expt. Sta., Penn. State Univ.*, num. 76 (1964).
8. H. Ruch, "Researches toward a general flexural theory for structural concrete, *J. Am. Concrete Inst.*, 32, num. 1, 1-28 (1934).
9. R. G. Wierker, "Influence of stress rate and other factors on strength and elastic properties of rocks, *Univ. Colo. School Mines*, 51, num. 3, 1 (1959).
10. D. Wooten, "Effect of straining rate on the compressive strength and elastic properties of concretes, *J. Am. Concrete Inst.*, 24, num. 8, 729 (1929).
11. L. Olson, S. J. Windex & W. L. Duval, "Standardized tests for determining the physical constants of some rocks, *U. S. Bur. Mines, Rept. Invest.*, 3891 (1956).
12. U. S. Bur. Reclamation, "Triaxial compression tests of salt rock cores for the U. S. At. Energy Comm., Project Double Concrete and Structural Br., Lab. Rept. num. C-1013, Denver, Colo., 1962.
13. U. S. Corps Engrs., "Tests for strength characteristics of a schistose gneiss, MRD Lab. num. 64719, U. S. Army Corps Engrs., Mo. River Div., Lab., Omaha, Nebraska, 1963.
14. J. Houbert, H. G. Heard & J. N. Magonirk, "Effects of the intermediate principal stress on the failure of limestone, dolomite, and glass at different temperatures and strain rates, *J. Geophys. Res.*, 72, num. 2, 611-613 (1967).
15. P. Karatz, "Rockwell hardness as an index property of rocks, *M. S. Thesis, Univ. Illinois*, 1964.
16. U. S. Army W. L. S., "Project double, petrographic examination and physical tests of cores, Latham Salt Dome, Mississippi, Tech. Rept. num. 6-614, U. S. Army Waterways Expt. Sta., Vicksburg, Mississippi, 1963.
17. Shannon & Wilson, Inc., Report on *in situ* rock tests, Dworshak Dam site, for U. S. Army Engineer District, Walla Walla, Corps Engrs., Seattle, Washington, 1964.
18. D. V. Deere, A. J. Hendron, Jr., F. D. Patton & F. J. Conling, "Design of surface and near-surface construction in rocks, *Symp. Rock Mech., 3th, Minneapolis, 1966 (AIME)*, 1967.
19. R. G. T. Lane, "Rock foundations: Diagnosis of mechanical properties and treatments, *Intern. Congr. Large Dams, 3th, Edinburgh, 1964*, 1, R. 5.
20. W. H. Judd, "Some rock mechanics problems in correlating laboratory results with prototype reactions, *Intern. J. Rock Mech. Mining Sci.*, 2, num. 2 (1965).
21. U. S. Bur. Reclamation, "Morrow Point Dam and powerplant foundation investigations, Water Resources Tech. Publ., Denver, Colo., 1965.
22. L. O. Rice, "Densification of foundation and abutment rock for dams, *Intern. Congr. Large Dams, 3th, Edinburgh, 1964*, 1, R-5.
23. K. Kawabuchi, "A study of strain characteristics of a rock foundations, *Intern. Congr. Large Dams, 3th, Edinburgh, 1964*, 1, R. 11.
24. C. Estri & M. Benvenuto, "Execution and controls of consolidation works carried out in the foundation rock of an arch gravity dam, *Intern. Congr. Large Dams, 3th, Edinburgh, 1964*, 1, R. 37.
25. D. U. Deere, communication privada.
26. T. V. Onodera, "Dynamic investigation of foundation rocks *in situ*, *Proc. Symp. Rock Mech., 3th, Minnesota, 1963*, Pergamon, New York, pgs. 317-333.
27. H. Link, "Evaluation of elasticity modulus of dam foundation rock determined seismically in comparison of those arrived at statically, *Intern. Congr. Large Dams, 3th, Edinburgh, 1964*, 1, R. 43.
28. C. Jaeger, "Rock mechanics for dam foundations, *Intern. Congr. Large Dams, 3th, Edinburgh, 1964, Suppl.*, 3-19.
29. W. C. Mamer, "Shear failure of rock under compression, *Soc. Petrol. Engrs. J.*, 5, num. 2, 167-176 (1963).
30. F. D. Patton, "Multiple modes of shear failure in rocks, *Proc. Intern. Congr. Rock Mech., 1st, Lisbon, 1956*, 1, 309-314.
31. F. D. Patton, "Multiple modes of shear failure in rock and related materials, *Ph. D. Thesis, Univ. Illinois*, 1966.
32. U. S. Corps Engrs., "Strengthening of rock against shock effects, Piledriver Project, MRD Lab. num. 64790, U. S. Army Corps Engrs., Mo. River Div. Lab., Omaha, Nebraska, 1964.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION**



**MAYO, 1983**

# Consideraciones geológicas\*

D. U. Deere

## 1.1 Introducción

La mecánica de Rocas es la ciencia teórica y aplicada que trata del comportamiento mecánico de las rocas; es la rama de la Mecánica que estudia la relación de las rocas a los campos de fuerza de su entorno físico.

Esta definición, dada recientemente por un grupo de investigadores en Mecánica de Rocas, puede parecer a primera vista que realiza el papel de la mecánica, ignorando el de la geología. En realidad esta definición es de miras muy amplias. La frase "relación de las rocas a los campos de fuerza de su entorno físico" es suficientemente general para que sea aplicable a problemas a cualquier escala. Por ejemplo, comprende los estudios del mecanismo de deformación de los cristales minerales sometidos a elevadas presiones y temperaturas, el comportamiento triaxial de una muestra de roca ensayada en laboratorio, la estabilidad del revestimiento de un túnel e incluso el mecanismo de los movimientos de la corteza terrestre.

El papel de la geología es evidente: todos los materiales estudiados son masas rocosas situadas en un entorno geológico o extraídas de él. Los materiales poseen ciertas características físicas que son función de su origen y de los procesos geológicos posteriores que han actuado sobre ellos. El conjunto de estos fenómenos en la historia geológica de una cierta zona conduce a una *litología* particular, a una determinada serie de *estructuras geológicas* y a un *estado tensional in situ* característico. Regionalmente se producen variaciones de estas condiciones y pueden también producirse localmente, aún con mayor importancia, dentro del emplazamiento de una obra determinada. Al realizar programas de reconocimiento, y al extrapolar los resultados de ensayo en un punto a las zonas adyacentes, es totalmente necesario considerar la distribución en el lugar de los diferentes elementos geológicos. La experiencia ha demostrado que quien mejor puede realizar este trabajo es un ingeniero geólogo que no sólo tenga base suficiente en ciencias geológicas para apreciar los detalles de la geología del lugar, sino que también esté bien enterado de los métodos modernos de reconocimiento de las rocas y esté familiarizado con las exigencias de los técnicos en Mecánica de Rocas.

En la Mecánica de Rocas aplicada, en especial en los campos de ingeniería civil y minera, el método de proyecto supone la selección de un anteproyecto y la predicción del comportamiento esperado. Se emplean los datos de las pruebas de la mecánica teórica y aplicada. Sin embargo, en la mayoría de los casos, deben introducirse en las ecuaciones algunas propiedades mecánicas de la roca. La validez de la solución obtenida no es mayor que la validez de la propiedad mecánica empleada. Las propiedades mecánicas de una muestra sometida a ensayo en laboratorio pueden ser muy diferentes de las propiedades del macizo rocoso del que se ha extraído la muestra. El reconocimiento de este hecho ha motivado en estos últimos años una gran atención hacia los ensayos *in situ*.

El comportamiento de un macizo rocoso sometido a una variación de tensiones viene determinado por las propiedades mecánicas del material rocoso y por el número y naturaleza de las discontinuidades geológicas existentes en el mismo. La importancia relativa de cada uno de estos factores sobre el comportamiento de la roca depende principalmente de la relación entre las dimensiones de la obra de ingeniería a realizar y la separación entre las discontinuidades. Cuando la variación introducida en el estado tensional afecta a una zona grande respecto a la distancia entre diaclasas\*, por ejemplo, como es el caso de la cimentación de presas o grandes excavaciones subterráneas, la influencia de las diaclasas puede ser muy pronunciada. Sin embargo, en aquellos casos en que la separación entre las mismas es muy grande respecto a las dimensiones de la obra, como en la perforación de un barrido o la construcción de un túnel a través de una roca masiva con una perforación mecánica, el comportamiento de la roca depende más de las propiedades inherentes al material rocoso.

En muchos problemas de Mecánica de Rocas aplicada también se requiere conocer el estado tensional a una cierta profundidad en la zona estudiada. Como se señala en una sección posterior de este capítulo, el estado tensional es consecuencia directa de la historia geológica pasada de la zona. Sin embargo, el conocimiento de la historia geológica no basta por sí mismo para permitir una estimación razonable del estado de tensiones.

## 1.2 Importancia de la litología o tipo de roca

La litología de una roca hace referencia a su mineralogía, textura y fábrica, junto con un nombre o término descriptivo de algún sistema de clasificación reconocido, por ejemplo, caliza molinera, pizarra bituminosa, granito, clorita-biotita, esquisto, etc. Los nombres y la clasificación son geológicos. Los técnicos en Mecánica de Rocas han reconocido recientemente lo inadecuado de un sistema de clasificación de este tipo, advirtiendo al menos que rocas de la misma litología pueden presentar una gama extraordinariamente amplia de propiedades mecánicas. Se ha propuesto incluso abandonar tales nombres geológicos y adoptar un nuevo sistema de clasificación basado únicamente en propiedades mecánicas.

Esta propuesta puede resultar excesiva, ya que hay diversas razones para conservar los términos litológicos. En primer lugar, existe como mínimo una

\* De una próxima publicación en dos volúmenes original de Donald U. Deere, titulados *Procedimientos, Ingeniería Geológica Aplicada a la Ingeniería* y *Rock Mechanics* (Mecánica de las Rocas). Esta reproducción es la autorización de Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, U. S. A.

† Definición del Comité de Mecánica de Rocas de la Academia Nacional de Ciencias y de los Ingenieros Mecánicos, *Natl. Acad. Sci. Natl. Res. Comm. Washington, D. C., 1960*.

\* Para mayor buena traducción, en todo el texto, *litología* por *diagrama*, aunque en el texto original hay diferencias entre estas, las *litologías* y algunos otros tipos de *discontinuidades* y *fracturas* (véase el T. I.).

para de  $\sigma_1$  para cualquier tipo de roca donde pueda comprenderse el valor de  $\sigma_1$  propiedad mecánica. Para algunas propiedades mecánicas y para algunos tipos de rocas este intervalo de variación puede ser de alrededor de un orden de magnitud; para otros bastante más pequeño. Por ejemplo, la resistencia a compresión simple de una caliza puede variar de 350 a 2.500 kg/cm<sup>2</sup>; sin embargo, para la sal gema la variación es solamente de 200 a 350 kg/cm<sup>2</sup>, aproximadamente. La dureza de una cuarcita será elevada y prácticamente constante, mientras que la de una arenisca será muy baja o muy alta según el tipo y grado de cementación.

Otra razón importante para el empleo del nombre litológico es la relación entre la textura, fábrica y anisotropía estructural de las rocas de un determinado origen. Por ejemplo, la mayoría de las rocas ígneas tienen una estructura densa, bien empaquetada, con muy pequeñas diferencias de dirección en las propiedades mecánicas (con la excepción, por supuesto, de las rocas volcánicas superficialmente, rocas intrusivas subvolcánicas, y algunas intrusivas profundas, como los granitos picados, que presentan una estructura foliada en la periferia de la intrusión). Las rocas sedimentarias, como las pizarras arenillosas, las areniscas y algunas calizas, están estratificadas y por tanto muestran una anisotropía considerable en las propiedades mecánicas. Otras rocas sedimentarias, como la sal gema, el yeso y muchas calizas y dolomías, han recristalizado en una textura compacta, precediendo únicamente una ligera anisotropía. Las rocas metamórficas son quizá las más sorprendentes respecto a la anisotropía. La florita, el talco y el micaespínida tienen superficies de exfoliación bien desarrolladas y se componen de minerales de estructura hojosa que dan lugar a grandes diferencias en la resistencia y el módulo de deformación según la dirección de ensayo. Las pizarras también muestran alguna anisotropía pero en menor grado. La pizarra es también muy anisotrópica debido a su pronunciada estratificación. Otras rocas metamórficas, como el mármol y la emersita, han recristalizado en una textura compacta, siendo bastante homogéneas.

Otra razón para conservar el nombre geológico es la asociación que puede hacerse entre ciertos tipos de rocas y otras características *in situ* que pueden presentarse. Por ejemplo, la presencia en el terreno de caliza, yeso y sal gema puede inclinar al investigador a la búsqueda de fenómenos de disolución como cavidades, túneles y fisuras alargadas por la disolución. En otro caso, la presencia de una colada de lava basáltica puede indicar la posible presencia de un diacladado columnar y llamar la atención sobre los problemas con él relacionados. Análogamente, algunos tipos de rocas presentan un comportamiento característico o problemas específicos. La existencia de sal gema u otras evaporitas puede dar lugar a problemas con deformaciones de fluencia. Debido a su contenido de arcilla, las pizarras arenillosas presentan frecuentemente hinchamiento y desgregación al aire por variaciones de presión y humedad. Resulta evidente que se da una información mucho más valiosa sobre las propiedades y el comportamiento de una roca cuando se indica su nombre geológico. Sin embargo, a efectos ingenieriles, el nombre geológico es insuficiente por sí solo y debe acompañarse de una clasificación de tipo mecánico según se indica en la sección siguiente.

Se entiende por roca sintáctica aquella de la cual pueden obtenerse muestras para su ensayo en laboratorio, no presentando características estructurales de gran escala, como diaclasis, planos, de estratificación, fracturas y zonas mineralizadas. Coates<sup>1</sup> ha empleado el término *synthetic rock*. Coates<sup>1</sup>, Coates y Parsons<sup>2</sup> y Miller<sup>3</sup> han realizado un trabajo acerca de la clasificación de la roca *in situ* a partir de las propiedades mecánicas determinadas en laboratorio. Deere y Miller<sup>4</sup> han dado una versión modificada del primer trabajo de Miller, siendo esta clasificación la que se describe a continuación.

La clasificación se basa en dos propiedades importantes de la roca: la resistencia a compresión simple y el módulo de elasticidad. El módulo empleado es el módulo tangente correspondiente a un nivel tensional igual a la mitad de la resistencia de la roca. La resistencia a compresión simple se determina con muestras de relación longitud/diámetro igual o superior a 2. La roca se clasifica en una de las cinco categorías de resistencia indicadas en la tabla 1.1.

Tabla 1.1. Clasificación de la roca intacta<sup>1</sup>I. Basada en la resistencia ( $\sigma_c$ )

Clase	Descripción	Resistencia a compresión simple (kg/cm <sup>2</sup> )
A	Resistencia muy alta	$\geq 2.250$
B	Resistencia alta	1.170-2.250
C	Resistencia media	560-1.170
D	Resistencia baja	280-560
E	Resistencia muy baja	$\leq 280$

Tabla 1.1

Se advierte que las categorías de resistencia siguen una progresión geométrica. La línea divisoria entre las categorías A y B se ha fijado en 2.250 kg/cm<sup>2</sup> ya que éste constituye el límite superior de resistencia de las rocas más comunes.

Tabla 1.2. Clasificación de la roca intacta<sup>1</sup>II. Basada en el módulo relativo ( $E_r/\sigma_c$ )

Clase	Descripción	Módulo relativo <sup>2</sup>
H	Elevado módulo relativo	$\geq 200$
M	Módulo relativo medio	200-500
L	Módulo relativo bajo	$\leq 200$

<sup>1</sup> Las rocas se clasifican según su resistencia y módulo relativo en AM, BM, HM, LM, etc.

<sup>2</sup> Módulo relativo =  $E_r/\sigma_c$ .

siendo  $E_r$  = módulo tangente para el 50 % de la carga de rotura.

$\sigma_c$  = resistencia a compresión simple.

El primer elemento del sistema de clasificación es el tipo de roca, que entra en las categorías A, la cuarcita, la mica y las hornas densas, entre ellas, la categoría B, (1.120-1.270 kg/cm<sup>3</sup>), corresponde a la mayoría de las rocas ígneas, las rocas metamórficas más comunes y las cuarcitas bien cementadas, las pizarras micelosas finas y la mayoría de las calizas y dolomitas. En la categoría C, rocas de resistencia media en el intervalo 500-1.120 kg/cm<sup>3</sup>, se encuentran muchas pizarras micelosas, areniscas y

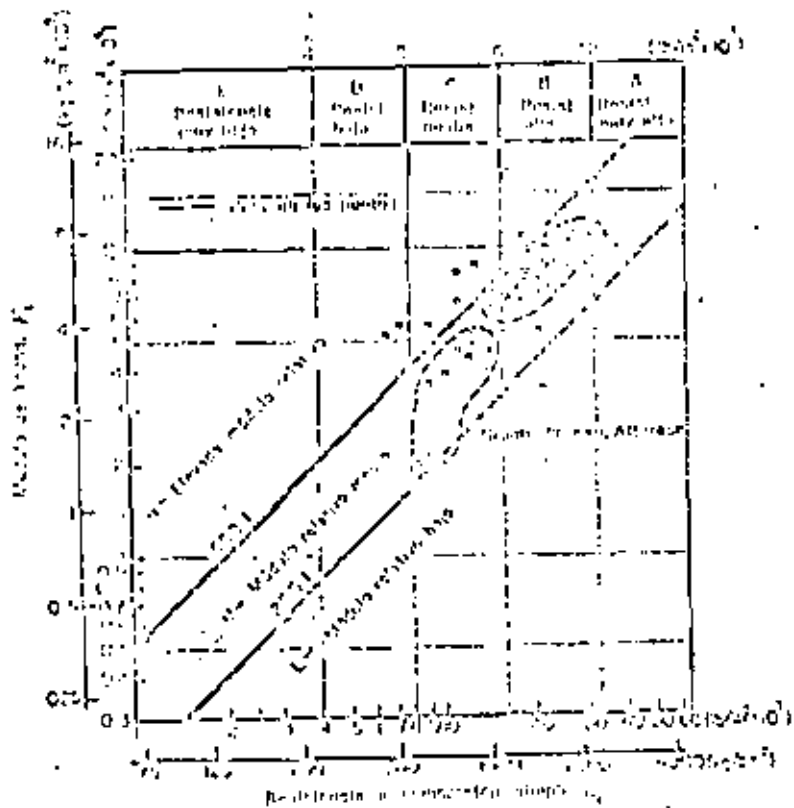


Figura 1.1. Clasificación de rocas ígneas de la familia del granito (26 muestras, 10 emplazamientos, varios investigadores)\*

$E_0$  = módulo Young para el 50% de la carga de rotura. La roca se clasifica como AM, BI, BII, etc.

calizas porosas, las variedades más esquistosas de las rocas metamórficas (por ejemplo la clorita, y las mica y talcoesquistosa). Las categorías D y E, de resistencia baja a muy baja, comprenden rocas porosas o de baja densidad como la arenisca fríasida, la toba porosa, las pizarras muy micelosas, la sal gema y las rocas metamorfoseadas o alteradas químicamente de cualquier tipo.

El segundo elemento del sistema de clasificación es el módulo de elasticidad ( $E_0$ ). Sin embargo, en lugar de emplear el módulo propiamente dicho,

se utilizó la relación entre este módulo y la resistencia a compresión simple (módulo relativo), según se indica en la tabla 1.2.

Puede emplearse un diagrama de clasificación como el de la figura 1. Los valores de la resistencia a compresión y del módulo de elasticidad se le representado en escala logarítmica para abarcar una amplia gama de valores. Las categorías de resistencia se indican en la parte superior de la figura. El mo-

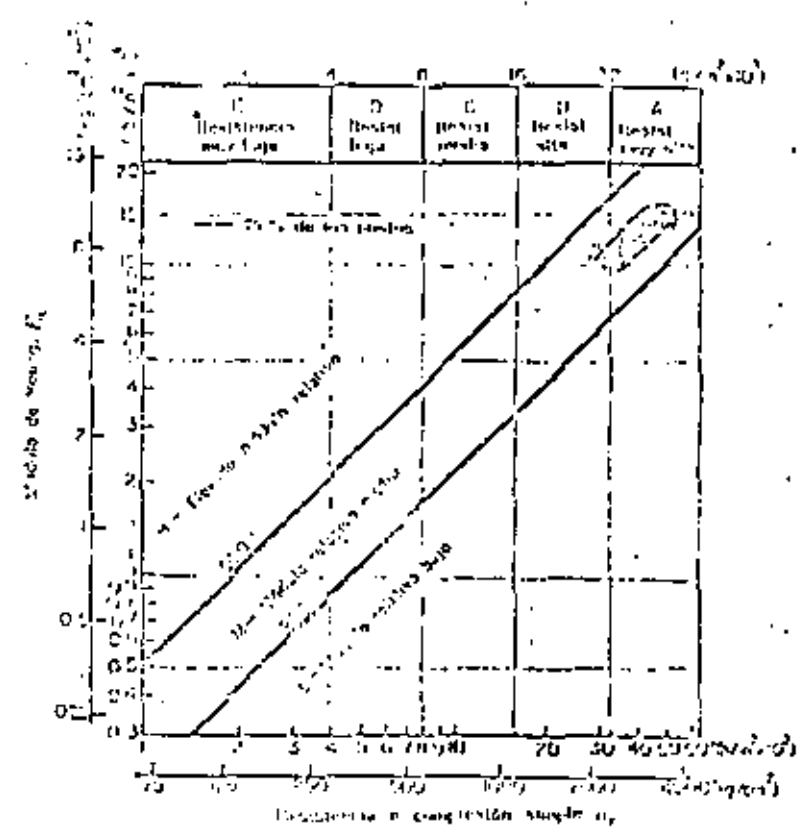


Figura 1.2. Clasificación de rocas ígneas diabásicas (26 muestras, 8 emplazamientos, varios investigadores)\*

$E_0$  = módulo Young para el 50% de la carga de rotura. La roca se clasifica como AM, BI, BII, etc.

dulo relativo se deduce de la posición respecto a las diagramales. La zona central viene limitada por una línea superior con un módulo relativo de 500:1 y una línea inferior correspondiente a un módulo de 200:1. Esta zona se deforma con la letra ME, o zona de módulo relativo medio. Las rocas que poseen una estructura compacta y poca o ninguna anisotropía suelen entrar dentro de esta categoría. En ella están comprendidas la mayoría de las rocas ígneas. Los puntos marcados en la figura 1.1 representan 50 muestras de granito corres-

\* Fracción arbitraria que proponemos para la *módulo relativo* del texto original (N. del T.).

pondiendo a 16 localidades. La figura 1.2 muestra los resultados de 26 puntos de diáclava, roca ligera densa y uniforme de grano fino a medio. Se advierte que los resultados son más uniformes y que la roca cae principalmente en la clasificación AMI, roca de muy alta resistencia con un módulo relativo medio. En la figura 1.3 aparecen los resultados de 70 muestras de basalto y otras rocas volcánicas de grano fino. Como era de esperar, los resultados abarcan una

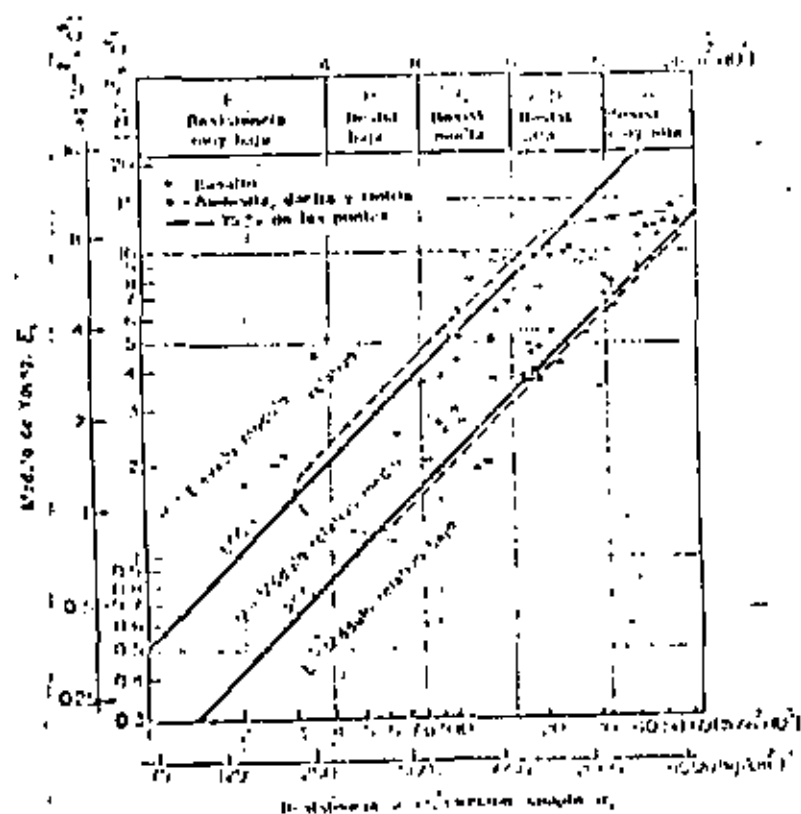


Figura 1.2 Clasificación de rocas ígneas (Basalto y otras rocas volcánicas) (70 muestras, 26 emplazamientos, varios investigadores)  
 $E_1$  - módulo tangente para el 50% de la carga de rotura.  
 La roca se clasifica como AMI, AMII, AMIII, etc.

amplia gama de valores debido a la variación en la mineralogía, porosidad, tamaño del grano y estructura de cristalización. El diagrama resumen de las rocas ígneas se indica en la figura 1.4.

En la figura 1.5 aparece el diagrama resumen de las rocas sedimentarias. Se advierte que las calizas y dolomías entran principalmente en las categorías de resistencia B y C aunque algunas muestras son del tipo A, de muy elevada resistencia, o D, rocas muy débiles. Los detalles de estas calizas y dolomías se indican en la figura 1.6. Puede verse que muchos de los puntos caen próximos a la línea de clasificación AMI y muy encima de ella. Esta situación

parece deberse a su particular estructura (conquistada) y un módulo relativo y (dolomía). Los diagramas correspondientes a la arenisca y la pizarra, en la figura 1.5 aparecen abiertos por su extremo inferior debido a que diversas probetas se rompieron con presiones inferiores a 75 kpa/cm<sup>2</sup>. Se aprecia que tanto la envolvente de las areniscas como la de las pizarras caen en la zona de módulo relativo bajo. Esta situación es el resultado de la anisotropía creada

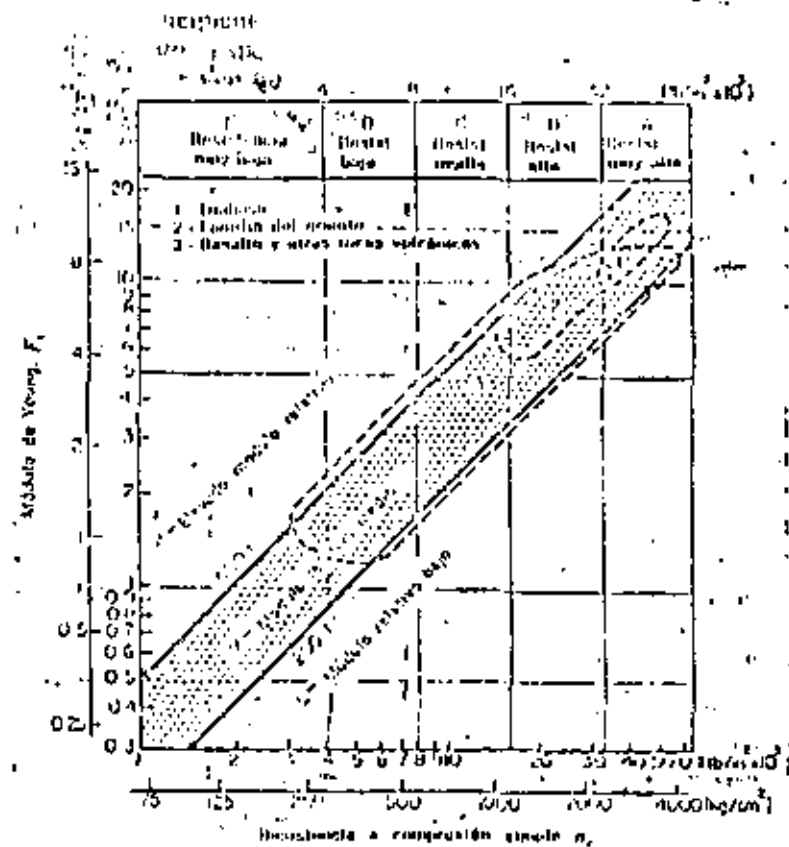


Figura 1.4 Clasificación de rocas ígneas - Resumen de rocas ígneas (70 muestras, 75% de los puntos)

$E_1$  - módulo tangente para el 50% de la carga de rotura.  
 La roca se clasifica como AMI, AMII, AMIII, etc.

por la estratificación o esquistosidad. Los módulos relativos son bajos ya que casi todas las muestras se ensayaron con el eje de carga normal al plano de estratificación. Esta orientación no modifica la resistencia pero da lugar a módulos bajos por efecto de la deformación originada por el cierre de los planos de estratificación incipientes y la alineación de los minerales, la mayoría de los cuales son aplanados, especialmente en las pizarras.

El diagrama resumen de las rocas metamórficas aparece en la figura 1.7. La dispersión de los resultados es superior a la de los otros tipos de rocas por la gran variación de mineralogía y grado de anisotropía. La mayoría de las

tales como el esquisto chlorítico como AM, en la misma posición que otros tipos de rocas de granito, de granito leñoso y otros tipos compactos como la dolomita y los talabarteros. Los gnéis, vienen representados de forma resguardada a los puntos pero con una resistencia media algo menor y una mayor dispersión en el módulo relativo. La dispersión adicional proviene de la mayor variación de mineralogía respecto al granito y a la anisotropía por efecto de

tenencia por efecto de ruturas preexistentes según los planos de esquistosidad y fuerte buzamiento. Por otro lado, la envolvente de las micascas con un pequeño ángulo de esquistosidad (15° o menos respecto a la horizontal) cae en la zona de módulo relativo bajo. En este caso, la resistencia no resulta muy afectada por la esquistosidad pero el módulo de elasticidad es bajo por efecto del cierre de las microfisuras paralelas a los planos de esquistosidad. La envolvente c

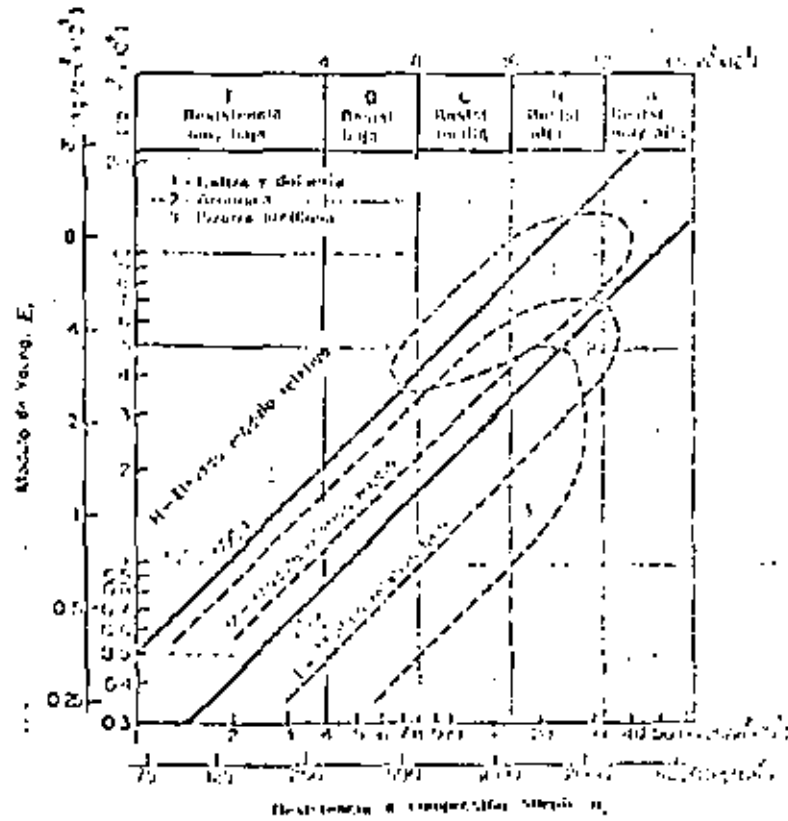


Figura 1.5. Clasificación de rocas ígneas-resumen de rocas sedimentarias (193 muestras, 75% de los puntos)

$E_1$  = módulo propio para el 50% de la carga de rotura.  
La roca se clasifica como AM, III, III, etc.

la esquistosidad. Muchos de los puntos que caen en la zona de elevado módulo relativo representan roturas según lamdas esquistosas de muestras con una fuerte foliación.

Quizá el diagrama más interesante es el de los esquistos. La envolvente de la (fig. 1.7) corresponde a muestras con una esquistosidad orientada hacia la vertical, es decir con un ángulo elevado (45° o superior) entre el plano de esquistosidad y la horizontal (testigos ensayados con el eje en posición vertical). El elevado módulo relativo de la mayoría de las muestras no corresponde tanto a un valor inherentemente alto sino más bien a un caso de baja resis-

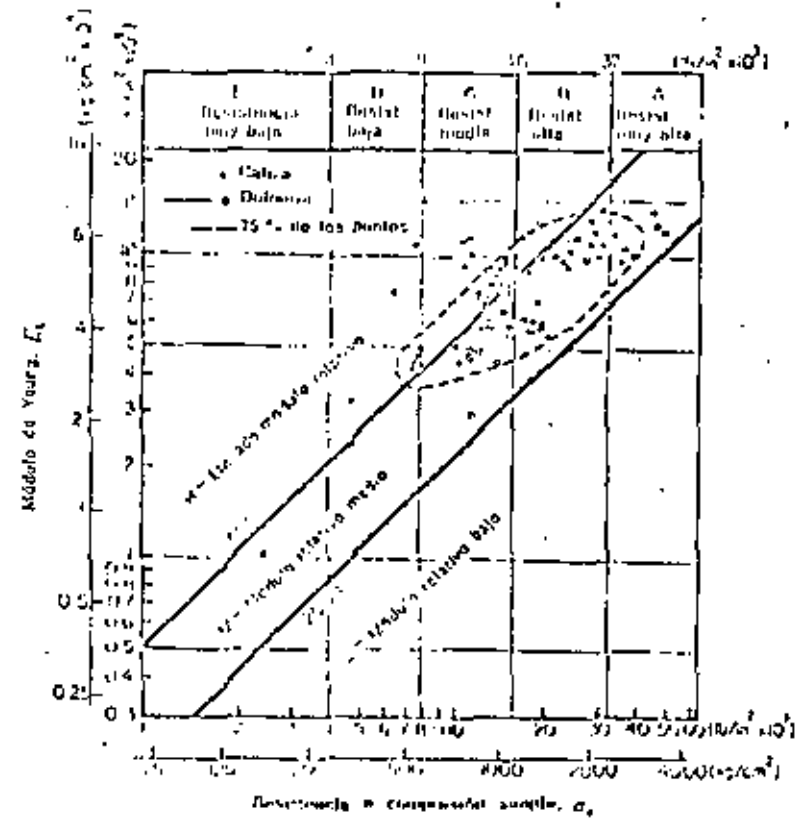


Figura 1.6. Clasificación de rocas ígneas-Caliza y Dolomita (22 muestras, 22 ensayos, varias investigaciones)

$E_1$  = módulo propio para el 50% de la carga de rotura.  
La roca se clasifica como AM, III, III, etc.

istencia (fig. 1.7) corresponde a un pequeño número de muestras y, aunque 15 de las 22 muestras ensayadas quedaron comprendidas en esta envolvente, se necesitan más resultados para poder generalizar. De hecho parece que el elevado módulo relativo se corresponde con la tendencia de las calizas y dolomitas que contienen los mismos minerales.

En el diagrama resumen de las rocas metamórficas es significativo que la envolvente de los gnéis se superponga con la de las cuarcitas y con las dos envolventes de los esquistos. Esta posición de transición indica una complejidad creciente de mineralogía y estructura, pasando de las cuarcitas a los gnéis y

de ésta, a la izquierda. Los diagramas resumen de las rocas ígneas y de las rocas sedimentarias muestran características semejantes en cuanto a las diferencias de mineralogía y estructura.

La clasificación propuesta se considera útil y manejable. Está basada en la resistencia a compresión simple y en el módulo de elasticidad —dos propiedades físicas importantes de la roca que intervienen en la mayoría de los

### 1.4 Características estructurales de los macizos rocosos

Desde el punto de vista de la Mecánica de Rocos tiene una gran importancia empírica estructura geológica que pueda influir sobre las propiedades de la roca *in situ*, como la resistencia, el módulo de deformación o la permeabilidad. Las singularidades estructurales más comunes son las diaclásas, los planos de estratificación y esquistosidad y las fallas. Debido a que constituyen discontinuidades planas o cuasoplanas tienen un importante efecto anisotrópico sobre las propiedades del macizo rocoso.

#### 1.4.1 Representación de las discontinuidades geológicas

Es importante representar empíricamente todas estas estructuras geológicas indicando su emplazamiento, orientación (diferencia y buzamiento) y separación. Deben también describirse las características físicas. Se ha advertido que, incluso en los testigos rocosos obtenidos por perforación con diamante, puede observarse la abertura irregular de las superficies de discontinuidad así como el tipo de material de relleno entre o a lo largo de superficies adyacentes, siendo conveniente registrar estos datos. Los términos *abierta* o *cerrada* pueden aplicarse para describir el grado de abertura; *plana*, *curva* o *irregular* para señalar la homogeneidad del perfil; y *pulida*, *lisa* o *rugosa* para indicar la textura superficial. También deberían obtenerse valores numéricos siempre que fuera posible medirlos.

Los reconocimientos de campo pueden dar resultados muy útiles respecto a las características citadas. Sin embargo, debe tenerse cuidado en no sacar conclusiones erróneas de las medidas, por las razones siguientes: en primer lugar, los afloramientos pueden no ser lo suficientemente numerosos para proporcionar una muestra representativa estadísticamente; en segundo lugar, las discontinuidades principales, como fallas o zonas de fallas múltiples, pueden no ser visibles por efecto de la erosión o una meteorización profunda que las haya empujadas; en tercer lugar, los afloramientos pueden no tener una exposición tridimensional suficiente para permitir determinar el número real y la separación de todas las discontinuidades (ver, por ejemplo, Terzaghi \*); y, por último, las discontinuidades profundas pueden diferir considerablemente de las que aparecen superficialmente. Por estas razones, suele ser conveniente realizar los levantamientos no sólo en la superficie sino en pozos de reconocimiento, galerías y sondeos.

Se emplean dos métodos principales para realizar representaciones prácticas a partir de sondeos. Un método utiliza el testigo orientado y el otro parte de la fotografía, bien por medio de la televisión \* o en película en color \*. La ventaja de los métodos fotográficos es que puede obtenerse cierta información sobre el ancho de las singularidades estructurales, permitiendo saber si están abiertas o rellenas de otro material.

#### 1.4.2 Presentación de los resultados

Los datos obtenidos por observación directa de las discontinuidades geológicas pueden representarse de dos formas básicamente diferentes: 1) como un plano de situación real, con las distintas singularidades estructurales identificadas en lo referente a su tipo, características físicas, orientación y emplaza-

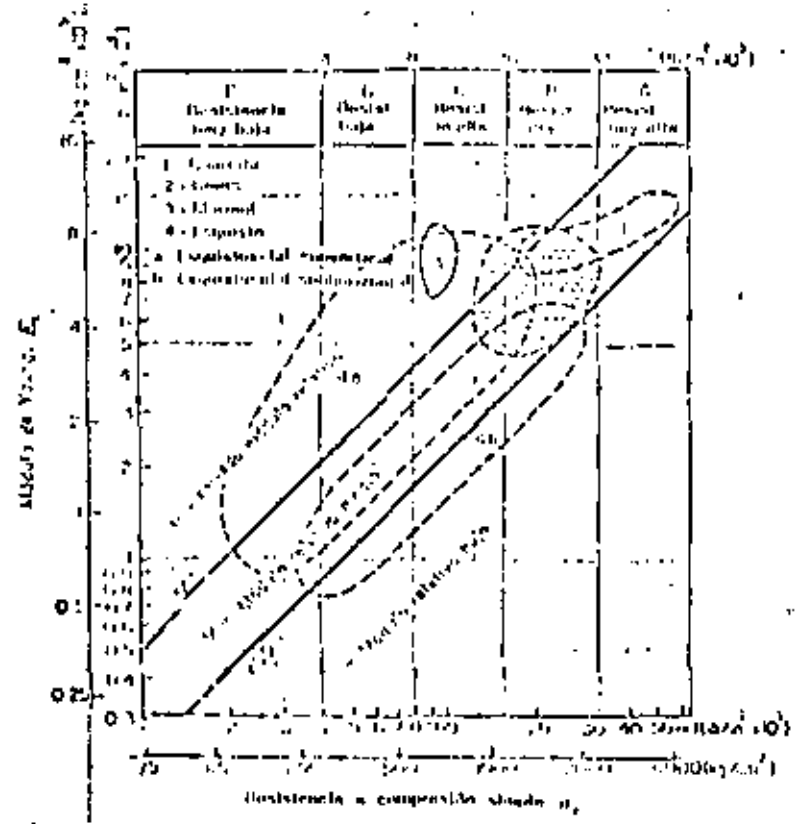


Figura 1.7 Clasificación de rocas ígneas—Resumen de rocas metamórficas (157 muestras, 75 % de los puntos)  
 $E$  = módulo empírico para el 50 % de la carga de rotura.  
 La roca se clasifica como ANI, III, III, etc.

problemas de ingeniería. La clasificación también considera la mineralogía, textura, estructura y dirección de anisotropía de la roca, de forma que tipos específicos de roca caen dentro de áreas determinadas del diagrama de clasificación. La clasificación completa debería incluir también la descripción litológica, por ejemplo, *Caliza: alta resistencia, elevado módulo relativo (BH); grano fino, densa, uniforme.*



miento, y como diagramas estadísticos, resumiendo las frecuencias relativas de las discontinuidades de diferentes orientaciones encontradas en el lugar. Ambos sistemas tienen sus ventajas y también sus limitaciones.

El primer tipo de representación es preferible para un empleo general. Permite dibujar secciones transversales de cualquier zona, especialmente crítica de una obra, como un estribo, un desmonte escarpado o las paredes de una gran excavación subterránea, permitiendo ver inmediatamente cualquier discontinuidad orientada peligrosamente. La ausencia de una estructura geológica de orientación crítica en tales secciones no significa necesariamente que no pueda existir; únicamente puede decirse que no fue advertida en el programa de reconocimiento. Deben examinarse los datos de las zonas circundantes para ver si, estadísticamente, puede tener alguna probabilidad de presentarse una discontinuidad crítica.

La situación real de las discontinuidades puede representarse en un plano; para los pozos y galerías de conocimiento se recomiendan las secciones desarrolladas. La orientación se suele representar mediante un símbolo apropiado de dirección y buzamiento. El diagrama cuadrado de Müller constituye también una forma práctica excelente para representar los datos.\*

Los diagramas estadísticos pueden ser de diversos tipos. Los dos más comunes son la roseta de diéclasis<sup>11</sup> y la proyección estereocéntrica<sup>8,9,12,13</sup>. La ventaja del diagrama estadístico es que permite reunir un gran número de observaciones dispersas en torno a un origen único, componiendo una figura de la que se pueden sacar conclusiones<sup>14</sup>. El diagrama estadístico es útil para obtener una indicación sobre las condiciones geológicas. En algunos casos puede servir para definir las direcciones de excavación, etc., haciendo mínimos los problemas de estabilidad. Debe señalarse una vez más, sin embargo, que el factor más importante en un determinado emplazamiento suele no ser el estado "medio", sino la presencia de una estructura geológica de orientación crítica como una zona mineralizada, una falla o una diéclasis principal.

### 1.5 Clasificación de las rocas in situ para obras de ingeniería

Además de la representación gráfica o estadística de las discontinuidades geológicas conviene disponer de alguna forma de clasificación que permita la caracterización del macizo rocoso. El objeto de esta clasificación es facilitar la comunicación entre los geólogos, técnicos de Mecánica de Rocas, ingenieros proyectistas y contratistas. Para unificar la terminología en la descripción de las diéclasis, Deere<sup>8</sup> ha hecho la propuesta que figura en la tabla 1.3.

Tabla 1.3 Terminología descriptiva para la separación entre diéclasis\*

Término descriptivo	Separación entre diéclasis
Muy juntas	Menor de 3 cm
Próximamente	3 cm-30 cm
Bastante próximas	30 cm-1 m
Separadas	1 m-3 m
Muy separadas	Mayor de 3 m

A continuación se describen dos métodos generales para determinar la calidad de la roca en su determinado emplazamiento a partir del porcentaje de fracturas y del grado de alteración. En un método, la clasificación se basa en el testigo recuperado de un sondeo. En el otro se emplea la velocidad dinámica.

#### 1.5.1 Índice de calidad de las rocas, RQD\*

El índice de calidad (RQD) se basa en la recuperación modificada de testigo, que a su vez depende indirectamente del número de fracturas y del grado de debilitamiento o alteración del macizo rocoso, según se puede observar por las fracturas extraídas de un sondeo. En lugar de contar las fracturas, se obtiene una medida indirecta sumando la longitud total de testigo pero considerando únicamente aquellos trozos de testigo de longitud igual o superior a 10 cm, en estado sano y compacto.

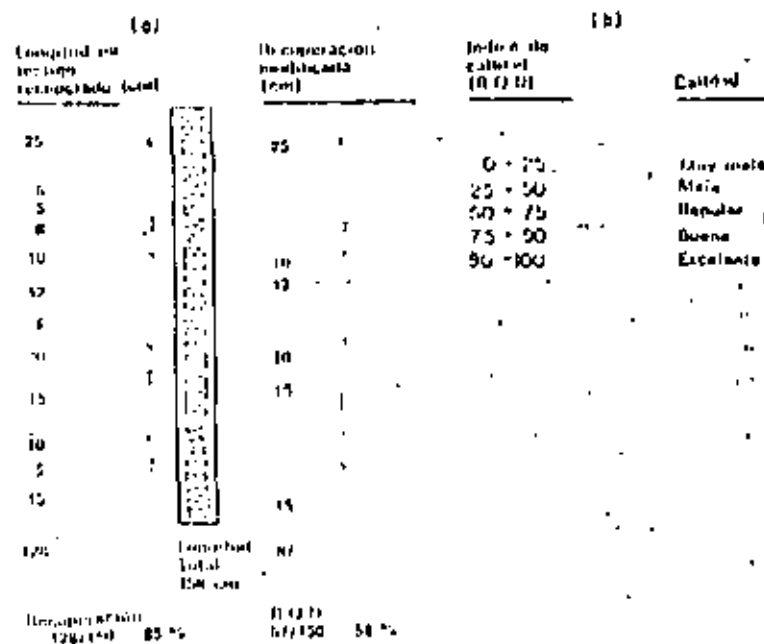


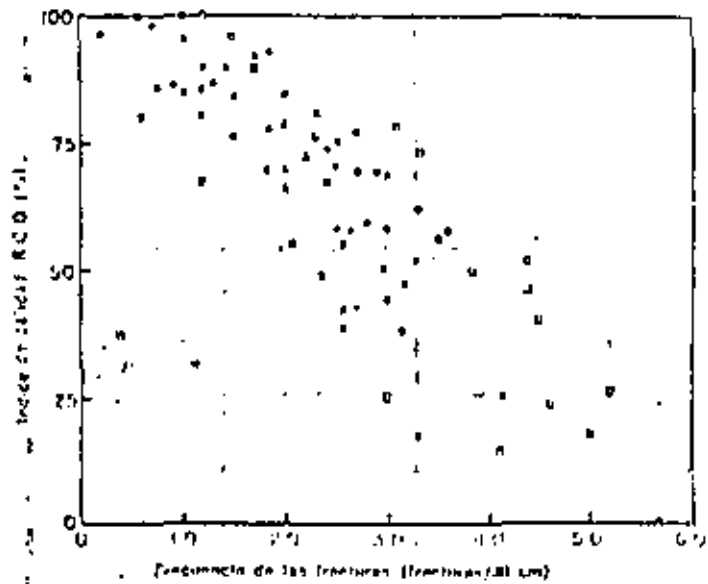
Figura 1.8 La recuperación modificada de testigo como índice de calidad de una roca<sup>15</sup>

En la figura 1.8 se muestra un ejemplo correspondiente a un sondeo de 150 cm. En este caso particular la recuperación total de testigo fue de 128 cm, con un porcentaje de testigo recuperado del 85%. Con la modificación, sólo se tienen en cuenta 87 cm, siendo el RQD del 58%. Se ha visto que el RQD es un índice más sensible y consistente de la calidad general de una roca que el porcentaje de recuperación total.

Si el testigo se ha roto por el manejo o por el proceso de perforación (por ejemplo, cuando se aprecian superficies de fractura recientes y regulares en lugar de diéclasis naturales), se juntan los trozos partidos y se cuentan

\* Rock Quality Designation.

como una plomada, siempre que alcancen la longitud requerida de 10 cm. Es necesario un cierto criterio en el caso de las rocas sedimentarias o rocas metamórficas fracturadas, no siendo tan exigido el método en estos casos como en las rocas ígneas, calizas en estratificación gruesa, areniscas, etc. Si embargo, el método se ha aplicado con éxito incluso en pizarras, aunque era necesario medir los testigos inmediatamente después de extraerlos del sondeo y antes de que comenzara el desmenuzamiento y disgregación al aire.



Granito del batolito Clímax

- (O) Pared de tubo intrusivamente a las diaclasas
- (A) Pared de tubo paralelamente a las diaclasas
- (I) Testigo NX

Testigo NX

- (O) Pesa de Dwanstad, gneis granítico
- (A) Basalto de John Day
- (I) Alcantara de Dackensack

Figura 1.9 Correlación entre los índices de calidad de las rocas: frecuencia de las fracturas y RQD.

Evidentemente este método es muy rígido para la roca cuando la recuperación es escasa, si bien una escasa recuperación suele indicar una pobre calidad de la roca. Pero esto no siempre es cierto, sin embargo, ya que un equipo de perforación o una técnica deficientes pueden también dar lugar a una recuperación escasa. Por esta razón, se requiere una batería de sondeo de doble tubo de diámetro mínimo NX (54 mm), siendo fundamental una adecuada vigilancia de la perforación.

Por simple que parezca el procedimiento, se ha encontrado que existe una correlación bastante buena entre los valores numéricos del RQD y la calidad general de la roca a efectos prácticos de ingeniería. Esta correlación se da en la figura 1.8 y en la tabla 1.4.

El RQD está siendo utilizado por diversas oficinas de proyectos, consultores en ingeniería y contratistas en los Estados Unidos para estimar la calidad de las rocas *in situ* y las variaciones en un mismo sondeo o de un sondeo a otro en una zona.

Tabla 1.4 Relación entre el RQD y la calidad de la roca

Índice de calidad (RQD) (%)	Calidad
90-100	Muy buena
75-90	Buena
50-75	Regular
25-50	Pobre
0-25	Excelente

Algunos ingenieros prefieren emplear la frecuencia de las fracturas (por ejemplo, las discontinuidades naturales expresadas en fracturas por metro) como medida de la calidad de la roca. En la figura 1.9 se ve que existe una buena correlación entre la frecuencia de las fracturas y el RQD.

### 1.5.2 Velocidad relativa

El efecto de las discontinuidades del macizo rocoso puede estimarse comparando la velocidad *in situ* de ondas de compresión con la velocidad sónica determinada en laboratorio para un testigo molido extraído de la misma roca, como se indica en la figura 1.10. La diferencia entre ambas velocidades se debe a las discontinuidades estructurales que existen en el terreno. Choudera<sup>18</sup> fue el primero en proponer como criterio de calidad el cociente de velocidades o velocidad relativa  $V_1/V_2$ , donde  $V_1$  y  $V_2$  son las velocidades de la onda de compresión para el macizo rocoso *in situ* y para el testigo molido respectivamente. Para una roca masiva de excelente calidad, con sólo unas pocas diaclasas cerradas, la velocidad relativa debe ser próxima a la unidad. Al aumentar el grado de diaclasado y fracturación, la velocidad relativa disminuye a valores inferiores a la unidad.

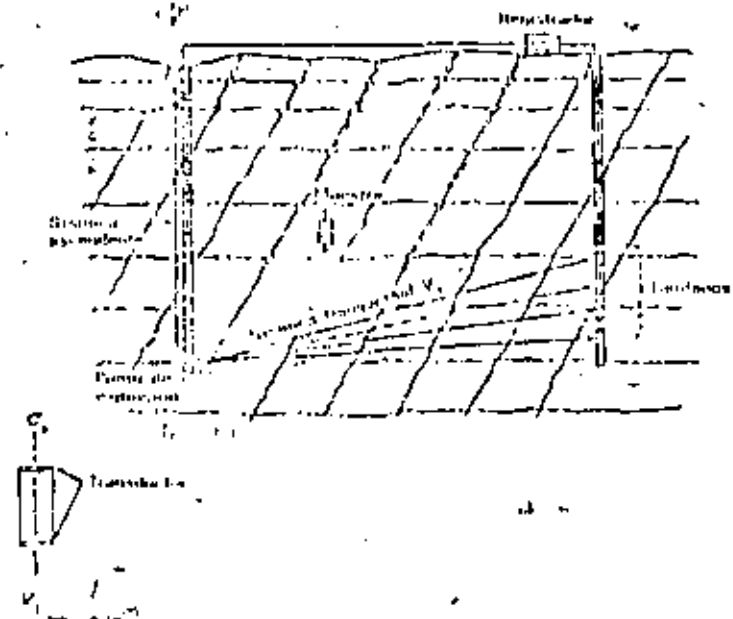
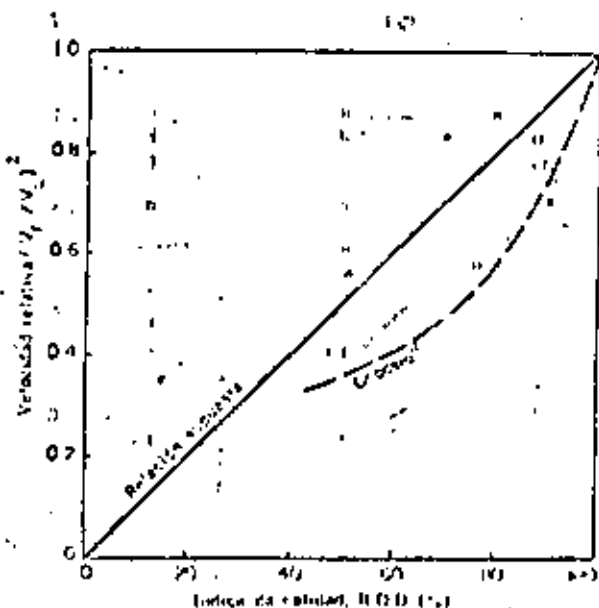


Figura 1.10 La velocidad relativa ( $V_1/V_2$ ) como índice de la calidad de una roca.

La velocidad de onda se determina en laboratorio con un testigo sometido a una tensión  $P$  igual a la sobrecarga de peso propio calculada para la profundidad a la que se tomó la muestra, y con una humedad equivalente a la supuesta para la roca *in situ* (seco o saturada). Preferentemente la velocidad sísmica en el terreno debe determinarse por la velocidad ascendente en un sondeo o la transversal entre sondas o galerías de reconocimiento próximas, ya que con estas medidas se pueden reconocer zonas particulares homogéneas con más precisión que con la sísmica de refracción superficial.



- Esquisto de Manhattan-6 sondas
- Toba de Rainier Mesa-media de dos emplazamientos
- △ Aluminos de Hackensack

Figura 1.11 Correlación entre la velocidad relativa y el índice de calidad RQD<sup>10</sup>

En la figura 1.11 se muestra una correlación entre el cuadrado de la velocidad relativa ( $V/V_0$ ) y el RQD. De los limitados datos recogidos se deduce que el cuadrado de la velocidad relativa puede utilizarse de forma equivalente al RQD en estudios de ingeniería. Sin embargo, se requiere un mayor número de datos para ampliar el conocimiento de la relación existente entre ambos índices de calidad. Se verá en los capítulos 2 y 7 que estas descripciones de la calidad de los macizos rocosos pueden relacionarse con las propiedades mecánicas *in situ*.

### 1.6 Estado tensional *in situ*

El estado de tensiones natural que existe en un punto en el interior de un macizo rocoso es función de todos los procesos geológicos anteriores que han actuado sobre éste. Por supuesto, es imposible conocer con un cierto grado de

precisión todos los acontecimientos ocurridos, incluso cuando la historia geológica completa, no sería posible determinar el estado tensional por ignorar las propiedades características del material bajo estudio, tales como la dimensión y el mecanismo real de deformación por efecto de subsesión, erosión, etc.

No existe la menor justificación para suponer que la tensión horizontal, a una cierta profundidad bajo una superficie horizontal, está relacionada con la sobrecarga de peso propio, de acuerdo con la teoría elástica, por el factor  $\nu/(1-\nu)$  donde  $\nu$  es el módulo de Poisson. Cualquier fenómeno geológico ha podido hacer que la tensión horizontal difiera significativamente de este valor. Por ejemplo, en una zona de hundimiento regional activo, el centro de la misma habrá sufrido deformaciones de compresión, mientras que la periferia habrá estado sometida a tracciones. Evidentemente, las tensiones horizontales en el centro serán muy superiores a las de los bordes. Análogamente, los movimientos tectónicos profundos que producen plegamientos, formación de montañas, fallas de gravedad y empuje, darán lugar a ciertos estados tensionales, características estructurales y condiciones de contorno que diferirán grandemente de las consideradas por la teoría elástica. Además, la fluencia, la relajación y la reducción de tensiones por erosión o meteorización originan tales modificaciones del estado tensional que localmente habrá grandes diferencias respecto a las tensiones inducidas inicialmente.

Como conclusión, es evidente que las tensiones *in situ* no pueden determinarse a partir de la geología de la zona ni, en el estado actual de conocimientos, mediante cálculos con las ecuaciones de la mecánica. El único método práctico para obtener una estimación del estado tensional consiste en medidas en el propio terreno, un tema que se discutirá en los capítulos 5 y 6.

### Referencias

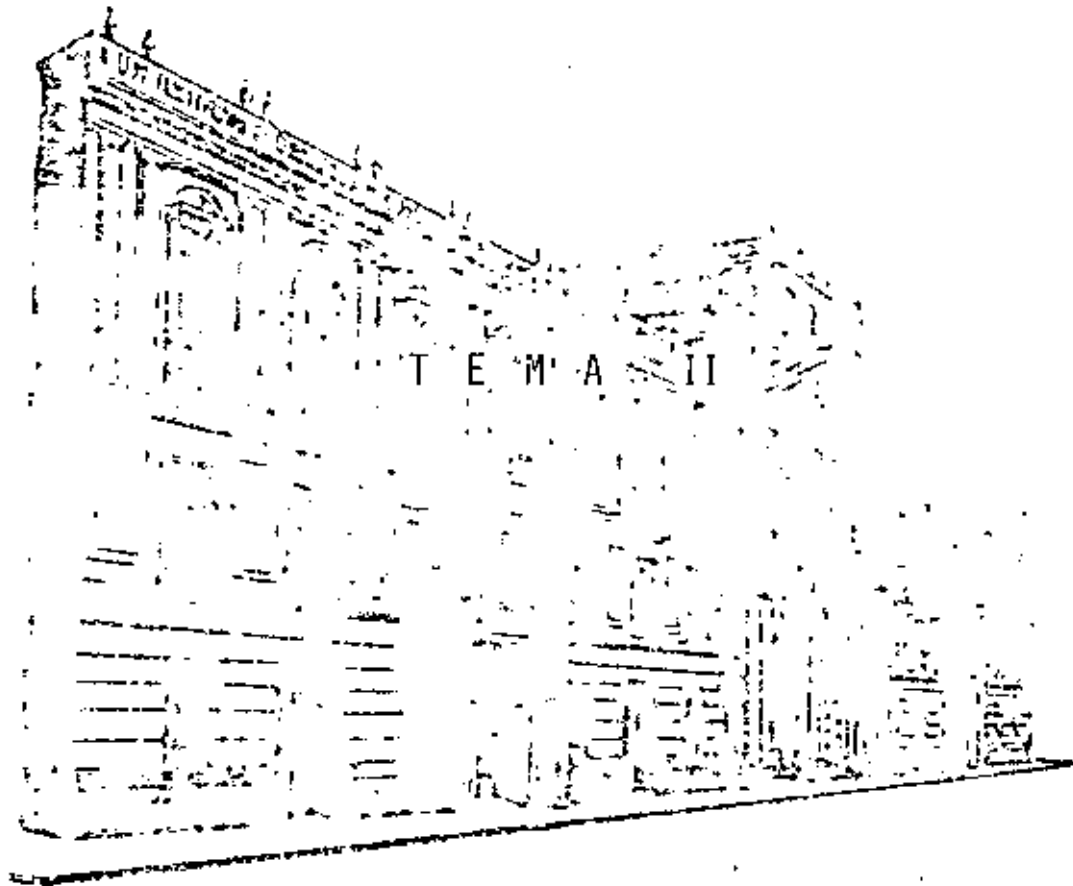
1. D. F. Coates, «Classification of rocks for rock mechanics», *Intern. J. Rock Mech. Mining Sci.*, 1, 421-429 (1964).
2. D. F. Coates y R. D. Parsons, «Experimental criteria for classification of rock substances», *Intern. J. Rock Mech. Mining Sci.*, 3, 181-189 (1966).
3. R. P. Miller, «Engineering classification and index properties for intact rocks», *Ph. D. Thesis, Univ. Illinois, 1965*.
4. D. U. Deere y R. P. Miller, «Engineering classification and index properties for intact rocks», *Tech. Rept. No. AFWL-TR-65-116, Air Force Weapons Lab., Kirtland Air Force Base, Nuevo México, 1966*.
5. D. U. Deere, «Technical description of rock cores for engineering purposes», *Rock Mech. Eng. Geol.*, 1, 18-22 (1963).
6. R. D. Terzaghi, «Sources of error in joint surveys», *Geotechnique*, 15, 287-304 (1965).
7. D. S. Rowley, C. A. Bank y T. Manuel, *Oriented Core*, Christensen Diamond Products Co., Salt Lake City, Utah.
8. E. Müller, *Der Felshau*, Ferdinand Enke, Stuttgart, 1963.
9. E. B. Bowtell y R. H. Nelson, «The KS-borehole camera», *Trans. AIME*, 194, 805-808 (1954).
10. K. John, «An approach to rock mechanics», *Proc. Am. Soc. Civil Engrs.*, 88, 1 (1962).
11. D. C. Kryning y W. R. Inld, *Principles of Engineering Geology and Geotechnics*, McGraw-Hill, Nueva York, 1957.
12. E. B. Knopf, «Petrofabrics in structural geology», en *Behavior of Materials in the Earth's Crust (2nd Ann. Symp. Rock Mech.)*, *Quart. Colo. School Mines*, 52, 99-111 (1957).

13. P. C. Badgley, *Structural Methods for the Exploration Geologist*, Harper and Brothers, Nueva York, 1959.
14. P. C. Badgley, *Structural and Tectonic Principles*, Harper and Row, Nueva York, 1965.
15. D. H. Deere, A. J. Hendron, Jr., E. D. Patton y E. J. Cording, «Design of surface and near-surface construction in rocks», *Symp. Rock Mech., 8th, Minnesota, 1966* (AIME, 1967).
16. T. F. O'Riordan, «Dynamic investigation of foundation rocks *in situ*», *Proc. Symp. Rock Mech., 5th, Minnesota, 1963*, Pergamon, Nueva York, págs. 517-533.



DIVISION. DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION



MAYO, 1983



DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION



PROGRESOS EN LA CARACTERIZACION DE MACIZOS ROCOSOS PARA  
DIMENSIONAR EL ADOPADO EN SUBTERRANEO

DR. BENJAMÍN CELADA TAMAMÉS

MAYO, 1983

PROGRESOS EN LA CARACTERIZACION  
DE MACIZOS ROCOSOS PARA DIMEN--  
SIONAR EL ADENADO EN SUBTERRANEO

B. Celada Tamames  
Dr. Ingenieros de Minas  
GEOCONTROL, S.A.

- 1.- Introducción
- 2.- Necesidad de las clasificaciones geomecánicas
  - 2.1.- Facturación de las rocas a escala macroscópica
  - 2.2.- Fracturación a escala microscópica
- 3.- Limitaciones de las clasificaciones geomecánicas
  - 3.1.- Precisión de las clasificaciones
  - 3.2.- Utilidad de las clasificaciones
  - 3.3.- Determinación del R.Q.D.
    - 3.3.1.- Ensayo Franklin
    - 3.3.2.- Ensayo Schmidt
- 4.- Aplicaciones de las clasificaciones geomecánicas
  - 4.1.- Predimensionado del adonado
  - 4.2.- Racionalización del adonado en una mina en operación
- 5.- Conclusiones
- 6.- Bibliografía

PROGRESOS EN LA CARACTERIZACION  
DE MACIZOS ROCOSOS PARA DIMEN--  
SIONAR EL ADENADO EN SUBTERRA--  
NEO.

B. Celada Tamames  
Dr. Ingeniero de Minas  
GEOCONTROL, S.A.

INTRODUCCION

Dentro del área de Reconocimiento de Macizos Rocosos, que constituye el inicio de este curso de Mecánica de Rocas aplicada a la Minería y a la Construcción, ya se ha hablado de la Clasificación Ingenieril de los Macizos Rocosos. Esta exposición quiere ser una continuación lógica de lo dicho anteriormente y el objetivo que se pretende es profundizar en el empleo de las clasificaciones geomecánicas de los macizos rocosos como medio para el diseño del adonado. A tal fin empezaremos exponiendo la necesidad de las clasificaciones geomecánicas, que servirá como resumen de la exposición anterior y de base de partida, para seguir con las limitaciones de las clasificaciones geomecánicas, las aplicaciones tradicionales y las líneas que deben seguirse para lograr un progreso efectivo en este tema.

1.- NECESIDAD DE LAS CLASIFICACIONES GEOMECANICAS

Quando se pretende dimensionar el adonado que debe ser empleado en una galería parece lógico que se deba intentar seguir un procedimiento análogo al que se emplea en el cálculo de construcciones en donde se parte del conocimiento de las sollicitaciones que actúan sobre la es--

truc y de las características resistentes de los materiales que la integran para poder calcular las deformaciones y las tensiones de trabajo.

Todos los materiales son discontinuos, al menos en su estructura atómica, pero muchos de ellos pueden asimilarse a un sólido homogéneo e isotrópico en el que, hasta un determinado nivel de cargas es aplicable a la teoría de la elasticidad. Sin embargo en el caso de la minería donde las estructuras se construyen en macizos rocosos -- normalmente fisurados su comportamiento mecánico no puede suponerse elástico salvo que la densidad de fracturación sea muy pequeña, inferior a una fractura por  $m^2$ , y las cargas a aplicar sean inferiores al 20% de la resistencia a compresión del macizo. En estas condiciones el macizo rocoso se comportará elásticamente pero debemos adelantar que en este caso el ademado será innecesario para las dimensiones de los huecos habituales en la minería.

En la mayoría de las ocasiones la fracturación como el nivel de carga alcanzado harán que la hipótesis elástica, que es la más fácil de aplicar, sea poco útil resultando que los modelos teóricos de cálculo se complican extraordinariamente a pesar de que se asuman hipótesis simplificativas que, en rigor, no son totalmente aceptables.

Ante esta actuación se ofrecen dos alternativas : el uso del Método del Elemento Finito y la aplicación de las Clasificaciones Geomecánicas que, por otra parte, presentan lógicamente el nexo de unión de fundarse en una observación de las características del macizo rocoso.

## 2.1.7 Fracturación de las rocas a escala macroscópica

De lo anterior se deduce que el uso de las Clasificaciones Geomecánicas tiene por objetivo el dimensionado del ademado de galerías y túneles tomando en consideración el efecto de las discontinuidades presentes.

Ante una estructura excavada en roca, fig. 1, podemos distinguir, entre roca intacta y macizo rocoso. Se define como roca intacta la matriz rocosa -- exenta de discontinuidades de tal forma que de ella podemos obtener muestras para realizar ensayos en el laboratorio. Conocemos como macizo rocoso al conjunto de la roca intacta y sus discontinuidades.

Facilmente se comprende que la dimensión de la estructura a realizar magnifica o minimiza la importancia de las discontinuidades. Así si la estructura es de grandes dimensiones, por ejemplo el talud de una corta, la estabilidad estará totalmente condicionada por las discontinuidades. En el caso en que las dimensiones de la estructura sean pequeñas respecto a las discontinuidades éstas no tendrán ningún efecto sobre la estabilidad, ejemplo de esto último lo constituyen los conduos de pequeño diámetro que son autoestables en la mayoría de las rocas.

En las rocas sedimentarias la discontinuidad más importante la constituyen los planos de estratificación. fig. nº 2 que siempre estarán presentes.

En todas las rocas existen además de las discontinuidades debidas a fenómenos tectónicos que están ligadas a las características de la roca intacta. Así en las rocas resistentes que, en general, tienen un comportamiento frágil se traduce en la aparición de numerosas fracturas fig. nº 3.



En el caso de rocas poco resistentes y, en general muy deformables será más difícil la formación de fracturas ya que se producirán plegamientos que serán muy acusados en las rocas plásticas. Fig. nº 4.

Por último existen fenómenos de colmatación - producidos en general por un transporte debido a disoluciones acuosas que ejerce un efecto positivo al rellenar las discontinuidades y aumentar su resistencia al corte Fig. nº 5.

2.2.- Fracturación a escala microscópica

Antes hemos dicho que una de las condiciones para que una roca pueda suponerse elástica es que las cargas aplicadas sean inferiores al 20% de la resistencia a compresión simple. Esta condición, - que puede parecer muy exigente, es debida a la microfisuración que siempre está presente incluso en la roca intacta. Las rocas son agregados cristalinos de varias especies minerales y a nivel microscópico muestran el aspecto de la fig. 6 que corresponde a un granito sano con una resistencia a compresión simple de unos 263 MPa. La fig nº 7 muestra otra parte de esa misma masa granítica - afectada por una microfisuración que hace descender su resistencia a compresión simple a unos 159 MPa. También pueden producirse discontinuidades de origen químico al producirse ataques a los componentes mineralógicos de la roca. La fig nº 8 es un ejemplo de esto, que corresponde a la misma masa granítica, y que produce una caída de la resistencia a compresión simple hasta 78 MPa. si se combinan ambos efectos, mecánico y químico, la resistencia de la roca cae bruscamente o incluso desaparece. La fig. nº 9 ilustra esta situación en la que el granito tiene una resistencia a compresión simple de sólo 43 MPa.

LIMITACIONES DE LAS CLASIFICACIONES GEOMECAÑICA

En el momento actual las clasificaciones geomecánicas que se puedan usar se reducen a la de Barton - (1.964) y Bieniawski (1.979). Ambas son relativamente recientes y desde luego no se puede esperar de ellas - que sean una herramienta universal que sirva para dimensionar el ademado de galerías y túneles en todos los casos que se puedan presentar. En realidad constituyen una herramienta muy útil que, adecuadamente empleada, proporciona un punto de partida para diseñar el ademado.

En lo que sigue vamos a exponer algunas indicaciones para facilitar el correcto uso de las Clasificaciones Geomecánicas.

3.1.- Precisión de las clasificaciones

La determinación del índice Q de Barton y del R.M.R. de Bieniawski es radicalmente distinta. El Q está definido por el cociente de seis parámetros mientras que el R.M.R. resulta de la adición de otros seis parámetros; de esto se deduce que el índice Q es mucho más sensible a los errores de interpretación de los parámetros mientras que el R.M.R. absorbe muy bien errores, incluso notables, de apreciación de los parámetros empleados.

Por otro lado la clasificación de BIENIAWSKI ofrece la posibilidad de estimar los dos parámetros más conflictivos Resistencia de la roca intacta y Presencia de agua por varios caminos - aportando una gran flexibilidad.

A la vista de lo anterior podemos afirmar que la clasificación de Barton es más precisa que la de Bieniawski pero mucho más sensible a los errores de interpretación y más rígida de aplicar.

Por lo que se refiere a los parámetros que emplean ambas clasificaciones en el cuadro I se muestran las concordancias existentes.

	R.M.R. BIENIAWSKI	Q BARTON
RESISTENCIA A COMPRESION ROCA INTACTA.	SI	EN PARTE (SRF)
* R.Q.D.	SI	SI
ESPACIADO DE FISURACION.	SI	EN PARTE (Jn)
* CONDICIONES DEL AGUA	SI	SI
ORIENTACION DE LA ESTRATIFICACION.	SI	NO
Nº DE DISCONTINUIDADES	EN PARTE	SI
* RUGOSIDAD DE DISCONTINUIDADES	SI	SI
ALTERACION DISCONTINUIDADES	EN PARTE	SI
PRESIONES DE CAMPO	EN PARTE	SI
DESTINO DE LA ESTRUCTURA.	EN PARTE	SI

CUADRO I-CONCORDANCIAS ENTRE LOS PARAMETROS QUE DEFINEN EL R.M.R. Y EL Q.

Puede apreciarse que existe concordancia total entre ambas clasificaciones en los parámetros muy importantes : R.Q.D.; Condiciones del Agua y Rugosidad de las discontinuidades.

Existe concordancia parcial entre los otros parámetros excepto en la orientación de las discontinuidades respecto a las estructuras a tratar. Esto supone un punto negro para la clasificación de Barton ya que la importancia de la orientación de las discontinuidades modifica sensiblemente el comportamiento de las obras subterráneas.

Según lo anterior la clasificación de Barton resulta muy precisa, si se conocen bien los parámetros Geomecánicos, pero resulta rígida, admite mal los errores de estimación y no tiene en cuenta la orientación de las discontinuidades. Estos inconvenientes no los presenta la clasificación de Bieniawski por lo que su uso parece más recomendable desde este punto de vista.

### 3.2.- Utilidad de las clasificaciones

En el apartado anterior hemos expuesto las ventajas e inconvenientes de las dos clasificaciones en boca desde el punto de vista de su concepción por lo que se refiere a su utilización hay que señalar los siguientes aspectos.

La clasificación de Barton ofrece una información muy importante :

- Clasificación del macizo rocoso en 9 grupos
- Presión sobre la bóveda del túnel dada por la expresión :

$$P = \frac{2 J_n^{1/2} \cdot Q^{-1/3}}{3 J_r} \quad (1)$$

- Distancia de autosoporte

$$F = 2 \cdot Q^{0,66} \quad (2)$$

- Espesor de concreto

$$t = \frac{P \cdot R}{c} \quad (3)$$

- Longitud de las anclas

$$L = 2 + 0,15 \cdot D \quad (4)$$

- Diseño previo del adernado en función del Diámetro equivalente y Q que definen 38 tipos distintos.

Sin embargo toda esta información debe acogerse con reservas ya que hay graves inconvenientes a soslayar :

\* La clasificación de Barton, conforme se muestra en el cuadro II, ha sido establecida según las observaciones realizadas en 191 casos con la siguiente distribución :

- Obras de infraestructura de minas y túneles.....	43,44
- Centrales subterráneas y grandes cavernas.....	41,34
- Túneles de pequeño diámetro.....	13,14
- Centrales nucleares subterráneas.....	1,14
- Galerías de mina.....	1,14

De esta forma todo parece indicar que la clasificación de Barton puede tener una gran aplicación en obras de Ingeniería Civil pero en Minería la experiencia en que se basa es muy reducida.

\* En observaciones realizadas en varios túneles en Nueva Zelanda, RUTLEDGE y PRESTON (1978) indican que las presiones sobre la bóveda de los túneles determinadas a partir de la expresión (1) son demasiado conservadoras.

\* Las experiencias obtenidas en la práctica habitual del adernado con anclas, CELADA (1.900), indican que las longitudes determinadas a partir de la expresión (4) son excesivas; pues en la mayoría de las aplicaciones en Minería las anclas tienen una longitud comprendida entre 1,6 y 1,8 m.

La clasificación de Bieniawski (1.979) da una información mucho más parca :

\* Los macizos rocosos se dividen en cinco clases.

\* Para cada clase se dan las siguientes indicaciones geotécnicas :

- Tiempo y longitud de autosoporte
- Valor de la cohesión
- Valor del ángulo de rozamiento

\* Puede estimarse el módulo de deformación del macizo rocoso (GPa) según la relación

$$E_M = 2 \cdot R \cdot N \cdot R - 100 \quad (5)$$

\* Se dan recomendaciones para el método de excavación a seguir y el adernado a utilizar en túneles de 5 a 12 m de diámetro trazados en los distintos tipos de macizos rocosos clasificados.

Desde el punto de vista de su utilidad hay que concluir que, aunque esta orientada hacia las obras de Ingeniería Civil, la clasificación de Barton proporciona mucha más información que la de Bieniawski.

Conviene recordar que los índices de Barton y Bieniawski están correlacionados estadísticamente entre sí; alguna de las expresiones más empleadas son :

$$R.M.R. = 9. \ln Q + 44 \quad (6)$$

Obtenida por Bieniawski en 1.976.

$$RMR = 13.5 \cdot \log Q + 43 \quad (7)$$

Obtenida por Rutledge y Preston (1.978) en observaciones sobre tuneles en Nueva Zelanda

$$R.M.R. = 12,5 \cdot \log Q + 55,2 \quad (8)$$

Expresión obtenida por Moreno (1.980) en observaciones hechas en tuneles de carretera en terrenos carboníferos en España.

$$R.M.R. = 10,53 \cdot \ln Q + 41,83 \quad (9)$$

Expresión obtenida por CELADA (1.982) en observaciones realizadas en galerías de minas de carbón en el norte de España.

Puede comprobarse fácilmente que todas las expresiones (6); (7); (8) y (9) dan correlaciones muy similares dentro de los valores habituales de Q y R.M.R.

3.3.- Determinación del R.Q.D.

El R.Q.D. es un parámetro que es necesario conocer para aplicar tanto la clasificación de Barton como la de Bieniawski.

Esto puede realizarse fácilmente cuando se trata de desarrollar un proyecto nuevo en el que están previstas la realización de una campaña de reconocimiento del terreno mediante sondeos. Sin embargo, en el caso de una explotación minera en operación o en un tunel en avance, la realización de sondeos con recuperación de testigo en el frente puede resultar muy costosa y al final no resultar operativa.

Por todo ello en la práctica proponemos estimar el R.Q.D. mediante el índice de fracturación que está relacionado con el a partir de la expresión debida a PALMSTRON (1.974).

$$RQD = 15 - 3,1 J_v \quad (10)$$

El índice de fracturación puede estimarse "in situ" mediante la expresión

$$J_v = I_x + I_z + Y_y \quad (11)$$

siendo I<sub>x</sub>, I<sub>z</sub> e I<sub>y</sub> el número de fracturas presentes por metro lineal entre direcciones ortogonales.

3.4.- Determinación de la resistencia a compresión simple de la roca intacta.

Para la correcta aplicación de la clasificación de Bieniawski es preciso determinar la resistencia a compresión simple de la roca intacta. Esto puede realizarse mediante ensayos de laboratorio fig. 10 y 11 que tienen la gran ventaja de su excelente precisión pero presentan el grave inconveniente del elevado coste que supone la obtención de muestras adecuadas. Por ello la tendencia actual se dirige hacia el empleo de ensayos "in situ" que, aunque menos precisos, pueden ser muy

numerosos en razón de su menor coste. Por otra parte en el caso de galerías de mina donde la influencia de la humedad ambiente es muy importante el hecho de no tener que someter a las muestras a una variación en las condiciones naturales supone una ventaja importante.

### 3.3.1.- Ensayo Franklin

En el ensayo Franklin se somete a la muestra de roca a un proceso de carga progresiva entre dos piezas de acero de forma cónica que están perfectamente alineadas. La rotura debe producirse por tracción en un plano diametral que contenga los dos punzones que cargan la muestra. La gran ventaja de este método es que permite realizar ensayos sobre cualquier tipo de muestra fig. 12, sin que necesariamente tenga que ser cilíndrica, y además el ensayo puede realizarse "in situ". La Sociedad Internacional de mecánica de Rocas ha normalizado este ensayo aceptándolo como válido para determinar la resistencia a compresión de la roca intacta.

Si P es la fuerza ejercida sobre la muestra en el momento de la rotura y D la distancia original entre los dos punzones se define el Índice de Carga Puntual o Índice Franklin por la expresión :

$$I_F = \frac{P}{D^2} \quad (12)$$

y si el ensayo se realiza con una muestra en la que D = 50 mm se cumple que :

$$\sigma_c \text{ (MPa)} = 24 \cdot I_F \quad (13)$$

Para evitar el empleo de muestras de 50 mm de diámetro BROOK (1977) propone estimar la resistencia a compresión simple mediante la expresión :

$$\sigma_c \text{ (MPa)} = 12,5 \cdot T_{500} \quad (14)$$

en la que  $T_{500}$  es el índice de carga en un ensayo Franklin realizado con una muestra de 500 mm<sup>2</sup> de sección transversal que puede ser estimado mediante la expresión :

$$T_{500} = 211,5 \frac{P}{A \cdot 0,75} \quad (15)$$

Donde P es la fuerza aplicada en la rotura y A la superficie de la muestra afectada por la rotura.

### 3.3.2.- Ensayo Schmidt

El martillo Schmidt, que fue concebido como un esclerómetro para determinar la resistencia a compresión del concreto colado es una herramienta fabricada por PROCEQ (Suiza) Fig. 13 que está constituida por un vástago de acero sobre el que golpea una masa de acero impulsada por un resorte de energía determinada. El vástago de acero se pone en contacto con la superficie de la roca y el índice Schmidt se determina por el rebote de la masa de acero. Al incidir en el vástago que tiene el aparato. Fig. 14 y 15.

VALORES DE ESR PARA DISTINTOS TIPOS DE EXCAVACION

TIPO DE EXCAVACION	ESR	NO CASO
A. Minas abiertas, longitudinal, etc .....	ca. 3,5	(2)
B. Pozos verticales. 1) Sección circular .....	ca. 2,5	(7)
2) Sección rectangular a suabada .....	ca. 2,0	(9)
C. Minas abiertas permanentemente, túneles hidroeléctricos, túneles piloto y galerías de avance para grandes excavaciones .....	1,5	(4)
D. Cavernas de almacenamiento, plantas de tratamiento de aguas, túneles pequeños de exploración y ferroviarios, túneles de acceso .....	1,3	(5)
E. Controlas eléctricas subterráneas, túneles grandes de carreteras y ferroviarios, cavernas de defensa civil, bombillas, intersecciones .....	1,0	(10)
F. Controlas nucleares subterráneas, estaciones de ferrocarril, pabellones deportivos, y de servicios, etc .....	ca. 0,5	(3)

Habitualmente se emplea el martillo de tipo N que tiene una energía de percusión de 0,225 m.Kg.

El índice Schmidt depende de la orientación del martillo respecto a la superficie de la roca y habitualmente se adopta una posición horizontal del martillo. En el caso de que la posición del martillo sea otra puede corregirse el índice obtenido mediante unos ábacos que lleva incorporados el propio aparato. El martillo Schmidt fue aceptado en 1.978 por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas y POOLE y FARMER (1.980) han examinado en terrenos carboníferos la consistencia y repetibilidad del ensayo Schmidt llegando a la conclusión de que el método operativo más fiable consiste en efectuar al menos diez impactos en cada punto reteniendo el valor máximo encontrado. De todas formas hay que tener presente que el ensayo con el martillo Schmidt se basa en el fenómeno físico del choque elástico razón por la que el estado de fracturación del lugar donde se realiza el ensayo tiene una importancia grande y debe sanearse la roca para eliminar los fragmentos de roca suelta.

4.- APLICACIONES DE LAS CLASIFICACIONES GEOMECAICAS

Las clasificaciones geomecánicas tienen por objeto definir un modelo previo de adomado que puede ser aplicado en construcción de galerías y túneles. A título de ejemplo vamos a exponer dos aplicaciones de las clasificaciones geomecánicas; una que podemos considerar clásica: el predimensionado de un adomado y otra que abre nuevas vías de investigación: la racionalización del adomado en galerías de mina que ya están en operación.

#### 4.1.- Predimensionado del ademado

15

Supongamos que se quiere construir unos inclinados para acceder al campo de explotación de una mina nueva y los trabajos de campo indican que deben atravesar terrenos con RMR = 65 y RMR = 41. El diámetro de los inclinados es de 5 m y se desea definir un ademado previo para iniciar la construcción.

Dado que se trata de una galería de infraestructura asimilable a un túnel deberemos emplear la clasificación de Barton. Para determinar los índices Q correspondientes a los dos RMR que caracterizan los terrenos podemos emplear la expresión (9) que tras operar da :

$$Q = e^{\frac{RMR - 41,83}{10,53}} \quad (10)$$

Con esto los índices de Barton correspondientes resultan ser

$$Q = 9,02 \text{ para RMR} = 65 \text{ y } Q = 1,11 \text{ para}$$

$$RMR = 41.$$

Para definir el ademado podemos emplear la gráfica de la figura N° 16; para ello necesitamos conocer el diámetro equivalente definido por :

$$D_e = \frac{B}{E.S.R.} \quad (11)$$

Donde B es el ancho del túnel, 5 m. y E.S.R. se encuentra en el cuadro II. Tomando E.S.R. = 1,6 resulta  $D_e = 3,125$ .

16

Para  $Q = 9,02$  y  $D_e = 3,125$  en la l.g. N° 16 se observa que no es necesario colocar ademado de ningún tipo. Para  $Q = 1,11$  y  $D_e = 3,125$  es preciso colocar un ademado del tipo 21 que está constituido por :

- \* Una capa de concreto lanzado de 2 a 3 cm de espesor.
- \* Anclas colocadas con una densidad de  $1 \frac{\text{Ancla}}{m^2}$

La longitud de las anclas puede ser calculada mediante la expresión (4) con lo cual resulta  $L = 2,46$  m.

En cuanto a la resistencia de las anclas se puede estimar a partir de la presión que actúa en la bóveda del túnel que, de acuerdo con (1) para  $J_r = 3$  y  $J_n = P$ , que son valores normales, y  $Q = 1,11$  vale

$$P_b = 0,63 \frac{Kg}{cm^2}$$

Como la densidad del ademado es de  $1 \frac{\text{Ancla}}{m^2}$  la resistencia de las anclas deberá ser de 6,3 t. Esto puede conseguirse con redondos de acero de 20 mm de diámetro y resistencia específica de  $42 \text{ Kg/mm}^2$ .

#### 4.2.- Racionalización del ademado en una mina en operación.

El proceso que acabamos de exponer nos lleva a dimensionar un ademado que debe ser considerado como una situación de partida que deberá ser comprobada durante la ejecución de la obra. En la práctica se puede presentar otra situación distinta : la de una explotación minera que está en operación y en la que se quiera optimizar el

ademado a emplear en las galerías. Para exponer la forma de abordar este problema expondremos los resultados preliminares obtenidos en un trabajo de investigación que iniciamos en 1.981 y acabará en 1.983. Este trabajo está realizándose en la Hulla del Malón de HUNOSA (España) que explota capas inclinadas del carbón y está promovido por el INSTITUTO GEOLOGICO Y MINERO DE ESPAÑA. (IGME).

El yacimiento de HUNOSA está situado en Asturias, N.O. de España, y está constituido por capas de carbón cuya potencia oscila entre 0,6 y 5 m - siendo el valor medio de 1,20 m. Las capas son bastante irregulares como consecuencia de la fuerte tectónica que han sufrido siendo su inclinación media de unos 60º. La calidad de las rocas es bastante buena abundando las pizarras con resistencia a compresión simple comprendida entre 40 - 90 MPa, - también se encuentran bancos de arenisca, muy cementada, con grano fino que tienen resistencias a compresión superiores a 100 MPa.

La producción de HUNOSA es de unos 4,5 Mt de hulla lavada al año lo cual supone aproximadamente el 60% de la producción de hulla en España.

La profundidad de las explotaciones oscila entre 400 y 800 m, las galerías tienen una sección comprendida entre 7 y 15 m<sup>2</sup>, siendo 9 m<sup>2</sup> la sección mas usual. El ademado de las galerías se hace practicamente en su totalidad mediante arcos cedentes de perfil TH como los que se ilustran en la fig. Nº 17.

En el momento actual las condiciones geotécnicas de los terrenos emplean a poner dificultades para la conservación de las galerías y por ello el INSTITUTO GEOLOGICO Y MINERO DE ESPAÑA ha creído -

necesario realizar un trabajo de investigación con ducente a establecer unas reglas para dimensionar el ademado de las galerías en función de las características geomecánicas de los terrenos.

Este trabajo ha sido dividido en cuatro etapas :

- 1.- INVESTIGACION DE LAS CONDICIONES ACTUALES
- 2.- ANALISIS DE LA SITUACION ACTUAL
- 3.- ENSAYOS DE COMPROBACION
- 4.- OBTENCION DE RESULTADOS DEFINITIVOS

El proyecto se inició en Julio de 1.981, actualmente se han finalizado las dos primeras etapas y ya se ha iniciado la etapa de comprobación - con una campaña masiva de medidas de deformación - en las galerías.

El objetivo del proyecto consiste en definir unas reglas científicas, apoyadas en la caracterización geomecánica de los terrenos, que permite resolver las dos cuestiones mas importantes en el diseño de las galerías de mina :

- Cual debe ser la sección inicial de la galería - para que, teniendo en cuenta la deformación que va a producirse, los trabajos de conservación - sean mínimos?
- Cual debe ser el ademado a colocar para mantener la estabilidad de la galería con el menor coste?

Para poder resolver estas cuestiones la investigación se centró en definir una función de convergencia que permitiera calcular la convergencia de una galería en función de las características geométricas de la galería, del ademado, de los parámetros geotécnicos y de los talleres de explotación.



A tal fin en la primera etapa se ha realizado una masiva toma de datos y para ello se han caracterizado 187 galerías, en roca y carbón, estableciendo los datos geotécnicos, geométricos y de explotación. Se ha recogido la influencia de los frentes de explotación, de los métodos de adomado y de relleno del hueco deshullado. Se han aplicado las clasificaciones de Barton y Bieniawski. Se han realizado mas de 7.000 ensayos con el martillo Schmidt, mas de 1500 ensayos con la prensa -- Franklia que se han contrastado con 120 ensayos -- de compresión simple realizados en el laboratorio.

Ante esta impresionante masa de datos se vio que era posible abordar la resolución del problema planteando una nueva clasificación geomecánica en la que además del RMR y Q entrarán otros parámetros como : potencia de la capa, profundidad de la galería, tipo de roca presente en la sección, densidad de adomado, relación entre convergencia vertical y convergencia de sección.

Para poder llegar a una expresión que, aprovechando la gran cantidad de datos disponibles, tenga una validez amplia se ha recurrido a las técnicas de analisis estadístico mediante ordenador. A tal fin se ha empleado el programa BNDP1R puesto a punto por la HEALTH SCIENCES COMPUTING FACILITY de la UNIVERSIDAD DE CALIFORNIA (U.S.A.) Este programa permite efectuar una regresión multilíneal paso a paso, seleccionando automáticamente las variables que deben entrar en la función -- investigada según su nivel de significancia.

Hay que senalar que en esta investigación se ha trabajado con la convergencia en etapa final -- ya que lo que interesa es reducir al mínimo los trabajos de conservación a lo largo de toda la vida de la galería.

La situación del programa BNDP1R ha sido laboriosa y despues de 16 pasadas en un ordenador -- IBM-370 se han llegado a las siguientes conclusiones :

- En el caso concreto de las galerías de HUNOSA -- resulta mas signigicativa la convergencia de la sección que la convergencia en altura. Esto es una consecuencia de la gran inclinación de las capas del yacimiento de HUNOSA.
- Con los datos analizados resulta que es mucho -- mas significativo correlacionar el logaritmo neperiano de la convergencia de sección con los -- parámetros analizados.
- Dentro del contexto de las galerías en capa de HUNOSA ni el Q de Barton ni el RMR tenían signi -- ficancia alguna frente a la convergencia de sección.
- A la luz de los analisis estadísticos efectua -- dos se comprobó que los parámetros mas signifi -- cativos eran la densidad de sostenimiento, el -- estado de las diaclasas, la pendiente de la estratificación y la potencia de la capa.

De acuerdo con los resultados alcanzados se decidió plantear una nueva clasificación geomecánica para definir un indice, llamado IGME 82, que junto con la densidad de sostenimiento definiera la función de convergencia.

Para definir el indice IGME 82 se sometió al programa BNDP 1 R los parámetros que se han em -- pleado en la clasificación de todas las galerías estudiadas por medio de una matriz logica. A partir de los datos suministrados al ordenador éste seleccionó los que por su significancia debían --

21  
 ser empleados estimando los pesos de cada uno de ellos. Los resultados se muestran en el cuadro II.

El Índice IGME 82 varía entre 0 y 100 siendo el caso mas desfavorable el de una galería en la que la potencia de la capa es superior a 1,6 m, la inclinación de la estratificación está comprendida entre 45 y 60° y las discontinuidades están constituidas por espejos de falla o diaclasas abiertas. El caso mas favorable está representado por una galería en la que la capa tiene una potencia inferior a 0,3 m; la inclinación de la estratificación está comprendida entre 60 y 90° y las diaclasas presentes son rugosas o con bordes duros.

A partir de este índice y de la densidad de ademado expresada en  $\frac{\text{Kg de acero}}{\text{m}^3}$  excavado se ha efectuado de nuevo una correlación con el logaritmo neperiano de la convergencia de sección, expresada en %, llegando a la expresión

$$\ln C = 4,2614 - 0,032 D - 0,0167 \text{ IGME } 82 \quad (12)$$

observase que en ausencia de ademado,  $D = 0$  y con el peor índice de calidad,  $\text{IGME } 82 = 0$ , la convergencia de sección esperada es del 70,9%. En un caso que puede ser considerado como normal

$$\text{IGME } 82 = 50 \text{ y } D = 12 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$$

la reducción esperada de sección alcanza el 20,9% que puede considerarse como aceptable.

A partir de la clasificación expuesta en el cuadro III y por medio de la expresión (12) es posible dimensionar el ademado de las galerías en el área estudiada. A lo largo del año comprendido entre Junio 1.982 y Julio 1.983 se desarrollará una

PARÁMETRO	DEFINICION	CALIFICACION
ESTADO DE LAS DIACLASAS	ESPEJOS DE FALLA O DIACLASAS ABIERTAS	0
	DIACLASAS POCO RUGOSAS O CON BORDES BLANDOS.	18
	DIACLASAS RUGOSAS O CON BORDES DUROS	22
INCLINACION DE LA ESTRATIFICACION	20 - 40°	5
	45 - 60°	0
	60 - 90°	28
POTENCIA DE LA CAPA	0,3 m	50
	0,3 - 0,8 m	21
	0,8 - 1,8 m	14
	1,8 m	0

CUADRO II .- PONDERACION DE LOS PARÁMETROS DE LA CLASIFICACION IGME 82.

intensa campaña de medidas de deformación que permitirá contrastar la calidad de los resultados obtenidos hasta ahora.

### 5.- CONCLUSIONES

Las clasificaciones geomecánicas constituyen una herramienta necesaria y útil para diseñar el adonado de las estructuras subterráneas. Son necesarias porque constituyen un medio válido de tener en cuenta las discontinuidades de los macizos rocosos y son útiles porque permiten establecer, con una elevada dosis de objetividad, un punto de partida para el diseño del adonado.

Actualmente las clasificaciones más en uso son las de Barton y Bieniawski, la primera es mucho más precisa, pero más rígida, aporta mucha información y parece idónea para ser aplicada en el campo de la Ingeniería Civil. La clasificación de Bieniawski es muy flexible y parece especialmente indicada para ser aplicada en el campo de la minería.

En cualquier caso tanto una como otra clasificación solo deben ser empleadas, con mucha prudencia, para establecer un punto de partida en el diseño del adonado cuando se desee acometer el estudio del adonado en una ruina en operación la solución idónea consiste en realizar una intensa campaña de toma de datos, para apoyarse en los potentes métodos de análisis disponibles en la actualidad y llegar a establecer una clasificación apropiada al caso estudiado conforme se ha hecho en la Hullera del Nalón de HUNOSA.

### - BIBLIOGRAFIA

- BARTON, N.; LIEU,; LUNDE, J.  
"Engineering Classification of Rock Masses for the Design of tunnel support", Rock Mechanics, Springer - Verlag, Vol 6 : 189 - 236, 1.974.
- BIENIAWSKI, Z.T.  
"Engineering Classifications of Rock Masses".  
The Civil Engineer in South Africa, Dec 1.973 335-343.
- BIENIAWSKI, Z.T.  
"Rock Mass Classifications in rock engineering".  
Proceedings of the Symposium on exploration for rock engineering, Johannesburg 1976.
- BIENIAWSKI, Z.T.  
"The Geomechanics Classifications in rock engineering - applications". 4º Congreso Mecánica de Rocas, Montreux 1979 Tomo 2, 41-48.
- CELADA, B.  
Determinación de un sistema de control sobre la eficacia del bulonaje en galerías.  
Tesis Doctoral ETS Ingenieros de Minas, Oviedo 1.980.
- CELADA, B.  
Aplicaciones de las clasificaciones geomecánicas a la minería del carbón.  
Minera Carbonífera Rio Escondido, S.A. 5 Mayo 1.982.
- MORENO TALLON, E.  
Aplicación de las clasificaciones geomecánicas a los túneles de Pajaras.  
El Curso de Sostenimientos Activos en Galerías y Túneles. Fundación Gómez-Pardo, Madrid 1.980.

POOLE R.W.; FARMER I.W.

Consistency and Repeatability of Schmidt Hammer  
Rebound data During Field Testing  
Int. J. Rock. Mech. Min. Sci. Vol 17, 1.980.

RUTLEDGE, J.C.; PRESTON, R.L.

"New Zealand experience with Engineering Classifications  
of rock for the prediction of tunnel support".  
Simposio Internacional de túneles. Tokyo 1.978.

26

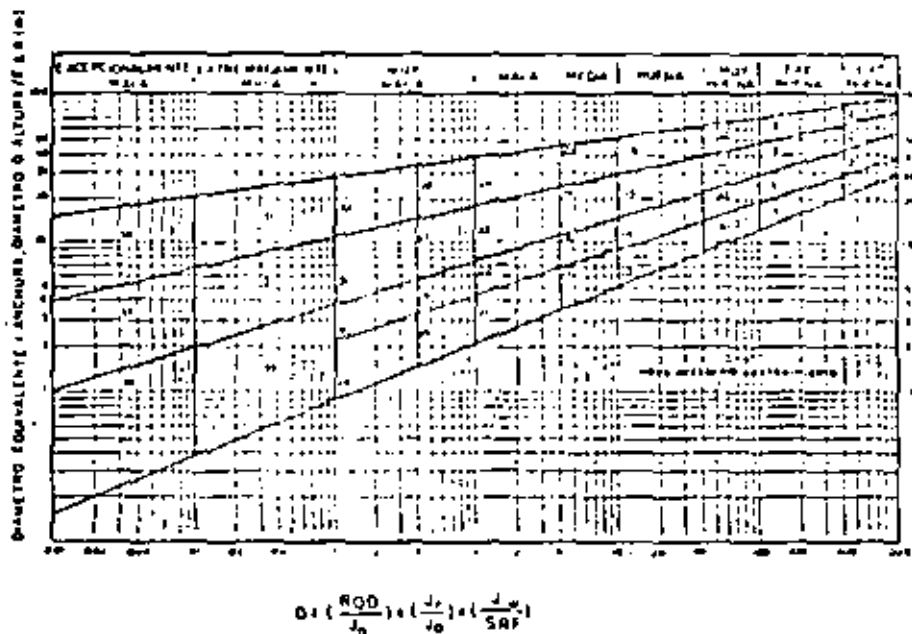


Fig. N°16 TIPOS DE ADEMACO SEGUN BARTON



DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION



MAYO, 1983

ING. ARTURO A. BELLO HALDO\* (\*)

## INTRODUCCION

La minería tiene su razón de ser en la extracción de partes de la corteza terrestre que contienen un mineral que es aprovechable. Para cumplir su propósito, requiere la realización de excavaciones, que en términos generales, se agrupan en abiertas y subterráneas. Cuando estas aberturas se realizan en masas del subsuelo en las que existe agua gravitacionalmente libre, tales aberturas se constituyen en zonas de captación del agua del subsuelo, hacia las que fluye ésta al modificarse las condiciones hidrostáticas o hidrodinámicas naturales. El flujo de agua hacia excavaciones abiertas o subterráneas, tiene dos implicaciones principales:

- 1.- El flujo de agua hacia excavaciones abiertas o subterráneas induce presiones hidrodinámicas, que en general son desfavorables para efectos de estabilidad, de los taludes en las excavaciones abiertas y del perímetro de las aberturas en las excavaciones subterráneas.
- 2.- El flujo de agua hacia las excavaciones requerirá siempre de su remoción, para mantener condiciones apropiadas de trabajo para el personal y equipo y para imposibilitar

(\*) GEOSISTEMAS, S.A. PRESIDENTE DE LA SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA DE ROCAS, A.C. 1981 - 1983.

que el agua pueda acumularse en las aberturas formadas. Esto implica contar con equipos de bombeo, generalmente a base de motores eléctricos, que a su vez requieren alimentación de energía y que en general significan una erogación importante.

Lo anterior da lugar a reconocer la importancia del conocimiento de los métodos para valorizar los flujos de agua en las masas del subsuelo, así como las presiones hidrodinámicas generadas en todo tipo de excavaciones mineras, ya sea que éstas se ejecuten en masas de suelos o en masas rocosas.

## FUNDAMENTOS DE LA GEOHIDRODINAMICA.

Toda excavación realizada en una masa del subsuelo en que está presente un nivel freático, genera un cambio en las condiciones hidrostáticas o hidrodinámicas naturales; este cambio provoca un gradiente hidráulico que a su vez origina el movimiento del agua en la masa del subsuelo.

La determinación del gradiente hidráulico que produce el flujo es la relación entre el cambio de presiones hidráulicas ocurrido entre dos puntos separados una distancia; la expresión de este gradiente es:

$$i = \frac{dh}{dl}$$

El gradiente  $i$  es una medida de la potencialidad que tiene el agua para fluir entre esos dos puntos separados la distancia  $dl$ , a causa de la diferencia de presiones  $\gamma_w \cdot dh = dh$ .

La velocidad con que el agua fluye a causa del gradiente hidráulico provocado, se determina mediante la llamada LEY DE DARCY, cuya expresión es:

$$v = k \cdot i$$

donde  $k$  es el coeficiente de permeabilidad de la masa del subsuelo e  $i$  es el gradiente hidráulico generado. Esta relación fue derivada de experimentos hechos por DARCY utilizando arenas finas y provocando gradientes de magnitud tal que generaron un flujo calificado como laminar, en la masa de suelo misma.

Esta velocidad es una representación del avance con el tiempo, que en promedio se puede considerar tiene el agua al atravesar una sección con un área dada, dentro de una masa de suelo y en la dirección del gradiente. Cabe hacer notar que no es la velocidad con que el agua corre a través de los conductos formados en la masa del subsuelo, sino una representación de la velocidad promedio que tendría el agua si el flujo tuviera lugar en toda el área transversal a su recorrido.

El gasto, o volumen de agua por unidad de tiempo que fluye a través de una sección de Área  $A$  en la masa del subsuelo donde

se ha provocado un gradiente hidráulico, se expresa entonces por la ecuación:

$$Q = k \cdot i \cdot A$$

#### VALIDEZ DE LA LEY DE DARCY.

En la Mecánica de Suelos, como disciplina de mayor edad que la Mecánica de Rocas, las situaciones de flujo de agua en las masas del subsuelo han sido analizadas en muy diversas situaciones y condiciones. La ley de DARCY ha sido la base para establecer las condiciones en que se presenta el flujo de agua hacia pozos de bombeo, hacia drenes o zanjas, hacia excavaciones abiertas y a través de masas de suelos formadas artificialmente, como las presas. De estas aplicaciones, la práctica ha demostrado que la aplicación de la ley de DARCY a suelos que van desde arcillas hasta gravas, es suficientemente aproximada para los fines prácticos de la ingeniería. Si se analizan las variaciones de tamaños de los granos de suelos en que la práctica revela una aceptable aplicación de esta ley, se podrá observar que los tamaños de granos varían desde unas cuantas micras, para el caso de limos y arcillas, hasta varios centímetros para el caso de las arenas y gravas; entre estos tamaños están comprendidos varios órdenes de magnitud; en efecto, suponiendo en promedio diez micras para limos y arcillas y diez centímetros para gravas, hay cuatro órdenes de magnitud entre estas cifras, es decir, hay variación

nes de tamaño de granos de diez mil veces; es inmediato que la aplicación de la ley de DARCY a masas rocosas requiere solamente la extensión de un orden de magnitud más en la cota superior de los tamaños en que ha sido demostrada la validez de su aplicación, Fig. 1; por lo tanto, puede aceptarse que la ley de DARCY es válida en las masas rocosas, donde el flujo se produce a través de los sistemas de discontinuidades y tiene una trayectoria irregular, tal como la tiene en los suelos, si bien, a diferentes escalas geométricas.

#### FORMULACION DE LAS ECUACIONES GENERALES DE FLUJO DE AGUA EN LAS MASAS DEL SUBSUELO.

Considerando la generación de gradientes hidráulicos en una masa del subsuelo que tiene un coeficiente de permeabilidad uniforme, puede establecerse de inmediato la ecuación matemática que rige el flujo de agua en las masas del subsuelo y que es conocida como la Ecuación General de Flujo; su expresión es:

$$\nabla^2 F = 0$$

y se establece en el Apéndice No. 1.

Esta es una ecuación diferencial parcial de segundo orden y primer grado, cuya solución general no puede expresarse de manera cerrada, sino que debe proponerse una forma de la fun-

ción  $F$  que satisfaga a la ecuación diferencial y que además cumpla con las restricciones que imponen las condiciones físicas en los límites de la zona afectada por el flujo, las cuales se denominan Condiciones de Frontera.

#### HIPOTESIS COMPLEMENTARIAS EN LA GEOHIDRODINAMICA.

Aún para la solución de casos simples, en lo que respecta al aspecto geométrico, las soluciones de tipo cerrado de la ecuación general de flujo requieren de hipótesis complementarias. Una de las más utilizadas y fundamentada en los buenos resultados que en la práctica ha demostrado tener, es la llamada hipótesis de DUPUIT - FORCHHEIMER. Esta hipótesis considera que el gradiente hidráulico que se presenta en una masa en la que se ha inducido el flujo de agua, puede calcularse en una sección vertical, como la pendiente de la tangente a la línea de abatimiento del nivel de aguas freáticas y que la magnitud de este gradiente permanece constante en toda la sección vertical a que corresponde la pendiente del nivel freático calculada. Haciendo uso de esta hipótesis pueden obtenerse soluciones cerradas para casos simples.

También, aún en los casos de geometría simple, se requiere conocer la frontera de la zona en que tiene lugar el flujo de agua; para el caso de pozos, SICHARDT estableció de manera empí-



rica un límite para la zona de influencia del abatimiento, designando ésta como la distancia R medida desde el centro del pozo y que puede calcularse con la siguiente expresión:

$$R = C \cdot S \cdot \sqrt{k}$$

donde C es una constante empíricamente determinada y que SICHARDT estableció con un valor de 300 para el caso de un pozo y la empresa MORETRENCH estableció con un valor de 150 a 200 para el caso de líneas de pozos poco profundos; estos últimos valores pueden aplicarse también a zanjas para drenaje.

#### SOLUCIONES DE LA ECUACION DE FLUJO PARA CASOS SIMPLES.

Para algunos casos de geometría simple y condiciones de frontera predeterminadas, la Ecuación General de Flujo puede simplificarse y se puede hallar una solución cerrada, como se ilustra en el Apéndice 2 para el caso de flujo de agua hacia un pozo excavado en un acuífero libre, es decir, una formación en la que el flujo se produce exclusivamente por efectos de gravedad, a causa del abatimiento del nivel del agua en el pozo mismo; el acuífero se considera limitado, es decir, sobreyace a un estrato impermeable y se conoce la ubicación de la fuente de aprovisionamiento del agua que fluirá hacia el pozo y se extraerá de él; se considera también como acuífero recargado, es decir, existe una fuente que reemplazará, aún

y cuando sea periódicamente, al agua que se ha extraído de la masa del subsuelo. Cabe señalar que en la naturaleza la mayor parte de los acuíferos son recargados por efecto de las lluvias.

Para el caso que se presenta en el Apéndice No. 2, la ecuación de flujo se expresa en coordenadas cilíndricas y haciendo uso de las hipótesis complementarias antes mencionadas, adquiere la forma simplificada siguiente:

$$Q = k \cdot i \cdot A; \quad i = \frac{dh}{dr}; \quad A = 2\pi r h$$

$$\text{por tanto: } Q = 2\pi k \cdot \frac{dh}{dr} \cdot r \cdot h$$

La solución se halla por integración de la ecuación diferencial resultante, que es de primer orden y primer grado; la obtención de la misma está descrita en el Apéndice No. 2 y resulta:

$$Q = \frac{\pi k (H_w^2 - r_w^2)}{L \left( \frac{R}{r_w} \right)}$$

A efectos de comparar el tratamiento que se da al problema cuando se presentan acuíferos confinados, es decir, las partes de la masa del subsuelo donde ocurre el flujo se encuentran limitadas por otras capas cuyo coeficiente de permeabilidad es relativamente tan pequeño, que la mayor parte del flujo de agua ocurre a través de una sola capa, que entonces recibe el nombre de confinada; en el Apéndice No. 3 se presenta el desarrollo para el flujo de agua hacia un pozo perforado en un

acuífero confinado, limitado y recargado. Puede observarse - que en esta deducción se utilizantambién las hipótesis de DUPUIT y SICHARDT.

Otras soluciones de tipo cerrado para casos simples se presentan en las figuras 2 a 10 para casos que es frecuente encontrar en la práctica y que en general corresponden a pozos, --zanjas y líneas de pozos. (Ref. N° 1).

#### SOLUCIONES GEOMETRICAS APROXIMADAS PARA LA ECUACION GENERAL - DE FLUJO.

Cuando la geometría del problema de flujo de agua en una masa de subsuelo no es simple, o su expresión matemática no es única sino múltiple, o bien, cuando las condiciones frontera no son del todo conocidas de antemano, se puede recurrir a -- una solución gráfica y aproximada de la Ecuación General del Flujo de Agua: esta solución es conocida con el nombre de Redes de Flujo y se apoya en el concepto matemático de las soluciones de la ecuación diferencial general de flujo. Puede demostrarse que si la función  $\psi = \psi(x, y, z)$  es la ecuación de las superficies que representan las trayectorias del flujo de agua en la masa del subsuelo, esta función es una solución de la ecuación diferencial general. Puede demostrarse también que si  $\psi = \psi(x, y, z)$  es la ecuación de las superficies con igual potencial hidráulico en la masa del subsuelo,

esta función satisface también la Ecuación Diferencial General de flujo.

Se identifica además la propiedad que tienen estas dos funciones de tener sus vectores normales perpendiculares, lo que -- geométricamente significa que las superficies que las representan se intersectan en ángulos rectos.

Lo anterior significa que las trayectorias de recorrido del agua que se pueden tratar en un problema de flujo en un plano son líneas que se cortan en ángulos rectos con aquellas curvas que unen los puntos en los que el potencial hidráulico es constante en la masa del subsuelo. Este hecho permite la solución de problemas de geometría irregular, por ejemplo el -- que se presenta en la figura No. 11 y que corresponde al flujo que se presenta en una masa del subsuelo en la que se realiza una excavación abierta, limitada por una ataguía que penetra por abajo de la parte inferior de la excavación, pero -- que deja una parte abierta a través de la cual se puede presentar el flujo de agua. La red de flujo se presenta en su forma final, pero cabe señalar que se define por aproximaciones sucesivas, hasta que se cumplan los siguientes requisitos de trazo:

- 1.- Se pueden identificar dos líneas equipotenciales frontera, en las que se conoce de antemano el potencial hidráu

lico.

- 2.- Se pueden establecer dos líneas de flujo entre las cuales tienen lugar todo el paso de agua en la masa, es decir, son las condiciones frontera de la ocurrencia del flujo.
- 3.- Entre las líneas del flujo frontera se pueden trazar líneas adicionales que forman los llamados tubos de flujo.
- 4.- Perpendiculares a las líneas de flujo intermedias se pueden identificar líneas de igual potencial, que de manera sucesiva tienen geometrías homólogas con las líneas equipotenciales frontera y pueden trazarse definiendo, al cortar a las de flujo, cuadrados curvilíneos que en cada ubicación tienen igual dimensión en el sentido de las líneas de flujo y en el sentido de las líneas equipotenciales.
- 5.- Entre cada par de líneas equipotenciales la caída de potencial es de la misma magnitud. Esta condición y la anterior implican que en cada tubo de flujo, el gasto que ocurre es de la misma magnitud.
- 6.- El refinamiento de la red de flujo, es decir, la introducción de una línea equipotencial adicional entre cada dos líneas de la red original y la introducción de una línea de flujo adicional entre cada dos líneas de flujo de la red original, conduce a obtener cuadrados curvilí-

neos que mantienen una relación unitaria entre sus dimensiones y, además, la característica de la red, definida como el cociente del número de tubos de flujo entre el número de caídas equipotenciales, se mantiene constante en la red original y en su refinamiento.

Cumpliendo los puntos anteriores, el gasto total que ocurre en la masa del subsuelo puede calcularse con la siguiente expresión: para cada tubo de flujo, el gasto es:

$$q = k \cdot \frac{H}{N_p}$$

donde  $k$  es el coeficiente de permeabilidad,  $H$  es la caída de potencial total definida en el problema y  $N_p$  es el número de caídas de potencial definidas en la red.

Cabe hacer notar que esta ecuación es simplemente la aplicación de la ley de DARCY a uno de los cuadrados curvilíneos definidos en la red; en efecto  $\frac{H}{N_p}$  es la caída de potencial entre cada dos líneas;  $\frac{H}{N_p \cdot d}$  es el gradiente hidráulico presente en el cuadrado curvilíneo;  $k \cdot \frac{H}{N_p} \cdot \frac{1}{d}$  es la velocidad del flujo y  $k \cdot \frac{H}{N_p} \cdot \frac{d}{d}$  es el gasto que tiene lugar en el cuadrado considerando. Como en cada tubo de flujo el gasto es igual, el gasto total será dado por la expresión siguiente:

$$Q = k \cdot H \cdot \frac{N_f}{N_p}$$

donde  $N_f$  es el número de tubos de flujo.

## ESTADOS TRANSITORIO Y PERMANENTE DEL FLUJO DE AGUA EN LAS MASAS DEL SUBSUELO.

Teórica y prácticamente se puede demostrar que al iniciarse el flujo de agua en las masas del subsuelo, se presenta un estado transitorio, en el que los gradientes, las velocidades y los gastos son mayores que conforme transcurre el tiempo; es decir, se presenta una reducción de estos parámetros con el tiempo, hasta que se alcanza el llamado estado estacionario del flujo. Por ejemplo, para el caso que se trata en el Apéndice No. 3, se considera que la zona de afectación del abatimiento tiene el radio  $R$ , que generalmente se define de acuerdo con la hipótesis de SICHARDT, aceptando que el abatimiento tiene la configuración geométrica que se admite en el cuerpo del apéndice; es de esperarse que en el estado próximo a la iniciación del bombeo, el alcance del abatimiento afecte una menor área de la que predice SICHARDT para el estado estacionario; por lo tanto, la dimensión  $R$  será menor en el estado transitorio y el abatimiento tendrá una configuración geométrica similar; puede verse fácilmente en las expresiones deducidas para el gradiente, la velocidad y el gasto total, que un menor valor de  $R$  conduce a una mayor magnitud de estos parámetros.

Cabe hacer notar también que en la mayor parte de las soluciones que se encuentran en la literatura técnica, éstas co-

rresponden a estados de flujo estacionario, cuando ya se produjo el equilibrio hidrodinámico en la masa del subsuelo y se alcanza la condición de flujo regido por las condiciones naturales de recarga de los acuíferos en que tiene lugar el flujo. Sin embargo, los gastos obtenidos en el estado transitorio -- previo son mayores. El estado estacionario se alcanza en un lapso que depende de la magnitud del coeficiente de permeabilidad, del volumen que efectivamente pueda almacenarse en el área afectada por el abatimiento, de la magnitud de éste y del tiempo mismo. En los casos de pozos y zanjas de drenaje, este lapso es relativamente pequeño y no tiene influencia para los efectos prácticos a que se destinan estas obras, es decir, en un pozo para captación de agua potable, por ejemplo, lo que interesa es conocer la cantidad de agua que se podrá extraer de él permanentemente, esto es, en el estado estacionario y tiene poco significado que en el estado transitorio, -- que dura unas cuantas semanas, pueda obtenerse un mayor volumen de agua por unidad de tiempo.

Para el caso de excavaciones en las que se colocan pozos para inducir abatimiento a un nivel dado, puede tener alguna influencia el estado transitorio, cuando se extrae un mayor gasto, pero en estos casos, lo usual es situar un número de pozos tal que permita asegurar el abatimiento en el área en que se requiere y en cada pozo colocar un equipo de bombeo -- que mantendrá el nivel de agua dentro de rangos de varia---

ción inferiores al nivel a que se quiere lograr el abatimiento dentro de la excavación; en el estado transitorio estas bombas operarán durante más tiempo al día que durante el estado estacionario, pero en todo caso, las bombas estarán colocadas y tiene poca significación el hecho de que durante el estado transitorio operen durante más tiempo al día.

Cuando se forman drenes para provocar el abatimiento en una parte superficial del subsuelo, el estado transitorio simplemente revela la necesidad de esperar un tiempo para que se produzca el desalojo de las aguas del subsuelo al nivel que se requiere y una vez excavados los drenes, no tiene mayor significación el hecho de que al principio se produzca una mayor aportación de agua, que posteriormente, durante el estado estacionario.

En las grandes excavaciones abiertas y subterráneas, que son las que competen a la minería, el estado estacionario puede tener una significación importante, dado que los volúmenes de agua que se empezarán a manejar por unidad de tiempo serán mayores que en el estado estacionario y éste puede alcanzarse hasta uno o más años después de iniciado el abatimiento.

La única solución que se conoce a la fecha para valorizar los gastos en el estado estacionario en túneles, es la expuesta y desarrollada por A. Bello M. en el Apéndice No. 4; co-

responde al caso de la excavación de un túnel que se forma a velocidad constante en un acuífero libre, ilimitado y recargado; esta solución se ha extendido al caso de acuíferos con nivel de agua original creciente o decreciente en la dirección de avance del túnel. Cabe hacer notar que en la solución propuesta por A. Bello M., existe una hipótesis complementaria y ésta corresponde a la identificación de las extensiones que en sentido horizontal y vertical tendrá finalmente la zona en que se produce la afectación del abatimiento, causado por la excavación subterránea. La hipótesis expresa que a largo plazo, en el estado estacionario, la extensión del alcance horizontal tendrá una magnitud similar a la extensión del alcance vertical. Cabe señalar que se anticipa que la recarga del acuífero ocurrirá por efecto de las lluvias en la zona misma afectada por el abatimiento y más allá de ésta.

#### APLICACIONES ESPECIFICAS A LA MINERIA.

Al ejecutar una excavación para fines de minería, ésta se puede asimilar siempre, en cuanto a su geometría y para efectos de flujo de agua, a una de dos condiciones: la de una excavación o geometría propia de un túnel, es decir, una de sus dimensiones es varios órdenes de magnitud mayor que las otras dos, o bien, se puede considerar como un gran pozo ex-

cavado en la masa del subsuelo; en ambos casos se pueden encontrar soluciones que permitirán anticipar los gastos de agua para el estado estacionario; si la geometría puede representarse como la de un túnel, haciendo uso de la solución de Bello se puede obtener el gasto en el estado transitorio; si la geometría puede representarse como la de un pozo se puede utilizar alguna de las soluciones expresadas en las figuras 2 a 12 para los diferentes casos que es común hallar en la práctica. Un caso interesante es el de las minas de carbón, cuando éstas se excavan con "frentes largas" en áreas que cubren una extensión de dimensiones considerablemente mayores que la profundidad de la mina, en cuyo caso se perturbará todo el material hasta la superficie; en estos casos, es inmediato que hacia la excavación subterránea se producirá el flujo del volumen de agua que esté almacenado arriba de la zona excavada, en cuanto se produzca el hundimiento y, posteriormente, el gasto que capte la excavación será el correspondiente a un gran pozo o a una gran zanja hacia los que fluirá el agua; para geometrías muy irregulares de la zona hundida, las soluciones que se podrán aplicar a este problema son las que pueden obtenerse con las redes de flujo.

#### CONCLUSION.

Se considera que lo antes expuesto de manera breve y conceptual, puede dar lugar a una conclusión de carácter general:

los problemas de la geohidrodinámica en la minería son del mismo tipo que los problemas que se hallan en la geohidrodinámica aplicada a la Mecánica de Suelos y a la Mecánica de Rocas, si bien, las dimensiones de las excavaciones de que se trata en la minería pueden ser considerablemente mayores que aquellas que se atacan en las obras de la ingeniería civil; sin embargo, este es el mismo caso de los problemas de estabilidad que atañen a las obras minera y a las obras de ingeniería civil, en las que también la Mecánica de Suelos y la Mecánica de Rocas son las disciplinas que permiten analizar los comportamientos mecánicos de estos tipos de obras.

#### REFERENCIAS:

- 1.- FOUNDATION ENGINEERING. Edited by G. Leonards. Mc Graw Hill Book Company, Inc. Capítulo 2: Engineering properties of soils by G.A. Leonards, y Capítulo 3: De-watering, by C.I. Mansur and R.I. Kaufman.
- 2.- THEORETICAL SOIL MECHANICS. Karl Terzaghi. John Wiley.

CLASIFICACIONES



CEUSA

SUELOS FINOS	ARENA (S)						GRAVA (G)				MALLAS
	FINA		MEDIA		GRUESA		FINA		GRUESA		
	200	100	60	40	20	10	4	3/8" 1/2"	3/4"	1 1/2"	
0001	001	01	10			10	100				1000
TAMAÑOS DE LAS PARTICULAS EN mm.											

MIT

L I M O	A R E N A						G R A V A				MALLAS
	FINA		MEDIA		GRUESA						
	200	100	60	40	20	10	4	3/8" 1/2"	3/4"	1 1/2"	
0001	001	01	10			10	100				1000
TAMAÑOS DE LAS PARTICULAS EN mm.											

SUCS

	F I N O S						A R E N A S				G R A V A S				MALLAS
	200	100	60	40	20	10	4	3/8" 1/2"	3/4"	1 1/2"	2"	3"			
0001	001	01	10			10	100				1000				
TAMAÑOS DE LAS PARTICULAS EN mm.															



ZONA DE APLICACION PRACTICA SATISFACTORIA DE LA LEY DE DARCY

DESCRIPCION :

CEUSA. — CORPS. OF ENGINEERS, U. S. ARMY, CLASSIFICATION

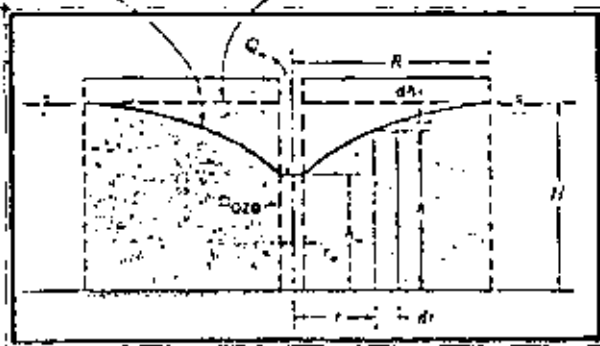
MIT. — MASSACHUSETTS INSTITUTE OF TECHNOLOGY

SUCS. — SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS

FIGURA Nº 1 — RANGOS DE TAMAÑO EN QUE TIENE APLICACION DE LA LEY DE DARCY.

Nivel freático durante el bombeo.

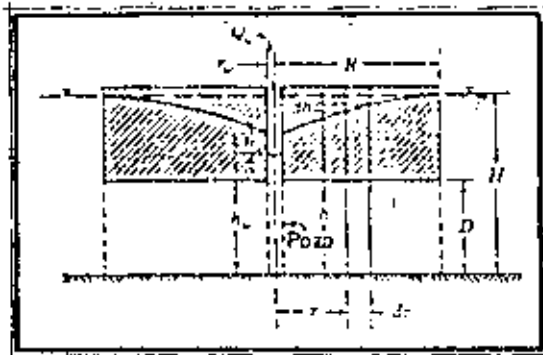
Nivel de aguas freáticas original.



$$Q_w = \frac{\pi k(H^2 - h_w^2)}{\ln(R/r_w)}$$

$$h = \frac{Q_w}{2\pi k} \ln \frac{r}{r_w} + h_w$$

FIGURA N° 2 - POZO EN ACUIFERO LIBRE, LIMITADO Y RECARGADO, CON PENETRACION TOTAL.

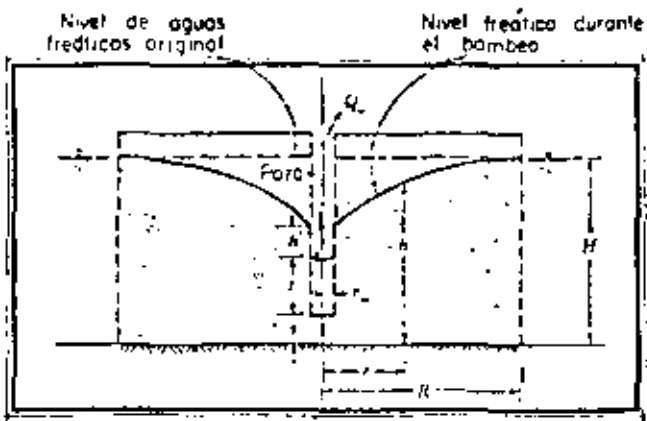


$$Q_w = \frac{2\pi kD(H - h_w)}{\ln(R/r_w)}$$

$$h = \frac{Q_w}{2\pi kD} \ln \frac{r}{r_w} + h_w$$

FIGURA N° 3 - POZO EN ACUIFERO CONFINADO CON PENETRACION TOTAL.





$$Q_w = \frac{\pi k (H - s)^2 - P^2}{\ln(R/r_w)} \left[ 1 + \left( 0.30 \pm \frac{10r_w}{H} \right) s \ln \frac{1.5s}{H} \right]$$

Para  $r/h$  mayor de 1.5,  $H^2 - h^2 = \frac{Q_w}{\pi k} \ln \frac{R}{r}$

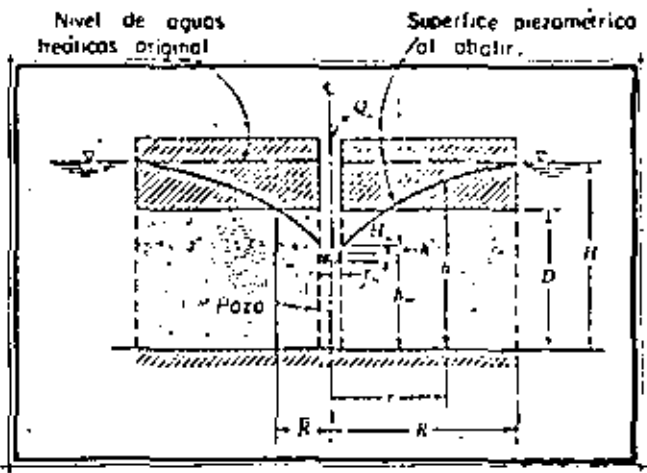
Para  $r/h$  menor de 1.5,  $H - h = \frac{Q_w r \ln(10R/H)}{\pi k H^2 (1 - 0.5(r/h)^2)}$

Para  $0.3 < r/h < 1.5$ ,  $P = 0.13 \ln \frac{R}{r}$

Para  $r/h < 0.3$ ,  $P = C_1 + \Delta C$   
 $C_1 = 0.13 \ln \frac{R}{r} - 0.0123 \ln^2 \frac{R}{10r}$

$$\Delta C = \frac{s}{h} \left[ \left( \frac{1}{2.3} \ln \frac{R}{10r} \right) \left( 1.2 \frac{s}{H} - 0.45 \right) + 0.113 \ln \frac{2.4H}{R} \ln \frac{R}{31r} \right]$$

FIGURA Nº 4 - POZO CON PENETRACION PARCIAL EN ACUIFERO LIBRE, LIMITADO Y RECARGADO.

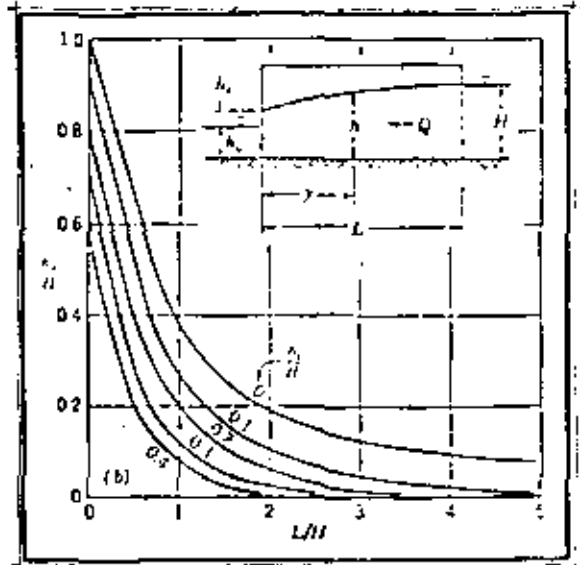
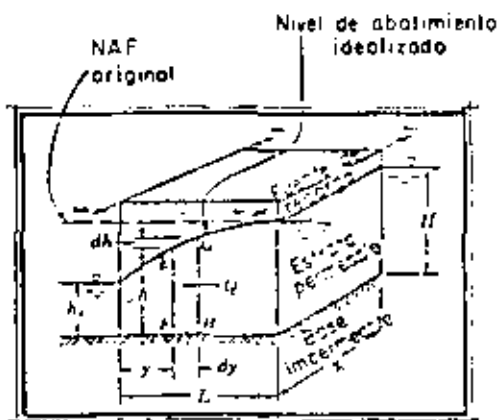


$$Q_w = \frac{\pi k (2DH - D^2 - h_w^2)}{\ln(R/r_w)}$$

$$h = \frac{H - D}{\ln(R/r_w)} \ln \frac{r}{r_w} + \sqrt{D^2 - \frac{D^2 - h_w^2}{\ln(R/r_w)} \ln \frac{R}{r}}$$

$$\ln R = \frac{(D^2 - h_w^2) \ln R + 2D(H - D) \ln r_w}{2DH - D^2 - h_w^2}$$

FIGURA Nº 5 - POZO EN ACUIFERO CONFINADO, LIMITADO Y RECARGADO, CON FLUJO LIBRE EN EL POZO.



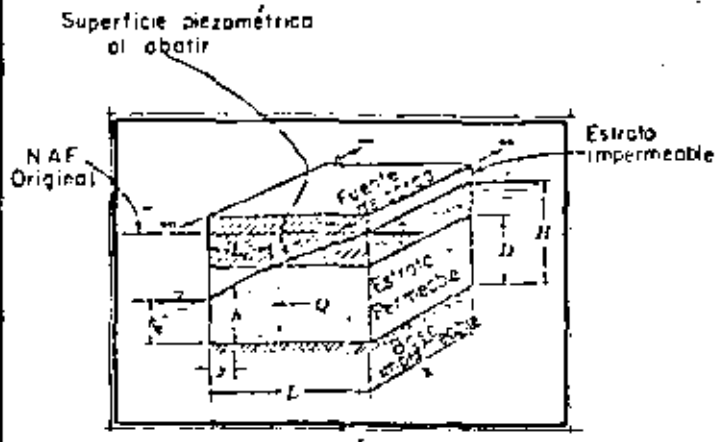
$$Q = \frac{kx}{2L} (H^2 - h^2)$$

$$H^2 - h^2 = \frac{2Q}{kx} (L - y) = \frac{L - y}{L} (H^2 - h_0^2)$$

Para  $\frac{L}{H}$  y  $\frac{h_0}{H}$  pequeñas:

$$H^2 - h^2 = \frac{L - y}{L} [H^2 - (h_0 + h_0)^2]$$

FIGURA Nº 6 - ZANJA EN ACUIFERO LIBRE, LIMITADO Y RECARGADO, CON PENETRACION TOTAL.

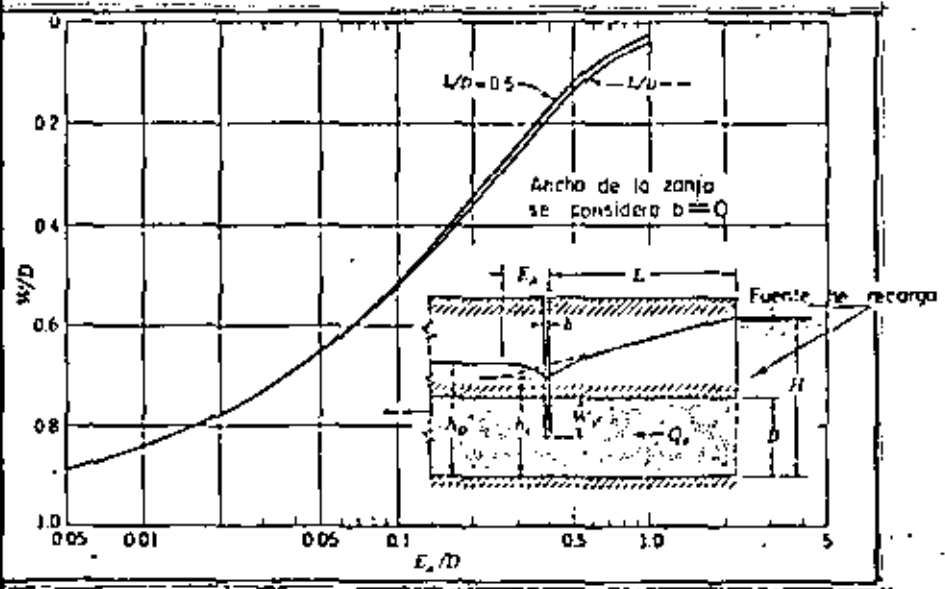


$$Q = \frac{kx(2D)h - D^2 - h_2^2}{2L}$$

Para  $y \leq L_0$ :  $h = \sqrt{\frac{y}{L} (D^2 - h_2^2) + h_2^2}$   
 Para  $y \geq L_0$ :  $h = \left( \frac{H - D}{L - L_0} \right) (y - L_0) + D$

Si  $y \geq L_0$ :  $h = \sqrt{D^2 - \left( \frac{L_0 - y}{L_0} \right) [D^2 - (h_0 + h_2)^2]}$   
 Obtener  $h_2$  de fig. 6 usando  $L_0$  por  $L$  y  $D$  por  $H$

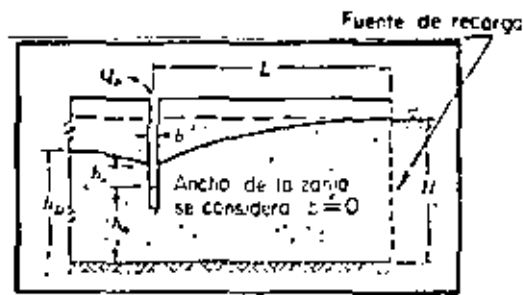
FIGURA N° 7 - ZANJA EN ACUFERO CONFINADO, LIMITADO Y RECARGADO, FLUJO LIBRE A LA SALIDA.



$$Q_s = \frac{kDx(H - h_2)}{L + E_s}$$

$$h_D = \frac{E_s(H - h_2)}{L + E_s} + h_2$$

FIGURA N° 8 - ZANJA EN ACUFERO CONFINADO, LIMITADO Y RECARGADO LATERALMENTE, PENETRACION PARCIAL.



$$Q_w = \left( 0.73 + 0.27 \frac{H - h_w}{H} \right) \frac{k_r}{2L} (H^2 - h_w^2)$$

X: Largo de los ranuras

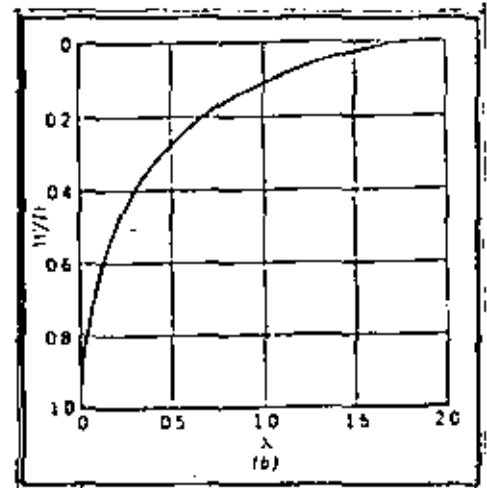
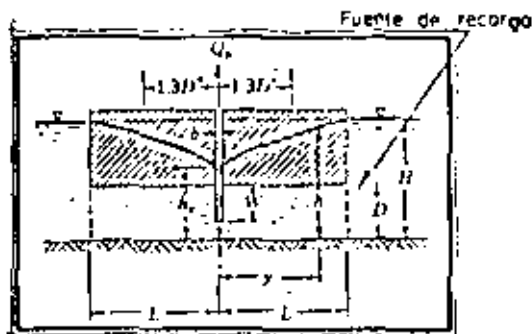
$$\frac{L}{H} \geq 3$$

$$h_w = h_w \left[ \frac{1.48}{L} (H - h_w) + 1 \right]$$

$$\frac{L}{H} \geq 3$$

FIGURA Nº 9 - ZANJA EN ACUIFERO LIBRE, LIMITADO Y RECARGADO LATERALMENTE, PENETRACION PARCIAL.

En esta zona la superficie piezométrica no es lineal.

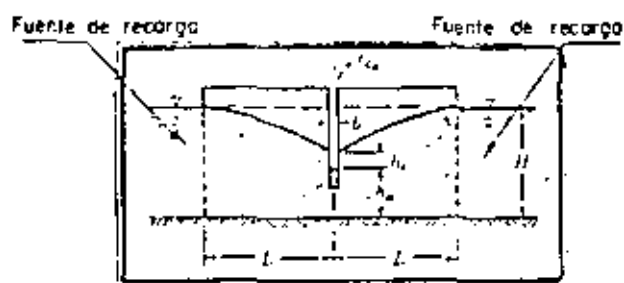


NOTA:  
Ancho de la zanja  $b=0$

$$Q_w = \frac{2kDx(H - h_w)}{L + \lambda D}$$

$$\lambda = h_w + (H - h_w) \frac{y + \lambda D}{L + \lambda D}$$

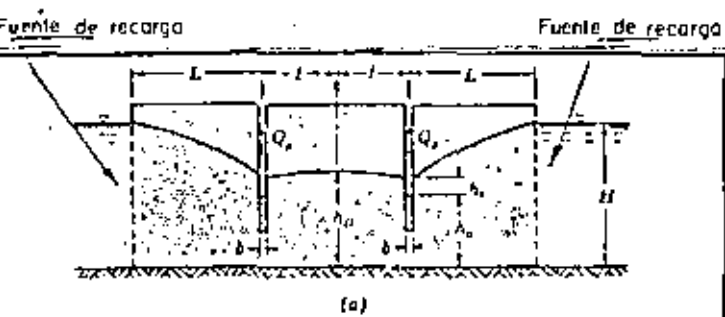
FIGURA Nº 10 - ZANJA EN ACUIFERO CONFINADO, LIMITADO Y RECARGADO SIMETRICAMENTE, PENETRACION PARCIAL.



$$Q_w = \left( 0.73 + 0.27 \frac{H - h_w}{H} \right) \frac{k_x}{L} (H^2 - h_w^2)$$

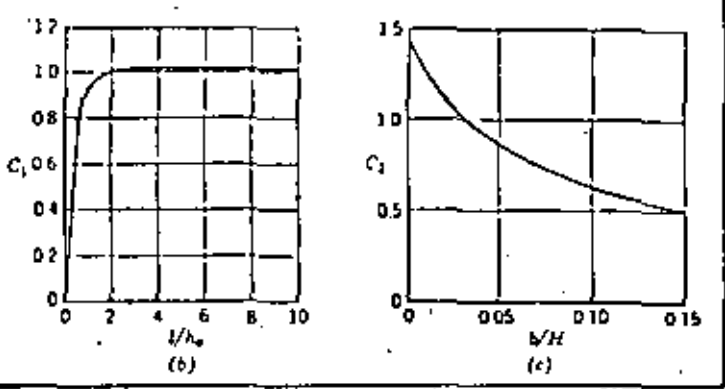
$$\frac{L}{H} \geq 3$$

FIGURA Nº 11 — ZANJA EN ACUIFERO LIBRE, LIMITADO Y RECARGADO. PENETRACION PARCIAL.



$$Q_w = \left( 0.73 + 0.27 \frac{H - h_w}{H} \right) \frac{k_x}{2L} (H^2 - h_w^2)$$

$$\frac{L}{H} \geq 3$$

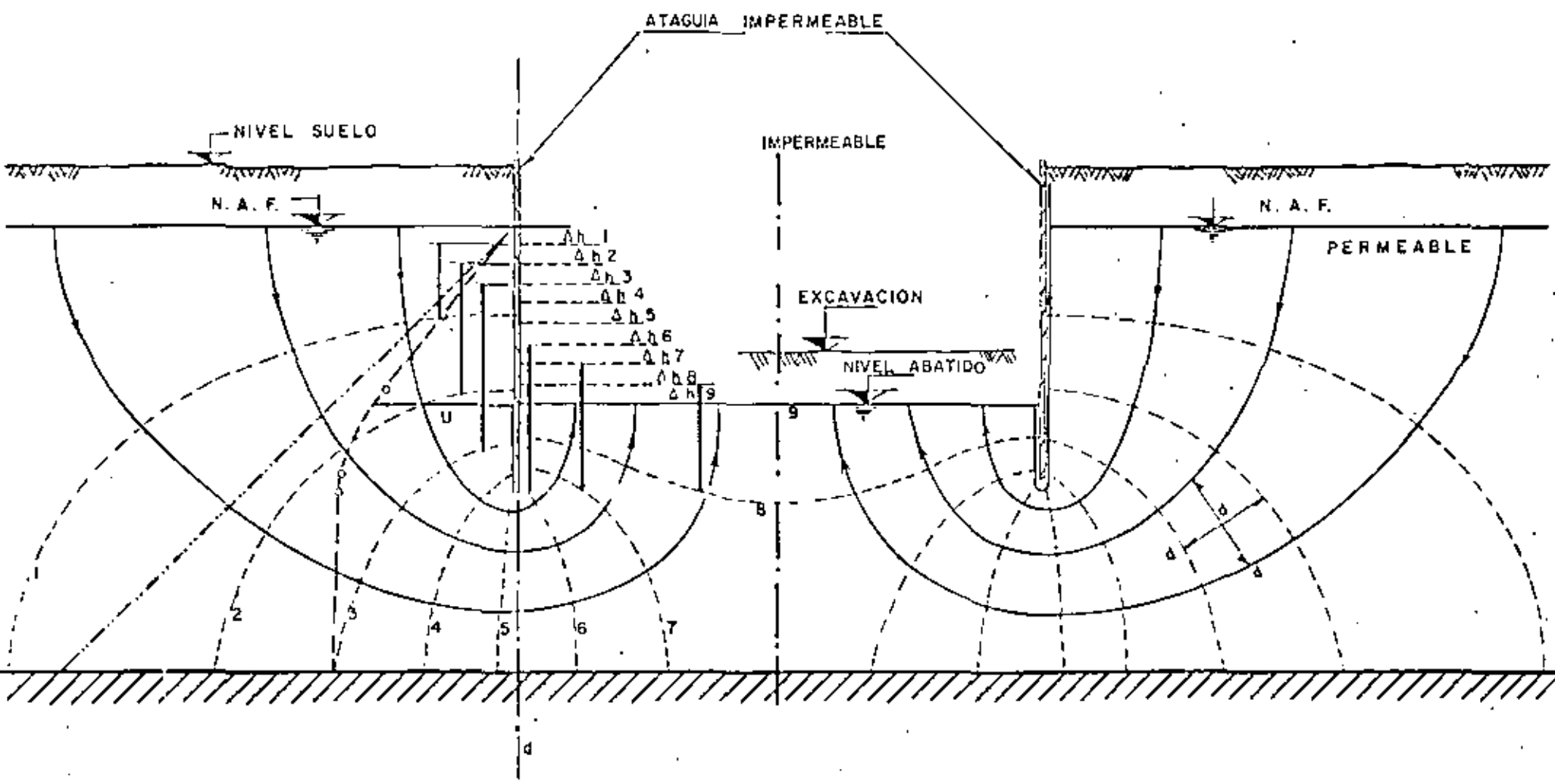


$$h_w = h_e \left[ \frac{C_1 C_2}{L} (H - h_e) + 1 \right]$$

X: Largo de las ranuras

$$\frac{L}{H} \geq 3$$

FIGURA Nº 12 — ZANJAS o LINEAS DE POZOS PARALELOS EN ACUIFERO LIBRE, LIMITADO Y RECARGADO. PENETRACION PARCIAL.



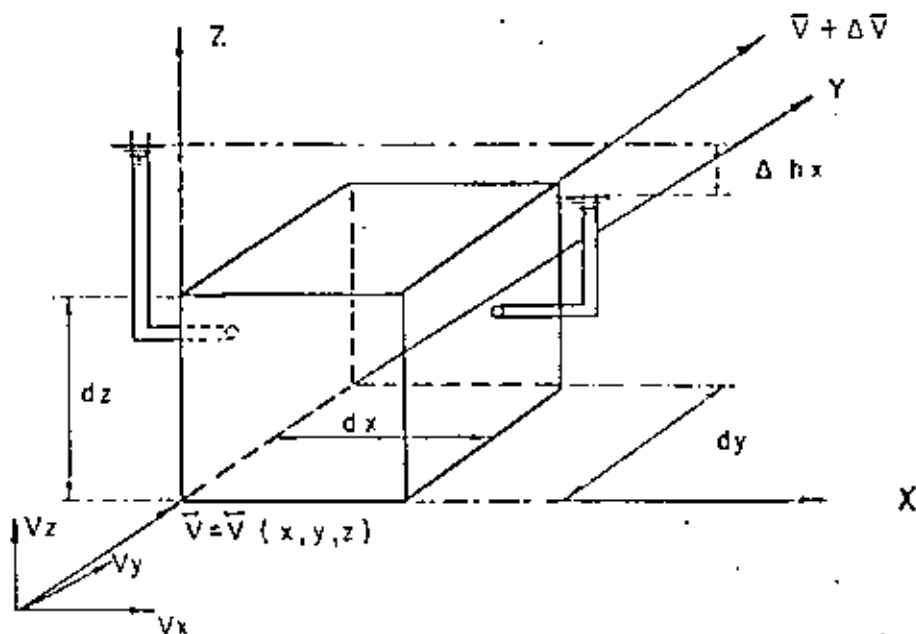
$N_p = 9$   
 $N_f = 8$   
 $R = \frac{N_f}{N_p} = \frac{8}{9}$

- PRESIONES HIDRAULICAS OBTENIDAS DE LA RED
- - - - - PRESION HIDRAULICA PARA CONDICIONES ESTATICAS

FIG 13.— RED DE FLUJO PARA UNA EXCAVACION ABIERTA Y ADEMADA.

ECUACION GENERAL DE FLUJO EN MEDIOS POROSOS.

Considerando un elemento de la masa del subsuelo a través -- del cual ocurre el flujo provocado por una variación de la -- carga hidráulica  $h = h (X, Y, Z)$ , se tiene:



La Ley de DARCY indica que:

$$\begin{aligned} v_x &= - k_x \frac{\partial h}{\partial x} \\ v_y &= - k_y \frac{\partial h}{\partial y} \\ v_z &= - k_z \frac{\partial h}{\partial z} \end{aligned} \quad (1)$$

$k_x, k_y, k_z$  son las permeabilidades en las direcciones de sus índices.

El signo negativo señala que la velocidad está dirigida en -- el sentido decreciente de la carga hidráulica  $h$ .

El gasto que entra al elemento es:

$$\begin{aligned} Q_E &= Q_x + Q_y + Q_z \\ &= v_x \cdot dy \cdot dz + v_y \cdot dx \cdot dz + v_z \cdot dx \cdot dy. \end{aligned}$$

6 sea:

$$Q_E = -k_x \frac{\partial h}{\partial x} dy dz - k_y \frac{\partial h}{\partial y} dx dz - k_z \frac{\partial h}{\partial z} dx dy$$

El gasto que sale del elemento es:

$$Q_S = (V_x + \Delta V_x) dy dz + (V_y + \Delta V_y) dx dz + (V_z + \Delta V_z) dx dy$$

$$\Delta V_x = \frac{\partial V_x}{\partial x} dx ; \Delta V_y = \frac{\partial V_y}{\partial y} dy ; \Delta V_z = \frac{\partial V_z}{\partial z} dz ;$$

$$Q_S = (V_x + \frac{\partial V_x}{\partial x} dx) dy dz + (V_y + \frac{\partial V_y}{\partial y} dy) dx dz + (V_z + \frac{\partial V_z}{\partial z} dz) dx dy$$

Por CONTINUIDAD, el gasto que sale debe ser igual al que entra y por lo tanto:

$$Q_S - Q_E = 0$$

Así:

$$\frac{\partial V_x}{\partial x} + \frac{\partial V_y}{\partial y} + \frac{\partial V_z}{\partial z} = 0 \quad (2)$$

o bien  $\nabla \cdot \bar{v} = 0$  que es la ECUACION DE CONTINUIDAD, la cual puede expresarse:

$$+ k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (3)$$

que es la ECUACION GENERAL DE FLUJO.

Si el medio es isotrópico,  $k_x = k_y = k_z$  y entonces, se obtiene:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

o

$$\nabla^2 h = 0$$

y resulta la ecuación de Laplace para  $h$  como ecuación general del flujo isotrópico.



APENDICE N° 2

FLUJO HACIA UN POZO PERFORADO EN UN ACUIFERO LIBRE, LIMITADO Y RECARGADO, CON PENETRACION TOTAL. (Ver Figura N° 2).

Se admite que el abatimiento tiene el alcance R en sentido horizontal; esta distancia se determina con la hipótesis de Sichardt:

$$R = C. (H-h_w). \sqrt{k}$$

A un radio r del centro del pozo el gasto total que fluye hacia él es:

$$Q_w = k. i. A$$

$$A = 2. \pi. r. h.$$

y aceptando la hipótesis de DUPUIT se tiene

$$i = \frac{dh}{dr}$$

por tanto:

$$Q_w = k. \frac{dh}{dr} . 2 \pi r. h.$$

Si  $Q_w$  es constante, es decir, ya se alcanzó el estado estacionario, se puede integrar la ecuación anterior como sigue:

$$Q_w . \frac{dr}{r} = 2 \pi k. h dh$$

integrando:  $Q_w . \ln r = 2 \pi k \frac{h^2}{2} + C$

Si  $r = R$  entonces  $h = H$  y resulta:

$$Q_w \ln R = 2 \pi k \frac{H^2}{2} + C$$

$$C = Q_w . \ln R - \pi . k . H^2$$

y entonces:

$$Q_w \ln r = \pi k h^2 + Q_w \ln R - \pi k H^2$$

ó sea:

$$Q_w (\ln R - \ln r) = \pi k (H^2 - h^2)$$

30

ó bien: 
$$Q_w = \frac{\pi k (H^2 - h^2)}{\ln\left(\frac{R}{r}\right)}$$

y en  $r = r_w$  cuando  $h = h_w$

$$Q_w = \frac{\pi k (H^2 - h_w^2)}{\ln\left(\frac{R}{r_w}\right)}$$

que expresa el gasto. La carga hidráulica en cualquier punto es:

$$H^2 - h^2 = \frac{Q_w}{\pi k} \ln\left(\frac{R}{r}\right)$$

ó bien:

$$h^2 = H^2 - \frac{Q_w}{\pi k} \cdot \ln\left(\frac{R}{r}\right)$$

que son las ecuaciones de la figura 2.

APENDICE N° 3

FLUJO HACIA UN POZO PERFORADO EN UN ACUIFERO CONFINADO, LIMITADO Y RECARGADO, CON PENETRACION TOTAL, (Ver figura N° 3).

El alcance del abatimiento del nivel piezométrico se puede obtener con la hipótesis de SICHARDT:

$$R = C. (H - h_w) \sqrt{k}$$

A un radio  $r$  del centro del pozo, el gasto es:

$$Q_w = k. i. A$$

$$A = 2\pi . r. D$$

y aceptando la hipótesis de DUPUIT,:

$$i = \frac{dh}{dr}$$

así,

$$Q_w = k. \frac{dh}{dr}. 2\pi . r. D$$

cuando  $Q_w$  sea constante, en el estado estacionario, se puede integrar como sigue:

$$Q_w. \frac{dr}{r} = 2\pi . k. D. dh$$

$$Q_w \ln r = 2\pi . k. D. h + C$$

Cuando  $r = R$  se tiene  $h = H$ , y así:

$$Q_w \ln R = 2\pi . k. D. H + C$$

por tanto:

$$C = Q_w \ln R - 2\pi . k. D. H.$$

y entonces:

$$Q_w \ln r = 2\pi . k. D. h + Q_w \ln R - 2\pi . k. D. H.$$

ó bien:

$$Q_w (\ln R - \ln R) = 2\pi . k. D. (H-h)$$

y

$$Q_w = \frac{2\pi . k. D. (H-h)}{\ln\left(\frac{R}{r}\right)}$$

en  $r = r_w$  se tiene  $h = h_w$  y entonces:

$$Q_w = \frac{2\pi \cdot k \cdot D \cdot (H - h_w)}{\ln\left(\frac{R}{r_w}\right)}$$

que permite calcular el gasto estacionario. La carga piezométrica  $h$  resulta:

$$h = H - \frac{Q_w}{2\pi \cdot k \cdot D} \ln\frac{R}{r}$$

y el gradiente hidráulico es:

$$\frac{dh}{dr} = - \frac{Q_w}{2\pi \cdot k \cdot D} \cdot \frac{1}{r} \left( = - \frac{R}{r^2} \right)$$

ó sea

$$\frac{dh}{dr} = \frac{Q_w}{2\pi \cdot k \cdot D} \cdot \frac{1}{r}$$

ó bien:

$$\frac{dh}{dr} = \frac{H - h_w}{\ln\left(\frac{R}{r_w}\right)} \cdot \frac{1}{r}$$

que decrece con  $R$

FLUJO DE AGUA HACIA TUNELES

ARTURO A. BELLO N., I. C. (\*)

INTRODUCCION

Con la excavación de un túnel al través de formaciones geológicas que almacenan agua, la oquedad formada en el subsuelo induce un cambio de presiones hidráulicas que genera un flujo de agua hacia la excavación. La magnitud del problema que desde el punto de vista constructivo ocasiona la filtración, es creciente con la cantidad de agua que penetra al túnel, ya que además de requerirse instalaciones especiales para disponer del agua captada cuando el volumen de ésta es considerable, interfiere con las operaciones normales de la excavación. La información contenida en la literatura sobre excavación de túneles, al respecto del agua captada en ellos, se resume en la Tabla de la Figura N°1, donde se incluyen algunos de los tramos del túnel para el Emisor Central, en los cuales las aportaciones son de tal magnitud, que se han constituido en factor determinante para el avance de los trabajos de excavación. De esta Tabla puede notarse, que aunque en algunos túneles la captación no es de importancia, en otros se constituye en un verdadero caudal cuyo manejo para su extracción de la excavación, requiere de costosas instalaciones y cuidadosos controles, ya que una falla en las instalaciones de bombeo se traduciría en la inundación completa de la excavación en un corto lapso de tiempo.

Las perspectivas para la construcción de túneles en el futuro, obligan a reconsiderar los procedimientos disponibles para la valuación de los volúmenes de agua que habrán de manejarse en dichas excavaciones, tanto por los procedimientos especiales para su manejo como por el costo que este representará.

I.- ANTECEDENTES

La valuación teórica del gasto que captará un túnel a excavarse en un manto acuífero, ha sido establecida para algunos casos simples, pero desafortunadamente, poco frecuentes en la naturaleza. Polubarínova y Kochina (1962) establecieron la solución para el caso de un túnel excavado en un acuífero que mantiene su nivel de agua constante. Fig. N°2. Soluciones establecidas para zanjas y drenes excavados en acuíferos recargados y limitados inferiormente por un estrato impermeable (Mansur y Kaufman, 1962), pueden ser aplicadas a un túnel que se excava en un acuífero que presenta esas características y en el cual se produce un abatimiento del nivel de agua original, Fig. N°3; las soluciones mencionadas se aplican exclusivamente al estado estacionario, pero no permiten la valorización del gasto en el estado transitorio, inmediato a la excavación del túnel, cuando las captaciones son mayores.

Otros autores (Goodman et al, 1964), han intentado la valuación del efecto en el proceso transitorio para acuíferos que descansan en mantos impermeables, Fig. N°4,

(\*) GEOSISTEMAS, S. A.

y el que se produce cuando un túnel penetra una zona de más alta permeabilidad que las adyacentes, lo cual en la naturaleza ocurre al encontrar fallas y contactos permeables. Fig. N°5. Investigaciones de laboratorio en modelos a escala reducida están siendo llevados a cabo para el estudio de los estados transitorio y estacionario (Wittke et al, 1972). A pesar de los abundantes estudios y experimentos de laboratorio realizados sobre la infiltración de agua en túneles, no se encuentra en la literatura revisada, la solución correspondiente al estado transitorio y al estacionario posterior, para un túnel excavado en un acuífero libre, ilimitado y recargado que frecuentemente se presenta en la práctica: es de suma importancia notar sin embargo, que todos los estudios realizados sobre la filtración a túneles, de una manera u otra, aceptan las hipótesis fundamentales de flujo en medios porosos: La de Darcy y la de Dupuit-Forchheimer.

II.- HIPOTESIS DE COMPORTAMIENTO CONSIDERADAS.

Del análisis de algunos de los estudios realizados sobre el flujo en medios porosos, tendientes a valorizar la captación en túneles, resulta sugerente establecer las siguientes hipótesis para formar un modelo matemático que permita conocer las aportaciones de un túnel excavado en un acuífero libre, ilimitado y recargado. Fig. N°6.

1.- La velocidad media del flujo, de acuerdo con la hipótesis de Darcy, puede valorizarse como:

$$v = k \cdot i$$

k: Coeficiente de permeabilidad.  
i: Gradiente hidráulico.

2.- La proyección horizontal del gradiente hidráulico - "i<sub>x</sub>" es proporcional a la inclinación de la superficie abatida del nivel libre del agua (Hipótesis de Dupuit-Forchheimer) y constante en la profundidad de la zona afectada por el abatimiento:

$$i_x = \frac{dh}{dx}$$

h: Elevación del nivel abatido del agua.  
x: Coordenada horizontal.

3.- Hipótesis del comportamiento en el estado transitorio:

- a).- La superficie abatida del nivel libre del agua es de configuración parabólica desde el inicio del fenómeno.
- b).- El volumen de agua que penetra al túnel es igual al volumen que se pierde en el acuífero al abatirse el nivel original.
- c).- La zona afectada por el abatimiento progresa con el tiempo, de tal forma que la afectación en sentido horizontal a cada lado del túnel: "R", es del orden de magnitud de la afectación por debajo del nivel de agua original; esto es:

En  $t = 0 \Rightarrow R = 0$  y  $d = 0$

En  $t \rightarrow \infty \Rightarrow R(t) \rightarrow H + d(t)$

$t$ : Tiempo

$R$ : Alcance del abatimiento en sentido horizontal.

$H$ : Profundidad del túnel desde el nivel de agua original.

$d$ : Alcance del abatimiento por abajo del túnel.

Para cumplir estas condiciones, se puede proponer la siguiente relación que se muestra gráficamente en la Figura N°6:

$$\frac{(H+d)^2}{H^2} - \frac{R^2}{H^2} = 1$$

$$\text{o sea: } (H+d)^2 = R^2 + H^2$$

### III.- MODELO MATEMATICO.

Sobre las hipótesis enumeradas en el párrafo anterior, se puede establecer el siguiente modelo matemático para un túnel cuya longitud "L" progresa con rapidez uniforme "r":

$$L = r \cdot t$$

a).- Según la hipótesis de Darcy, el gasto aportado al túnel, por unidad de longitud, al tiempo  $t$ , puede calcularse como:

$$q = 2 \cdot k \cdot i_x \cdot A \quad (1)$$

A: Proyección vertical del área que atraviesa el flujo.

b).- La ecuación de la superficie abatida del agua, que es parabólica, se escribe:

$$y^2 = \frac{H^2}{R} x \quad (2)$$

y de acuerdo con la hipótesis de Dupuit-Forchheimer:

$$i_x = \frac{dy}{dx}; \text{ De (1): } \frac{dy}{dx} = \frac{H^2}{2yR}$$

c).- Para  $x = R$  se tiene que:  $y = H$  y  $A = H+d$  por unidad de longitud; así, se puede expresar:

$$q = 2 \cdot k \cdot \frac{H}{2R} \cdot (H+d) \quad (3)$$

d).- El volumen captado en el túnel en el lapso de  $t = 0$  a  $t = \xi$ , por unidad de longitud, es:

$$\frac{V}{\Delta L} = \int_0^{\xi} q \, dt = kR \int_0^{\xi} \frac{H+d}{k} \cdot dt \quad (4)$$

e).- El volumen de agua desalojado del acuífero que tiene una porosidad drenable (volumen de agua drenable por unidad de volumen total) igual a "n", en los mismos lapso y longitud, es:

$$\frac{V}{\Delta L} = 2 \cdot \frac{1}{J} \cdot H \cdot R \cdot n \quad (5)$$

f).- De las ecuaciones (4) y (5) puede escribirse:

$$d\left(\frac{V}{\Delta L}\right) = kH \cdot \frac{H+d}{R} \cdot dt = \frac{2}{3} \cdot H \cdot n \cdot dR \quad (6)$$

$$\text{o sea: } \frac{3k}{2n} dt = \frac{R}{H+d} dR \quad (7)$$

g).- De acuerdo con la hipótesis (3-c), se tendrá:

$$\frac{3k}{2n} \cdot dt = \frac{RdR}{\sqrt{R^2 + H^2}}$$

Definiendo:  $K = \frac{3k}{2n}$  (8)

e integrando la ecuación anterior, se tiene:

$$Kt = \sqrt{R^2 + H^2} + C$$

Como en  $t = 0$ ,  $R = 0$ , resulta:  $C = -H$

por tanto:  $Kt = \sqrt{R^2 + H^2} - H$  (9)

De (9), como:

$$H+d = \sqrt{R^2 + H^2} = Kt+H$$

y también  $R^2 + H^2 = K^2t^2 + 2KtH + H^2$

entonces:  $R = \sqrt{K^2t^2 + 2KtH}$

sustituyendo en (3), se obtiene:

$$q = kH \cdot \frac{Kt + H}{\sqrt{(Kt)^2 + 2KtH}} \quad (10)$$

Definimos los parámetros adimensionales:

$$\mathcal{L} = \frac{q}{kH} \quad \text{y} \quad T = \frac{Kt}{H} \quad (11)$$

así, se obtiene de (10):

$$\mathcal{L} = \frac{T+1}{\sqrt{T^2 + 2T}} = \frac{T+1}{\sqrt{T(T+2)}} \quad (12)$$

La gráfica que relaciona  $\mathcal{L}$  con  $T$  se muestra en la Figura N°7 y puede reconocerse que, cualitativa mente obedece el comportamiento esperado de las -- aportaciones: muy grandes inmediatas a la excava-- ción y rápidamente asintóticas a un valor corres-- pondiente al gasto del estado estacionario.

h).- El gasto total captado en un túnel que avanza con rapidez "r", puede obtenerse de:

$$Q = \int_0^L q dL = r \int_0^t q dt$$

luego:

$$\frac{Q}{kH} = \frac{rH}{K} \int_0^T \frac{q}{kH} \cdot \frac{Kdt}{H} = \frac{rH}{K} \int_0^T \frac{T+1}{\sqrt{T^2 + 2T}} dT$$

integrando:

$$\frac{Q}{kH} = \frac{rH}{K} \sqrt{T^2 + 2T}$$



La relación:

$$\frac{Q/kH}{rH/k} = \frac{Q}{rH^2} \quad \frac{k}{k} = \sqrt{T^2 + 2T} \quad (13)$$

es también adimensional y relaciona al gasto total captado Q, con el tiempo, en la forma que se muestra también en la Figura N°7, donde se observa que después de un lapso inicial en que Q se incrementa rápidamente con t, la variación posterior es prácticamente lineal.

j).- Para propósitos de aplicación práctica, es conveniente establecer la aportación media  $q_e$  por unidad de longitud en todo un tramo excavado:  $q_e = \frac{Q}{L}$  y para obtener una relación adimensional, se define:

$$X_e = \frac{q_e}{kH} = \frac{Q}{kH \cdot rL} = \frac{H}{kL} \sqrt{T^2 + 2T}$$

O sea:

$$X_e = \sqrt{1 + \frac{2}{T}} \quad (14)$$

La relación  $X_e$  Vs  $T$  se muestra en la Figura N° 7 y puede verse que tiene la misma configuración de la curva  $X$  Versus  $T$ , pero como es de esperarse, el valor asintótico de la aportación media estacionaria, requiere un lapso de tiempo mayor.

Las ecuaciones (12), (13) y (14) contienen la solución completa del problema de valuación del gasto en un túnel en las condiciones consideradas: excavado al través de un acuífero libre, ilimitado y recargado, y en el cual se satisfacen las hipótesis establecidas en la primera parte de este párrafo.

#### IV.- VERIFICACION DEL MODELO MATEMATICO CON MEDICIONES EN CAMPO.

Con el propósito de establecer una calibración del modelo matemático que se describe en el párrafo anterior, se analizaron las mediciones del gasto llevadas a cabo en algunos frentes de excavación del túnel del Emisor Central.

Para el propósito señalado, se seleccionó el tramo correspondiente a los frentes de excavación de las lumbreras L-5 y L-6, en donde se encuentran depósitos de tobas volcánicas andesíticas que rellenan un valle de 20 Km de ancho por más de 20 Km de largo y con un espesor del orden de 350 m en la zona que atraviesa el túnel. Un estudio geohidrológico de este valle (SMN, 1961), ha demostrado que este acuífero es recargado por lluvias con un volumen de agua mayor al que está siendo extraído del túnel en el tramo en que lo atraviesa. Las tobas son fundamentalmente arenosas y se encuentran depositadas en estratos que presentan variaciones en compacidad de semicompactas a muy compactas y con cementación de -

38

nula a muy alta, la porosidad media de estos depósitos, obtenida en el laboratorio es de  $p = 0.38$ .

La excavación del túnel en este tramo, se efectuó mediante lumbreras de acceso a profundidades del orden de 120 a 150 m en el depósito de tobas y de 90 a 100 m bajo el nivel de aguas superficiales original.

El registro de los gastos captados conforme progresó la excavación del túnel y de la velocidad de avance de ésta a partir de la lumbrera L-5, se muestran en la Figura N°8. Con estos datos se pueden establecer los siguientes valores de los parámetros incluidos en el modelo matemático antes descrito:

Prácticamente al finalizar la excavación de los frentes de la lumbrera L-5, se registró un gasto total aportado de  $Q_1 = 400$  lts/seg, para un tiempo equivalente a 17.3 meses =  $44.84 \times 10^6$  seg, desde el inicio de la excavación, suponiendo su progreso uniforme a razón de 156 m/mes según se determina en la Fig. N°8. Para estos valores, de la ecuación (13) se puede obtener:

$$\frac{Q_1}{rH^2} \frac{3}{2n} = \frac{0.40}{6.02 \times 10^{-5} \times 10^4} \cdot \frac{3}{2n} = \frac{0.996}{n}$$

$$\text{es decir: } T_1^2 + 2T_1 = \frac{0.993}{n^2}$$

$$\text{entonces: } T_1 = -1 + \sqrt{1 + 0.993/n^2}$$

Usando las ecuaciones (11) y (8), se tiene:

$$K = \frac{T_1 \cdot H}{t_1} \quad \text{and} \quad k = \frac{2}{3} nK$$

$$\text{y puede calcularse: } k = \frac{2}{3} \frac{100}{44.84 \times 10^6} (-n + \sqrt{n^2 + 0.993})$$

$$\text{o sea: } k = 1.49 \times 10^{-6} (-n + \sqrt{n^2 + 0.993}) \quad (A)$$

Para obtener otra ecuación de la misma forma que la anterior, en que figuran como incógnitas  $k$  y  $n$ , se consideró el valor de  $Q_2 = 220$  lts/seg registrado a un tiempo equivalente a 8 meses =  $20.75 \times 10^6$  seg para proceder de la misma manera antes detallada y obtener la siguiente ecuación:

$$k = 3.215 \times 10^{-6} (-n + \sqrt{n^2 + 0.30}) \quad (B)$$

De la solución del sistema de ecuaciones (A) y (B) se obtienen los siguientes valores para la porosidad drenable y para el coeficiente de permeabilidad:

$$n = 0.22 \quad \text{y} \quad k = 1.19 \times 10^{-6} \text{ m/seg} = 1.19 \times 10^{-4} \text{ cm/seg.}$$

El valor de  $T = T_1$  para la primera parte excavada del túnel, es de  $T_1 = 3.65$ .

y como  $d = TH$  resulta  $d = 365$  m

Luego:  $H + d = 405$  m

$$y R = \sqrt{(H + d)^2 - H^2} = 454 \text{ m}$$

El valor de  $(H + d)$  no debería exceder el espesor total de depósito de tobas, el cual se alcanza cuando  $T = 2.50$ ; sin embargo, la variación de la aportación "q" de  $T = 2.50$  al valor calculado de  $T_1 = 3.65$ , no es significativa como puede comprobarse en la Figura N°7. Así pues, se concluye que el gasto total indicado por el modelo matemático, se puede generar para el caso considerado. La variación de "Q" con la longitud total del túnel, calculada mediante la ecuación (13) y usando los valores de "n" y "R" obtenidos del cálculo anterior, se muestra en la parte inferior de la Fig. N°8, en comparación con los gastos totales medidos; puede notarse que existe una correspondencia aceptable entre ambas curvas, una vez que el efecto inicial de la lumbrera se ha disipado al progresar la longitud de túnel excavado.

#### V.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

1.- Se considera que la bondad del modelo matemático establecido para el comportamiento de los estados transitorio y estacionario del gasto que fluye hacia un túnel, debe ser sujeto a una verificación más amplia en sitios donde puede contarse de antemano con la

información geohidrológica necesaria para constatar que se trabaja en un acuífero con características similares a las supuestas en el presente escrito y además, se registran mediante piezómetros la variación y el alcance del abatimiento del nivel original del agua, se miden los gastos totales captados en función del avance del túnel y se registra la variación de las aportaciones a lo largo del túnel en función del tiempo, para tener así toda la información que se requiere para el empleo de las fórmulas establecidas y de esta manera, se puedan constatar o refinar las hipótesis sobre las que se basa el presente desarrollo.

2.- Las mediciones directas de las aportaciones de agua a las excavaciones de túneles, permitirán confirmar también el comportamiento del gasto aportado por una zona de mayor permeabilidad que es atravesada por el túnel; en la Figura N°9 se muestra la variación del gasto total ocurrida en una zona como la descrita y puede verse que corresponde aproximadamente a la deducida por Goodman en sus experimentos de laboratorio. Fig. N°5.

3.- Los efectos que en el gasto total captado en el túnel, produce inicialmente la excavación de la lumbrera y en forma continua la mayor concentración en los frentes, de acuerdo con las mediciones realizadas hasta la fecha son una pequeña fracción del gasto total, sin embargo, también deben investigarse con más amplitud para poder incluirlas con certidum

bre en los cálculos de volumen total de agua que se estime será necesario manejar en un túnel por excavar.

4.- Recomendaciones para la previsión del manejo del agua captada en las excavaciones subterráneas.- Debido a las serias limitaciones que la economía, el tiempo y los conocimientos imponen en la valorización del agua que captará una excavación subterránea, es sugerente que para la planeación de las instalaciones y equipos que requiere el manejo de este concepto se establezca la siguiente secuencia de actividades:

A.- De acuerdo con la geología general, determinar los coeficientes de permeabilidad en la forma más completa posible; ya sea con pruebas en campo o en el laboratorio.

B.- Valuar teóricamente el gasto probable en las lumbreras y en el cuerpo del túnel, afectar el valor calculado de un factor de seguridad no menor de 1.3 y prever las instalaciones y equipo necesarios para su manejo.

C.- Registrar los gastos reales obtenidos durante la ejecución de las excavaciones, calibrar con estas mediciones los parámetros usados en el cálculo teórico inicial y revisar los cálculos para los tramos faltantes, modificar como sea necesario el programa de instalaciones y equi-

pos necesarios. Repetir esta revisión en lapsos no mayores de 6 meses o al completarse etapas de 25% de las excavaciones.

#### AGRADECIMIENTO:

GEOSISTEMAS, S. A. agradece a TUNEL, S. A. DE C. V., su interés en que se llevaran a cabo los estudios que sirvieron de base al desarrollo teórico que se expone en este escrito y así también, la ayuda que le proporcionaron sus Ingenieros durante las mediciones directas de gastos efectuadas en varios frentes del túnel para el Emisor Central.

#### REFERENCIAS:

- 1.- POLUBARINOVA-KOCHINA, P. Ya., 1962, Theory of Ground-water Movement, Princeton Univ. Press., (Traducido por J. Roger De Wiest).
- 2.- MANSUR C. I. y KAUFMAN R. I., 1962, Dewatering, Capítulo J de "Foundation Engineering". Editado por G. Leonard, McGraw Hill-Kogakusha.
- 3.- GOODMAN R. E., MOYE D. G., VAN SCHALKWYK A., AND JAVANDEL I., 1964, "Ground Water inflows during tunnel driving". College of Engineering, University of California, Berkeley, Calif.
- 4.- WITKE W., HISSLER P., SEMPRICH S., Three Dimensional Laminar and Turbulent Flow through Fissured Rock According to Discontinuous and Continuous Models. Proceedings of the Symposium on Percolation through fissured rock. STUTTGART, 1962.
- 5.- SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS, 1961, Hidrogeología del Valle de Cuautitlán, Oficina de Estudios Especiales. Comisión Hidrológica de la Cuenca del Valle de México.

GASTOS Y APORTACIONES REGISTRADAS EN ALGUNOS TUNELES

TUNEL	MATERIAL EN LA EXCAVACION	LONGITUD KM.	GASTO BOMBEO	APORTACION MEDIA	APORTACION MAXIMA REGISTRADA.	
					EN EL TUNEL	CONCENTRADA EN EL FRENTE
			1/s	1/s/k	1/s/K	1/s
Weissenstein-tunnel.		3.86	400	104		
Gotthardtunnel north.		14.80	51	3.45		
Gotthardtunnel south.		14.80	350	23.6		
Mont Cenis Tunnel.		13.51	7	0.52		
Bevenstunnel.		2.90	71	24.5		
Albulatunnel-north.		5.80	247	42.6		
Albulatunnel-south.		5.80	77	13.3		
Simplon Tunnel.		19.60	1000	51.0		
Tavertunnel.		8.53	60	7.04		
San Jacinto Tunnel.	Zona de falla en roca granítica.	20.90	2530	121.0		471
Brobe Tunnel.	Zona de falla en roca granítica.	4.50	665	148		384
Carmen Smith Tunnel			1512			
<u>Emisor Central</u>						
F 4-5 (570 a 870)	Andesita fracturada con rellenos arenosos.	0.30	818	2720	3000	113
F 5-4 y 6	Tobas andesíticas.	2.71	470	173	330	20
F 10-11 y 12	Riolita alterada a arena limosa.	2.63	624	237	530	200
F 11-10	Andesita fracturada y riolita alterada.	0.85	468		390	226
F 12-11 y 13	Tobas andesíticas fracturadas.	2.93	1697	579	800 a 1435	423
F 14-14.A	Conglomerados andesíticos y aluviones.	0.48	865	1800	4180	840
SUMAS:		9.90	4942			

Fuentes: 1.- "Tunnel Baugeologie", Josef Stini, 1950 (Goodman et al, Oct.196;)  
 2.- Mediciones en el Emisor Central realizadas para TUNEL, S. A. de C. V. por GEOSISTEMAS, S. A.

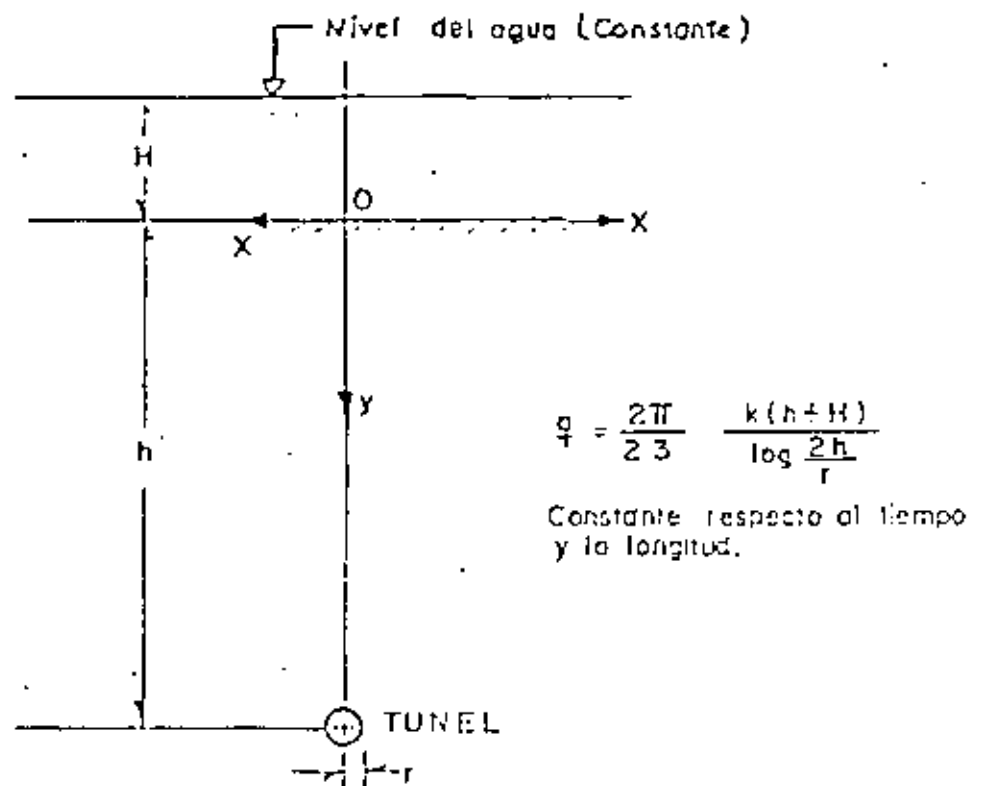
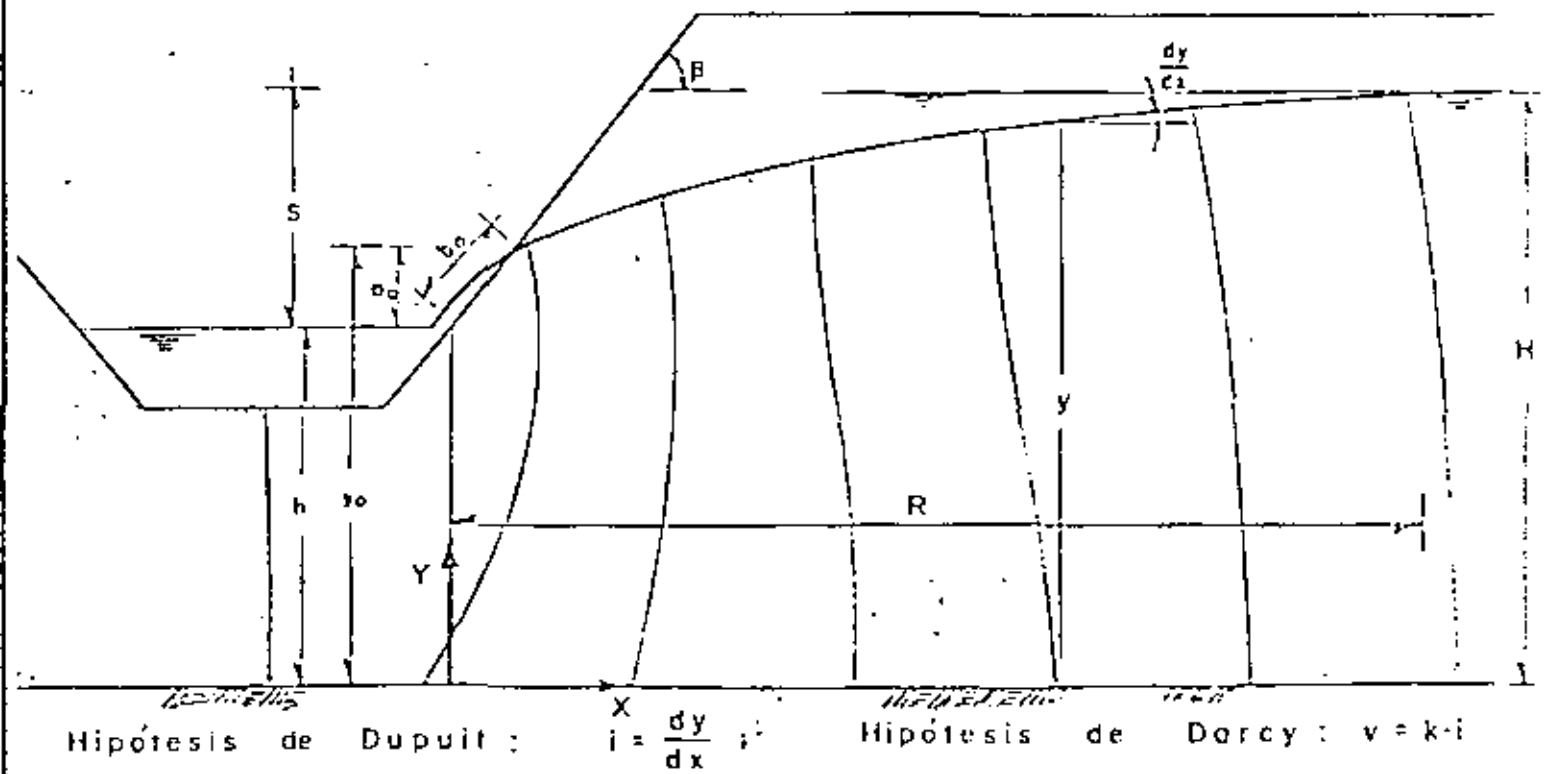


FIG. 2 - APORTACION CONSTANTE EN UN TUNEL BAJO UN NIVEL DE AGUA CONSTANTE (SOLUCION DE POLUBARINOVA - KOCHINA)



Hipótesis de Sichardt :  $R = \lambda \cdot S \cdot \sqrt{k}$

$Q = k \left[ h + R \operatorname{ctg} \frac{\beta}{2} \left( \sqrt{1 + \left( \frac{S}{R} \right)^2} - 1 \right) \right]$  (Estacionario)

FIG. 3 - HIPOTESIS USADAS EN LA VALUACION DEL GASTO EN ZANJAS Y DRENES

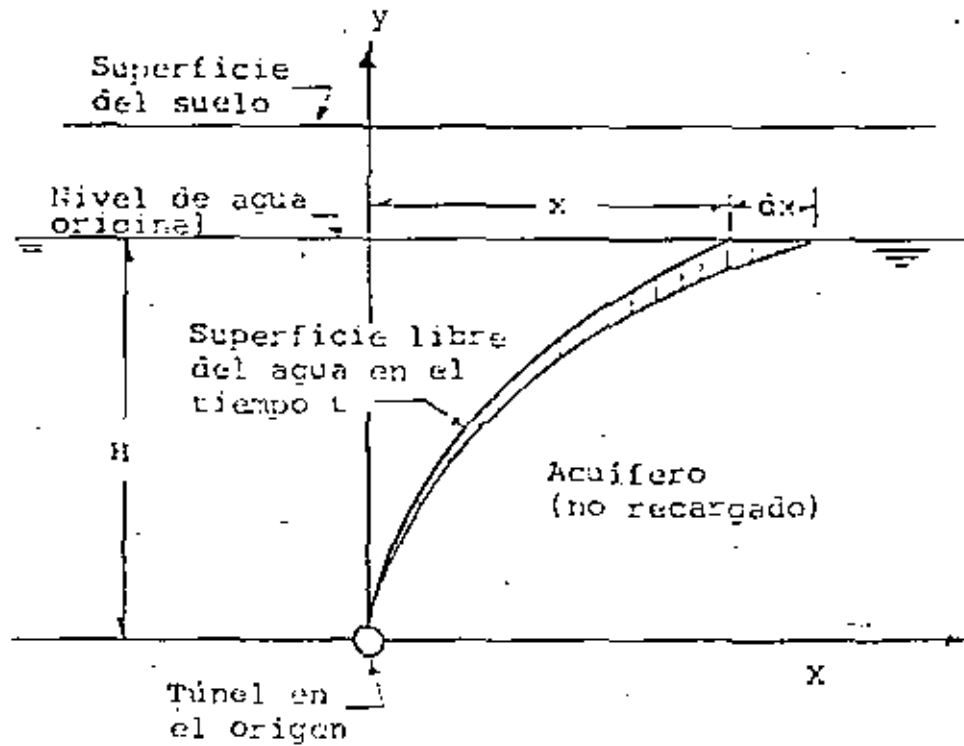


FIG. 4 — CONDICIONES DE COMPORTAMIENTO SUPUESTAS. (GOODMAN, 1964)

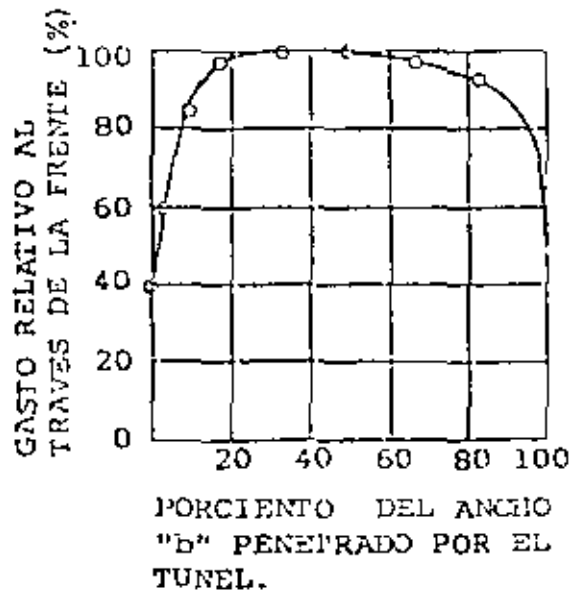
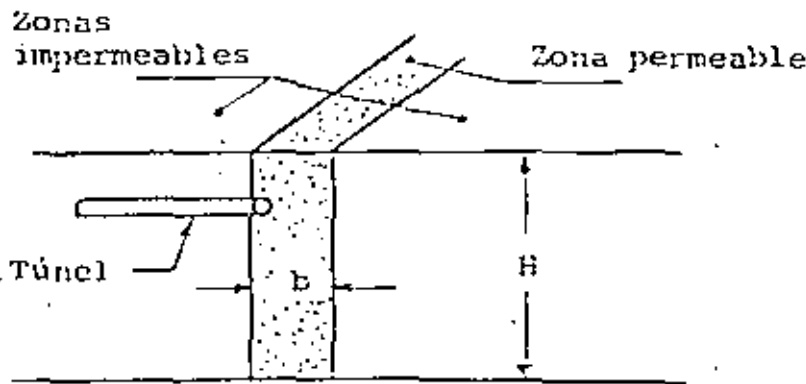


FIG. N° 5  
COMPORTAMIENTO DEL GASTO EN ZONAS DE FALLAS O CONTACTOS PERMEABLES (GOODMAN ET AL, 1964).

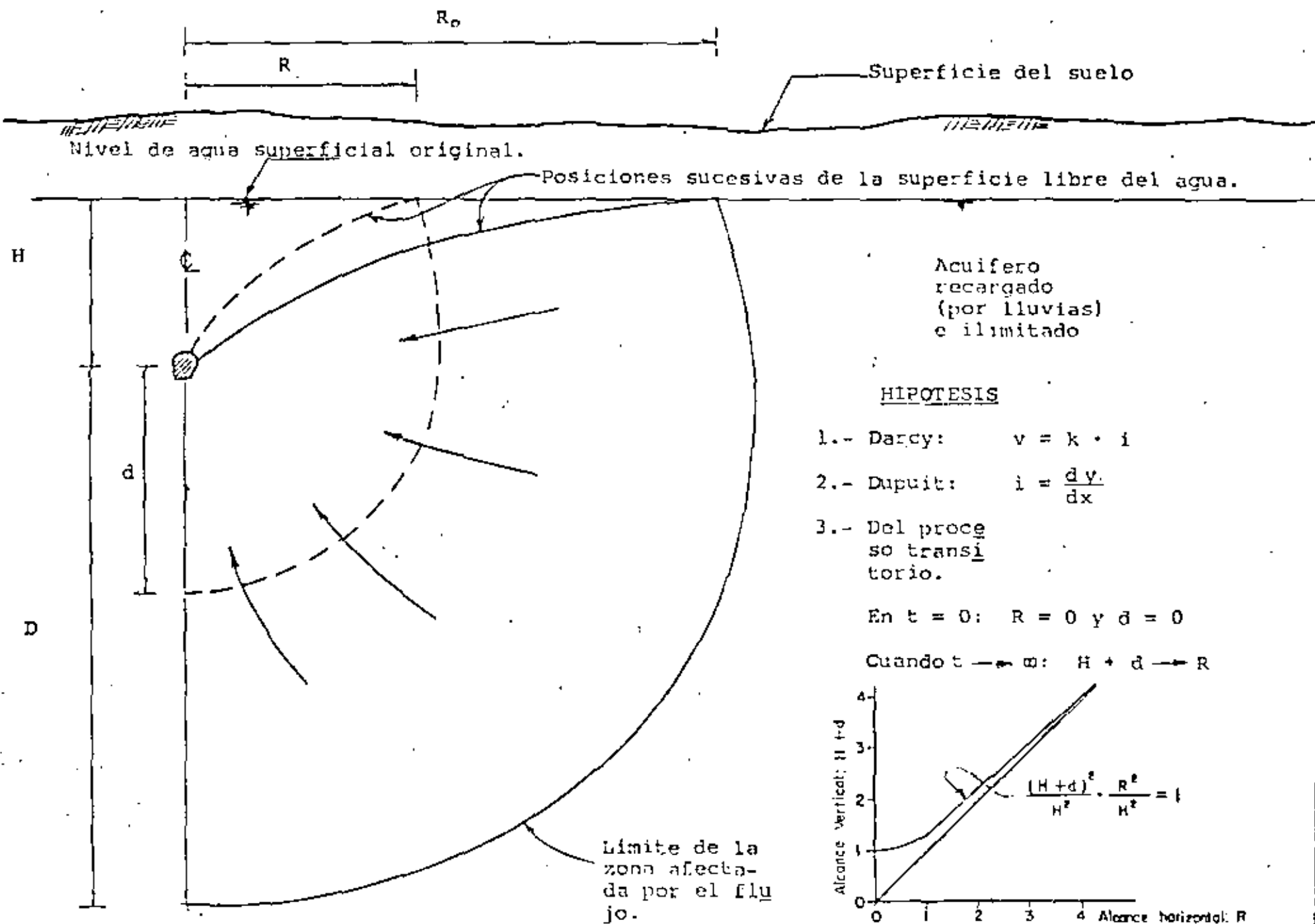


FIG. 61.—HIPOTESIS DE TRABAJO CONSIDERADAS EN EL TRATAMIENTO PROPUESTO DEL PROBLEMA



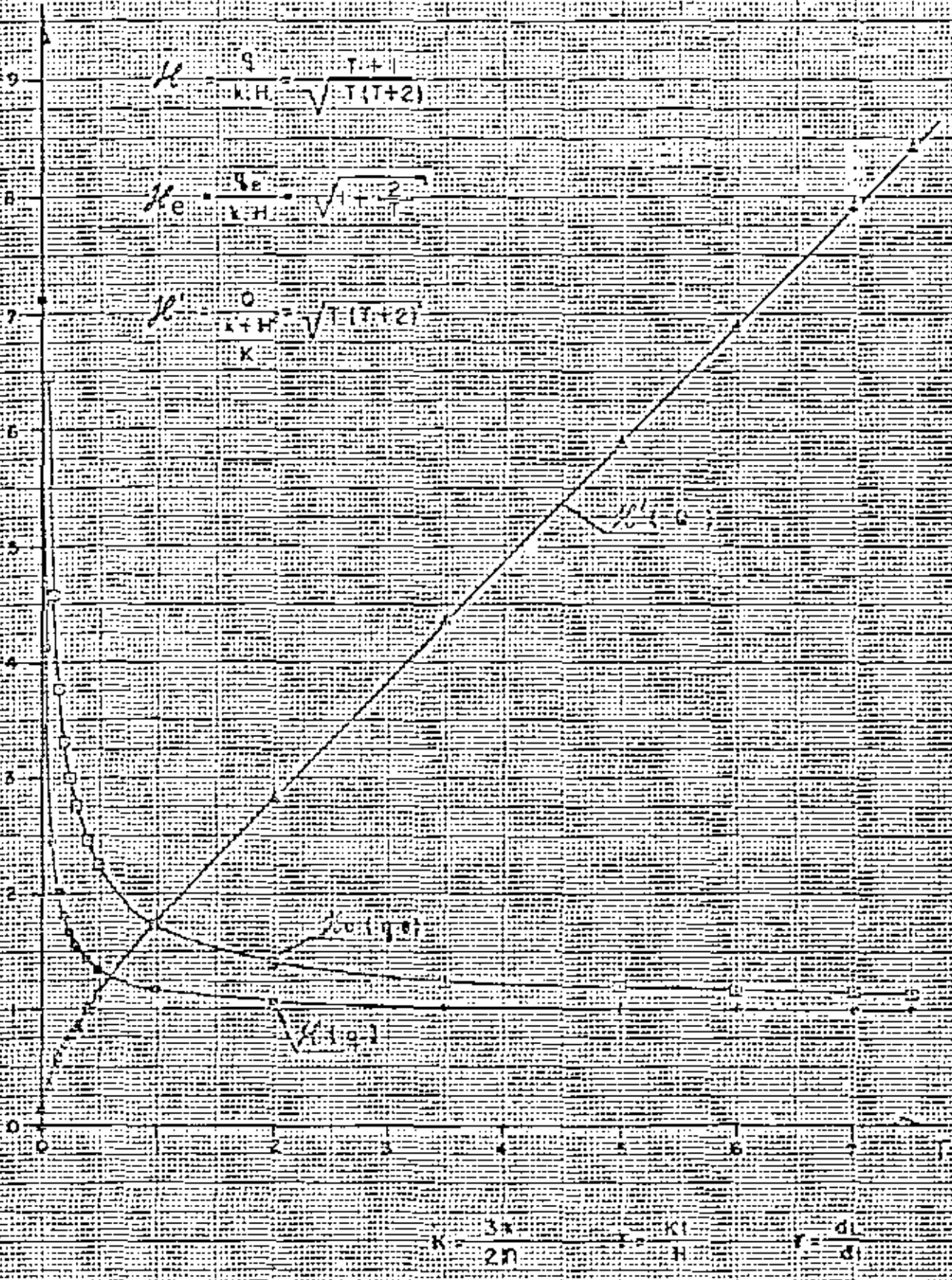


FIGURA Nº 7 - VARIACION DE LAS APORTACIONES Y DE LOS GASTOS CON LA LONGITUD DE TUNEL Y CON EL TIEMPO (CURVAS ADIMENSIONALES)

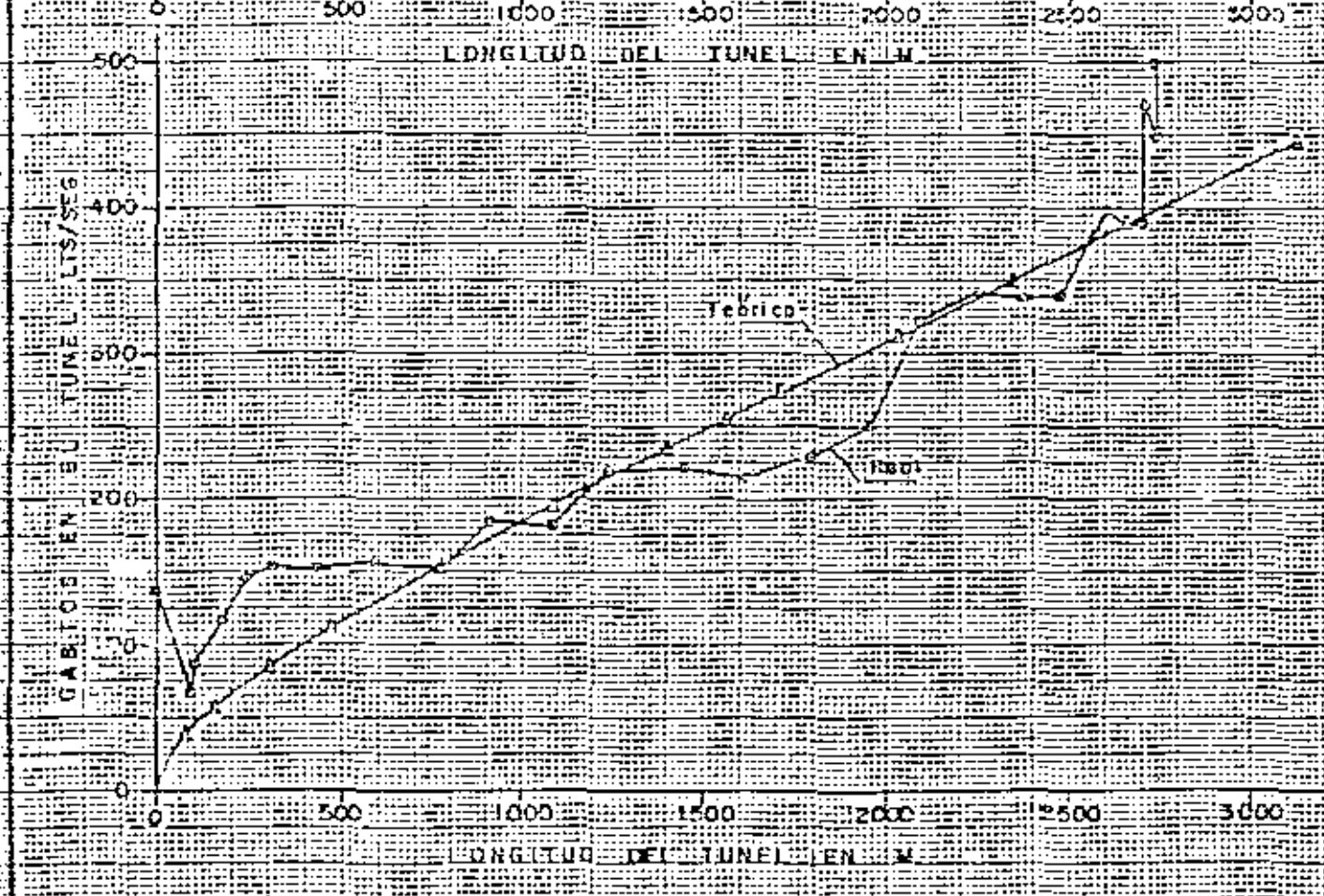
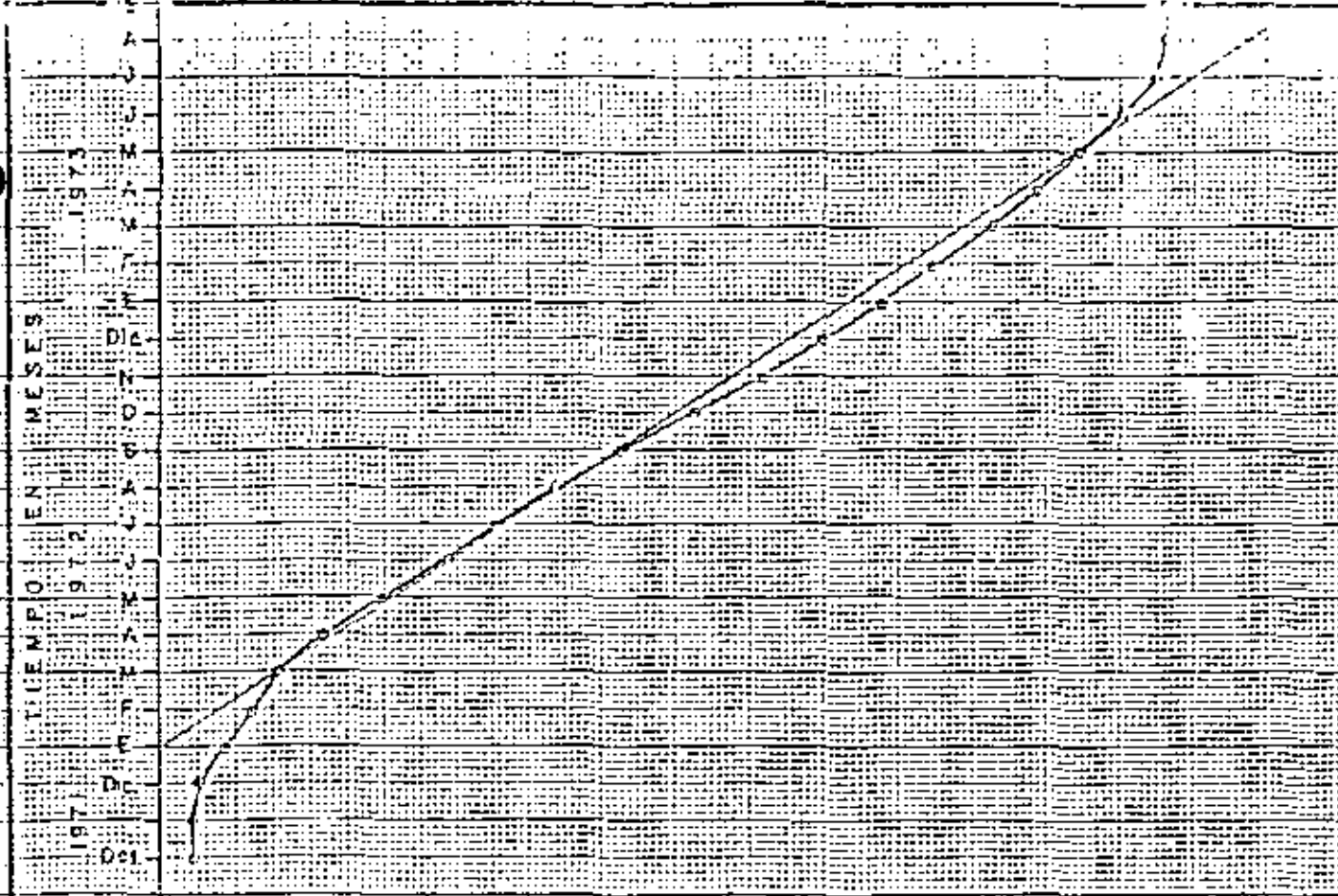
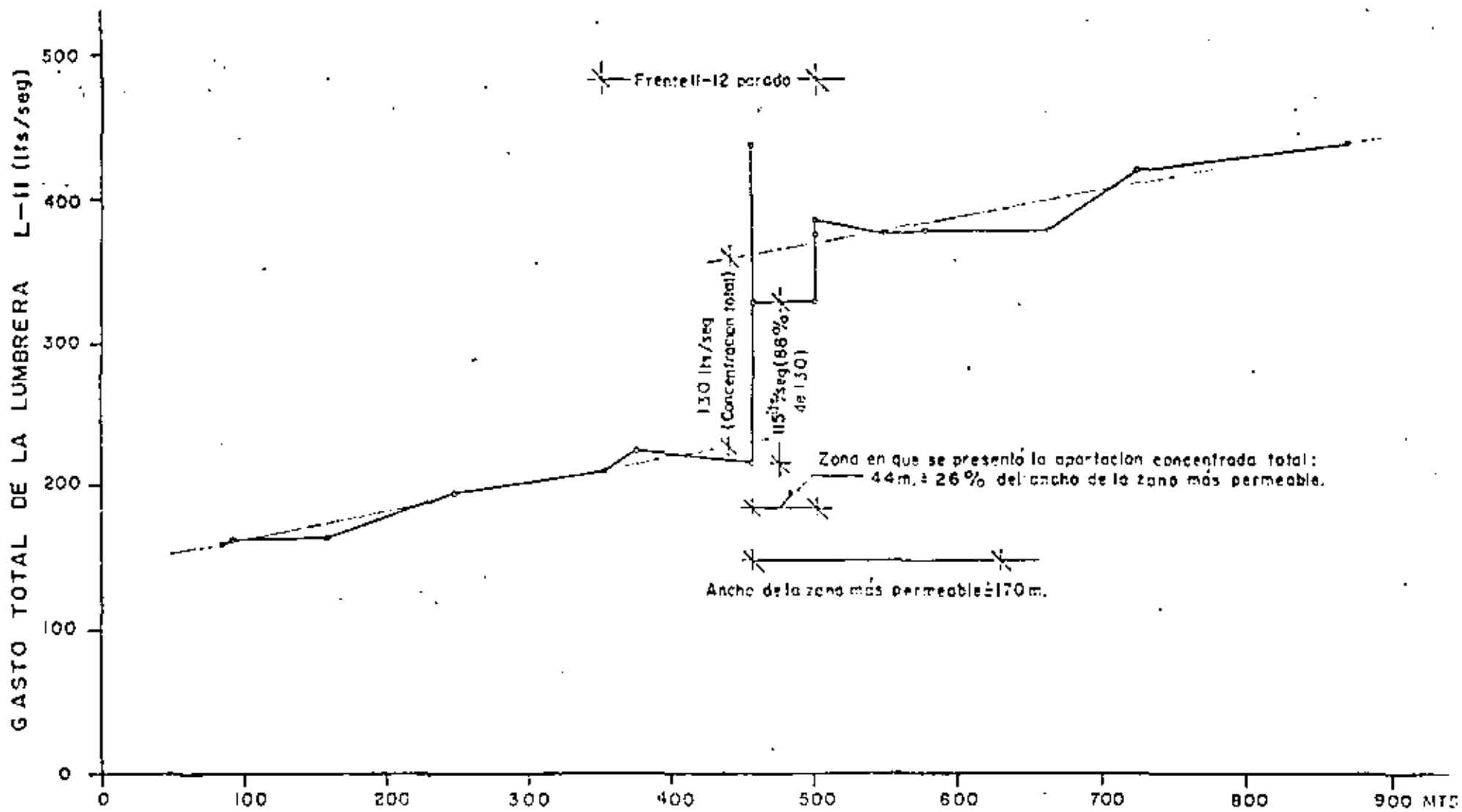


FIG. 8 - APLICACION DE LAS FORMULAS TEORICAS DEDUCIDAS A LOS FRENTES DE LA LUMBRERA LES DEL EMISOR CENTRAL



CADENAMIENTO DEL FRENTE II-10

FIG. 9. — COMPORTAMIENTO DEL GASTO MEDIDO EN UN TUNEL QUE PENETRO UNA ZONA DE MAYOR PERMEABILIDAD.

ING. ARTURO A. BELLO MALDONADO (\*)

## INTRODUCCION

La minería tiene su razón de ser en la extracción de partes de la corteza terrestre que contienen un mineral que es aprovechable. Para cumplir su propósito, requiere la realización de excavaciones, que en términos generales, se agrupan en -- abiertas y subterráneas. Cuando estas aberturas se realizan en masas del subsuelo en las que existe agua gravitacionalmente libre, tales aberturas se constituyen en zonas de captación del agua del subsuelo, hacia las que fluye ésta al modificarse las condiciones hidrostáticas o hidrodinámicas naturales. El flujo de agua hacia excavaciones abiertas o subterráneas, tiene dos implicaciones principales:

- 1.- El flujo de agua hacia excavaciones abiertas o subterráneas induce presiones hidrodinámicas, que en general son desfavorables para efectos de estabilidad, de los taludes en las excavaciones abiertas y del perímetro de las aberturas en las excavaciones subterráneas.
- 2.- El flujo de agua hacia las excavaciones requerirá siempre de su remoción, para mantener condiciones apropiadas de trabajo para el personal y equipo y para imposibilitar

(\*) GEOSISTEMAS, S.A. PRESIDENTE DE LA SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA DE ROCAS, A.C. 1981 - 1983.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION**

**LA PLASTIFICACION Y SUS CONSECUENCIAS**

**DR. BENJAMÍN CELADA TAMAMÉS**

**MAYO, 1983**

## LA PLASTIFICACION Y SUS CONSECUENCIAS

Benjamín Celada Tamames  
Dr. Ingeniero de Minas  
GEOCONTROL, S.A.

### 1.- INTRODUCCION

### 2.- CARACTERISTICAS MECANICAS DE LAS ROCAS

- 2.1.- Comportamiento a compresion simple
- 2.2.- Comportamiento al corte
- 2.3.- Comportamiento bajo cargas combinadas

### 3.- LA PLASTIFICACION

- 3.1.- Efecto escala
- 3.2.- Acumulaciones de tensiones
- 3.3.- Criterios de plastificación
- 3.4.- Efectos de la plastificación

3.4.1.- Radio de plastificación

3.4.2.- Desplazamiento radial del perimetro de tunel

### 4.- CRITERIOS DE SOSTENIMIENTO.

- 4.1.- Conservar la cohesion del macizo
- 4.2.- Aprovechar la dilatancia
- 4.3.- Aumentar el confinamiento
- 4.4.- Evitar las distorsiones tensionales

### 5.- Conclusiones

### 6.- Bibliografía

## LA PLASTIFICACION Y SUS CONSECUENCIAS

Benjamín Celada Tamames  
Dr. Ingeniero de Minas  
GEOCONTROL, S.A.

### 1.- INTRODUCCION

Muchas veces se asocia el Nuevo Método Austriaco a la utilización del gunitado y bulonaje como elementos de sostenimiento para garantizar la excavación de un tunel. Esta visión es, en el mejor de los casos, una verdad parcial ya que esencialmente el Nuevo Método Austriaco es una filosofía constructiva que se apoya en la interacción entre el macizo rocoso y el sostenimiento considerando que el propio macizo rocoso es una parte importante del sostenimiento que se debe colocar.

La razón por la que se asocia el bulonaje y gunitado al Nuevo Método Austriaco radica en el hecho de que con estos materiales se controla mucho mejor la interacción entre el macizo rocoso y el sostenimiento.

En esta exposición nos ocuparemos del papel que juega la plastificación en la capacidad resistente de los macizos rocosos, la forma de prever la plastificación de las rocas, los criterios a seguir para dimensionar el sostenimiento y el papel que juegan ante la plastificación los métodos racionales de excavación y los sostenimientos activos.

## 2.- CARACTERISTICAS MECANICAS DE LAS ROCAS

Las rocas casi nunca son materiales homogéneos, isotrópicos ni elásticos; pues constitutivamente, fig. 1, están integrados por distintas especies minerales; genéticamente existen planos de discontinuidad como la estratificación, fig. 2, a los que se superponen efectos tectónicos como pliegues, fig. 3, y fallas fig. 4.

Para tener en cuenta del efecto de las discontinuidades partiremos del concepto de roca intacta considerando su comportamiento a compresión simple, corte y compresión triaxial.

### 2.1.- Comportamiento a compresión simple

En mecánica de Rocas los ensayos de compresión son los más corrientes debido a que son los más fáciles de hacer y con ellos se obtiene una buena caracterización de las rocas que es el primer paso para un estudio más profundo. Los ensayos de compresión pueden realizarse con presión lateral de confinamiento ( $\sigma_3$ ) o sin ella. El primer caso será estudiado en el apartado dedicado a cargas combinadas. Cuando las rocas fisuradas se someten a un ensayo de compresión simple se suele producir siempre una rotura de tipo frágil, es decir existe una brusca pérdida de resistencia.

En la figura 5 se muestra una curva típica de este ensayo en la que se han reflejado las funciones

$$\sigma_1 = \sigma_1 (\epsilon_1)$$

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{\Delta V}{V} (\epsilon_1 + \epsilon_3)$$

$$\epsilon_3 = \nu (\epsilon_1)$$

Para deformaciones pequeñas

$$\frac{\Delta V}{V} = \epsilon_1 + 2\epsilon_3 \quad (1)$$

$$\epsilon_3 = \nu \cdot \epsilon_1$$

En este proceso tiene un papel muy importante el estado de fisuración. En primer lugar se cierran las fisuras que tienen una dirección sensiblemente normal a la dirección de  $\sigma_1$  cuando estas se han cerrado se termina la fase cierre lo cual ocurre para una tensión  $\sigma_1^f$

A partir de aquí la curva  $\sigma_1 = \sigma_1 (\epsilon_1)$  es una recta hasta que se alcanza una tensión de inicio de la fisuración; la tensión a que está sometida la muestra en ese momento la denominaremos  $\sigma_1^f$

En general  $0,3 < \frac{\sigma_1^f}{\sigma_c} < 0,6$

Si aumenta  $\sigma_1$  por encima de  $\sigma_1^f$  la fisuración se propaga tendiendo a ser paralela a la dirección de  $\sigma_1$ . En una primera etapa la transmisión de la fisuración es estable ya que si la carga cesa, la fisuración se detiene. La propagación estable de las fisuras no implica una deformabilidad axial mayor por lo que la curva  $\sigma_1 = \sigma_1 (\epsilon_1)$  sigue siendo lineal pero existe un fenómeno dilatante ya que aumenta  $\epsilon_3$  y  $\frac{\Delta V}{V}$

La frontera entre la propagación estable e inestable corresponde a la resistencia de la roca a largo plazo. Este punto corresponde, según BENIAWSKI, - al cambio de signo de  $\frac{\Delta v}{v}$ . Este límite se llama umbral de fisuración

$$\sigma_1^l \text{ y suele ser } \sigma_1^l = 0,8 \cdot \sigma_c$$

A partir de aquí se alcanza la resistencia máxima  $\sigma_1^M$  que si  $\sigma_3 = 0$  corresponde a la resistencia a compresión de la roca.

Puede ocurrir que se produzca una rotura brutal, generalmente debida a la escasa rigidez de la prensa empleada; pero si la prensa es adecuada, puede trazarse la curva completa  $\sigma_1 = \sigma_1(\epsilon_1)$  que si  $\sigma_3 = 0$  llega a hacerse nula. Si existe un cierto confinamiento, por ejemplo rozamiento entre los distintos fragmentos de roca triturada se generará una resistencia a compresión simple residual  $\sigma_1^R$  cuyo conocimiento es esencial pues es la resistencia de la roca que nos puede garantizar indefinidamente la estabilidad de una excavación.

La rotura frágil es el comportamiento normal de muchas rocas cuando se hace un ensayo a compresión simple en el laboratorio; no obstante hay algunas rocas, por ejemplo las evaporitas, que tienen la propiedad de deformarse a tensión constante a partir de un cierto nivel de carga presentando una rotura de tipo dúctil.

Muchas rocas sedimentarias y metamórficas presentan un comportamiento intermedio entre la rotura frágil (rocas ígneas) y la dúctil (evaporitas) con una pérdida progresiva de resistencia.

En ensayos realizados sobre la caliza de SOLENNIO FEN, BEARD considera que el umbral de ductilidad está determinado por una deformación del 3 - 5%; si la deformación axial es inferior al 3% el comportamiento debe considerarse frágil y si supera el 5% es dúctil.

## 2.2.- Comportamiento al corte.

Si sometemos una muestra de roca a un ensayo de corte obtenemos una respuesta como la indicada en la figura 6. Inicialmente la tensión que acepta la roca crece muy rápidamente hasta alcanzar el valor máximo  $\tau_{max}$  para unos desplazamientos muy pequeños; a partir de este valor los desplazamientos aumentan rápidamente y la tensión de corte disminuye hasta alcanzar un valor mínimo, independiente del desplazamiento, que es la resistencia al corte residual. Este fenómeno se explica por la desaparición de la cohesión, resistencia debida a las fuerzas moleculares, cuando la tensión alcanza el valor  $\tau_{max}$ ; a partir de este momento la única resistencia que se opone al corte es el rozamiento de las dos superficies que se diferencian. En la figura 7 se muestra la representación de las curvas  $\tau, \sigma$  en ambos casos en el plano de Mohr.

Si la superficie de rotura no es perfectamente plana se presenta un fenómeno de dilatación (dilatación transversal a la tensión de corte) cuando la tensión normal es pequeña; ello es debido a que inicialmente el desplazamiento se hace siguiendo los dientes creados en la rotura tal como indica en la figura 8; en los primeros instantes el efecto de dilatación produce un aumento de la resistencia al corte que puede evaluarse por la expresión.

$$\tau = \sigma \cdot \tan(\phi + i) \quad (3)$$

donde  $\phi$  es el ángulo de rozamiento interno  $i$  es el



ángulo de los dientes respecto a la superficie de rotura.

La resistencia al corte de una roca está limitada inferiormente por su resistencia residual y la resistencia de pico que es debida a la dilatancia. Obsérvese que para mantener la dilatancia la roca debe tener pequeñas deformaciones y estar sometida a tensiones normales a la superficie de corte también pequeñas.

El efecto de la dilatancia es muy importante en el estudio de la estabilidad de taludes y algunas obras subterráneas ya que en estos casos las tensiones normales son muy pequeñas y, tal como se muestra en la figura N° 8, el valor de la resistencia de corte aportado por la dilatancia es una fracción muy importante de la resistencia al corte total. BARTON (1976) ha estudiado exhaustivamente el efecto de la rugosidad sobre la resistencia al corte de los macizos rocosos.

### 2.3.- Comportamiento bajo cargas combinadas.

En la realidad las rocas difícilmente se ven sometidas a estados puros de carga (compresión o tracción) sino que es frecuente que se ven sometidas a estados de compresión con una tensión lateral de confinamiento lateral.

La influencia de  $\sigma_3$  es decisiva como lo demostraron los ensayos de VON KARMAN, en 1911, sobre marmol de Carrara en donde al aumentar  $\sigma_3$  se pasaba de la rotura frágil a la dúctil y aún se superaba este comportamiento ya que como luego ha sido admitido universalmente no es posible que una roca tenga una deformación plástica sometida a un estado de tensión triaxial elevado. La figura 9 muestra estos resultados.

Como ya es sabido cada ensayo triaxial puede ser representado por un círculo en el diagrama de Mohr y la envolvente de todos ellos es la curva intrínseca que separa la zona estable de la inestable en el plano ( $\tau - \sigma$ ) la envolvente de los diversos círculos de Mohr que representan los ensayos triaxiales realizados es una función del tipo

$$\tau = f(\sigma) \quad (4)$$

Según Coulomb - Navier la expresión (4) puede aproximarse por la recta

$$\tau = c + \sigma \cdot \text{tg} \quad (5)$$

donde

$c$  = Cohesión (resistencia al corte con  $\sigma = 0$ )  
 $\phi$  = Ángulo de rozamiento interno

Por otra parte se cumple que

$$\sigma_1 = \lambda \sigma_3 + \sigma_c \quad (6)$$

siendo

$$\lambda = \frac{1 + \text{sen} \phi}{1 - \text{sen} \phi}$$

$\sigma_c$  = resistencia a compresión simple.

### 3.- LA PLASTIFICACION

De lo anteriormente expuesto se deduce que trabajando a compresión simple antes de la plastificación, lo cual sucede aproximadamente para el 60% de la carga final, las rocas se deforman más cuanto mayor es el nivel tensional; a partir del límite elástico las deformaciones crecen y cuando se supera este las deformaciones son mucho más importantes existiendo

tiendo una resistencia residual, que será relativamente pequeña, si es posible crear un cierto confinamiento.

Si las rocas trabajan a cortante es posible - aprovechar el efecto dilatante, con lo cual la resistencia al corte es notablemente mejor, solo si se limitan drásticamente las deformaciones. Esto último - solo será posible si el nivel tensional es relativamente bajo.

En resumen para niveles tensionales altos las rocas se deformarán mucho llegándose a la plastificación y la resistencia con que podremos contar será la residual favorecida por el confinamiento logrado. A niveles tensionales bajos, lejos del estado de plastificación, será posible contar con el efecto dilatante.

Según lo anterior la plastificación es la respuesta del macizo rocoso ante unos niveles tensionales que superan su propia existencia y tiene a efectos prácticos el aspecto negativo de crear una reducción importante de la sección excavada que debe ser prevista para que las dimensiones finales de la obra sean compatibles con el proyecto inicial.

En general la plastificación deberá ser evitada y para ello vamos a exponer los factores que mas la condicionan a fin de poder controlar el problema pero cuando sea imposible económicamente mantener nuestra obra dentro del estado elástico habrá que afrontar la plastificación como un hecho natural susceptible de aportar notables ventajas.

### Efecto escala

Habitualmente en el laboratorio se trabaja con testigos de roca obtenidos directamente de sondos o de bloques de roca que se llevan al laboratorio. Las muestras ensayadas responden al concepto de "roca intacta" ya que normalmente están libres de planos de discontinuidad. Pero la roca intacta no es representativa de la realidad del macizo rocoso que está afectado por distintos tipos de discontinuidad como ya hemos visto. La presencia de discontinuidades comporta una pérdida de resistencia en el macizo lo cual, a nivel tensional constante, supone un acercamiento a la plastificación.

Como han puesto de manifiesto HOLK y BROWN - (1.980) fig. 10, el paso de la roca intacta al macizo rocoso está determinado por un importante efecto de escala.

Esta circunstancia ha sido estudiada por muchos investigadores y siempre se han encontrado que al aumentar el tamaño de la muestra crece la probabilidad de que esta contenga un plano de discontinuidad que la debilite y haga disminuir la resistencia.

Se han dado muchas expresiones para determinar la pérdida de resistencia con el tamaño pero una de las más afortunadas en la debida a EVANS.

$$\sigma \cdot L^{\alpha} = K \quad (8)$$

En la que  $\alpha$  está comprendido entre 0,14 y 0,5 y K debe ser determinado para cada roca.

Si partimos del hecho de que una probeta de laboratorio tiene una dimensión expresable como  $A$  (cm), una galería de mina tiene una dimensión en el frente de  $100 A$  (cm) y un túnel  $300 A$  (cm) llamado  $\sigma_L$  la resistencia de la roca en laboratorio y  $\sigma_R$  la resistencia del macizo tenemos que, según (8): tomando  $\alpha = \frac{1}{3}$ : para la galería de mina

$$\left. \begin{aligned} \sigma_L \cdot A^{\frac{1}{3}} &= K \\ \sigma_R \cdot (100 A)^{\frac{1}{3}} &= K \end{aligned} \right\} \frac{\sigma_L}{\sigma_R} = \left(\frac{100A}{A}\right)^{\frac{1}{3}} \text{ por lo tanto}$$

$$\sigma_R = \frac{\sigma_L}{4,64}$$

y para el túnel

$$\left. \begin{aligned} \sigma_L \cdot A^{\frac{1}{3}} &= K \\ \sigma_R \cdot (300)^{\frac{1}{3}} &= K \end{aligned} \right\} \frac{\sigma_L}{\sigma_R} = \left(\frac{300 A}{A}\right)^{\frac{1}{3}} \text{ por lo tanto}$$

$$\sigma_R = \frac{\sigma_L}{6,69}$$

De esto deducimos que, en igualdad de condiciones respecto a la roca, la resistencia a compresión del macizo rocoso es sensiblemente menor si se traza un túnel que una galería de reconocimiento o de

Por ello cuando las condiciones del frente de un túnel se vuelven críticas se emplean sistemas de ataque parcial, como el indicado en la figura N° 11 para minimizar este problema.

### 3.2. - Acumulaciones de tensiones

La plastificación puede alcanzarse simplemente al aumentar la profundidad a que esta situada la obra ya que habitualmente se admite que:

$$\sigma_z = \int^H \gamma \cdot dz \quad (9)$$

$$\sigma_x = \sigma_y = K \cdot \sigma_z$$

En terrenos sedimentarios se admite que  $0 < K < 1$  pero en otro tipo de terrenos, sobre todo aquellos que han sufrido fuertes movimientos tectónicos o han sido erosionados,  $K > 1$ .

Por el hecho de crear una excavación en el interior se perturba el estado tensional inicial produciéndose una nueva distribución que implica una acumulación de tensiones en las proximidades de los bordes de la excavación. Sobre esta distribución de tensiones tiene una importancia primordial el estado tensional y la forma de las galerías.

La influencia del estado tensional está ilustrada en la figura N° 12. Puede verse que cuando existe simetría en el estado tensional ( $m=1$ ) los factores de concentración de tensiones son moderados (2) mientras que si el campo es uniaxial ( $m=0$ ) los factores de concentración de tensiones aumentan (3) y aparecen tensiones de tracción en la bóveda. Debemos recordar que la resistencia a tracción de

la roca intacta está comprendida entre el 5 - 10%<sup>13</sup> de la resistencia a compresión simple; pero la resistencia a tracción del macizo rocoso teniendo en cuenta el efecto escala es muy pequeña. Por ello en el diseño de estructuras subterráneas las zonas de tracción se consideran zonas de plastificación potencial.

Para defenderse del efecto de la disimetría de campo tensional no queda otra solución, cuando sea posible, que situar la obra en las zonas más favorables lo cual exige una campaña de medida del estado tensional.

El efecto de la sección de la obra es mucho -- más acusado tal como se muestra en la figura N° 13. Puede observarse que en los casos de diseño más desfavorables, sección poco esbelta, los factores de concentración de tensiones son muy elevados, llegando a alcanzar la cifra de 9. Por otro lado las zonas de tracciones se hacen más extensas.

Tal como muestra la figura 14 el efecto de los radios de curvatura pequeños del perímetro de la -- sección es también muy negativo ya que se producen fuertes concentraciones de tensiones.

Así como las posibilidades de minimizar los -- efectos del estado tensional son, como hemos dicho, muy reducidas en el caso de la sección de una obra subterránea las posibilidades de minimizar las zonas de plastificación son muy importantes. La figura N° 15 muestra la evolución de diseño en los últimos 20 años de la sección de una gran caverna subterránea. Esta evolución va acompañada de una disminución del hormigón en masa en beneficio del bulonaje y hormigón proyectado.

### 3.3.- Criterios de plastificación

Una vez que se han planteado los parámetros -- que influyen en la plastificación de los macizos -- rocosos es necesario definir un criterio para conocer en que circunstancias la roca pierde el dominio elástico y se adentra en el campo de las grandes deformaciones..

Habitualmente los criterios de plasticidad están expresados por una relación matemática formulada en términos de tensiones que incluyen tanto las tensiones de campo como las que corresponden a las -- características resistentes de las rocas.

Hay muchos criterios de plastificación establecidos: Coulomb, Mohr, Von Mises, Tresca, Parisseau... que pueden ser empleados en los estudios -- de estabilidad realizados mediante ordenador sobre todo si se emplea el Método de los Elementos Finitos. Desde un punto de vista más práctico, para poder realizar los análisis manualmente es de gran -- utilidad el criterio establecido por WILSON (1980) que admite un comportamiento a la rotura con una -- caída brusca de resistencia y con una resistencia residual en la roca plastificada.

Para la roca sin plastificar el criterio de -- rotura

$$\sigma_1 = \lambda \cdot \sigma_3 + \sigma_c \quad (10)$$

para la roca plastificada el criterio de rotura es

$$\sigma_1^* = \lambda \cdot \sigma_3^* \quad (11)$$

según WILSON:  $\lambda$  está definido por

$$\lambda = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

siendo  $\phi$  el ángulo de rozamiento interno de la roca.

WILSON (1977) propone los siguientes valores de  $\lambda$  para algunas rocas

- $2 < \lambda < 3$  Rocas sedimentarias débiles
- $\lambda = 4$  Carbón (referido al que existe en U.K.)
- $5 < \lambda < 6$  Areniscas.

En estas condiciones WILSON determina el estado tensional alrededor de una galería circular sometida a un campo hidroestático llegando a la conclusión de que el radio de la zona de plastificación está dado por

$$R^* = R \left\{ \frac{2\sigma_0 - \sigma_c + \sigma'(\lambda+1)}{(\sigma_c + \sigma')(\lambda+1)} \right\}^{\frac{1}{\lambda-1}} \quad (12)$$

en donde

$R$  = radio de la galería

$\sigma_0$  = tensión de campo

$\sigma_c$  = resistencia a compresión simple del macizo rocoso.

$\sigma'$  = efecto de aumento de cohesión debido al rozamiento de los fragmentos rocosos en la zona plastificada.

$\sigma_c$  = resistencia del sostenimiento.

No existirá plastificación si  $R^* = R$  en la expresión (12) para lo cual

$$\frac{2\sigma_0 - \sigma_c + \sigma'(\lambda+1)}{(\sigma_c + \sigma')(\lambda+1)} = 1 \quad \text{es decir}$$

$$2\sigma_0 = \sigma_c + (\lambda+1)\sigma_c \quad \text{y como} \quad \sigma_0 = \gamma \cdot H$$

resulta que la profundidad crítica para que se produzca plastificación en la roca valdrá

$$H_{cr} = \frac{\sigma_c + (\lambda+1)\sigma_c}{2\gamma} \quad (13)$$

Para estimar  $\sigma_c$  WILSON supone que

$\sigma_c = \frac{\sigma_{ci}}{f}$  siendo  $\sigma_{ci}$  la resistencia a compresión simple de la roca intacta y  $f$  un parámetro definido mediante la siguiente tabla:

VALOR DE	CARACTERISTICAS DEL MACIZO ROCOSO
1	Roca masiva sin discontinuidades (Hormigón)
2	Discontinuidades muy separadas en roca fuerte.
3	Discontinuidades apreciables en roca fuerte.
4	Discontinuidades muy próximas en roca normal.
5	Discontinuidades muy próximas en roca blanda.
6-7	Rocas rotas en las proximidades de las fallas.

Habitualmente los sostenimientos empleados en galerías y túneles cumplen que  $\sigma_1 < 1$  MPa, siendo el valor normal  $\sigma_1 = 0,2$  MPa. Nótese que si  $\sigma_1 = 0$  - la expresión (13) se convierte en

$$H_{cr} = \frac{\sigma_c}{2 \cdot \gamma} \quad (14)$$

que se deduce fácilmente de un análisis puramente elástico.

### 3.4.- EFECTOS DE LA PLASTIFICACION

Hemos visto que a la plastificación se llega por un incremento del estado tensional sobre las obras subterráneas que las rocas no pueden aceptar por lo que realizan un trabajo de deformación, fig. N° 16, hasta conseguir equilibrar el estado tensional. La deformación de las rocas en la post-rotura va unida siempre de una pérdida de resistencia y - por ello los picos de presión en la zona plastificada son menores que los que se producirían en un macizo rocoso que se comporta elásticamente tal como muestra la figura N° 17.

De esto podemos deducir que cuanto menos resista un macizo rocoso, antes se plastificará, los picos de presión que acepte serán menores y la corona de terrenos afectados será mayor. Como sabemos que la plastificación va asociada a grandes deformaciones, mucho mayores que las elásticas, el resultado es que una cavidad trazada en una roca plastificada sufrirá una apreciable disminución de sección que tendremos que tener en cuenta en el momento del diseño si no queremos que el resultado final sea una galería o un túnel perfectamente inservible.

#### 3.4.1.- Radio de plastificación

Cuando una roca se plastifica alrededor de una galería los bloques de roca individualizados ejercen una interacción mutua que se traduce en la creación de unas fuerzas de acunamiento y fricción que provocan un cierto confinamiento.

Esto hace que la resistencia del macizo rocoso aumente a medida que nos apartamos del perímetro del túnel de tal forma - que a una cierta distancia el macizo rocoso vuelve a encontrarse en el dominio elástico.

La distancia desde el centro del túnel hasta la frontera de separación entre el dominio elástico y plástico se denomina radio de plastificación y de acuerdo con la teoría de WILSON puede ser calculado -- por la expresión :

$$R^* = R \left\{ \frac{2\sigma_c - \sigma_c + \sigma'(\lambda+1)}{(\sigma_c + \sigma') \cdot (\lambda+1)} \right\}^{\frac{1}{\lambda-1}} \quad (15)$$

Notese que el radio de plastificación depende en todos los casos de la presión - que ejerce el sostenimiento de la estructura, que es la presión de equilibrio. A pesar de esto no debemos caer en la tentación de intentar eliminar la plastificación empleando fuertes sostenimientos pues esta es una meta simplemente imposible de alcanzar. A modo de ilustración la figura 18 muestra los resultados obtenidos por WILSON (1977) que aseveran la afirmación en

### 3.4.2.- Desplazamiento radial del perímetro del túnel

Se ha expuesto que la plastificación es típicamente asociada con deformaciones importantes y, por ello, es preciso prever cual va a ser la reducción de sección para poder dimensionar correctamente la sección inicial.

En la hipótesis de WILSON (1980) el movimiento del perímetro de la galería está dado por

$$u_r = R \frac{1+\nu}{E} \left\{ \frac{(\lambda-1)\sigma_0 + \sigma_c}{(\lambda+1)} \right\} \cdot \left\{ \frac{2\sigma_0 - \sigma_c + \sigma'(\lambda+1)}{(\sigma_c + \sigma')(\lambda+1)} \right\}^{\frac{2+\omega}{\lambda-1}} \quad (16)$$

En la expresión (16) todos los factores son conocidos excepto

- $\nu$  = coeficiente de Poisson
- $E$  = Módulo de elasticidad del macizo
- $\omega$  = coeficiente de expansión del terreno

Según WILSON  $0 < \omega < 0,5$  aunque recomienda tomar  $\omega = 0,2$  para los terrenos carboníferos.

## 4.- CRITERIOS DE SOSTENIMIENTO

La plastificación no debe ser considerada como algo indeseable sino como la defensa de los macizos rocosos ante las condiciones de trabajo que impone la construcción de obras subterráneas.

Actualmente las obras subterráneas son cada día más difíciles. Ejemplo de ello es el túnel de SEIKAN, el más largo del mundo, entre las islas de Honshu y Hokkaido y el recientemente inaugurado paso bajo los Alpes que una Francia e Italia que ha sido seguramente el túnel con mayor recubrimiento que se ha construido. En el futuro estas situa-

ciones serán más frecuentes y por lo tanto la plastificación estará cada día más presente en las obras subterráneas.

Ya hemos señalado que el colocar sostenimientos cada vez más resistentes no solo no es una buena solución sino que es un desastre económico; por ello vamos a indicar a continuación algunos principios que deben seguirse si se quiere conseguir un sostenimiento seguro y eficaz.

### 4.1.- Conservar la cohesión del macizo

La filosofía fundamental del Nuevo Método Austriaco radica en buscar la colaboración de la roca para que ella misma sea un auténtico sostenimiento de las obras a realizar. Esto implica que durante la excavación se conserven lo más íntegramente posible los parámetros resistentes del macizo rocoso. Entre ellos posiblemente el más importante de todos sea la cohesión, pues como ilustra la figura 19 en un medio con  $C \neq 0$  y  $\sigma = 0$  es posible que exista un equilibrio sin sostenimiento lo cual no ocurre cuando  $C = 0$  y  $\sigma \neq 0$ .

Para conservar la cohesión de los macizos rocosos es necesario emplear métodos de excavación cuidadosos tales como el empleo de minadores de brazo en las rocas de tipo blando o medio, fig. N° 20, y en las de tipo fuerte tuneladoras o las técnicas de pre-corte, fig. 21 y fig. 22.

### 4.2.- Aprovechar la dilatación

Hemos visto, en el apartado 2.2 la gran importancia que tiene la dilatación en el comportamiento al corte de los macizos rocosos. La dilatación está asociada a pequeñas deformaciones, lo cual implicará que para aprovechar este efecto es preciso colocar un sostenimiento lo más rápidamente posible y con --

una rigidez importante para que entre en carga ante las pequeñas deformaciones que va a sufrir el macizo rocoso.

Este papel lo juegan perfectamente los bulones anclados con resina, dig. N° 22, pues tienen un tiempo de fraguado de unos pocos minutos transcurridos los cuales normalmente en un ensayo a tracción fig. 23 es imposible hacer deslizar el anclaje, - - fig. 24.

4.3.- Aumentar el confinamiento

La dilatancia solo podrá ser aprovechada si el terreno permanece en el estado elástico, pero por lo que se refiere al objeto de esta exposición la situación normal de los terrenos será la plastificación con movimientos importantes de terreno. En estos casos ya hemos visto que el confinamiento entre los distintos bloques de roca hace aumentar la resistencia del macizo. En este caso resultan particularmente interesantes los sostenimientos activos no rígidos como el gunitado, fig. 25, los SPLIT-SET -- fig. 26, 27 y 28 y los bulones anclados con cemento fig. 29, 30, 31 y 32.

Del gunitado sólo hay que señalar que su uso está tan extendido que muchas veces se asocia automáticamente su uso al empleo del Nuevo Método Austriaco.

Los SPLIT-SET han tenido una aparición fulgurante al final de los años 70 y constituyen un excelente sostenimiento elasto-plástico que presenta el inconveniente de la débil carga que puede aceptar por bulón, situada entorno a las 11 t. Es un excelente sostenimiento provisional que asegura una correcta interacción con el terreno.

Los bulones anclados con cemento son conocidos desde que se implantó el procedimiento PERFO pero que se han visto relanzados recientemente con la aparición de los cartuchos CEMBOLT que hace el sistema mucho más operativo. Estos pernos cuestan menos que los anclados con resina y su fraguado es progresivo facilitando con ello la interacción con el terreno.

En unas pruebas realizadas recientemente en Febrero de 1.982 en el Tunnel de ENTRESRREGUERAS, que está incluido en la autopista ASTURIAS - LEON, se efectuaron trece ensayos de tracción con carga de hasta 15 t sobre pernos corrugados de 25 mm de diámetro y 4 m de longitud obteniéndose los siguientes resultados :



BULON	Nº DE CARGAS "CEMBOLT"	RESISTENCIAS OBTENIDAS (t)		
		A 3 HORAS	A 20 HORAS	A 44 HORAS
1	8	15	-	-
2	6	-	-	15
3	8	-	-	15
5	8	12 (**)	-	15
6	7	-	15	-
7	5	15	-	-
8	8	15 (***)	-	15
9	7	-	15	-
10	6	3	15	15
11	8	-	-	15
12	6	-	3	3
13	7	-	15	-
14	8	-	15	-

\* Falló la rosca

\*\* Deslizó mas de 6 cm.

Los terrenos en los que se realizó el ensayo corresponden al carbonífero y están constituidos por pizarras arcillosas. El frente tenía un RMR= 40 según la clasificación de Bieniawski.

A las 3 Horas el 50% de los bulones llegó a las 15 t.

A las 20 Horas el 88% de los bulones llegó a las 15 t.

A las 44 Horas el 92% de los bulones llegó a las 15 t.

Estos resultados, de acuerdo con las experiencias que retiene en este tipo de terrenos, pueden calificarse de excelentes. Sobre todo merece la pena destacar el hecho de que los pernos que a corto plazo dieron una resistencia inferior a la del ensayo, N<sup>OS</sup> 5 y 10, alcanzaron la carga límite a las 44 Horas lo cual avala la validez del fraguado progresivo frente a las deformaciones del macizo.

#### 4.4.- Evitar las disimetrías tensionales

Hemos visto en el apartado 3.2 que una distribución asimétrica de tensiones produce picos de presión muy fuertes y zonas con tracciones. Resulta imposible convertir un campo tensional asimétrico en otro simétrico; pero si la excavación y el sostenimiento se realizan sin cuidado podemos distorsionar el campo tensional provocando efectos indeseados como el que se muestra en la figura N<sup>o</sup> 33.

Una medida eficaz para evitar estos problemas consiste en asegurar un perfecto contacto entre el macizo rocoso y el sostenimiento. En el caso de emplear sostenimientos convencionales (hormigón, dovelas, cuadros metálicos...) es rellenar perfectamente los huecos que se creen en el trasdós del sostenimiento recurriendo a rellenarlos con madera, piedras

e incluso realizando una inyección a baja presión.<sup>15</sup>  
Esta medida contribuye a mejorar el confinamiento del macizo rocoso y por lo tanto a aumentar su resistencia.

## 5.- CONCLUSIONES

La plastificación es la respuesta de las rocas cuando el campo tensional rebasa el límite elástico del macizo rocoso. La posibilidad de plastificación se acrecienta al aumentar la profundidad a que están tratadas las excavaciones y va acompañado de una pérdida de resistencia y aumento de la deformación que lleva consigo una reducción de la sección.

Esta reducción de sección puede ser prevista empleando los medios de cálculo actualmente disponibles ya sea por aplicación del método de Los Cementos Finitos o, manualmente, aplicando por ejemplo la teoría de WILSON.

La plastificación no debe ser considerada como un aspecto negativo en la construcción de túneles y galerías antes al contrario, hay que tenerla presente a la hora de diseñar un sostenimiento para que este sea seguro y eficaz.

## 6.- BIBLIOGRAFIA

BARTON, N.

The shear strength of rock and rock joints.  
International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences.  
Pergamon Press, 1976, Vol 13 pg. 225/279.

BIENIAWSKI, Z.T.

Estimación de la resistencia de las rocas.  
Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy. Marzo 1974.

HOEK, E.; BROWN, E. T.

Empirical Strength Criterion for Rock Masses.  
Journal of Geotechnical Engineering Division ASCE.  
GT9, Sep. 1980.

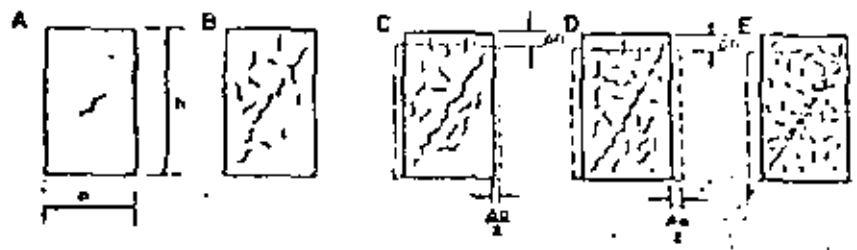
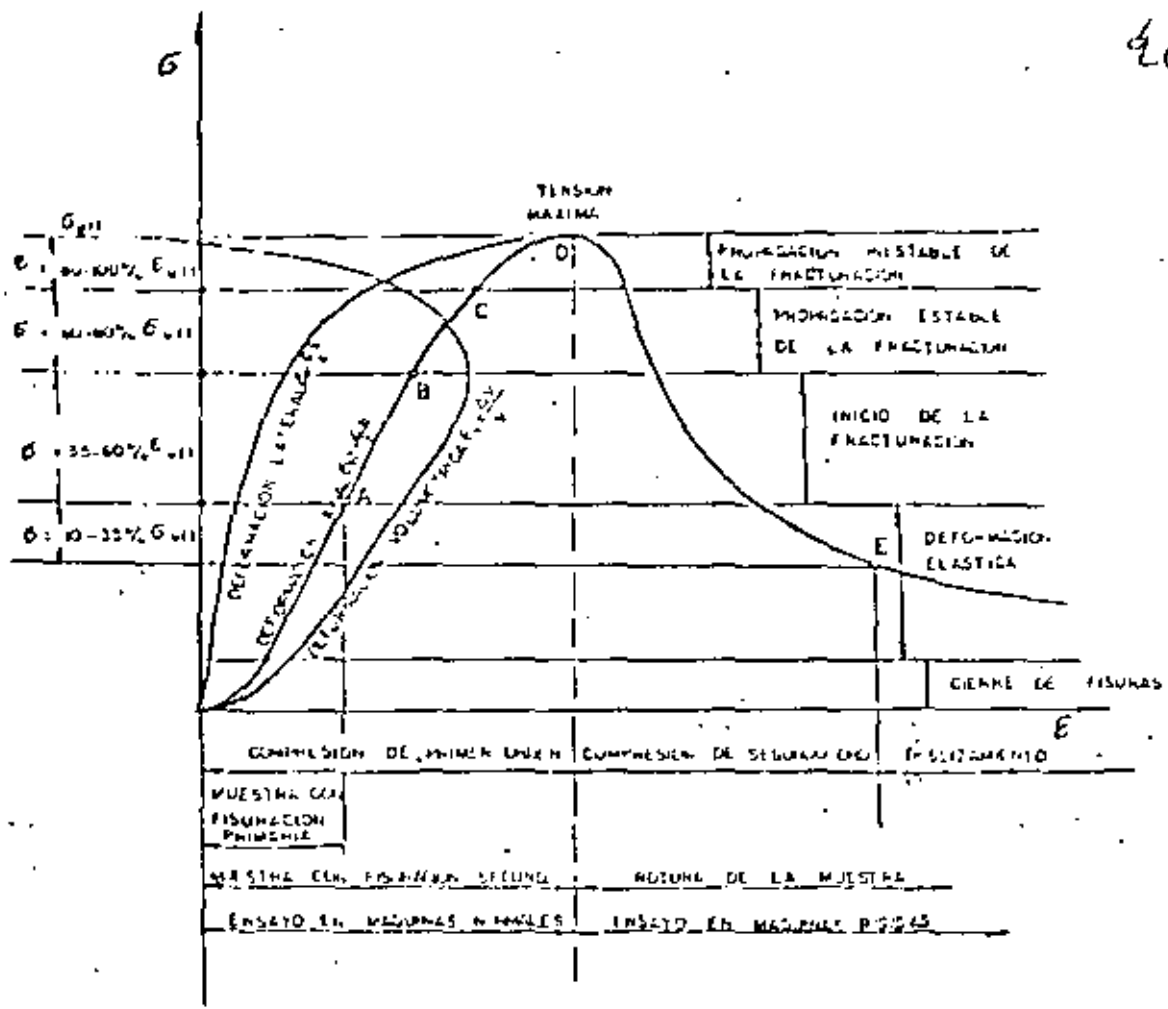
26

PANET, M.

Mécanique des Roches appliquée aux ouvrages du Génie Civil  
Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris 1977

WILSON, A.H.

Effet des zones de déformation plastique sur la maîtrise de la tenue des terrains.  
6<sup>ème</sup> Conférence Internationale sur les pressions de terrains  
Banff, Canada Sep. 1977.



ESTADO DE LA MUESTRA EN LAS DISTINTAS ETAPAS DEL ENSAYO

Fig. 5 = CURVA TIPICA DE UN ENSAYO A COMPRESION SIMPLE SERVOCONTROLADO

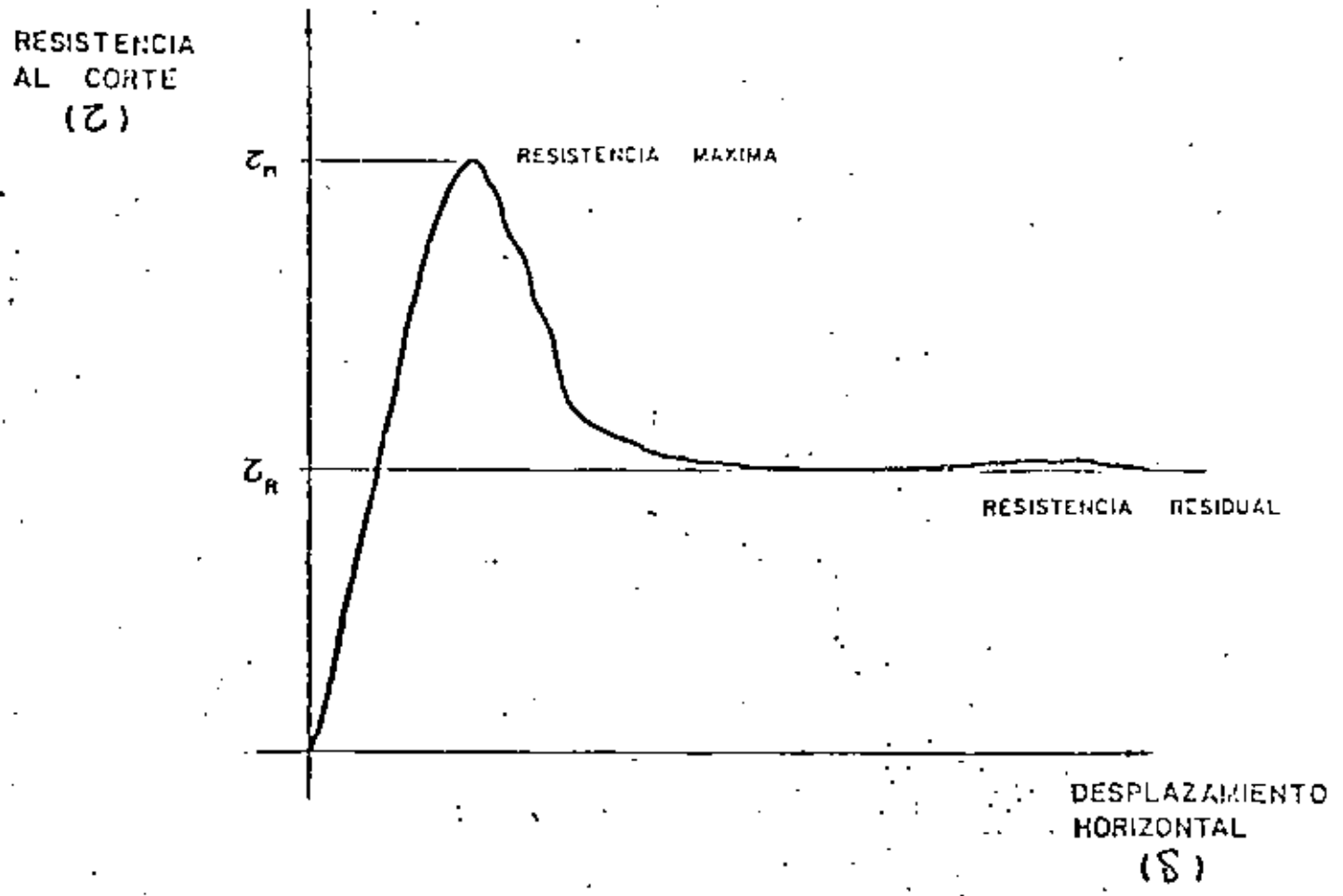
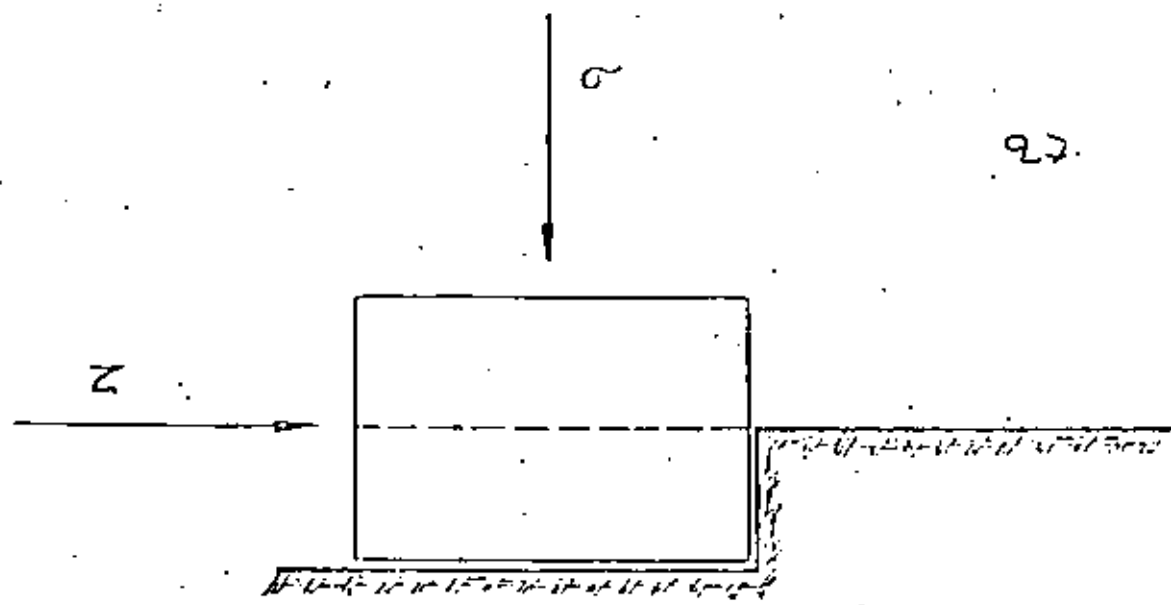


Fig. 6 ENSAYO DE CORTE Y CURVA TIPICA

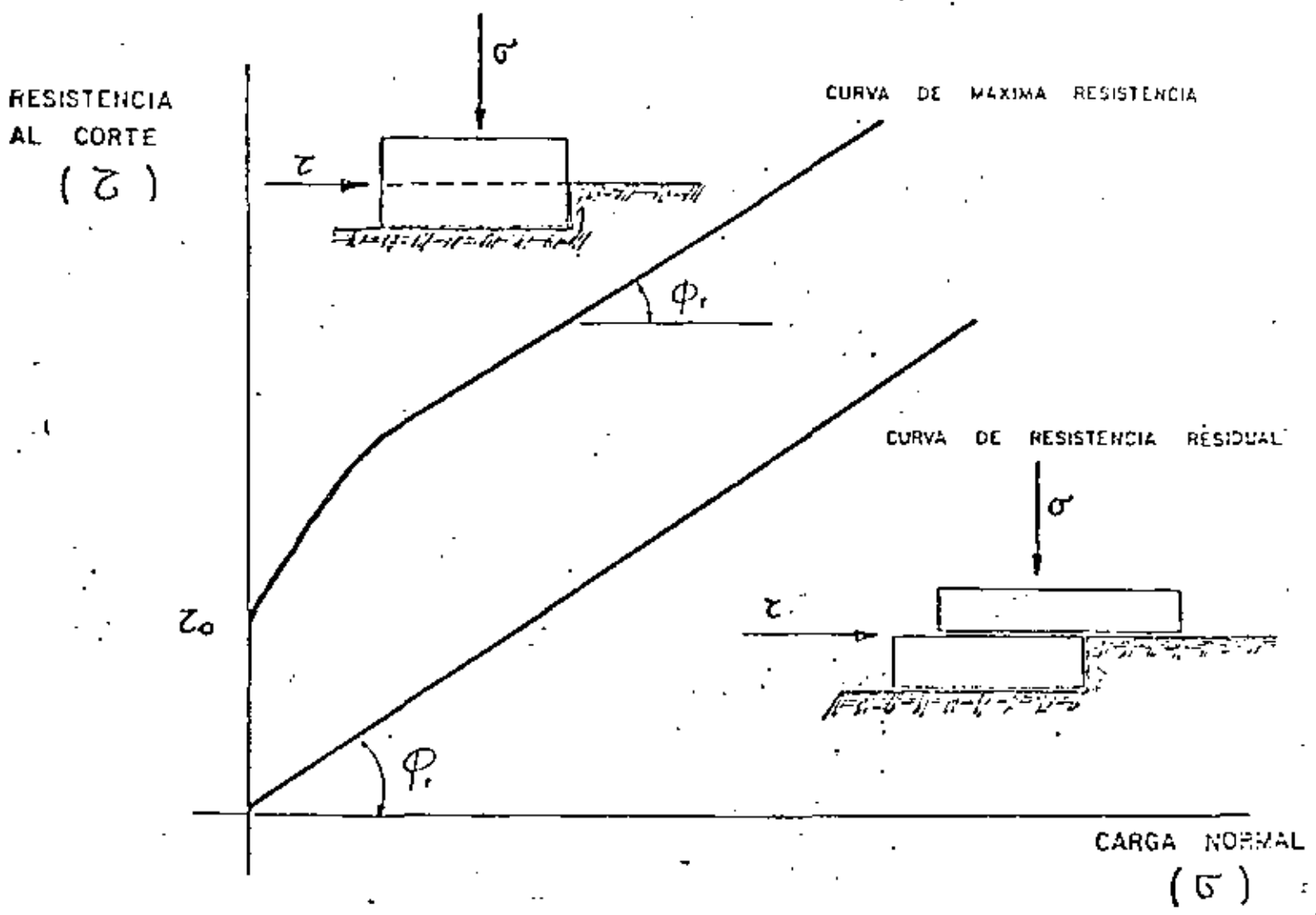
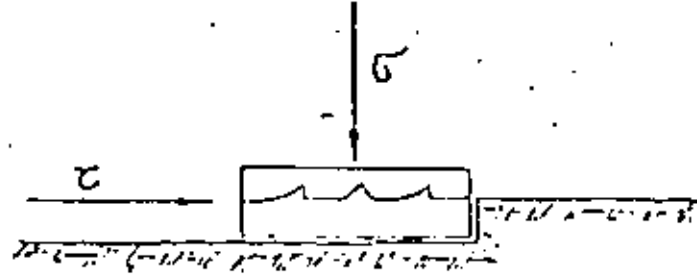


Fig. 7 CURVAS DE RESISTENCIA INTRINSECA Y RESIDUAL PARA ROCAS INTACTAS



29

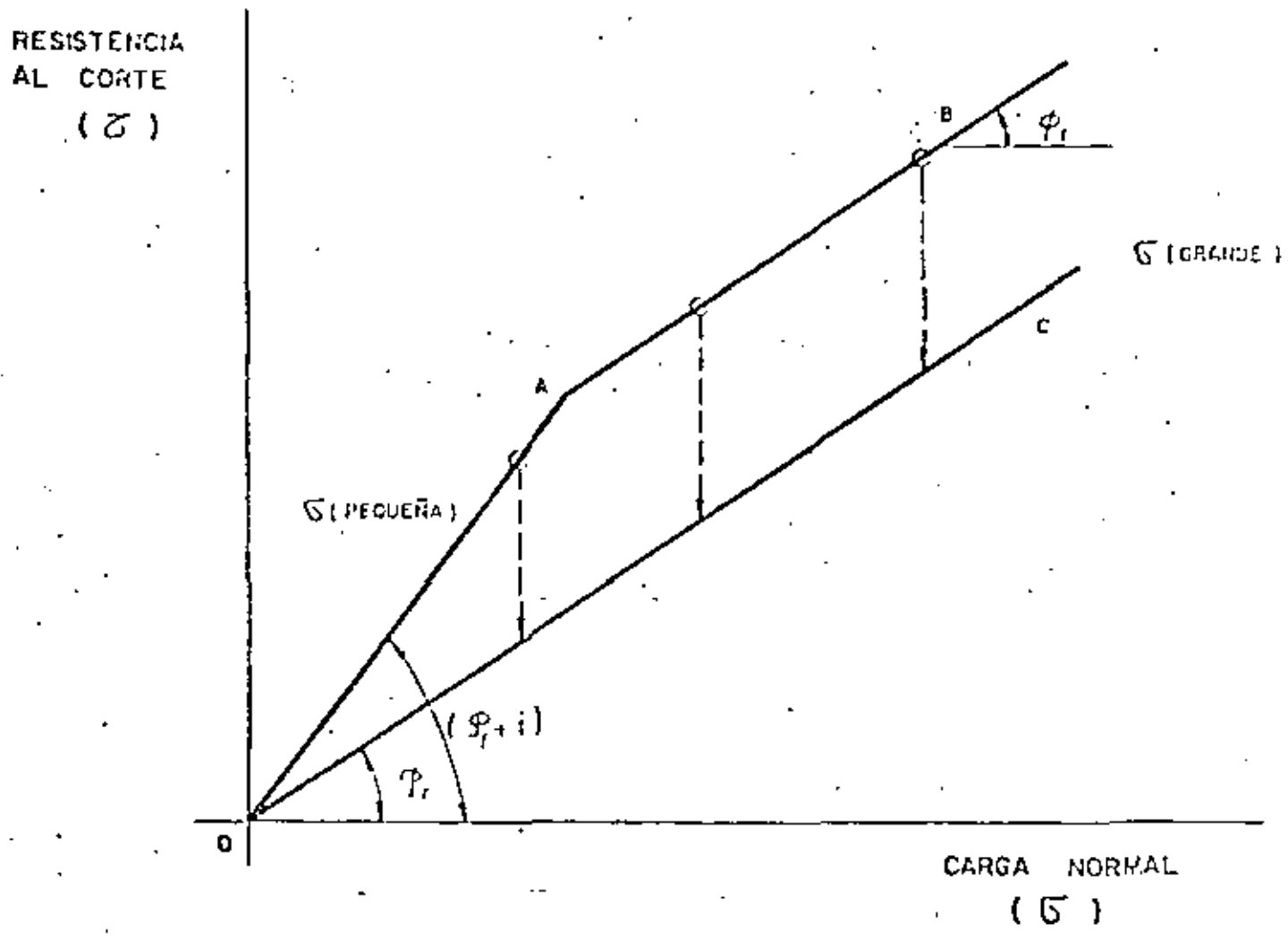
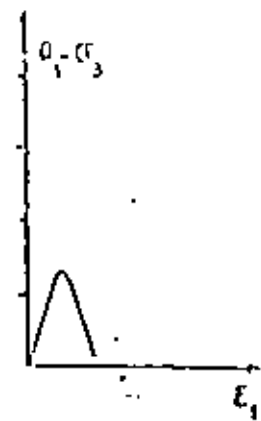
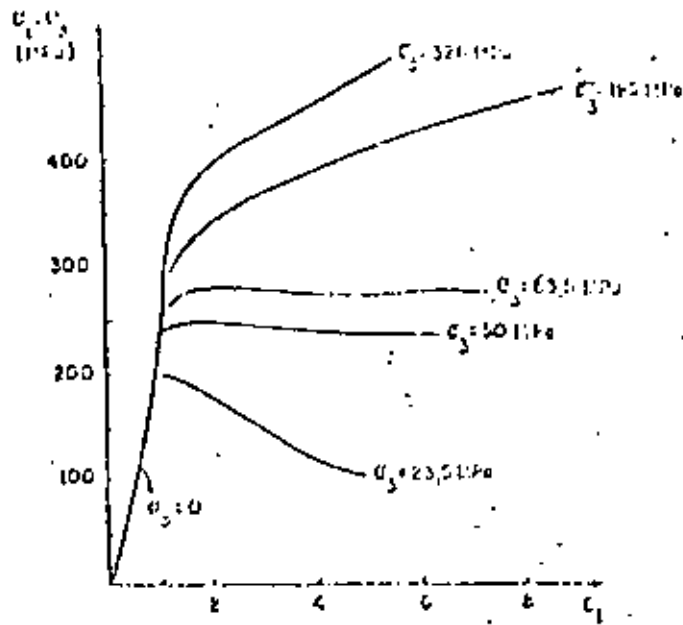
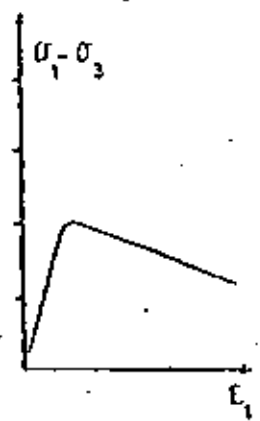


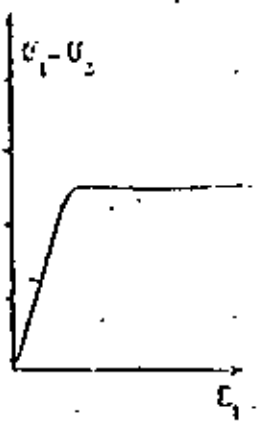
Fig. 8 CURVAS DE RESISTENCIA INTRINSECA PARA ROTURA SEGUN SUPERFICIES DENTADAS



a) COMPORTAMIENTO FRÁGIL



b) COMPORTAMIENTO DUCTIL CON REBLANDECIMIENTO



c) COMPORTAMIENTO DUCTIL CON REBLANDECIMIENTO



d) COMPORTAMIENTO DUCTIL CON REBLANDECIMIENTO

Fig. 9 EFECTO DE LA TENSION DE CONFINAMIENTO ( $\sigma_3$ ) SOBRE EL COMPORTAMIENTO MECANICO DE LAS ROCAS A COMPRESION

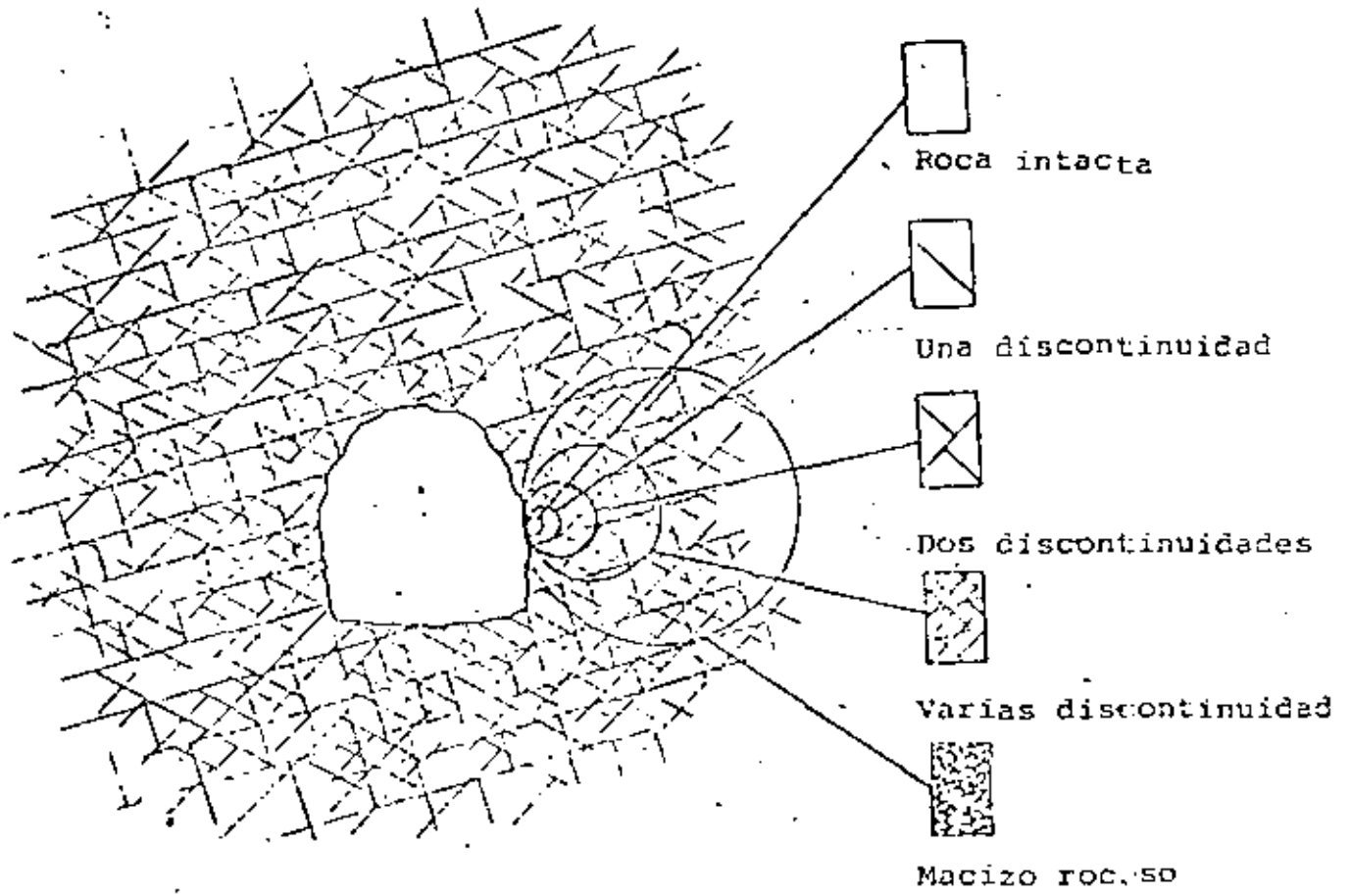
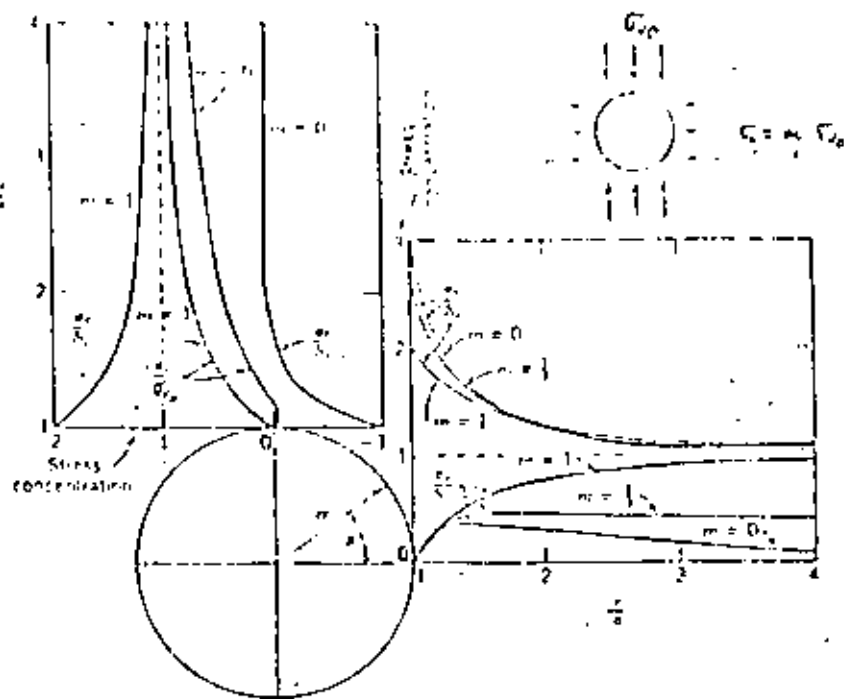


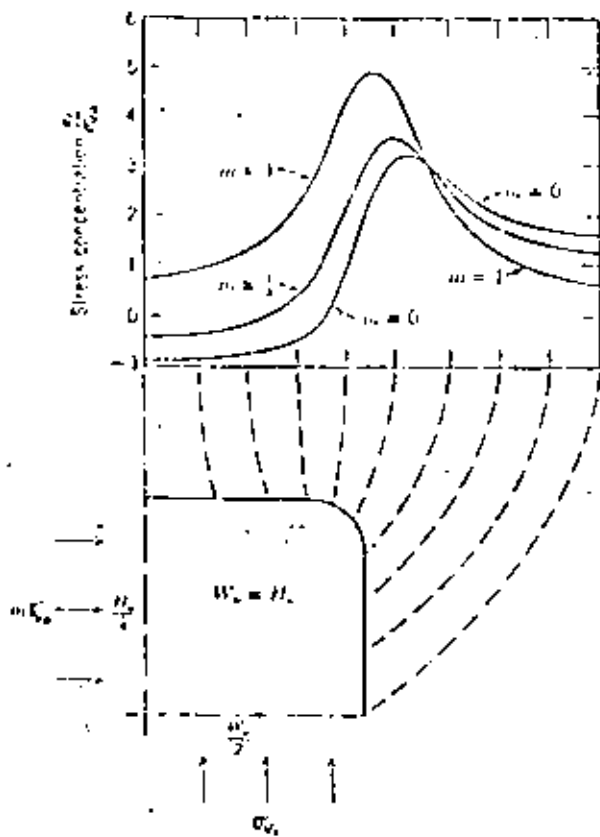
Fig. N°10 Transición de roca intacta a macizo rocoso





32

A. Galeria circular



A. Galeria rectangular

Fig. N°12 Influencia del estado tensional sobre el pico de presión en una galería

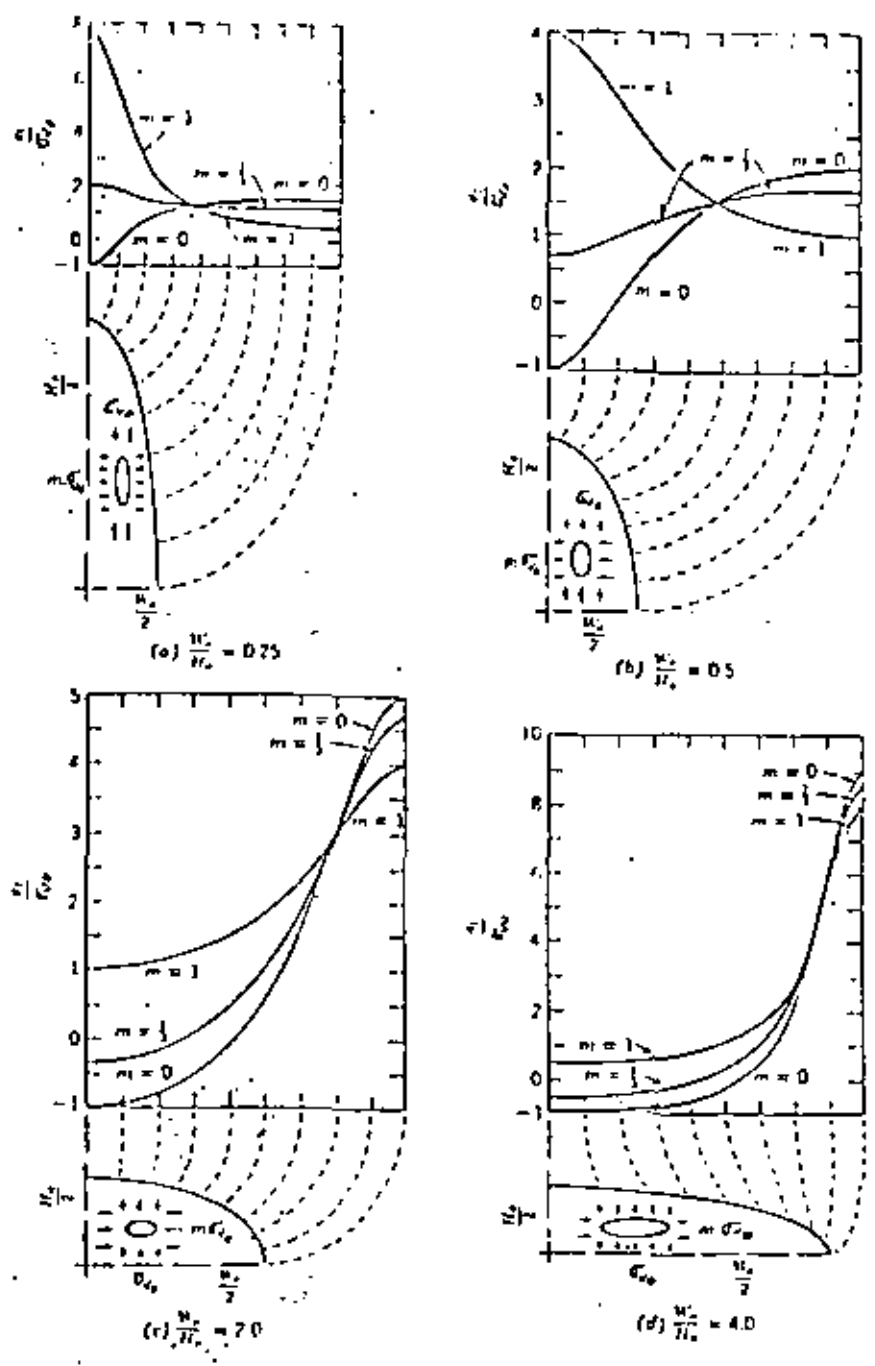


Fig. N°13 Efecto de la sección de una galería elíptica sobre la distribución de tensiones

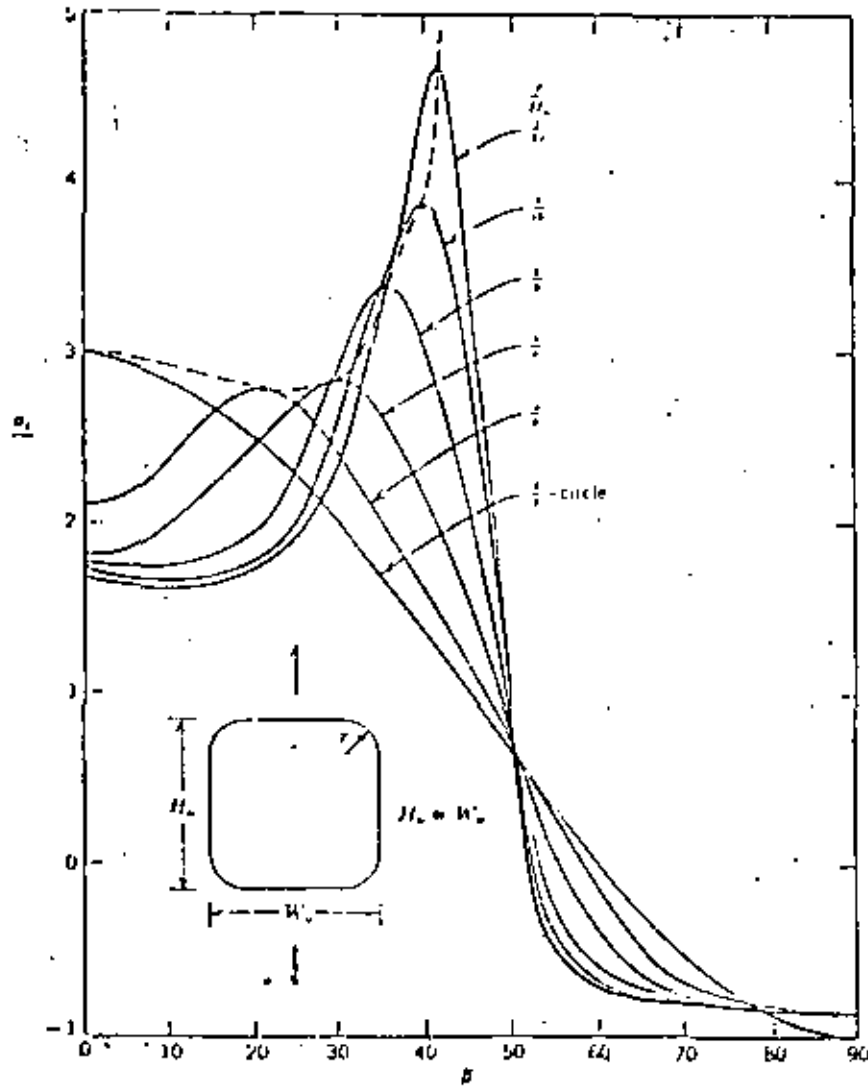


Fig. N°14 Efecto del radio de curvatura en las esquinas de una galería rectangular sobre el estado tensional

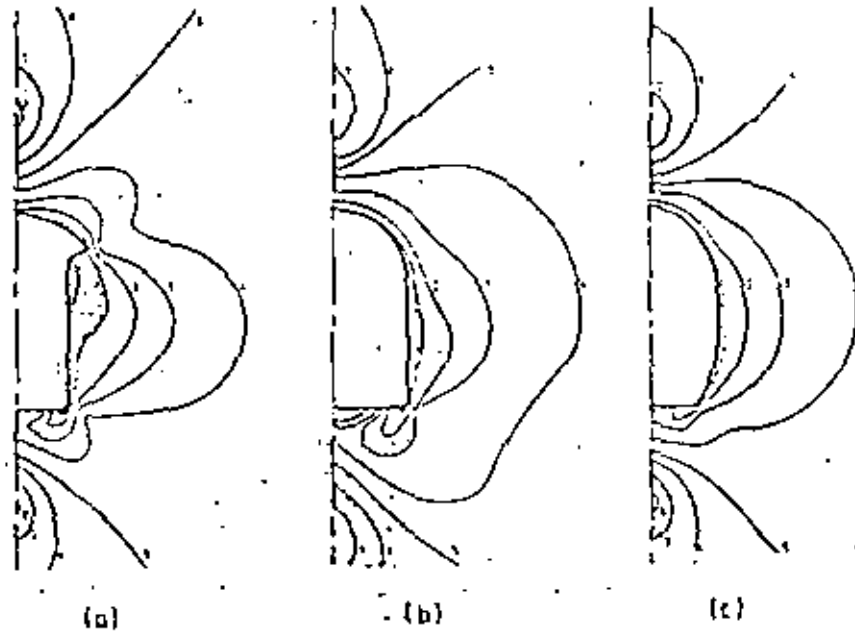


Fig. N°15 Efecto del diseño de una estructura sobre el estado tensional.

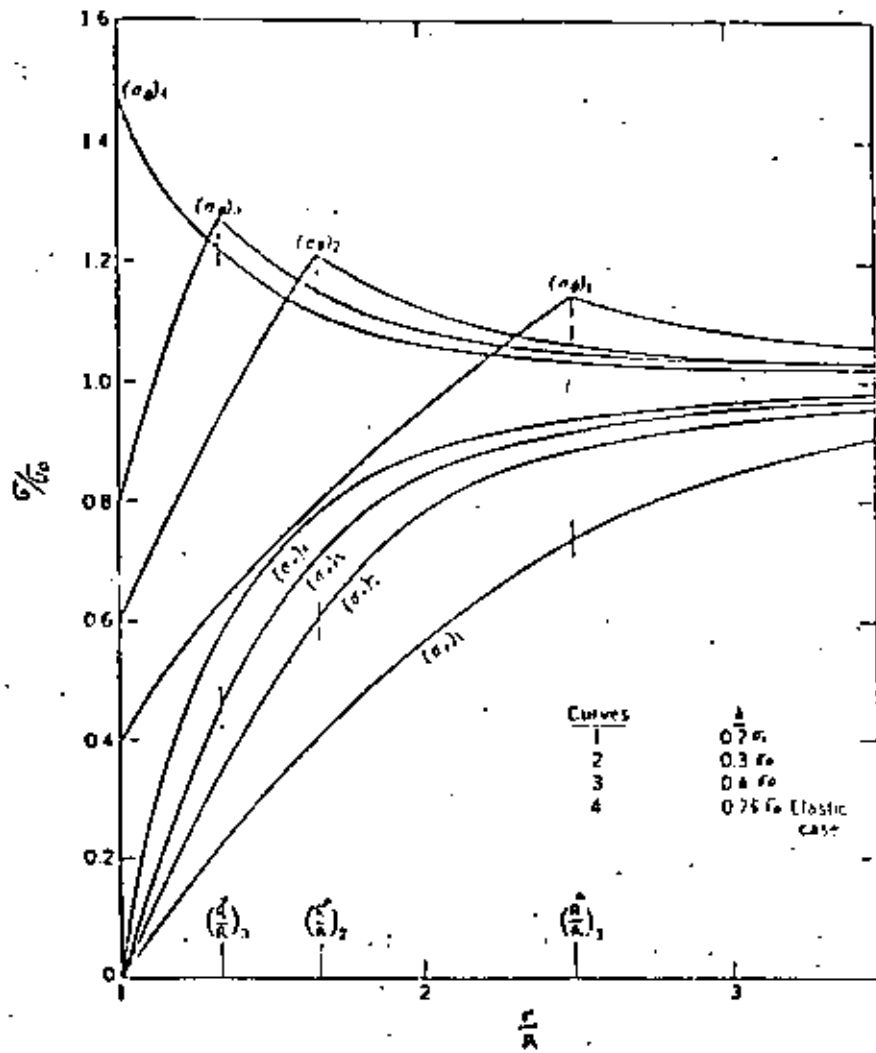


Fig. N°17 Distribución de tensiones en una cavidad esférica según la intensidad de la plasticificación

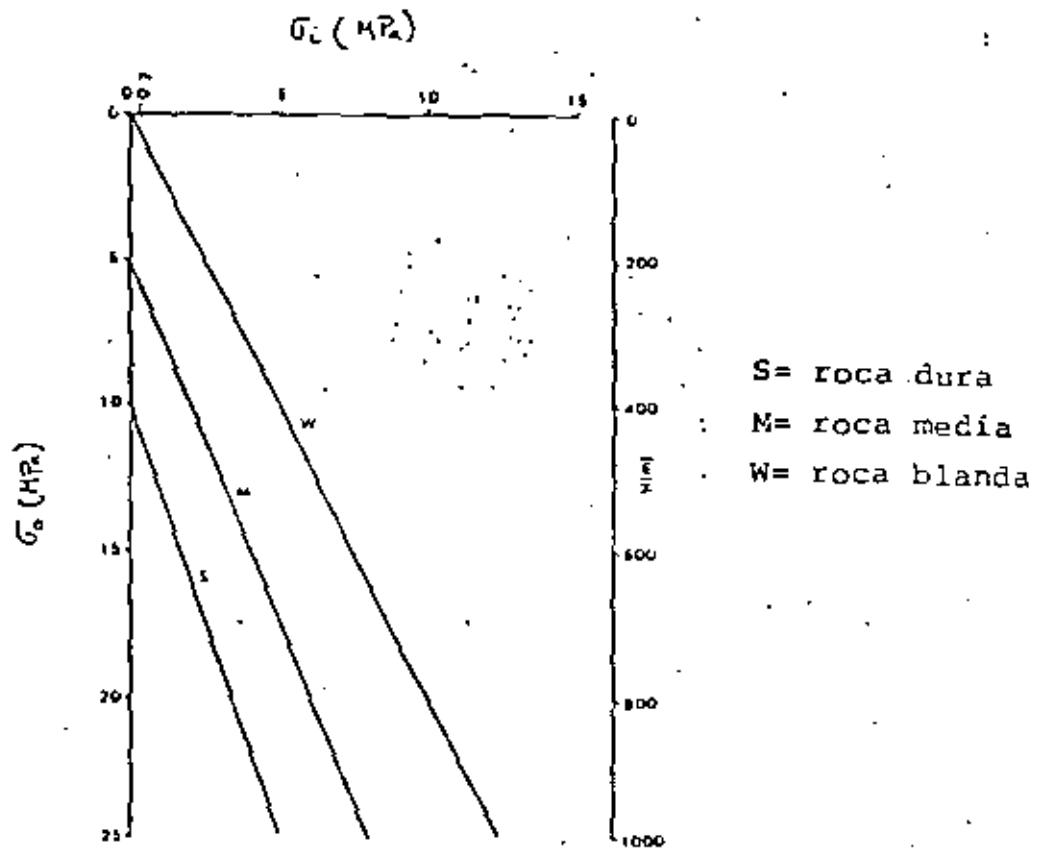


Fig. N°18 Presión necesaria del sostenimiento para evitar la plastificación

38

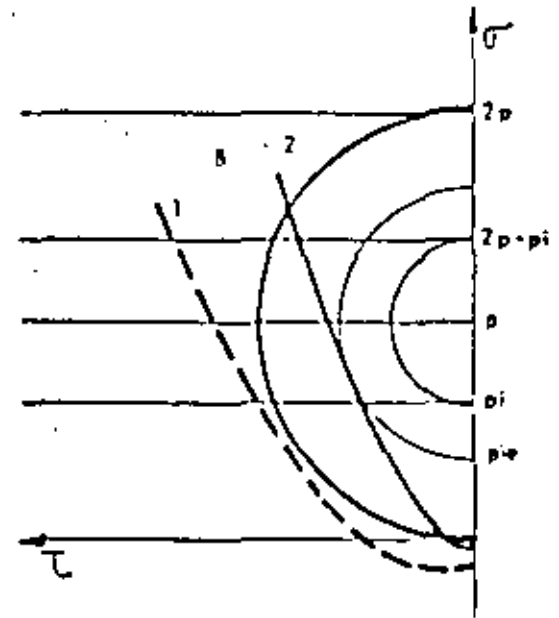
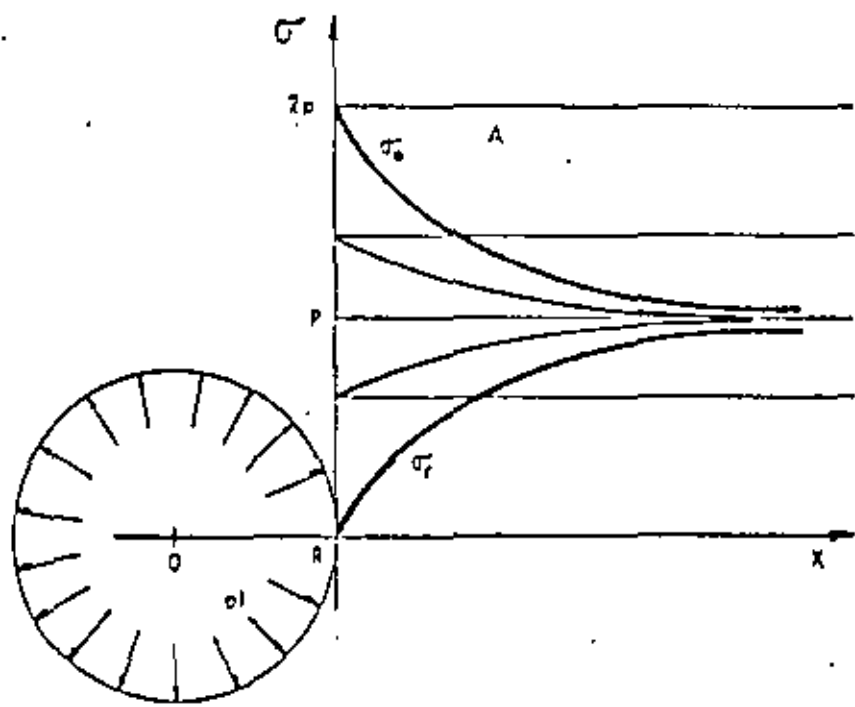


Fig.19 EFECTO DE LA COHESION SOBRE EL SOSTENIMIENTO



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION**

**CRITERIOS PARA EL DIMENSIONADO DEL ADEVA DO EN GALERIAS Y FRENTES**

**DR. BENJAMÍN CELADA TAYMÉS**

**MAYO, 1983**



CRITERIOS PARA EL DIMENSIONADO  
DEL ADEMADO EN GALERIAS Y FRENTE

Benjamín Celada Tamames  
Dr. Ingeniero de Minas

1.- INTRODUCCION

2.- DIMENSIONADO DE UN ADEMADO EN GALERIAS

2.1.- Métodos clásicos de resistencia de materiales

2.1.1.- Galerías trapezoidales

2.1.2.- Galerías semicirculares

2.1.3.- Ademado mediante anclas

2.2.- El método de los elementos finitos

2.3.- Métodos empíricos

2.3.1.- Dimensionado del ademado en galerías de yacimientos horizontales.

2.3.2.- Dimensionado del ademado en galerías de yacimientos inclinadas.

3.- DIMENSIONADO DE UN ADEMADO EN FRENTE

3.1.- Distribución de presiones alrededor de los tajos

3.2.- Cálculo del ademado de un frente.

3.2.1.- Teoría de Jacobi

9

3.2.2.- Corrección por pendiente

3.3.- Observación de la fracturación de los terrenos

3.3.1.- Formación de bovedas en el techo

3.3.2.- Rotura escalonada del techo

3.3.3.- Ataluzado del frente de carbón

3.4.- Tendencias actuales en la tecnología del ademado de tajos.

4.- CONCLUSIONES

5.- BIBLIOGRAFIA

CRITERIOS PARA EL DIMENSIONADO DEL ADEMADO  
EN GALERIAS Y TAJOS

Benjamín Celada Tamames  
 Dr. Ingeniero de Minas

1.- INTRODUCCION:

Hasta ahora hemos hablado sobre los conceptos que deben presidir la elección de un determinado tipo de ademe para una galería dada y sobre la metodología a seguir para tener en cuenta el estado de fracturación de las rocas. Es necesario hablar ahora de los métodos que pueden seguirse para dimensionar de una forma científica el ademe a colocar en cada caso. Nos vamos a referir en primer lugar al caso de las galerías y posteriormente al de los tajos de explotación.

2.- DIMENSIONADO DE UN ADEMADO EN GALERIAS 7

Las galerías son estructuras que se caracterizan por su duración apreciable pues aunque algunas galerías de tajo deban mantenerse en pie durante pocos meses, lo normal es que muchas galerías duren por lo menos un par de años y las de infraestructura pueden permanecer abiertas entre 10 y 20 años.

A través de las galerías debe transitar el personal que trabaja en el interior y también tienen que poder operar adecuadamente los medios mecánicos de extracción del mineral. Por último en el caso de minas con grisú hay que asegurar el paso de un caudal de ventilación.

Por todo ello la estabilidad de las galerías de mina debe ser asegurada de una forma racional lo cual implica emplear un método científico para el diseño del ademado.

2.1. METODOS CLASICOS DE RESISTENCIA DE MATERIALES

Los métodos clásicos de resistencia de materiales parten del hecho de que el ademe es una estructura resistente, con características bien definidas, sometida a un esquema de cargas conocido de antemano. A partir de estos datos los momentos

flectores generados en el ademe deben ser soportados por los momentos resistentes. Vamos a exponer algunos ejemplos simples.

### 2.1.1 Galerías trapezoidales

Este tipo de galerías son las más antiguas que se conocen y todavía hoy se emplean en muchos yacimientos horizontales. Inicialmente los ademes estaban contruados por piezas de madera que hoy han sido sustituidas, parcial o totalmente, por perfiles de acero.

Como hipótesis de carga se puede adoptar la de la Jefatura de Minas de Dortmund (R.F.A.) que exige que el ademado soporte una carga uniforme correspondiente a un bloque de roca cuya altura sea  $3/4$  del ancho de la galería. Se supone que la carga horizontal es  $1/4$  de la vertical. Como carga límite de perfil del ademe se admite  $1,5 \cdot \sigma_e$ ; siendo  $\sigma_e$  el límite elástico del acero del ademe. PENCHE (1982).

En estas condiciones en la fig. nº 1 se muestra el proceso de cálculo para un caso particular. En la fig. nº 2 se muestran las características resistentes de algunos de los perfiles empleados en el cálculo.

### 2.1.2 Galerías semicirculares

Las secciones trapezoidales tienen varias desventajas pues debido a su forma hacen trabajar a tracción la pieza de apoyo del techo y además presenta notables acumulaciones de tensiones en las esquinas de las galerías. Por ello ha habido una tendencia general hacia la sección semicircular que evita los problemas anteriores.

Normalmente en el caso de arcos semicirculares rígidos se supone que están biarticulados en los dos puntos de apoyo con el suelo. Con esta hipótesis y manteniendo el supuesto anterior para la carga se puede realizar el cálculo conforme se indica en la figura nº 3.

En la minería subterránea del carbón se emplean mucho los arcos cedentes que están constituidos por perfiles que tienen la capacidad de deslizarse unos dentro de otros guiados por unas grapas de unión.

Estos arcos cedentes se calculan como si fueran rígidos y lo que ocurre es que las grapas de unión realizan la función de una válvula de seguridad que,

teóricamente, impide que pueda agotarse la capacidad resistente del arco.

### 2.1.3 Ademado mediante anclas

Las anclas pueden ejercer múltiples acciones dentro del macizo rocoso:

- Aprovechar la dilatación de las rocas.
- Suspender unos estratos débiles de otro más profundo y resistente.
- Aprovechar las fuerzas de fricción entre distintos estratos
- Absorber las tensiones de tracción
- Reforzar la roca en general produciendo una viga resistente.

Para cada aplicación es posible elaborar un modelo de cálculo, algunos muy sencillos, que permiten cuantificar el trabajo de las anclas y consecuentemente dimensionar el ademado.

Para aclarar las ideas vamos a exponer el modelo de cálculo de TUDEK (19,8) que es el más completo para tener en cuenta el efecto de refuerzo de las rocas mediante anclas.

Se supone que el techo anclado se comporta como una viga elástica sobre la que se forma una campaña de presión tal y como se indica en la fig. nº 4. En estas condiciones, conforme muestra la distribución de presiones de la figura 4, puede ocurrir que la tensión en la viga anclada sea mayor que en los estratos inmediatos suprayacentes.

Podemos afirmar que la originalidad de este modelo radica en que combina el efecto de la creación de una viga resistente con la creación de una bóveda descomprimida.

Si  $n$  es el número de anclas de una línea y la separación entre las líneas es  $1\text{ m}$  y  $N$  es la fuerza resistente de cada ancla, la fuerza que admiten todas las anclas colocadas deberá equilibrarse con la ejercida por la presión en la viga contra la superficie libre del techo. Es decir :

Fuerza máxima de las anclas =  $n \cdot N$

Fuerza generada por la presión en el techo =  $2 b \cdot P_0$  y por lo tanto

$$n \cdot N = 2 b \cdot P_0 \quad (1)$$

Por otro lado la presión  $P_0$  tiene una componente horizontal que vale

$$P_H = P_0 \cdot K \quad (2)$$

Siendo  $K$  el coeficiente de reparto de presiones que puede estimarse como

$$K = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (3) \text{ siendo } \nu \text{ el coeficiente de}$$

POISSON.

A la caída de la viga reforzada con las anclas se oponen dos fuerzas  $F_C$  que pueden estimarse por

$$F_C = H \cdot \operatorname{tg} \psi \quad (4) \text{ siendo}$$

$H$  = fuerza horizontal perpendicular a la superficie inicial de rotura.

$\psi$  = ángulo afectivo de rozamiento

A su vez

$H = P_H \cdot L$  (5) siendo  $L$  la longitud de la viga reforzada

$\operatorname{tg} \psi = \frac{\sigma_c}{10} = f$  siendo  $\sigma_c$  la resistencia a compresión simple de la roca expresada en MPA.

Entrando en (4) con (5) y (6)

$$F_C = P_H \cdot L \cdot f \quad (7)$$

Entrando con (2) en (7) queda

$$F_C = P_0 \cdot K \cdot L \cdot f \quad (8)$$

$F_C$  debe equilibrar en cada lado, la fuerza vertical -- ejercida sobre la viga por  $P_V$  luego

$$2F_C = 2P_0 \cdot K \cdot L \cdot f = 2b \cdot P_V \quad (9)$$

De (1) tenemos que

$$P_0 = \frac{n \cdot N}{2b} \text{ y entrando en (9) queda}$$

$$2 \cdot \frac{n \cdot N}{2b} \cdot K \cdot L \cdot f = 2b \cdot P_V \text{ es decir}$$

$$n \cdot N \cdot L = \frac{2 b^2 P_v}{K \cdot f} \quad (10)$$

h)

Con la ecuación (10) se puede calcular el producto  $n \cdot N \cdot L$ , que son los parámetros resistentes del adenado, sin más que conocer la presión que actúa sobre la galería, las características mecánicas de las rocas y la anchura de la galería.

En la figura N° 5 se muestra el proceso de cálculo de un adenado mediante anclas.

## 2.2.- EL METODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS

Los métodos de cálculo que siguen las teorías clásicas de la resistencia de materiales difícilmente pueden tener en cuenta las discontinuidades de los macizos rocosos razón por la cual estos cálculos no pasan de ser unas aproximaciones a la realidad que sólo pueden tomarse como punto de partida.

Un intento de aproximarse a la realidad lo constituye el método de los elementos finitos que se basa en la discretización del medio que rodea a la galería a estudiar. Pueden emplearse elementos rectangulares o cuadrangulares, aunque los primeros son los más normales y debe procurarse la fuerza que actúa sobre cada elemento sea constante; por ello, fig. 6, los elementos deben ser más pequeños allí donde la concentración

de tensiones sea mayor. Cada elemento se define por las coordenadas de sus vértices y se supone que es absolutamente homogéneo, caracterizando sus propiedades mecánicas por medio de los parámetros típicos: resistencia a compresión, resistencia a tracción, resistencia al corte, módulo de elasticidad, módulo de rigidez y coeficiente de Poisson. Como cada elemento puede ser de un material diferente es posible con una adecuada modelización tener en cuenta las discontinuidades existentes en el macizo rocoso y particularmente la estratificación, tal como muestra la fig. N° 7.

Una vez realizada la modelización se imponen las condiciones de contorno, que deben asemejarse a la realidad, y el programa de cálculo empleado calculará las tensiones y desplazamientos en cada nudo del programa ensamblándolos entre sí y haciéndolos compatibles con las condiciones de contorno. Actualmente existen programas que efectúan los cálculos tanto en estado elástico como elastoplástico.

Hace pocos años este método estaba limitado a los ordenadores de gran capacidad de memoria pues fácilmente se superaba con uno de estos programas los 64 KB, hoy este problema ha desaparecido por las grandes prestaciones de los ordenadores actuales. Recuérdese que un APPLE III, que es un ordenador de sobremesa, tiene una capacidad de 128 KB ampliables a 256 KB. El único pro-

blema que resta es el de tener unos datos de entrada, - las propiedades geomecánicas, que al igual que las condiciones de contorno respondan a la realidad.

En la figura N° 8 se muestra un ejemplo de la aplicación del método de los elementos finitos al diseño de una galería en terrenos salinos a mas de 1200 m de profundidad empleando anclas para su sostenimiento fig. 9.

En la figura N° 10 se muestra un ejemplo de aplicación en una capa de carbón muy inclinada para dimensionar los macizos de protección entre el tajo y la galería.

### 2.3.- METODOS EMPIRICOS

Ya hemos comentado que el concepto moderno del adomado de galerías se basa en la consideración de interacción entre el soporte y el macizo rocoso. Esta circunstancia puede ser considerada a través de las curvas características del macizo rocoso y del adomado; pero esto solo puede ser posible a través de métodos empíricos ya que actualmente los modelos teóricos de cálculo que existen difícilmente pueden reflejar la realidad con la precisión que se requiere.

Actualmente existen dos líneas de investigación para definir empíricamente el adomado de las galerías, la desarrollada por el STEINKHOLEBERGBAUVEREIN a partir de los trabajos de Grotowski (1.977) y la que se está siguiendo en HUNOSA en el trabajo patrocinado -- por el INSTITUTO GEOLOGICO Y MINERO DE ESPAÑA. Ambas se basan en la medición de la convergencia de las galerías, en altura en el caso de Ruhr y en sección en el caso de la Hullera del Nalón, y en la caracterización del macizo rocoso.

#### 2.3.1.- Dimensionado del adomado en galerías de yacimientos horizontales.

Grotowski (1977) estableció, después de numerosos análisis de medidas de deformación en las galerías del Ruhr, que la convergencia final de una galería en carbón, expresada en % de la altura inicial, dependía de tres parámetros geológicos y un parámetro de explotación. Los parámetros geológicos son :

T = profundidad (m)

M = potencia que caracterizaba el muro de la capa (GL=1 para arenisca y - - GL=6 para el carbón.

El parámetro de explotación está definido por :

SV = índice que caracteriza el método de protección de la galería respecto a la explotación, que vale :

SV = 1 Relleno mecánico con aglomerante hidráulico

SV = 2 Pilas madera con relleno hidráulico

SV = 3 Protección sin relleno.

Por medio de un analisis estadístico de las mediciones observadas se determinó que la convergencia de las galerías se explicaba mediante la expresión

$$K_{final} = -78 + 0,066 T + 4,3 M .SV + 7,7 \sqrt{20-GL} \quad (11)$$

En esta expresión no se tiene en cuenta el efecto del adernado sobre la deformación de las galerías lo cual, aunque no cuestiona la validez estadística, limita notablemente la utilidad de la expresión (11)

Por ello KAMMER (1981) ha continuado el analisis de las medidas de deformación en 70 galerías de la cuenca del Ruhr llegando a un abaco que permite relacionar la deformación de las galerías con la densidad de adernado - según el proceso que describimos a continuación.

Se ha analizado la deformación de las 70 galerías, expresandolas en % de la altura inicial en función de la densidad de adernado conforme se ilustra en la fig. N° 11. A su vez cada uno de los 70 casos se han agrupado según el cociente entre la convergencia debida al techo y la que produce el muro. Se considera que el comportamiento de la galería es satisfactorio si esta relación es igual a 2. Las relaciones superiores a 2 se consideran situaciones desfavorables; mientras que las relaciones inferiores a 2 indican un comportamiento de las galerías excesivamente bueno.

La curva que explica los casos considerados como normales tiene por expresión

$$SA = 22.e^{0,008 K} \quad (12) \text{ donde}$$

SA = densidad de adernado, expresada en

$$\frac{\text{Kg de acero}}{\text{m}^3 \text{ excavado}}$$

K = convergencia registrada en % de la altura inicial.

En las condiciones de las galerías de la Cuenca del Ruhr la convergencia debida al hinchamiento del muro influye muy poco en la carga que deben soportar los arcos cedentes y -- por eso para dimensionar el adernado puede emplearse, en la expresión (12), una convergencia mayor que la realmente observada.

La figura N° 12 muestra la relación entre el parámetro

$$\frac{\text{Convergencia debida al techo}}{\text{Convergencia total}} = \frac{FS}{K}$$

y el tipo de muro que tiene en la galería, -- GL.

La relación que explica la curva ajustada es :



$$\frac{FS}{K} = 0,22 + \frac{0,28}{5L} \quad (13)$$

El valor medio del parámetro que caracteriza el muro de las galerías es 2,7 con lo cual

$$\left( \frac{FS}{K} \right)_m = 0,33$$

Para mayorar la convergencia, a fin de desprestigiar el efecto del hinchamiento del muro, podemos emplear el parámetro

$$\frac{0,22 + \frac{0,28}{5L}}{0,33}$$

con lo cual la expresión (12) se convierte en

$$SA = 22.e \left( 0,0053 + \frac{0,0068}{5L} \right) K \quad (14)$$

En la figura N° 13 se muestra la representación de la expresión (14).

A partir del perímetro del arco cedente, BL, el paso del perfil metálico, PG, la sección de la galería Q y el espaciado entre los arcos cedentes se puede calcular la densidad de adomado si se admite que :

$$BL = 6 + 0,36 \cdot Q \quad (15)$$

con lo cual

$$SA = \frac{PG \times BL}{Q \times BA} \quad (16) \text{ y entrando con}$$

(15) en (16)

$$SA = \frac{PG}{BA} \cdot \frac{6 + 0,36 \cdot Q}{Q} \quad (17)$$

y a partir de aquí se calcula el peso del perfil PG, por

$$PG = \frac{BA \times SA \cdot Q}{6 + 0,36 \cdot Q} \quad (18)$$

y el espaciado entre los arcos cedentes por

$$BA = \frac{PG}{SA} \cdot \frac{6 + 0,36 \cdot Q}{Q} \quad (19)$$

En la figura N° 14 se muestra un monograma para utilizar las expresiones anteriores en el diseño del adomado con arcos cedentes.

### 3.3.2.- Dimensionado del adomado en galerías de yacimientos inclinados.

Hemos expuesto al tratar sobre las vías de progreso de las clasificaciones geomecánicas que el INSTITUTO GEOLOGICO Y MINERO DE ESPAÑA está patrocinando un importante trabajo de investigación que tiene como objetivo establecer unas reglas de diseño del adomado en las galerías de la Hullera del Nalón de HUNOSA que están trazadas en un racimiento de capas muy inclinadas.

Después de un año de trabajo de campo se han caracterizado 187 galerías lo cual ha permitido definir una nueva clasificación -- geomecánica que permite establecer un índice denominado IGME 82.

El análisis estadístico ha permitido relacionar la deformación de las galerías con la densidad de sostenimiento y el índice -- IGME 82 mediante la expresión

$$\ln C = 4.2614 - 0.032 S.A. - 0.0167 \cdot IGME\ 82 \quad (20)$$

Donde

C = Convergencia de la sección expresada en % de la sección inicial.

S.A. = densidad de sostenimiento expresado en

$$\frac{\text{Kg de acero}}{\text{m}^3 \text{ excavado}}$$

IGME 82 = índice de calidad del frente de la galería.

Ni no existe ademado, D = 0, y el frente tiene el peor índice posible de calidad, -- IGME 82 = 0, la convergencia de la sección es del 70,9% que no es admisible. Para un terreno de calidad normal, IGME 82 = 50, y una densidad de ademado de 12 Kg/m<sup>3</sup> la reducción de sección es del 20,9% que es aceptable.

Si en esas condiciones se duplica el ademado, SA = 24 Kg/m<sup>3</sup>, la reducción de sección es del

$$14,2\%$$

y si se triplica

$$SA = 36 \text{ Kg/m}^2$$

se llega a una reducción de sección del

$$9,72\%$$

Facilmente se comprueba que por muy -- fuerte que sea el ademado no es posible evitar una cierta reducción de sección lo cual está de acuerdo con la practica habitual y los conocimientos sobre el ademado en Minería.

Conforme se ha ilustrado la expresión (20) puede emplearse para calcular el ademado de las galerías de explotación en yacimientos similares al de HUMOSA y en -- otros que difieran sustancialmente de las condiciones de éste será necesario rehacer la investigación desarrollada siguiendo la misma metodología.

### 3.- DIMENSIONADO DE UN ADEMADO EN LOS FRENTES

El comportamiento de un tajo considerado como una estructura resistente es completamente distinto al de las galerías. Por un lado el tajo es una estructura dinámica pues cambia de posición todos los días, mientras que las galerías son estructuras estáticas. Por otro lado mientras que las galerías deben tener una estabilidad garantizada, es decir hay que trabajar con coeficientes de seguridad superior a 1, en los tajos el coeficiente de seguridad debe ser prácticamente 1. Esto queda ilustrado perfectamente en la figura 16, donde se muestra la calle de trabajo de un tajo que debe ofrecer seguridad total ante el peso de las personas y el trabajo de las máquinas y en la figura 17 se puede apreciar la zona detrás del ademado del tajo en donde se debe producir espontáneamente el hundimiento del techo para que la marcha del tajo se desarrolle sin problemas.

Para poder comprender el papel que desempeña el ademado en los tajos es necesario comprender la distribución de tensiones alrededor de los tajos.

#### 3.1.- DISTRIBUCION DE PRESIONES ALREDEDOR DE LOS FRENTES

Los fenómenos de rotura de rocas son habituales en minería y, particularmente, en el método de explotación por tajo largo son esenciales para que el método se desarrolle con éxito; pero, en estos casos, estos movimientos de rotura deben

producirse de forma regular para que no se vean afectadas la propia calle de trabajo y las galerías del tajo.

Se sabe, que la creación de cualquier hueco en el interior modifica el reparto de tensiones previamente existente. Respecto a la distribución de presiones alrededor de un tajo largo, en marcha de régimen, podemos distinguir las tres zonas que se indican en la figura N° 18. A una cierta distancia por delante del frente del tajo, unos 50 m, y por detrás a unos 200 m. la distribución de tensiones es la misma que tenía el macizo virgen.

En estas zonas, marcadas con A en la figura N° 19 los efectos del tajo no son perceptibles. En la zona B, situada por delante del frente del tajo, los terrenos se hallan sometidos a una tensión que es superior a la que existía en el macizo virgen. Esta zona se caracteriza por el pico de presión que se crea, cuyo valor oscila entre 2 y 8 veces la presión existente a una distancia de 10 a 5 m del frente del tajo, según las características geomecánicas de la capa a explotar. Teóricamente se demuestra que la posición del máximo de presión, coincide con el límite entre los terrenos que se comportan elásticamente y los que se han plastificado.

Inmediatamente detrás de la zona de sobrepresión se crea una zona descomprimida que incluye la parte de macizo a arrancar próxima al frente, la calle de trabajo y la zona detrás del taller, en la que el hundimiento natural del techo o el

relleno que coloca, sufren un proceso de compactación hasta alcanzar el valor de la tensión que existía en el macizo virgen.

La onda de sobrepresión que precede a los tajos largos -- actúa sobre los terrenos circundantes produciendo una fisuración previa de acuerdo con las teorías de LABASE (1969) lo cual favorece el proceso de hundimiento detrás del tajo y permite que se produzca la transmisión del hueco, creado por el avance del tajo, hasta la superficie, tal como se recoge en la figura nº 18.

Es necesario destacar que, aún en el caso de que el tajo tenga una progresión constante, los movimientos de los terrenos nunca son continuos. Esto es debido a que en realidad el movimiento de los estratos no es un fenómeno elástico sino que se produce por el deslizamiento de los bloques de roca a lo largo de las discontinuidades naturales y de las creadas por la onda de sobrepresión. Estos deslizamientos son muy lentos ya que están frenados por las grandes fuerzas de rozamiento que se crean debido al fenómeno de dilatación del macizo. Un deslizamiento dado podrá iniciarse cuando la resultante de las fuerzas exteriores en una fisura sobrepase la resistencia que ofrece el rozamiento a lo largo de ella. Pero en cuanto se inician el deslizamiento los coeficientes de rozamiento dinámicos reemplazan a los estáticos y, como los dinámicos son mucho menores, el movimiento se acelera y no cesa hasta que la acción de las tensiones exteriores, que disminuye notablemente con el aflojamiento de los terrenos, iguala a la reacción que ofrece

el rozamiento dinámico. En este momento vuelven a entrar en juego los coeficientes de rozamiento estáticos y el fenómeno se vuelve discontinuo.

Por otro lado, hay que tener en cuenta que el sostenimiento hidráulico del tajo, por su propia concepción, trabaja de forma discontinua de tal forma que contribuye también a que el movimiento de los terrenos no sea continuo.

Teniendo en cuenta estas consideraciones la figura Nº 20, muestra la evolución del proceso de hundimiento de un tajo al avanzar éste. En primer lugar debemos definir el concepto de bajo techo que es el constituido por los terrenos cuyo hundimiento y consiguiente esponjamiento pueden rellenar el hueco creado por la explotación. De acuerdo con la práctica habitual se toma como bajo techo el espesor de estratos no superior al doble de la potencia explotada. Los estratos no incluidos en el bajo techo integran el alto techo.

En marcha normal el bajo techo suele hundirse al avanzar la entibación del tajo cuando existe un voladizo de longitud constante Fig. 20 B. El relleno natural que ocupa el vacío creado tiene una gran cantidad de huecos y por eso, al avanzar la explotación sufre un fenómeno de compactación provocado por el peso de los terrenos del alto techo que se fracturan para transmitir el hueco creado hasta la superficie. Los estratos del alto techo se rompen, de acuerdo con lo antes expuesto, de una forma periódica cuando se alcanza un voladizo de longitud

1<sub>v</sub>. Produciéndose un golpe de techo que no tiene mayores consecuencias si el sostenimiento del tajo está bien dimensionado.

3.2.- CALCULO DE ADEMADO DE UN FRENTE

Ya hemos visto que en un tajo largo la calle de trabajo, que es el lugar ocupado por el ademado, está prácticamente libre de tensiones. Esto hace posible el trabajo del ademado de un tajo que debe soportar la fuerza necesaria para garantizar el equilibrio. Para calcular la fuerza que debe ejercer el ademado la teoría de mayor aceptación es la debida a JACOBI (1976) que exponemos a continuación.

3.2.1.- Teoría de JACOBI

La hipótesis de partida de la teoría de JACOBI es que el ademado de un tajo debe ejercer el esfuerzo necesario para soportar los terrenos del tajo techo que al hundirse y expandirse deben autorrellenar el hueco producido por la explotación.

Si M es la potencia de la capa explotada y f es el coeficiente de expansión de los terrenos del bajo techo; la altura de techo que deberá hundirse será :

$$h = \frac{M}{(f-1)} \quad (21)$$

Si el peso específico de los terrenos del bajo techo es  $\gamma$  ( $\frac{MP}{m^3}$ ) el peso de los terrenos que van a hundirse vale

$$A = \frac{M}{(f-1)} \cdot \gamma \cdot K \quad (22)$$

Siendo K un coeficiente de seguridad y A está dada en ( $\frac{MP}{m^2}$ ). Si tomamos como valores normales

$$f = 1,5 \quad K = 1,6 \quad \gamma = 2,5 \frac{MP}{m^3} \text{ resulta}$$

$$A = \frac{M}{(1,5-1)} \cdot 2,5 \cdot 1,6 = 8 M \left[ \frac{MP}{m^2} \right] \quad (23)$$

3.2.2.- CONCECCION POR EFECTO DE LA PENDIENTE

Por efecto de la pendiente la componente del peso de los terrenos se descompone en dos fuerzas una paralela a la estratificación y otra normal a ella. Tal como se muestra en la fig. N° 21 es necesario considerar dos casos : que el bloque no tenga posibilidad de deslizar pendiente abajo o que pueda hacerlo.

En el primer caso el ademado del tajo debe soportar exclusivamente la componente normal perpendicular a la estratificación; es decir

$$A > G_D \quad (24)$$

Este es un caso que solo se puede dar si el hueco explotado se rellena detrás del taller lo cual lleva consigo que la resistencia del adorado pueda ser algo menor que en el caso de talleres por hundimiento. De hecho las normas alemanas, LOBA Nordrhein Westfalen, admiten para los talleres con relleno que la presión ejercida por el adorado debe cumplir

$$A > 6M \quad (25)$$

Siendo M la potencia de la capa expresada en metros y A la presión del sostenimiento expresada en  $\left\{ \frac{MP}{m^2} \right\}$

Si el bloque del techo tiene la posibilidad de deslizarse pendiente abajo en este caso, fig N° 21b, el adorado deberá soportar la componente normal a la estratificación del peso de los bloques y apretar el bloque contra el techo con una fuerza  $P_R$  que genere una fuerza de fricción

$$R = \mu \cdot P_a \quad (26)$$

de tal forma que  $R > S$ . Así pues se deberá cumplir

$$A > G_b + P_R \quad (27)$$

Según las experiencias de JACOBI en la R.F.A. en la mayoría de los hundimientos producidos en los tajos la altura de los costeros caídos es menor que la potencia de la capa, M. Tomando la potencia de la capa como la máxima altura del posible

bloque hundido, considerando un coeficiente de rozamiento  $\mu = 0,3$  y un coeficiente de seguridad  $K = 1,5$  se llega a la expresión aproximada :

$$A = \left( 3 + \frac{E}{10} \right) \cdot 1,5 \cdot M \quad (28)$$

que está representada en la fig. N° 22, siendo :

- A resistencia del sostenimiento en  $\frac{MP}{m^2}$
- E inclinación de la capa expresada en grados centesimales
- M Potencia de la capa expresada en metros.

En todos los casos el valor de A debe corresponder a la carga de colocación del adorado y no a la carga de deslizamiento; esto es debido a que la carga de deslizamiento no está garantizada en un tajo y, de hecho, solo se alcanza de forma irregular.

3.3.- OBSERVACION DE LA FRACTURACION DE LOS TERRENOS

Aunque ya hemos indicado que la mecánica de los terrenos en los tajos difiere notablemente del proceso que se sigue en las galerías; no cabe duda de que también en los tajos la fracturación natural debe producir un efecto de importancia primordial sobre la estabilidad de la explotación. Por otro lado se ha indicado que en muchos casos se produce una fisuración pre-

via, por delante del frente, cuyo efecto se suma al de la fracturación natural.

Por ello el Steinkohlebergbauverein (R.F.A.) ha puesto a punto una metodología de observación del estado de fracturación del techo de los tajos con objeto de conocer la influencia que ejercen los parámetros de la entibación, fundamentalmente su resistencia y grado de cubrición del techo.

Después de haber controlado de forma sistemática más de 300 frentes de arranque IRRESBERBER (1982) ha clasificado los problemas de estabilidad en los frentes largos en seis grupos conforme se muestra en la figura Nº 23. Aunque todos estos fenómenos producen interrupciones en el proceso productivos y son causas potenciales de accidentes los más graves por orden de importancia son :

- \* Formación de bovedas en el techo (CASO 1)
- \* Rotura escalonada del techo (CASO 2)
- \* Ataluzado del frente de carbón (CASO 3)

El corrimiento del techo hacia la zona explotada (CASO 3) es típico de las capas sometidas a grandes presiones por delante del frente de arranque y exige además que los estratos del techo se puedan cortar en grandes bloques. Hoy en día, con la gran resistencia que poseen los ademes de los tajos, este fenómeno está prácticamente obsoleto.

El deslizamiento del ademado pendiente abajo (CASO 4) es un problema que solo tiene entidad si la inclinación de la capa es superior a 25° y en ese caso hay que emplear además con dispositivos de retención que resuelven totalmente el problema hasta 65°.

En cuanto al hinchamiento del muro hay que decir que fundamentalmente se produce en los terrenos de baja calidad y con presiones específicas del sostenimiento elevadas. Este problema se mitiga utilizando además con grandes bastidores al muro y, cuando es posible, disminuyendo la carga de colocación.

Vamos a analizar con más detalle los tres problemas más importantes.

### 3.3.1.- FORMACION DE BOVEDAS EN EL TECHO

Las bovedas en el techo pueden clasificarse según el lugar donde se produzcan de acuerdo con la figura Nº 24 donde se indican las causas que lo producen.

Si los hundimientos aparecen por delante del ademado las soluciones a adoptar pueden ser :

- \* Disminución de la distancia no sostenida
- \* Avance rápido del ademado
- \* Aumento de la presión del ademado

El efecto de la disminución de la distancia no sostenida sobre los hundimientos está totalmente aclarado en la fig. N° 25 donde se muestra la relación existente, en las capas ANNA y DICKEBANK del Ruhr, entre la distancia del adomado al frente del carbón y la superficie hundida del techo. En estos dos casos si la distancia al frente de carbón era de 1 m los hundimientos suponían el 20% y 27% respectivamente mientras que si se reduce esta distancia a 28 cm los hundimientos bajan al 7% y 8%.

El aumento de la resistencia del sostenimiento tiene un efecto beneficioso pero limitado ya que como se muestra en la fig. N° 26 por mucho que se aumente la resistencia del sostenimiento es muy difícil eliminar las caídas de bloques de menos de 50 cm.

Cuando los hundimientos se producen justo encima del adomado la única solución que parece eficaz es efectuar el desplazamiento sin quitar totalmente la presión del adomado.

Si el hundimiento se propaga desde el adomado hasta el frente de carbón la única solución que ahora parece eficaz consiste en utilizar relleno para controlar el techo en la zona deshullada.

29.-

### 1.3.2.- ROTURA ESCALONADA DEL TECHO

La rotura escalonada del techo es un fenómeno típico que indica una portancia insuficiente del adomado.

Para evitarlo IRRESBERGER (1982) propone los siguientes límites :

PRESIÓN DE LOS TERRENOS	TIPO DE TECHO	PRESIÓN NECESARIA EN EL SOSTENIMIENTO
$< 40 \text{ KN/m}^2$	Arenisca o pizarra fuerte	$> 400 \text{ KN/m}^2 (40 \text{ t/m}^2)$
$> 40 \text{ KN/m}^2$		$> 300 \text{ KN/m}^2 (30 \text{ t/m}^2)$
$< 80 \text{ KN/m}^2$	Pizarra arcillosa.	$> 300 \text{ KN/m}^2 (30 \text{ t/m}^2)$

Estas presiones son totalmente accesibles con los modernos adomes que hoy están disponibles. Sin embargo es preciso resaltar que las cifras dadas por IRRESBERGER son del orden de 2 a 3 veces superiores que las que proporciona la teoría de JACOBI que hoy está, de hecho, totalmente superada por condiciones posiblemente ajenas al puro soporte del techo y relacionados con la mayor profundidad de las explotaciones y con las actuales exigencias de productividad.



3.3.3.- ATALUZADO DEL FRENTE DE CARBON

El ataluzado del frente de carbón es un problema que está ligado con la potencia de la capa a explotar, como se pone de manifiesto en la fig. N° 27, ya que manteniendo practicamente constante la distancia del ademado al frente el ataluzado aumenta notablemente a medida que aumenta la potencia de la capa explotada.

La mejor solución para evitar este problema, que es grave en las capas de potencia superior a 2,5 m, consiste en equipar a los ademes con un escudo que pueda proporcionar un empuje -- adecuado en la parte alta de la capa. Fig. N° 28. En casos extremos da un excelente resultado la inyección del frente de -- carbón con Poly-uretanos conforme se muestra en la figura N° 29.

3.4.- TENDENCIAS ACTUALES DEL ADEMADO DE TAJOS

Como hemos visto hasta ahora la mayor parte de los problemas de estabilidad en los tajos se minimizan cubriendo la mayor parte posible del techo en la calle de trabajo, desplazando lo antes posible el ademado y, por último, disponiendo de un ademado lo mas resistente posible.

Estas tres han sido las directrices que ha presidido la evolución de los ademes marchantes en los últimos años, CARRASCO et Al. (1.977).

De los primitivos ademes marchantes de cuadros gemelos, fig. N° 30, y pilas monoblock, fig, 31, se pasó a los primeros escudos que ya supusieron un notable avance, fig. N° 32, pese a los problemas de estabilidad y falta de portancia.

Hoy las pilas escudo han resuelto todos los problemas -- fundamentalmente el de la autoestabilidad, fig. N° 33, y con ellas se logra resolver todos los problemas del ademado en -- tajos llegando a lograr frentes con producciones superiores a 5000 t/día.

4.- CONCLUSIONES

En el estado actual de conocimientos existen teorías para calcular el ademado, tanto galería como para tajos, basadas en los métodos clásicos de resistencia de materiales. No obstante habida cuenta de la heterogeneidad de los terrenos que rodean a las galerías y tajos estos métodos no son sino una aproximación a la realidad. Como alternativa aparecen el método de los elementos finitos que es muy potente y valido, si los datos de partida son fiables, y los métodos empiricos que tienen en cuenta la interacción entre la roca y el ademe.

5.- BIBLIOGRAFIA

CARRASCO GALAN, J.; CELADA TANAMES, B.; VALCARCE GARCIA, A.

Prospectiva del sostenimiento autodesplazable.

Canteras y explotaciones, Dic. 1977.

CELADA TANAMES, B.

Determinación de un sistema de control sobre la eficacia del bulonaje en galerías.

E.T.S. de Ingenieros de Minas de Oviedo. Tesis Doctoral, 1980.

DUDEK, J.

Contribution a l'etude de la portance d'un soutènement par bou lonnage a la resine a partir de mesures dans les mines et sur maquetes.

Studia Geotechnica VIII, pag. 1-21, 1.978.

GROTOWSKY, U.

Nouvelles techniques de soutènement en voie

6<sup>ème</sup> Conference Internationale sur les pressions des terrains.

Banff, Canadá 1.977.

IRRESBERGER, H.

Problemas del control de rocas con sostenimiento desplazable en estratificaciones horizontales y muy pendientes.

IV Curso de Mecánica de Rocas aplicada a la Minería.

Fundación Gómez-Pardo, Oviedo, Marzo 1.982.

JACOBI, O.

Praxis der Gebirgsbeherrschung

Verlag Gluckauf, Essen 1.976

KAMMER, W

Der erforderliche Stahlanfand

fur Strecken mit Gleitbogenausban

Gluckauf, Vol 117 (1.981), N° 15, pg. 933-934

PENCHE GARCIA, M.

Sostenimientos convencionales en galerías

IV Curso de Mecánica de Rocas aplicada a la Minería

Fundación Gómez-Pardo, Oviedo 1.982.

SCHWARTZ, B.

Etude des mouvements des epontes dans les exploitations minières.

Revue de L'Industrie Minerale, Mayo 1.960.

SCHWARTZ, B.; CHAMON, C.; DECOMTS, J.; VIALLET, F.

Previsions des convergences dans les voies influencees par les tailles qu'elles desservent.

Revue de L'Industrie Minerale, Septiembre 1.962.

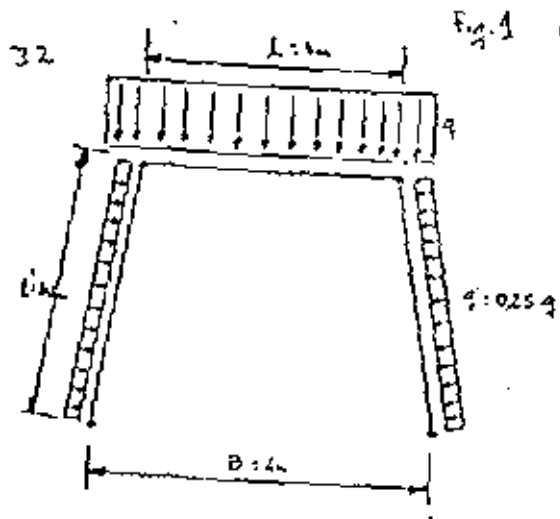


Fig. 1 GALERIAS TRAPEZOIDALES

Presión de los lavanos:  $p = \frac{3}{4} \cdot R \cdot \gamma$

R: ancho de la galería (3m)  
 $\gamma$ : peso específico ( $2.5 \frac{kg}{cm^3}$ )

$$p = \frac{3}{4} \cdot 400 \text{ cm} \cdot 2.5 \cdot 10^3 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} = 0.75 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Presión sobre el perfil:  $q = p \cdot d$

p: presión de los lavanos  
d: distancia entre adiciones (60cm)

$$q = 0.75 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 60 \text{ cm} = 45 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

$$q' = 0.25 \cdot q = 11.25 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

Tensión máxima admisible en el perfil:

$$\sigma_{max} = 1.5 \cdot \sigma_e$$

$$\sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

PIEZA INDETERMINADA (viga biarticulada)

Momento máximo  $M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{45 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} (300)^2 \text{ cm}^2}{8} = 506.250 \text{ cm} \cdot \text{kg}$

Como  $\sigma_{max} = \frac{M_{max}}{W_{xx}}$   $W_{xx} = \frac{M_{max}}{\sigma_{max}} = \frac{506.250 \text{ cm} \cdot \text{kg}}{1.5 \cdot 2400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 140.6 \text{ cm}^3$

Se puede elegir un canal de  $36 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$  ( $W_{xx} = 140 \text{ cm}^3$ ) o un perfil I 180 ( $W_{xx} = 161 \text{ cm}^3$ );  
 superiores al último por un menor peso,  $21.9 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$ .

RES DERECHOS (Se considera viga biarticulada sometida a compresión axial y flexión lateral)

\* Compresión axial  $\sigma_c = \frac{R \cdot W}{S}$

$$\sigma_c = \frac{6.750 \text{ kg} \cdot 1.15}{27.9 \text{ cm}^2} = 278.2 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

R: reacción vertical =  $q \cdot \frac{l}{2} = 45 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} \cdot 300 \text{ cm} \cdot \frac{1}{2} = 6.750 \text{ kg}$

W: coeficiente de ponderación, dada en función de la esbeltez  $\lambda = \frac{l}{i_x}$  que para I 180 y  $l = 3.05 \text{ m}$  vale

$$\lambda = \frac{305 \text{ cm}}{7.2 \text{ cm}} = 42.36 \text{ y en la fig 30 se tiene } w = 1.15$$

S: sección resistente del perfil, para I 180 =  $27.9 \text{ cm}^2$

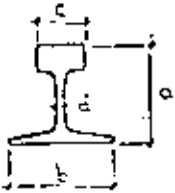
\* Tensión lateral

$$\sigma_f = \frac{M_{max}}{W_{yy}} ; M_{max} = \frac{q' \cdot l^2}{8} = \frac{11.25 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} \cdot (305)^2 \text{ cm}^2}{8} = 130.816.4 \text{ cm} \cdot \text{kg}$$

$$\sigma_f = \frac{130.816.4 \text{ cm} \cdot \text{kg}}{161 \text{ cm}^3} = 812.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

La tensión total es  $\sigma = 278.2 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} + 812.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 1090.7 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 1.5 \cdot 2400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  [CUMPLE]

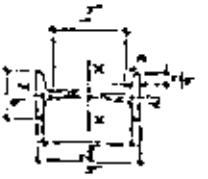
CARRILES



20

Distancias en M.	Distancias en M.				Temp. $^{\circ}$ C	Vapores $\frac{W}{W_0}$	OBSERVACIONES
	a	b	c	d			
50	5	5	5	5	5	Unificado exp.	
55	5	5	5	5	5	Unificado exp.	
60	5	5	5	5	5	Unificado exp.	
65	5	5	5	5	5	Unificado exp.	
70	5	5	5	5	5	Unificado exp.	
75	5	5	5	5	5	Unificado exp.	
80	5	5	5	5	5	Unificado exp.	
85	5	5	5	5	5	Unificado exp.	
90	5	5	5	5	5	Unificado exp.	
95	5	5	5	5	5	Unificado exp.	
100	5	5	5	5	5	Unificado exp.	
105	5	5	5	5	5	Unificado exp.	
110	5	5	5	5	5	Unificado exp.	
115	5	5	5	5	5	Unificado exp.	
120	5	5	5	5	5	Unificado exp.	
125	5	5	5	5	5	Unificado exp.	
130	5	5	5	5	5	Unificado exp.	
135	5	5	5	5	5	Unificado exp.	
140	5	5	5	5	5	Unificado exp.	
145	5	5	5	5	5	Unificado exp.	
150	5	5	5	5	5	Unificado exp.	
155	5	5	5	5	5	Unificado exp.	
160	5	5	5	5	5	Unificado exp.	
165	5	5	5	5	5	Unificado exp.	
170	5	5	5	5	5	Unificado exp.	
175	5	5	5	5	5	Unificado exp.	
180	5	5	5	5	5	Unificado exp.	
185	5	5	5	5	5	Unificado exp.	
190	5	5	5	5	5	Unificado exp.	
195	5	5	5	5	5	Unificado exp.	
200	5	5	5	5	5	Unificado exp.	

Fig. 2a.- Características de algunos carriles



Para espesores de  $\beta < d$  se tomará la misma distancia  $\beta$

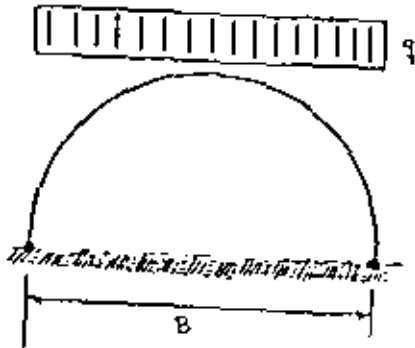


Perfil	Distancias en mm.										Temp. $^{\circ}$ C	Vapores $\frac{W}{W_0}$	OBSERVACIONES				
	a	b	c	d	e	f	g	h	i	j							
B	42	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12
10	100	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50
12	120	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60
14	140	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70	70
15	150	75	75	75	75	75	75	75	75	75	75	75	75	75	75	75	75
16	160	80	80	80	80	80	80	80	80	80	80	80	80	80	80	80	80
18	180	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90	90
20	200	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
22	220	110	110	110	110	110	110	110	110	110	110	110	110	110	110	110	110
24	240	120	120	120	120	120	120	120	120	120	120	120	120	120	120	120	120
26	260	130	130	130	130	130	130	130	130	130	130	130	130	130	130	130	130
28	280	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140	140
30	300	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150	150
32	320	160	160	160	160	160	160	160	160	160	160	160	160	160	160	160	160
34	340	170	170	170	170	170	170	170	170	170	170	170	170	170	170	170	170
36	360	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180
38	380	190	190	190	190	190	190	190	190	190	190	190	190	190	190	190	190
40	400	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200	200
42	420	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210
44	440	220	220	220	220	220	220	220	220	220	220	220	220	220	220	220	220
46	460	230	230	230	230	230	230	230	230	230	230	230	230	230	230	230	230
48	480	240	240	240	240	240	240	240	240	240	240	240	240	240	240	240	240
50	500	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250

Fig. 2b.- Características de algunos carriles con doble T

$\lambda$	$\lambda +$									$\lambda$	
	0	1	2	3	4	5	6	7	8		9
20	1,04	1,04	1,04	1,05	1,05	1,06	1,06	1,07	1,07	1,08	20
30	1,08	1,09	1,09	1,10	1,10	1,11	1,11	1,12	1,13	1,13	30
40	1,14	1,14	1,15	1,16	1,16	1,17	1,18	1,19	1,19	1,20	40
50	1,21	1,22	1,23	1,23	1,24	1,25	1,26	1,27	1,28	1,29	50
60	1,30	1,31	1,32	1,33	1,34	1,35	1,36	1,37	1,39	1,40	60
70	1,41	1,42	1,44	1,45	1,46	1,48	1,49	1,50	1,52	1,53	70
80	1,55	1,56	1,58	1,59	1,61	1,62	1,64	1,66	1,68	1,69	80
90	1,71	1,73	1,74	1,76	1,78	1,80	1,82	1,84	1,86	1,88	90
100	1,90	1,92	1,94	1,96	1,98	2,00	2,02	2,05	2,07	2,09	100
110	2,11	2,14	2,16	2,18	2,21	2,23	2,27	2,31	2,35	2,39	110
120	2,43	2,47	2,51	2,55	2,60	2,64	2,68	2,72	2,77	2,81	120
130	2,85	2,90	2,94	2,99	3,03	3,08	3,12	3,17	3,22	3,26	130
140	3,31	3,36	3,41	3,45	3,50	3,55	3,60	3,65	3,70	3,75	140
150	3,80	3,85	3,90	3,95	4,00	4,06	4,11	4,16	4,22	4,27	150
160	4,32	4,38	4,43	4,49	4,54	4,60	4,65	4,71	4,77	4,82	160
170	4,88	4,94	5,00	5,05	5,11	5,17	5,23	5,29	5,35	5,41	170
180	5,47	5,53	5,59	5,66	5,72	5,78	5,84	5,91	5,97	6,03	180
190	6,10	6,16	6,23	6,29	6,36	6,42	6,49	6,55	6,62	6,69	190
200	6,75	6,82	6,89	6,96	7,03	7,10	7,17	7,24	7,31	7,38	200
210	7,45	7,52	7,59	7,66	7,73	7,81	7,88	7,95	8,03	8,10	210
220	8,17	8,25	8,32	8,40	8,47	8,55	8,63	8,70	8,78	8,86	220
230	8,93	9,01	9,09	9,17	9,25	9,33	9,41	9,49	9,57	9,65	230
240	9,73	9,81	9,89	9,97	10,05	10,14	10,22	10,30	10,39	10,47	240
250	10,55										250

Fig. 2C.- Valores del coeficiente de pandeo

Fig. N° 3 GALERIAS CIRCULARESAbundado con cuadros metálicos

Presión de los terrenos:  $p = \frac{3}{4} \cdot B \cdot \gamma$

$B$ : ancho de la galería (4m)

$\gamma$ : peso específico ( $2.5 \frac{t}{m^3}$ )

$$p = \frac{3}{4} \cdot 400 \text{ cm} \cdot 2.5 \cdot 10^{-3} \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} = 0.75 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Presión sobre el perfil

$q = p \cdot d$  ;  $p$ : presión de los terrenos ;  $d$ : distancia entre centros (60cm)

$$q = 0.75 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 60 \text{ cm} = 45 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

Tensión máxima admisible en el perfil

$\sigma_{\text{max}} = 1.5 \cdot \sigma_c$  ;  $\sigma_c = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  ; en decir  $\sigma_{\text{max}} = 1.5 \cdot 2400 = 3600 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

Cálculo del perfil

El momento flector máximo, considerando al arco verticalmente, se da en el centro de la bóveda y vale

$M_{\text{max}} = 0.09 \cdot q \cdot R^2$  siendo  $R = \frac{B}{2}$  en este caso:

$$M_{\text{max}} = 0.09 \cdot 45 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} \cdot (200)^2 \cdot \text{cm}^2 = 162.000 \text{ cm} \cdot \text{kg}$$

Como  $\sigma_{\text{max}} = \frac{M_{\text{max}}}{W_{xy}}$  resulta

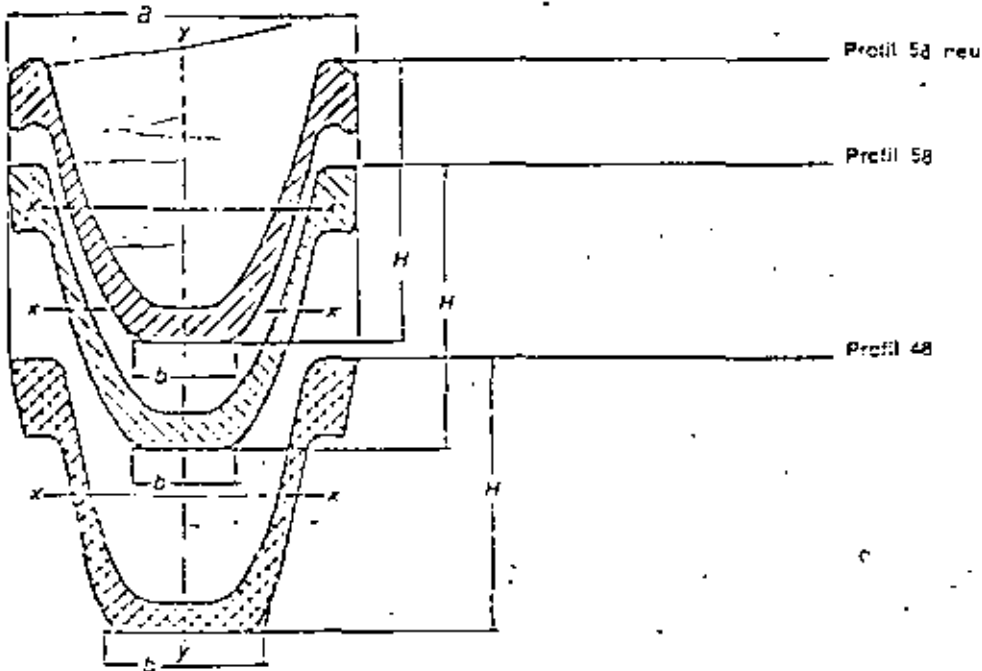
$W_{xy} = \frac{M_{\text{max}}}{\sigma_{\text{max}}}$  en decir

$$W_{xy} = \frac{162.000 \text{ cm} \cdot \text{kg}}{3600 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 45 \text{ cm}^3$$

Puede emplearse un perfil TH 21/58 de acuerdo con su fig. 3A.

## Gewichtsklassen der TH-Profile

Different types of Toussaint-Reintzmann Profiles - Différents Types des Profils TH



Nenngröße Nominal Value Valeur nominale	kg/m T/m	11 48	16 48	21 58	25 58	29 58 neu	34 58 neu	36 58 neu	40 58 neu	42 58 neu	44 58 neu
Höhe Height Hauteur	H mm	65	69	100	118	124	136,5	138	145	146,4	147,8
Breite Width Largeur	B mm b mm	58 36	58 36	124 35	135 38	150,5 44	171 50,5	171 50,5	172 50	172 50	172 50
Fläche Area of Section Surface du profil	F cm <sup>2</sup>	16	20	27	32	37	43	46	51	53	56
Gewicht Weight Poids	G kg/m	13	16	21	25	29	34	36	39,9	42	44
Trägheitsmoment Moment of inertia Moment d'inertie	<del>I<sub>x</sub> cm<sup>4</sup></del> <del>I<sub>y</sub> cm<sup>4</sup></del>	137 150	176 196	261 398	324 560	416 775	492 1255	509 1255	575 1226	597 1325	625 1524
Widerstandsmoment Moment of Resistance Couple résistant	W <sub>x</sub> cm <sup>3</sup> W <sub>y</sub> cm <sup>3</sup>	32 31	40 43	61 64	80 63	94 103	125 141	133 143	155 168	164 175	171 182
Zulassung: LDBA NR-W Admissions: Homologations:		10.511/280/63		10.511/653/63		18.24.22 I 20.73	18.24.22 II 17		18.24.22 u. 26 kg/m 58 neu für 34 kg/m 58 neu für 40, 42 u. 44 kg/m neu		

Fig. 3A.- Características de los perfiles metálicos para arcos cedentes.

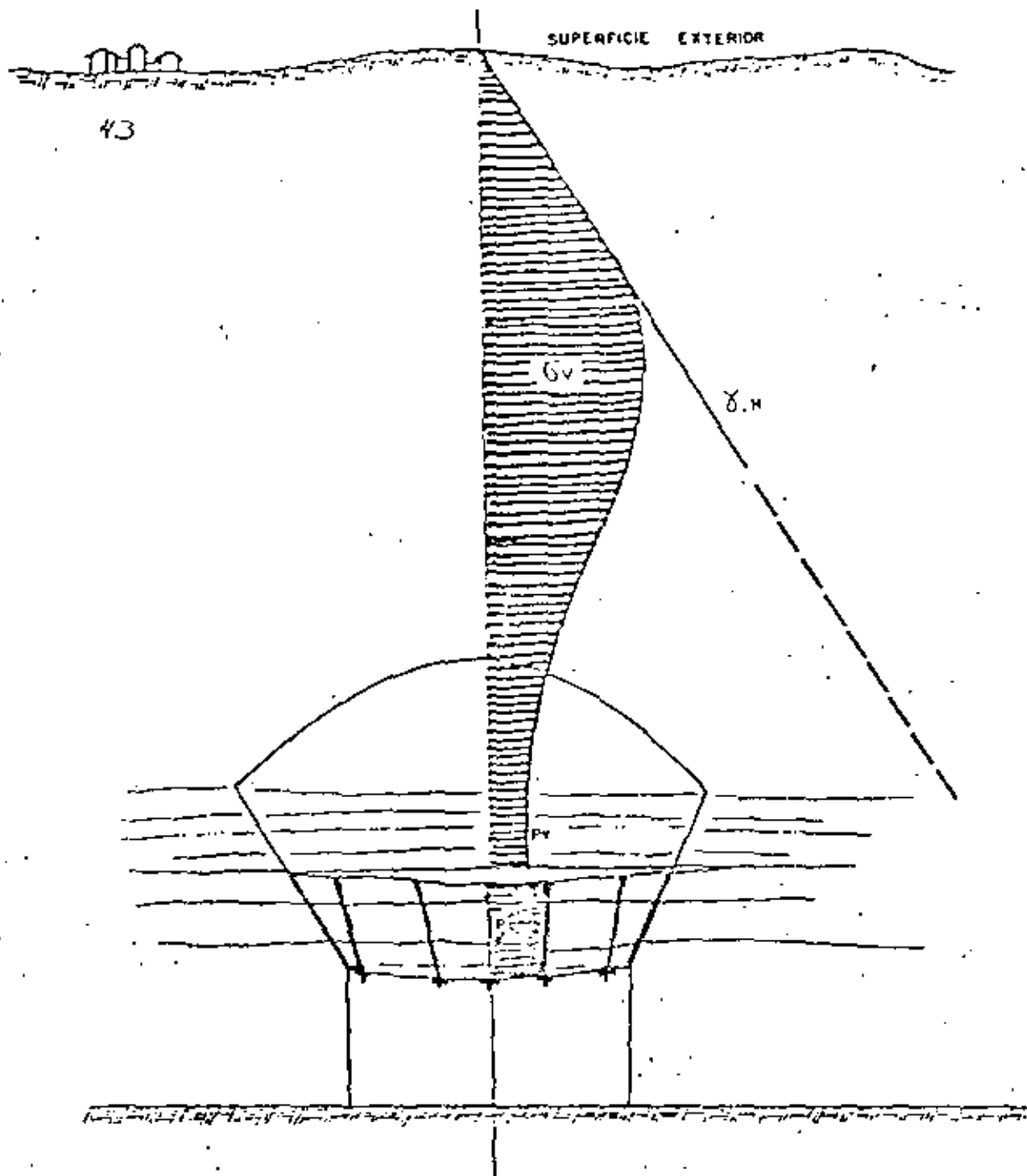
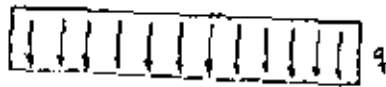
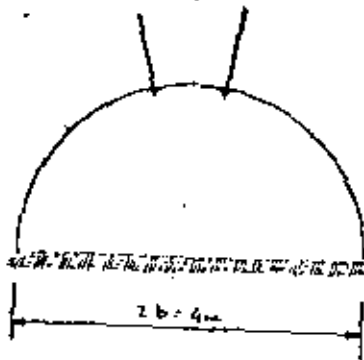


Fig. 4.- DISTRIBUCION DE TENSIONES EN EL BULONAJE SEGUN GALCZYNSKI-DUDEK





44



## Fig N°5 GALERIAS SEMICIRCULARES

Adornado con anclas

Presión de los terrenos :  $p = \frac{3}{4} \cdot B \cdot \gamma$

B = ancho de la galería (4m)

$\gamma$  = peso específico ( $2.5 \frac{t}{m^3}$ )

$$p = \frac{3}{4} \cdot 4m \cdot 2.5 \frac{t}{m^3} = 7.5 \frac{t}{m^2}$$

Como se parte de distancia entre los arcos de anclas de 1m  $q = p$ .

Según la expresión de Rankin

$$n \cdot N \cdot L = \frac{2b^2 \cdot P_0}{K \cdot f}$$

b = radio de la galería (2m)

$P_0$  = presión terrenos = p ( $7.5 \frac{t}{m^2}$ )

K = coeficiente de empenta =  $\frac{7}{1.7}$  si  $\alpha = 0.3$   $K = 0.428$

f = coeficiente de fricción

si  $\sigma_c = 50 MPa$   $f = \frac{1}{5}$

$$n \cdot N \cdot L = \frac{2 \cdot 2^2 (m^2) \cdot 7.5 \left(\frac{t}{m^2}\right)}{0.428 \cdot 5} = \underline{\underline{28.03 t}} \quad \text{por lo tanto}$$

$$n \left( \frac{\text{nº de anclas}}{m} \right) N (t) \cdot L (m) = 28.03 t.$$

Si fijamos  $L = 1.5 m$  y  $N = 10t$  el nº de anclas por metro de

galería será  $n = \frac{28.03}{1.5 \cdot 10} = 1.86 \approx \underline{\underline{2 Anclas}}$

NOTA: Se lo mantendrá la misma hipótesis de carga que en el caso de las galerías trapezoidales, pero esta hipótesis conduce a un adornado excesivamente débil. Normalmente se suele considerar al aplicar esta teoría se toma para p el 2.5% a 3.5% de  $\gamma \cdot H$ .

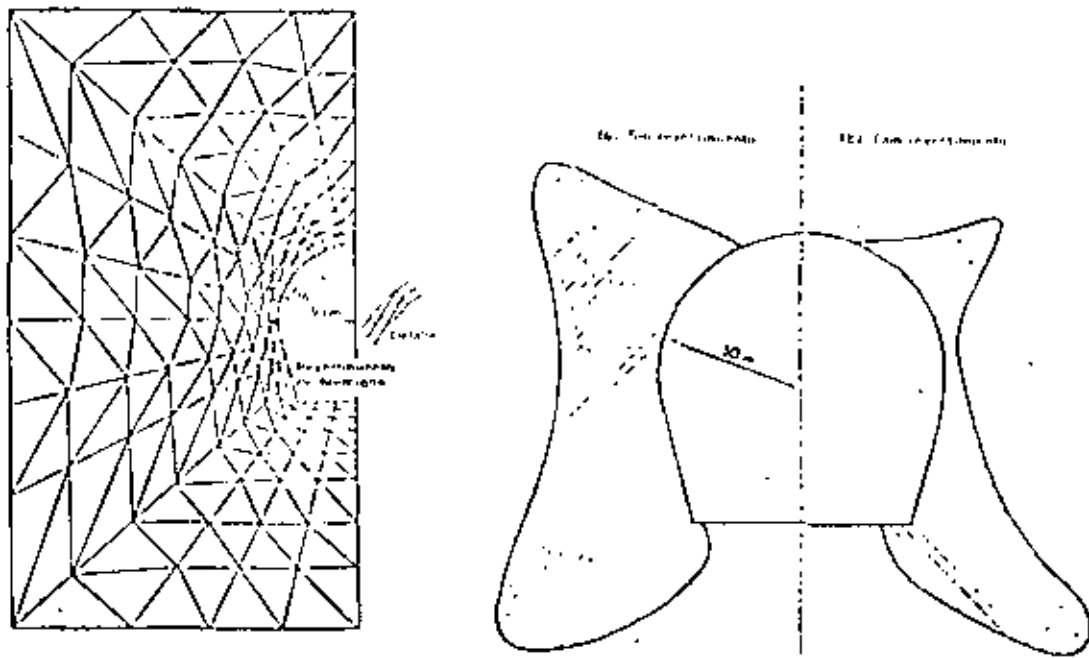
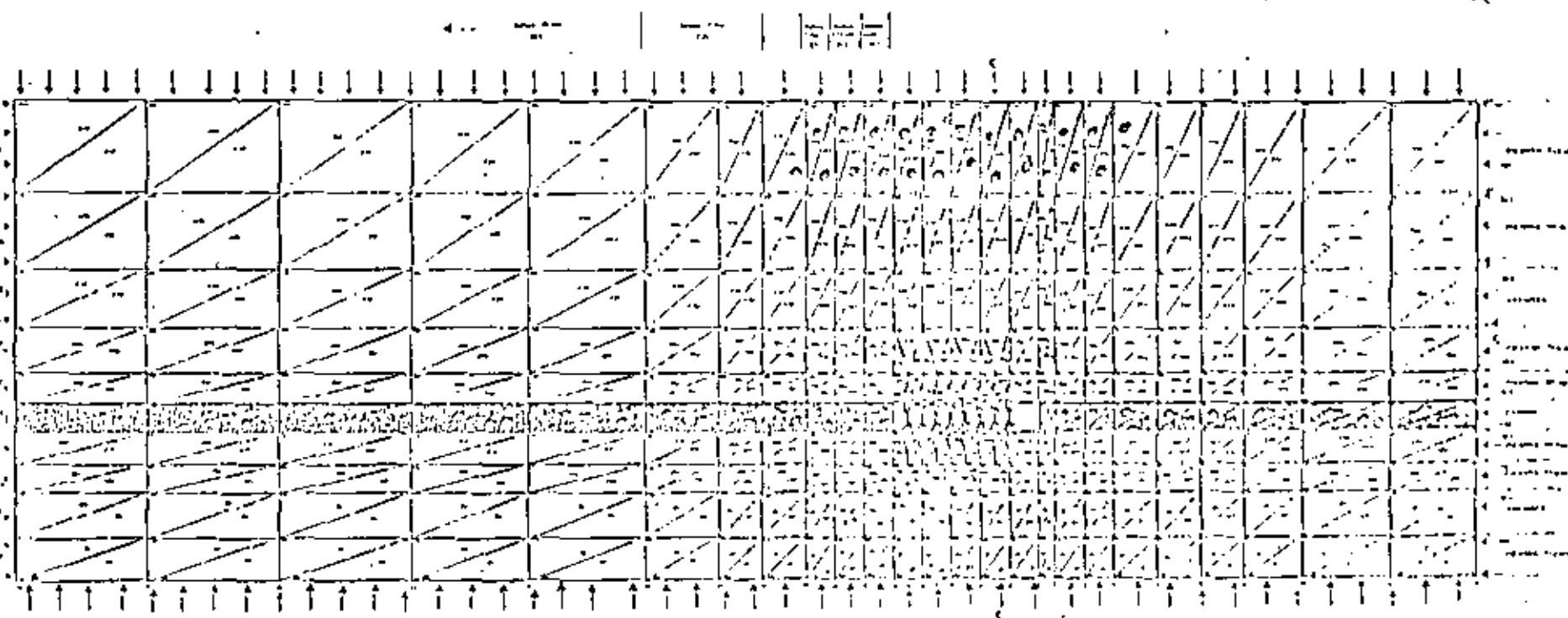


Fig. N° 6.- Ejemplo de modelización mediante elementos finitos.



• Elemento plastificado

Fig. N° 7.- Modelización de un taller en una capa de carbón mediante elementos finitos.

42

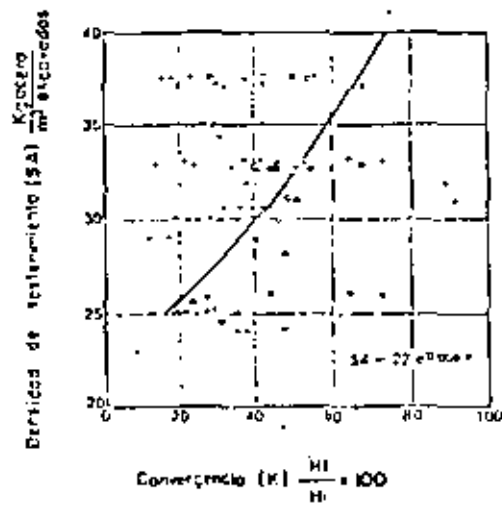


Fig. Nº 11- CORRELACION ENTRE DENSIDAD DEL SOSTENIMIENTO Y CONVERGENCIA DE UNA GALERIA.

84

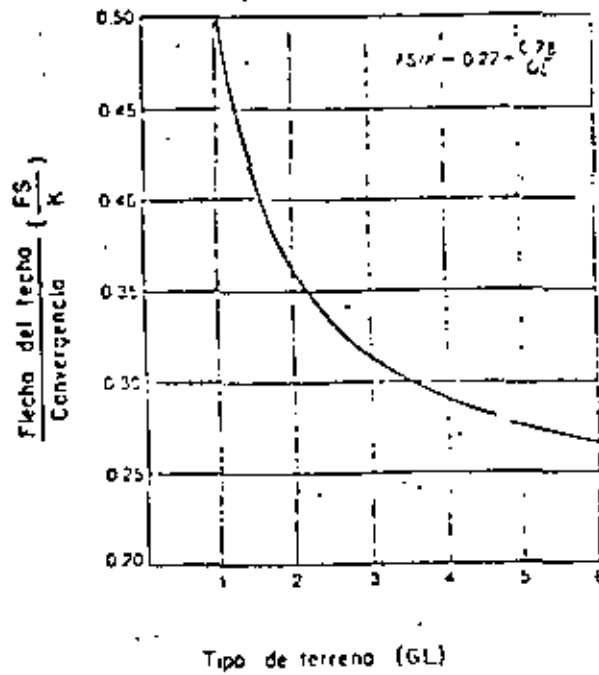


Fig. N° 12.-CORRELACION ENTRE  $\frac{\text{FLECHA DEL TECHO}}{\text{CONVERGENCIA}}$  Y TIPO DE TERRENO.

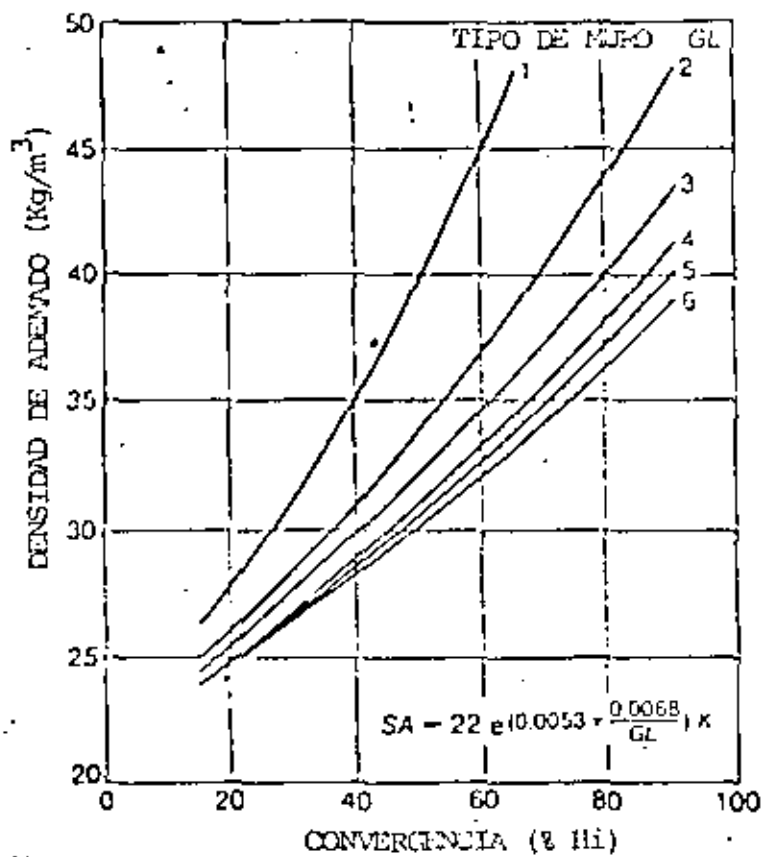


FIG. N° 13.- RELACION ENTRE LA DENSIDAD DE ADEBADO Y LA CONVERGENCIA SEGUN EL TIPO DE MURO.

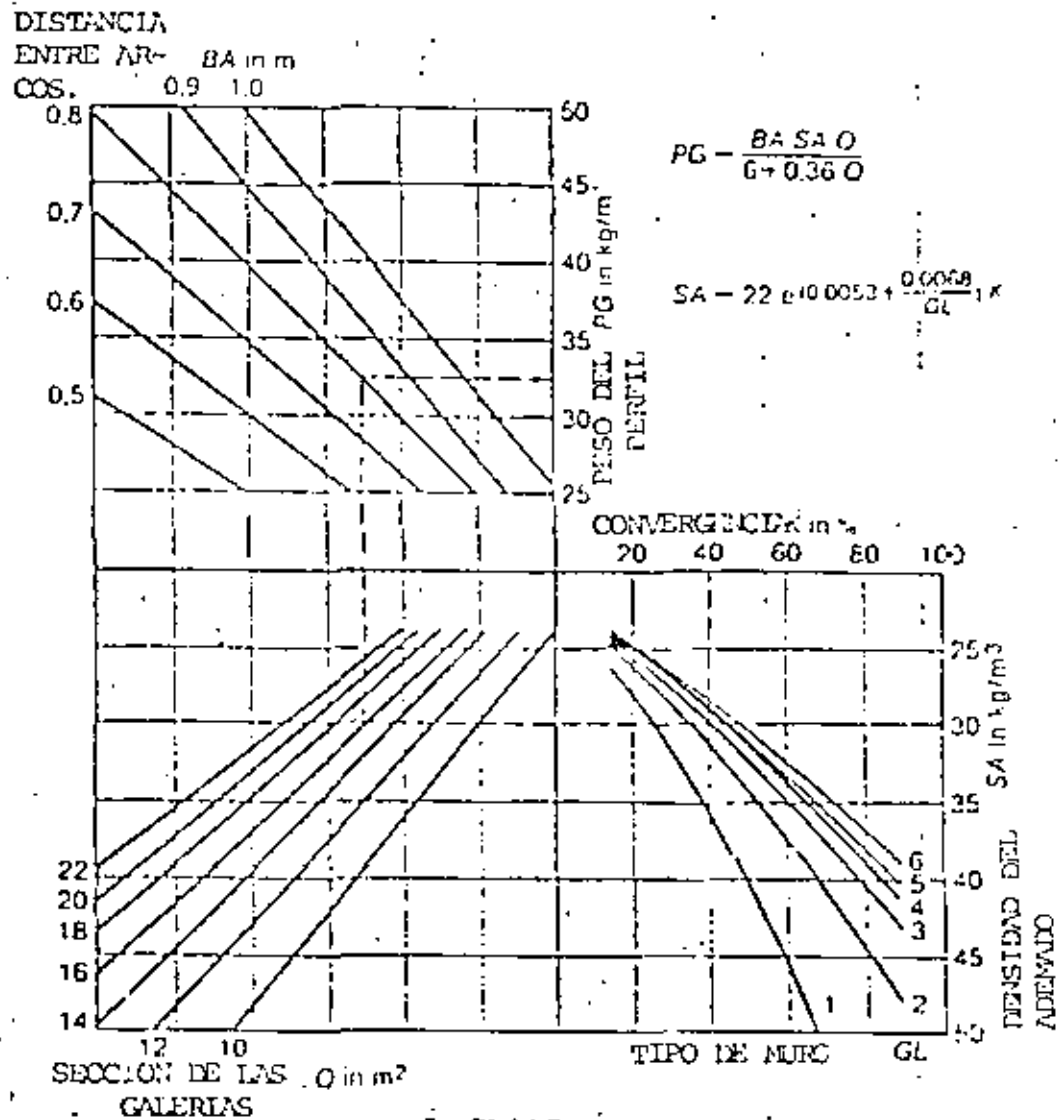


FIG. N° 14. - NOMOGRAMA PARA EL CALCULO DE ARCOS CEDENTES EN LA CUENCA DEL RUIR.

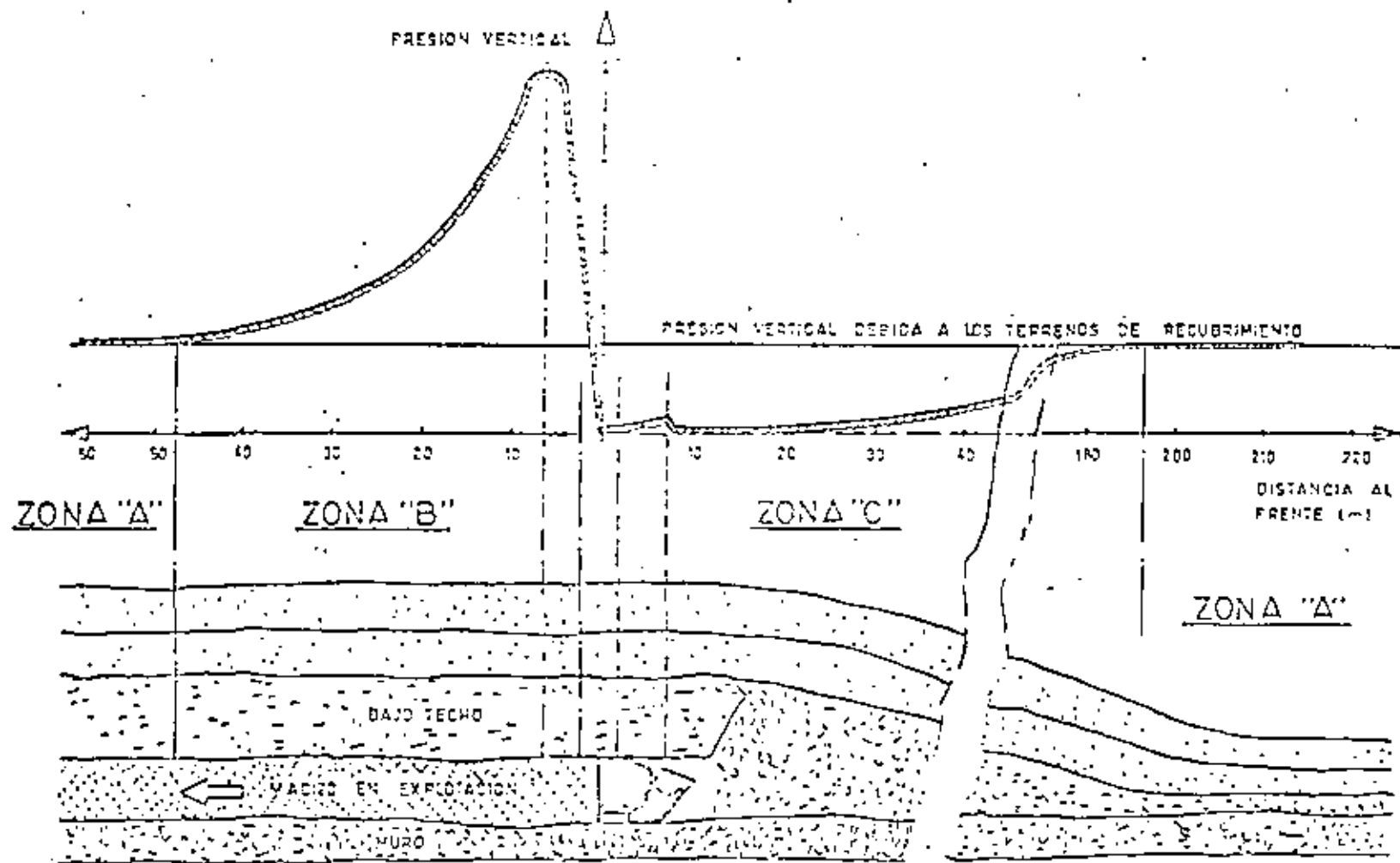
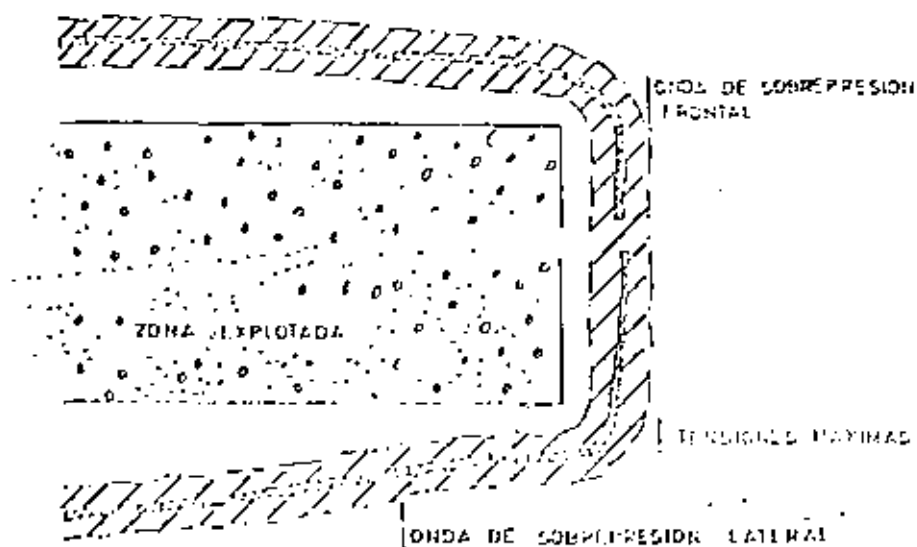


FIG. N<sup>o</sup> 18 — DISTRIBUCION DE LA PRESION VERTICAL EN UN TAJO LARGO CON HUNDIMIENTO INTEGRAL

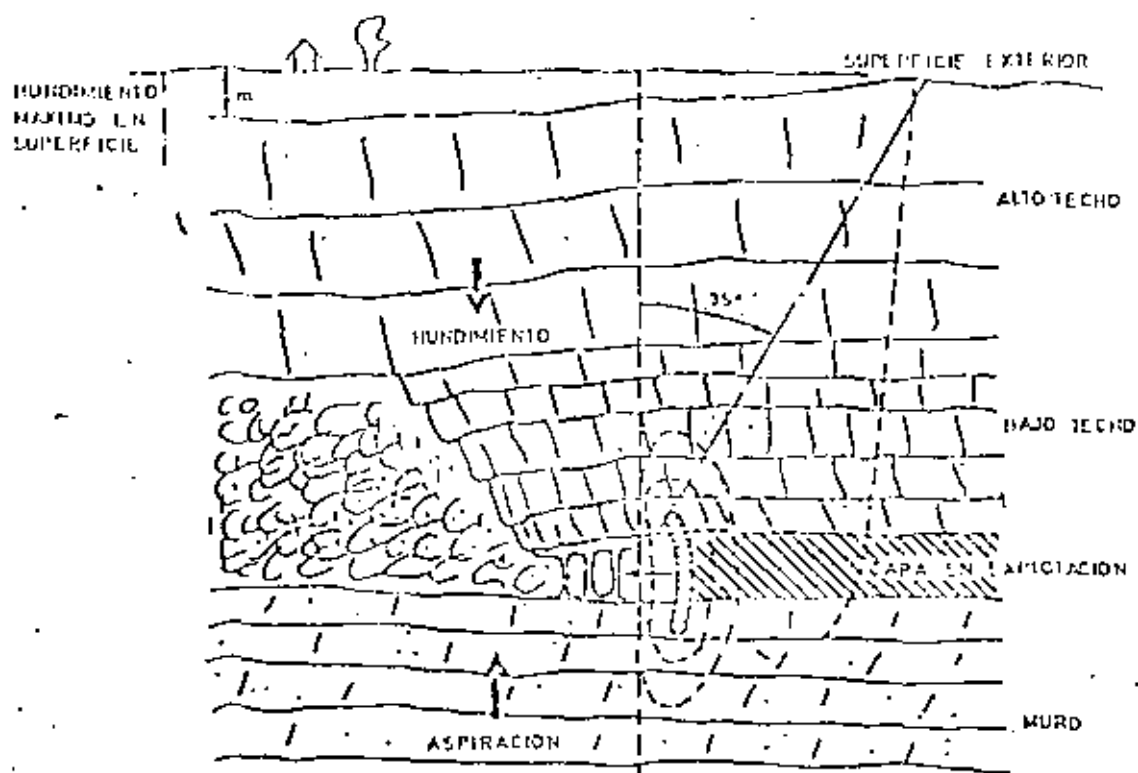


FIG. N° 19— MOVIMIENTOS DEL TERRENO INDUCIDOS  
POR LA EXPLOTACION DE UN TAJO

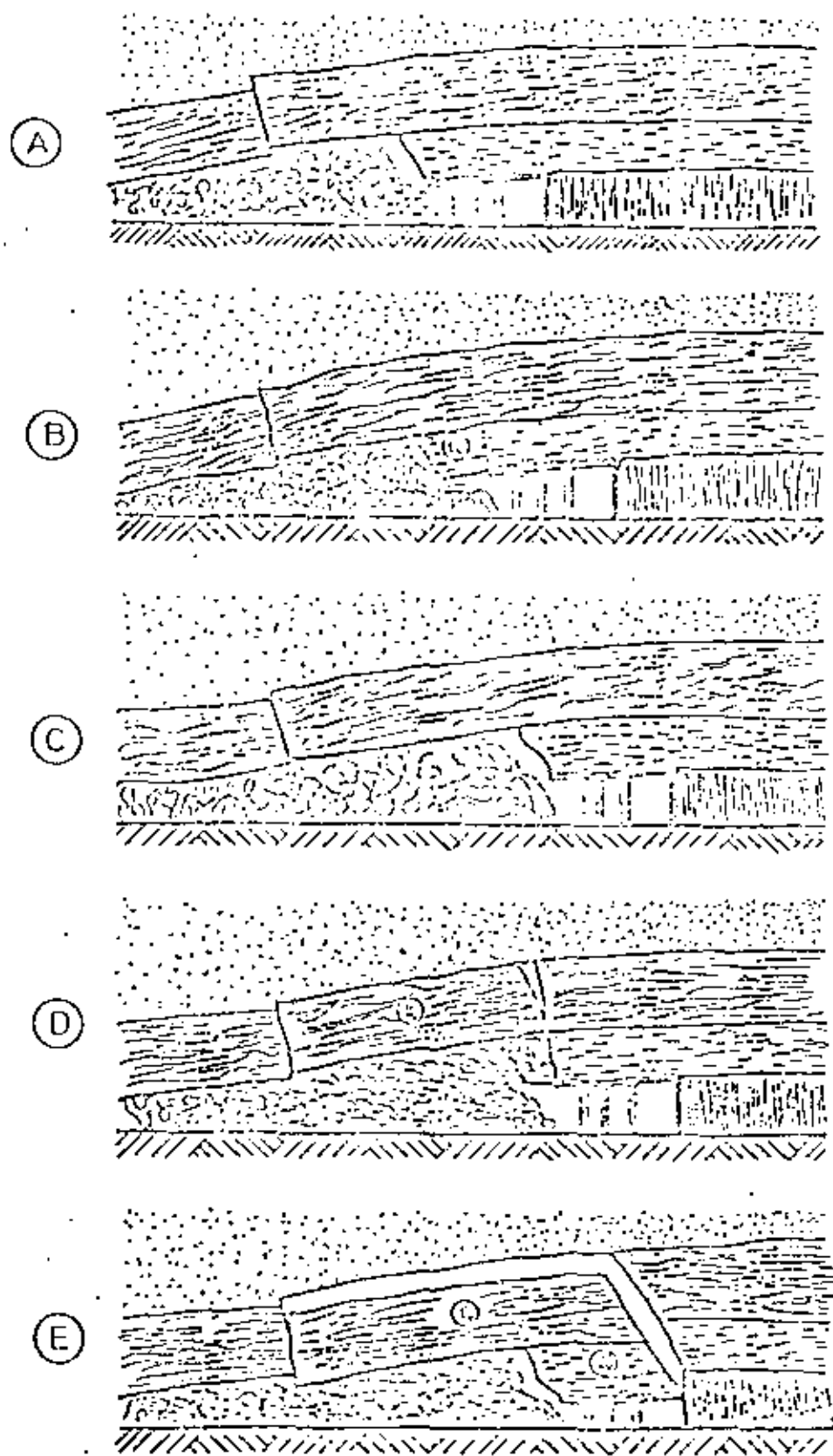
PROYECCION HORIZONTAL



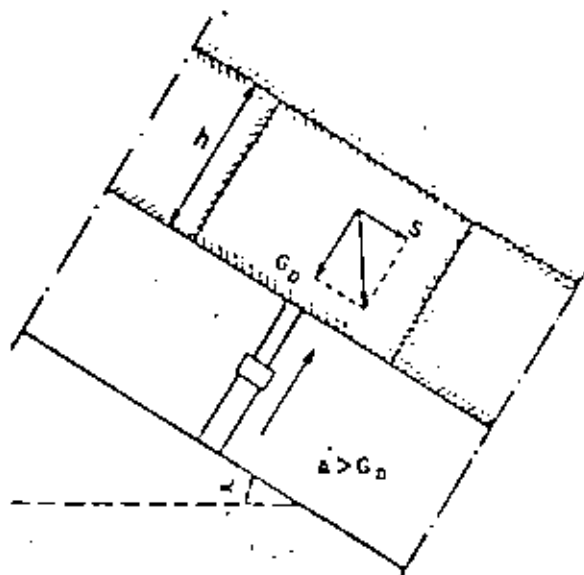
CORTE VERTICAL



54  
FIG. Nº 20 — PROCESO DE HUNDIMIENTO DE UN TAJO LARGO



a.- Taller con relleno



b.- Taller con hundimiento.

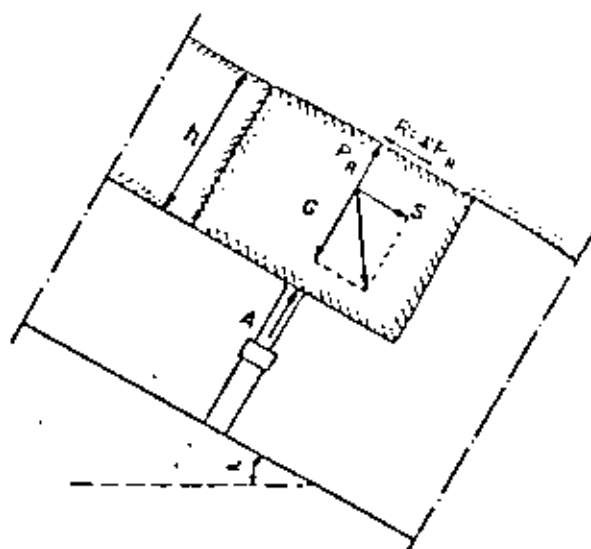


FIG. N° 21.- FUERZAS QUE ACTUAN SOBRE EL ADEMADO EN CAPAS INCLINADAS

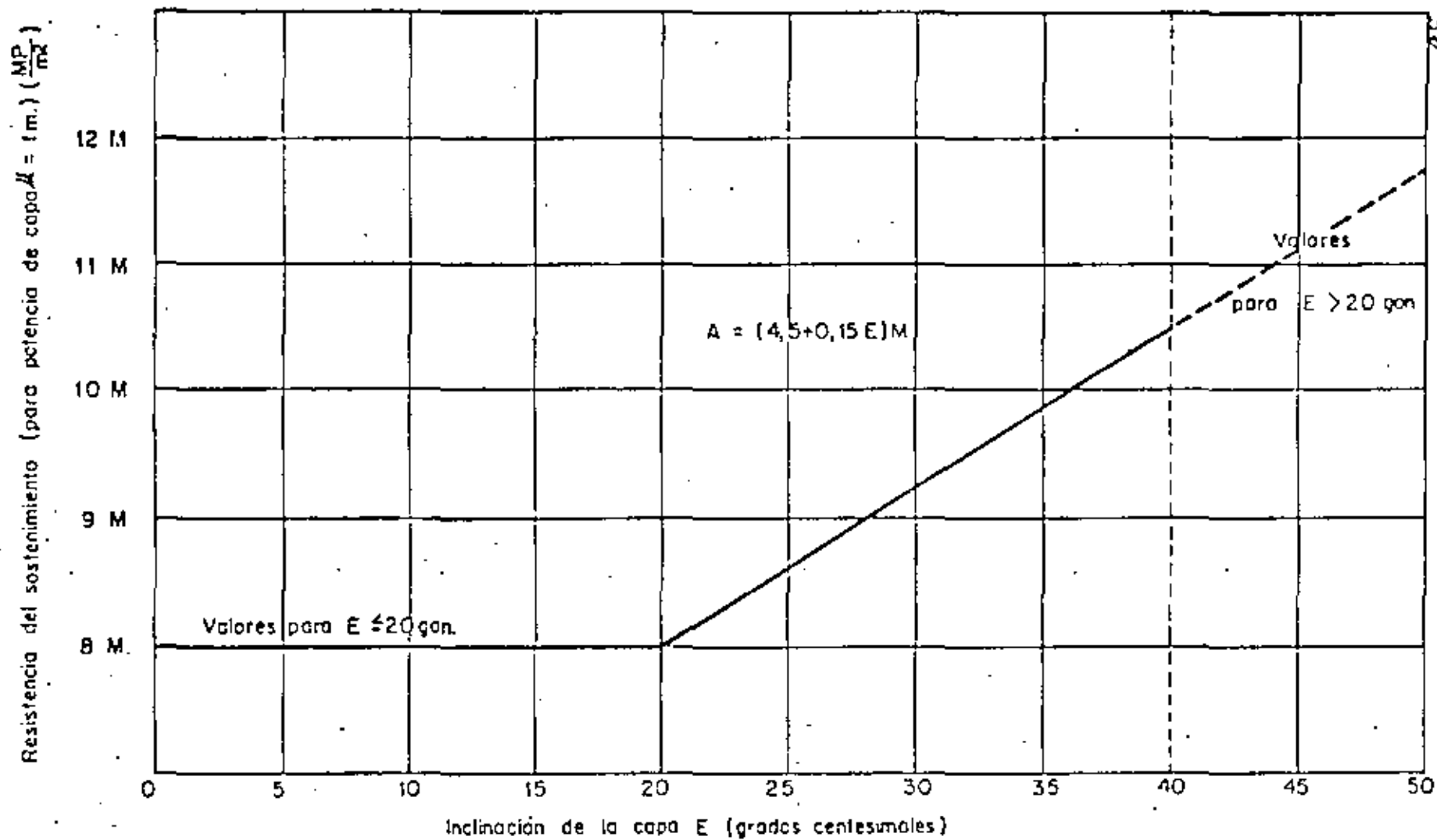
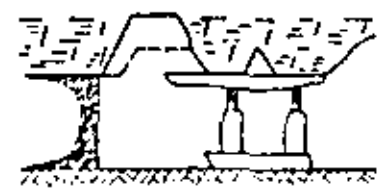


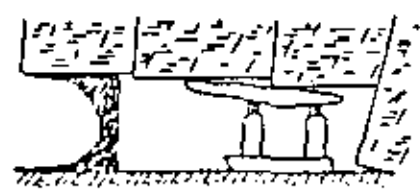
FIG. Nº 22.- RESISTENCIA DEL ADEMADO EN FUNCION DE LA INCLINACION DE LA CAPA PARA TALLERES CON HUNDIMIENTO.

1



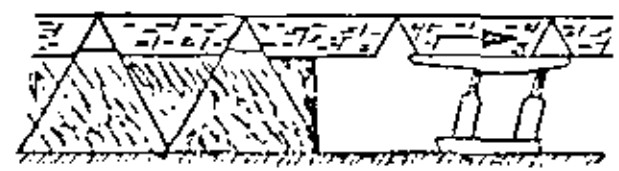
Bóvedas o "cazuelos" al techo.

2



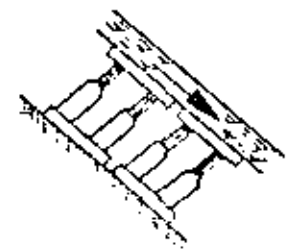
Rotura, escalonado. Convergencia.

3



Corrimiento en la dirección de avance del frente.

4



Deslizamiento según pendiente.

5



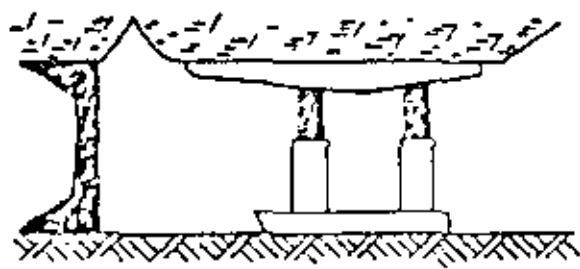
Hinchamiento con rotura del muro.

6



Formación de un talud de carbon al frente.

FIG. Nº 23.-EFECTOS DE LA PRESION DE HASTIALES EN CAPAS HORIZONTALES E INCLINADAS.



Delante de la montera

Causas

Distancia montera - frente demasiado grande

Excesivo retraso en el posteo.

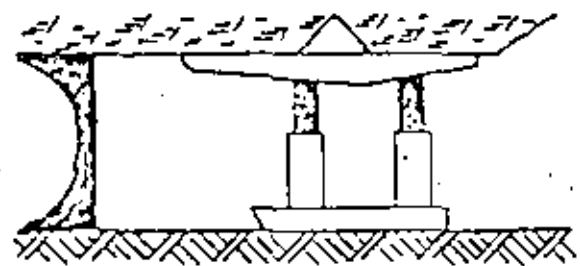
Escasa presión del posteo

Medidas

Disminución de la distancia.

Disminución del retraso.

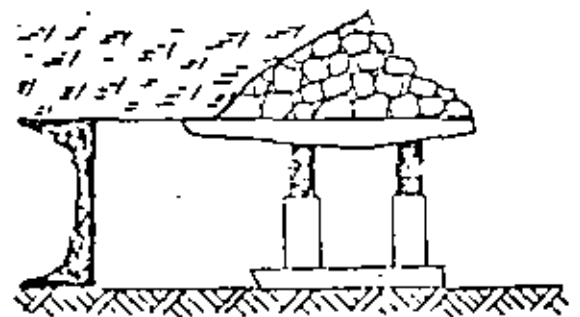
Elevación de la presión de posteo.



Sobre la montera.

Descompresión de la montera al avanzar el posteo

Avance de fortificación conservando una pequeña presión sobre el techo.



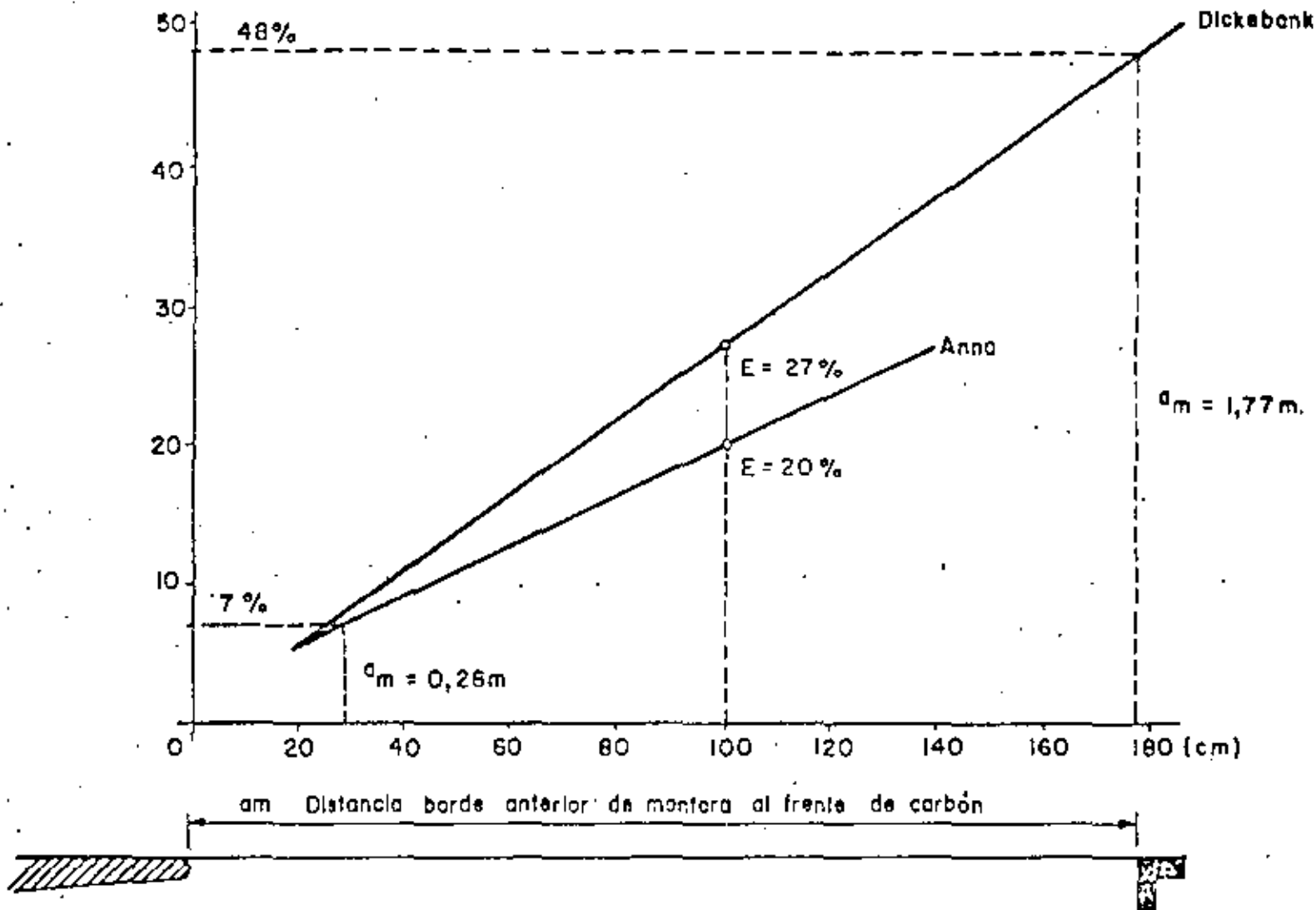
Prolongación hacia el frente de la línea de rotura.

Defectuoso sostenimiento del techo, en un plano paralelo a la estratificación

Relleno total.

FIG. N.º 24.- POSIBILIDADES DE DISMINUCION DE FORMACION DE BOVEDAS "CAZUELOS"

Superficie hundida del  
tacho (%)



59

FIG. Nº 25.- SUPERFICIE DERRABADA POR DELANTE DEL ADEME, EN RELACION CON LA DISTANCIA DEL BORDE ANTERIOR DE LA MONTERA AL FRENTE DE CARBÓN.

Longitud de taller en la que  
aparecieron hundimientos (%)

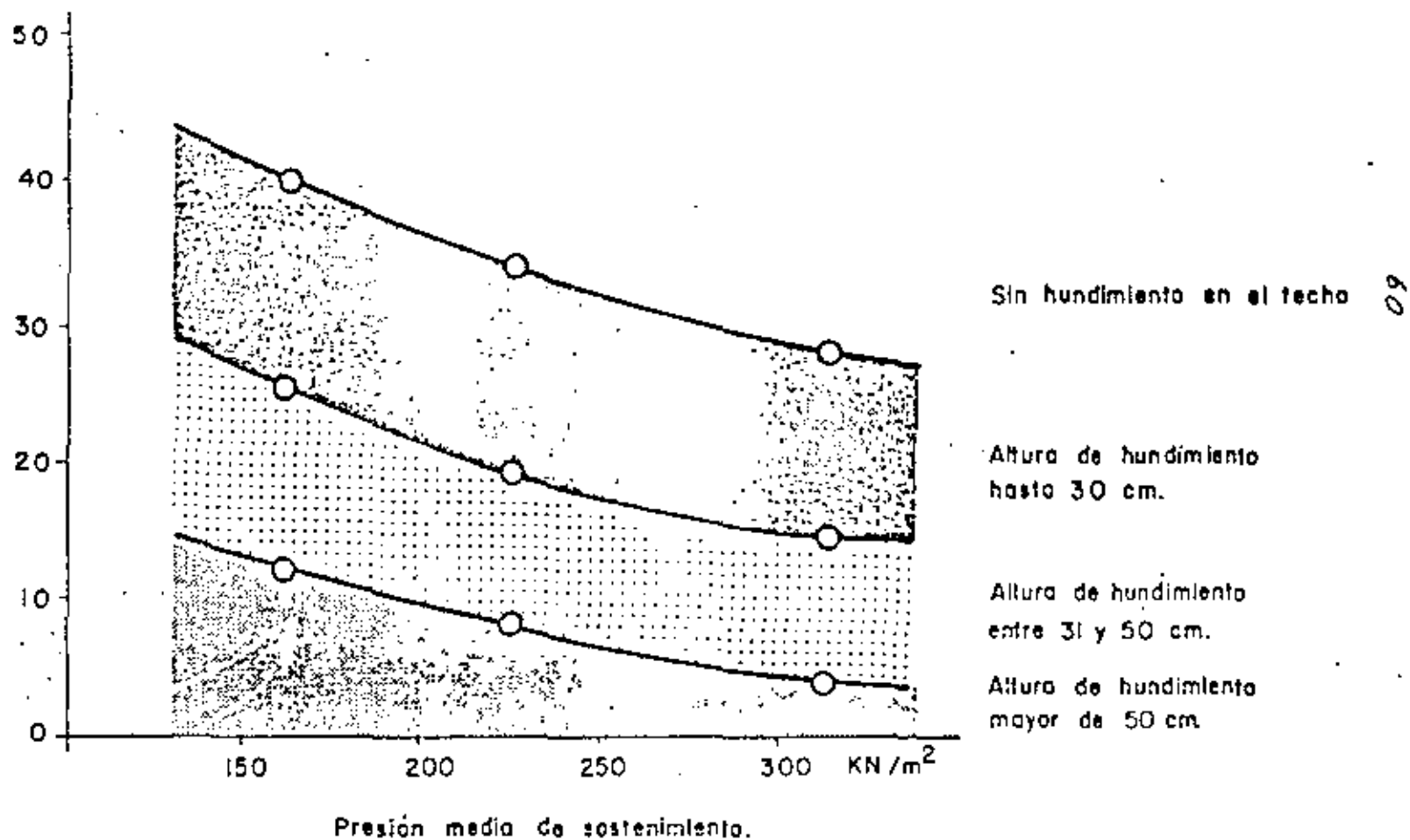
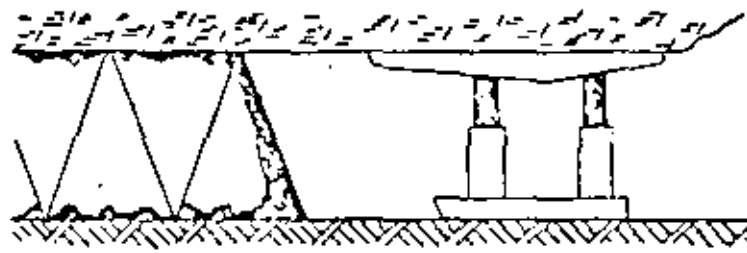


FIG. N° 26.- RELACION ENTRE LA PRESION DEL SOSTENIMIENTO Y EL HUNDIMIENTO DEL TECHO.





13

Potencia de capa (cm)

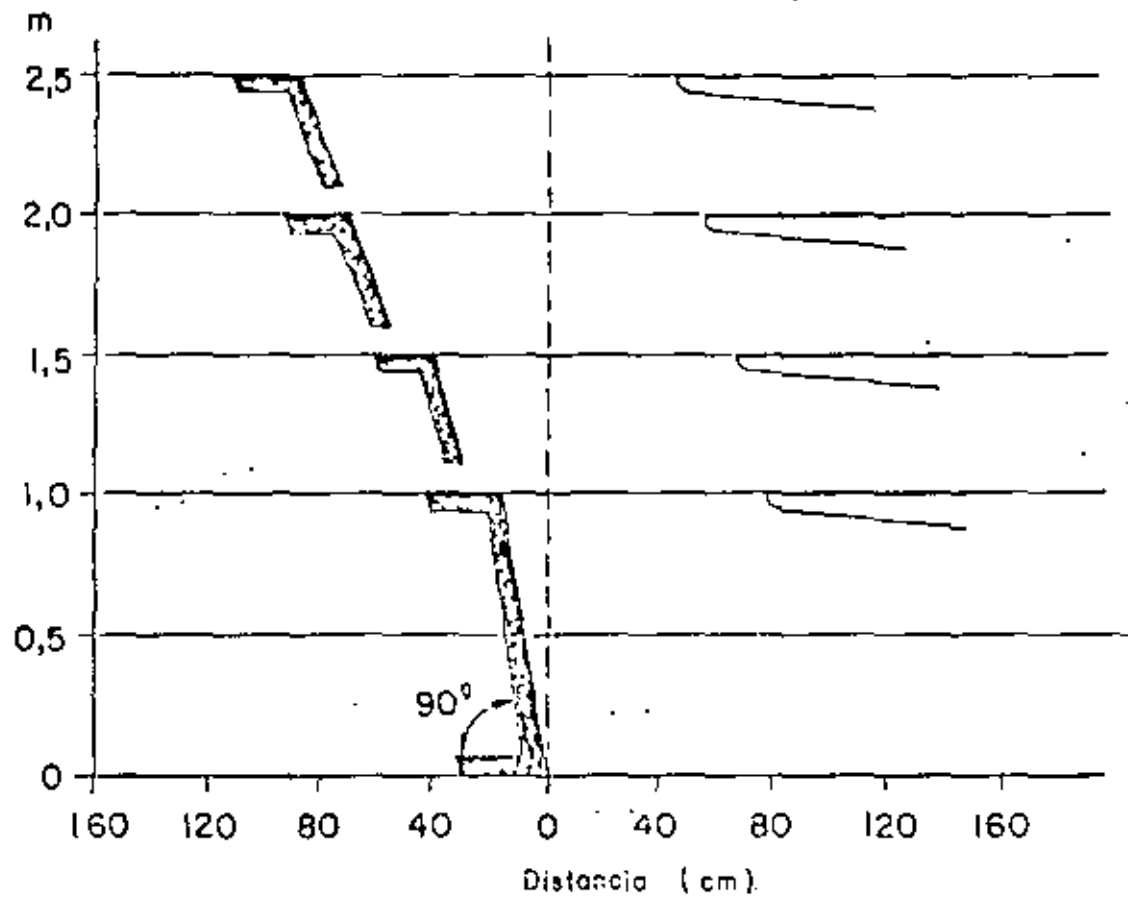


FIG. Nº 27.- EFECTO DE LA POTENCIA DE LA CAPA SOBRE EL ATALUZADO DEL FRENTE.



DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION

CONCEPTO DE LA INTERACCION ENTRE EL ADERNA DO Y EL MACIZO ROCOSO

DR. BENJAMÍN CELADA TAMAMÉS

MAYO, 1983

CONCEPTO DE LA INTERACCION ENTRE EL ADEMADO Y EL MACIZO  
ROCOSO.

Benjamín Celada Tamames  
Dr. Ingeniero de Minas  
GEOCONTROL, S.A.

1.- INTRODUCCION

2.- INTERACCION ENTRE LA ROCA Y EL SOSTENIMIENTO

2.1 Relajación de tensiones.

2.2 Curvas características de los sostenimientos

2.3 Presión de equilibrio

3.- TIPOS DE SOSTENIMIENTOS

3.1 Cuadros

3.2 Pernos

3.2.1 Anclajes puntuales

3.2.2 Anclajes repartidos

3.2.2.1 Pernos con resina

3.2.2.2 Pernos de fricción

3.3 Gunitado

4.- CONTROL DE LA INTERACCION ENTRE LA ROCA Y EL SOSTENIMIENTO

5.- EJEMPLOS DE UTILIZACION DE PERNOS CON RESINA

5.1 Galerías en capa

5.2 Galerías en roca

5.3 Galerías con grandes deformaciones

5.4 Obras subterráneas

6.- CONCLUSIONES

7.- BIBLIOGRAFIA

3

CONCEPTO DE LA INTERACCION ENTRE EL ADEMAO Y EL  
PACIZO ROCOSO.

Benjamín Celada Tamames  
Dr. Ingeniero de Minas  
GEOCONTROL, S.A.

**1.2- INTRODUCCION**

La incidencia del mantenimiento de las galerías de mina sobre el precio de coste final es cada día mayor debido fundamentalmente a las mayores exigencias en materias de seguridad: al tener que abrir galerías de secciones más grandes para permitir el paso de máquinas cada vez más potentes y, por último, al aumento de las presiones de los terrenos como consecuencia del progresivo aumento de la profundidad de las explotaciones.

Ante esta situación es preciso aplicar soluciones que cada vez sean más técnicas para que, con el mínimo coste, se consiga el sostenimiento más adecuado para cada caso.

En este trabajo se resumen los principios fundamentales que deben tenerse en cuenta para diseñar correctamente la entibación

4

para galerías y obras subterráneas teniendo en cuenta el estado actual de conocimiento y las posibilidades tecnológicas que ofrece el mercado.

**2.2- INTERACCION ENTRE LA ROCA Y EL SOSTENIMIENTO**

Durante muchos años las rocas han sido vistas como uno de los enemigos principales de los mineros y de los constructores de obras subterráneas pues las rocas eran materiales que había que arrancar con medios violentos y mucho trabajo, que producían enfermedades profesionales y, sobre todo, no contribuían en nada al sostenimiento de las galerías de mina.

Desde hace muy pocos años esta situación ha cambiado radicalmente debido al hecho de que los mineros se han dado cuenta de que la propia roca es la mejor entibación de las galerías, si se trata adecuadamente, y a ello han contribuido notablemente las modernas técnicas de voladuras controladas y el empleo de minadores continuos.

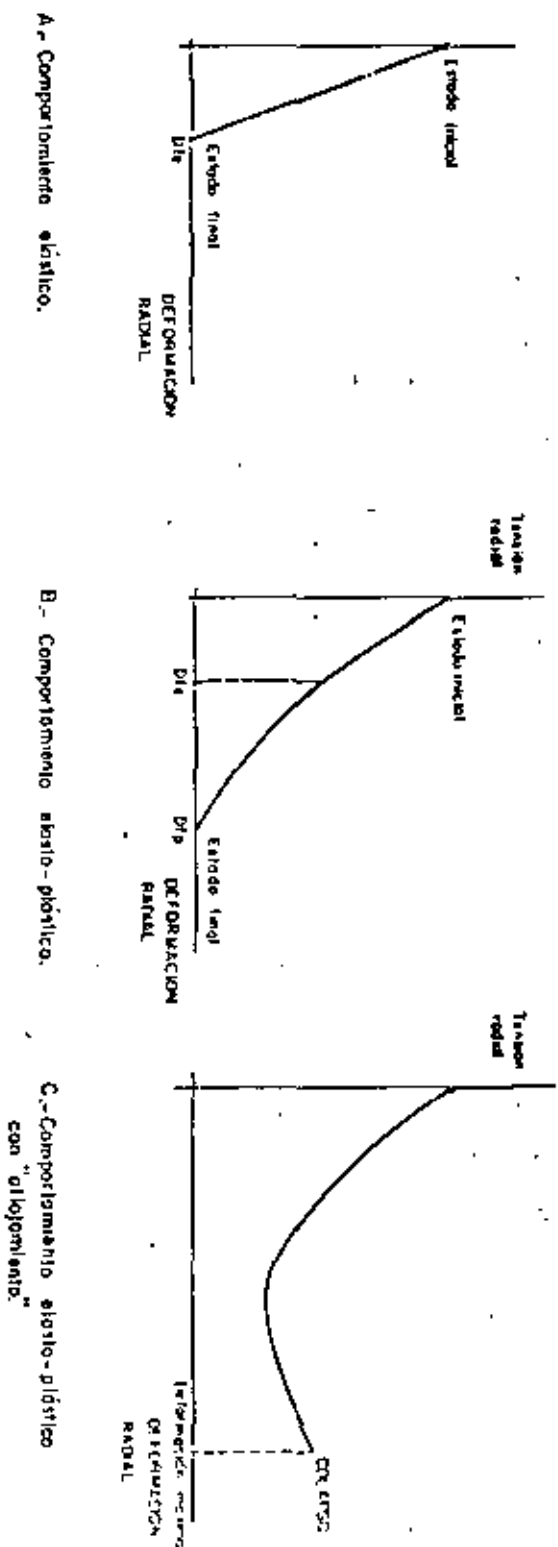
Una vez que se ha conseguido que la roca remanente, entendiéndose como tal la roca que forma la periferia de la galería, conserve lo mejor posible sus propiedades mecánicas; cuando sea preciso colocar una entibación será necesario tener en cuenta la ag

ción mutua entre éste y la roca para llegar a la solución más satisfactoria.

## 2.1. RELAJACION DE TENSIONES

Cuando se avanza una galería se modifica el estado natural de las tensiones en los terrenos de tal forma que en la periferia de la galería se libera de tensiones y, como consecuencia, se acumulan en el macizo rocoso próximo a la galería. Este proceso de relajación de tensiones depende sobre todo de las características mecánicas del macizo rocoso en que está excavada la galería. En la figura 1A está representado el proceso de relajación de las tensiones radicales en el perímetro de una galería excavada en un macizo rocoso de comportamiento elástico. Consecuentemente con la teoría de la elasticidad debe haber una relación lineal entre tensiones y deformaciones con lo cual la curva características del proceso de relajación debe ser una línea recta. La deformación final dentro del estado elástico, Dfe, será muy pequeña y la galería no necesitará entibación alguna para mantenerse en buen estado. Presentan este comportamiento las rocas de gran resistencia hasta profundidades medias, como por ejemplo las rocas del yacimiento de plata de Guanajuato, o las rocas de tipo medio a profundidades inferiores a 300 m.

Fig. N° 1.- PROCESOS DE RELAJACION DE TENSIONES ALREDEDOR DE UNA GALERIA.



En una gran mayoría de los macizos rocosos se produce un comportamiento elasto-plástico de tal forma que, a partir de la deformación final elástica, las deformaciones del macizo son irreversibles. La curva característica del macizo rocoso deja de ser recta figura 1B y, lo que es más importante, la deformación final. Dfp, es mucho mayor que en el caso elástico. Esta situación, por sí sola, no exige que deba colocarse una entibación a la galería pues, si la deformación plástica final es compatible con las características mecánicas de las rocas, la situación es estable.

Las paredes de una galería excavada en un macizo plastificado tienen este tipo de comportamiento.

Cuando la plastificación es muy intensa los distintos bloques de roca que se individualizan pueden separarse entre sí, ayudados por la fuerza de la gravedad, por la presencia de corrientes de agua, por efecto de vibraciones o por cualquier otro agente externo. En este caso se produce un "aflojamiento" del terreno que trae como consecuencia, fig 1C, unas deformaciones mucho mayores y que la presión radial no solo no se anule sino que crezca hasta que se produzca el colapso, cuando las rocas no pueden deformarse más sin perder su integridad.

8  
La curva característica de un terreno puede ser calculada, de forma aproximada si se hacen algunas hipótesis simplificadas sobre la forma de la galería, el estado tensional inicial y la estratigrafía del macizo. Mas usual es determinar la curva característica "a posteriori" midiendo las tensiones y deformaciones existentes, en función del tiempo, con lo cual tras eliminar gráficamente el factor tiempo se podrá construir la curva deseada. Este método empírico además de proporcionar la curva característica, después de iniciada la galería o la obra, exige la realización de una campaña de medidas delicada y relativamente costosa. A pesar de estos inconvenientes el método empírico es mucho más exacto que el método teórico y está plenamente justificado cuando la dimensión de las galerías u obras a realizar es importante.

## 2.2. CURVAS CARACTERISTICAS DE LOS SOSTENIMIENTOS

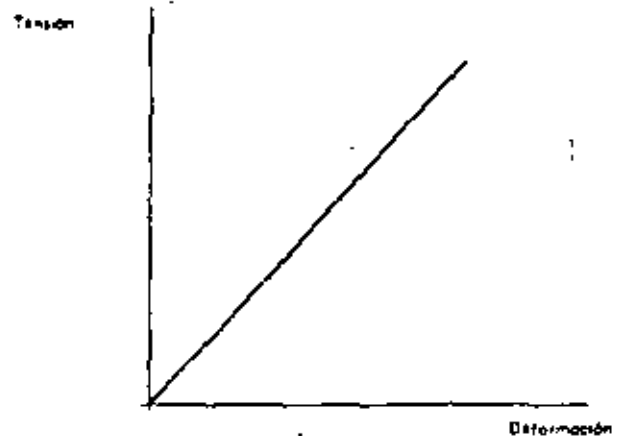
La capacidad resistente de la entibación, puede ser reflejada por medio de su curva característica que relaciona la tensión que puede aceptar el soporte y las deformaciones que sufre a cambio. La curva característica de un soporte puede determinarse, con suficiente exactitud, a partir de la densidad de colocación de los soportes y de ensayos, de compresión o tracción, realizados en el laboratorio sobre los elementos de sostenimiento.

Las entibaciones que actualmente existen en el mercado pueden clasificarse en dos grandes grupos: las que tienen un comportamiento elástico y las que admiten una deformación plástica sin perder la carga. En la figura nº 2 se ilustran las dos curvas características típicas. Entre las que son elásticas cabe señalar los cuadros rígidos, de madera o metálicos, que deben trabajar fundamentalmente a tracción. Los sostenimientos elasto-plásticos más típicos son los cuadros deslizantes y también pueden englobarse en este grupo los pernos que permiten un gran deslizamiento.

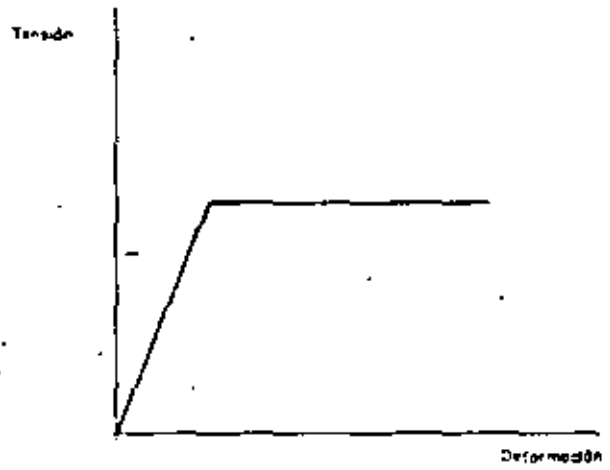
### 2.3. PRESION DE EQUILIBRIO

La presión de equilibrio de un sostenimiento que está colocado en una galería de mina puede determinarse superponiendo su curva característica a la del macizo rocoso.

La intersección entre las curvas características del macizo y del sostenimiento nos dará la presión de equilibrio y la deformación que va a sufrir la galería. En la figura nº 3 se muestran algunas situaciones que son correctas y otras que deben ser evitadas. En el caso de un comportamiento elasto-plástico con aflojamiento, la situación óptima se



2.1 Sostenimiento estrictamente elástico.

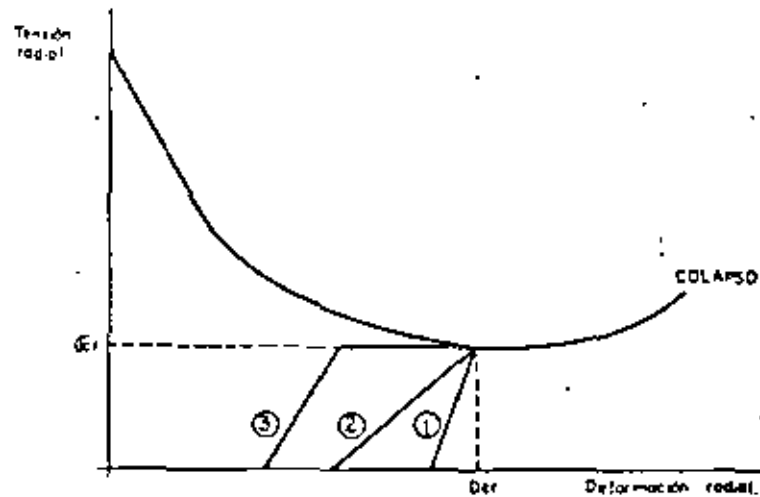


2.2 Sostenimiento elasto-plástico

Fig. Nº 2.- CURVAS CARACTERISTICAS DE LOS SOSTENIMIENTOS

logra cuando la presión de equilibrio coincide con la presión mínima figura 3A. pues esto nos permitirá emplear la menor densidad de sostenimiento. A esta situación se puede llegar con varios sostenimientos: elástico muy rígido (1); elástico flexible (2) o elástico-plástico (3). Para conseguir esto basta con colocar el sostenimiento en el momento apropiado. En la figura 3B se representan dos casos que no son correctos. Si se utiliza un sostenimiento elástico-rígido (1) que se coloca demasiado pronto el equilibrio se alcanzará con una presión  $\sigma_e$  que será mayor que la presión crítica,  $\sigma_{cr}$ , conduciendo a una situación económica desventajosa. Si, por el contrario, se emplea una entibación elástico-flexible, (2), que se coloca demasiado tarde no se alcanzará nunca el equilibrio y se provocará el colapso de la galería.

De lo anterior debemos deducir que el mantenimiento de una galería en condiciones óptimas de seguridad y economía es posible con cualquier tipo de entibación siempre que se coloque en el momento adecuado. En estas condiciones la operatividad de colocación de cada tipo de entibación será un factor decisivo para, respetando las exigencias técnicas antes expuestas, llegar a conseguir el coste óptimo en cada caso.



A.- Situación en la que la presión de trabajo es la mínima.

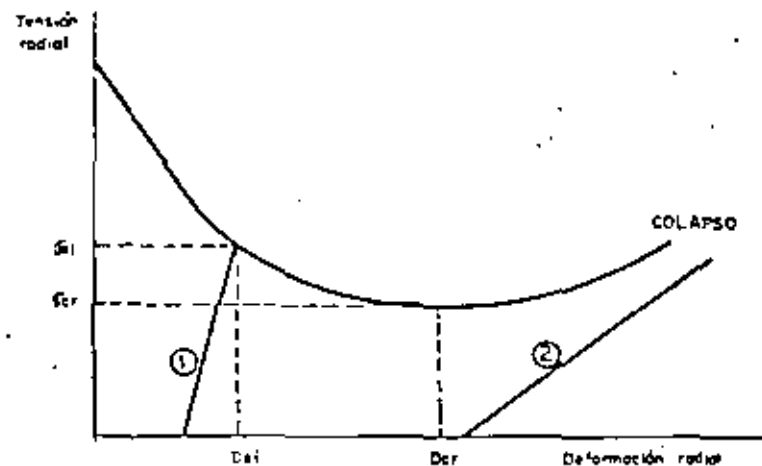


Fig. N° 3- INTERACCIÓN ENTRE EL SOSTENIMIENTO Y EL MACIZO ROCOSO.



## TIPOS DE SOSTENIMIENTO

Los tipos de entibación que se emplean en Minería y obras subterráneas pueden clasificarse en dos grandes grupos: ACTIVOS y PASIVOS. Entendemos por sostenimientos activos aquellos que son capaces de aprovechar el fenómeno de dilatación de las rocas, con lo cual permiten que los terrenos trabajen con la resistencia de pico que es mayor que la resistencia residual. Se denomina dilatación al aumento de volumen aparente que sufren las rocas cuando se disgregan, antes de llegar al aflojamiento, en un proceso de rotura. Como ejemplo de sostenimientos activos podemos citar la mayoría de los tipos de pernos y el gunitado. Entre los sostenimientos pasivos están los arcos de madera, de acero y el hormigón en masa.

En algunas obras subterráneas los cuadros metálicos se ponen en carga por medio de gatos hidráulicos consiguiendo una cierta acción inmediata contra el terreno; pero esta "actividad" es de un orden de magnitud muy inferior a la que realmente se logra con el hormigón proyectado o con el bulonaje.

En casos difíciles se utiliza una entibación provisional colocada cerca del frente para aprovechar la dilatación y garantizar una seguridad imprescindible para proseguir el trabajo; que se complementa, cuando se ha alcanzado el equilibrio, con el sostenimiento definitivo.

## 3.1. CUADROS

Los cuadros han constituido el soporte tradicional de las galerías de mina. En los primeros tiempos los cuadros estaban constituidos por piezas de madera pero luego se construyeron con vigas metálicas para, hace algunas décadas, aparecer los deslizantes. Los cuadros tradicionales, de madera o los metálicos rígidos, son entibaciones de tipo elástico con una curva característica como la indicada en la figura 2.1; sin embargo los deslizantes constituyen un sostenimiento de tipo elasto-plástico como el indicado en la figura 2.2 ya que estos cuadros, una vez que alcanzan la tensión de deslizamiento, reducen sus dimensiones manteniendo la tensión constante.

Los cuadros TH han sido, hasta los últimos años, el tipo de soporte más utilizado en la minería europea del carbón y con su uso se logran soluciones muy satisfactorias como se muestra en la figura nº 4.

## 3.2. PERNOS

Los arcos que se emplean en minería y obras subterráneas, sean deslizantes o rígidos, son entibaciones esencialmente pasivas ya que para que trabajen adecuadamente es necesario que

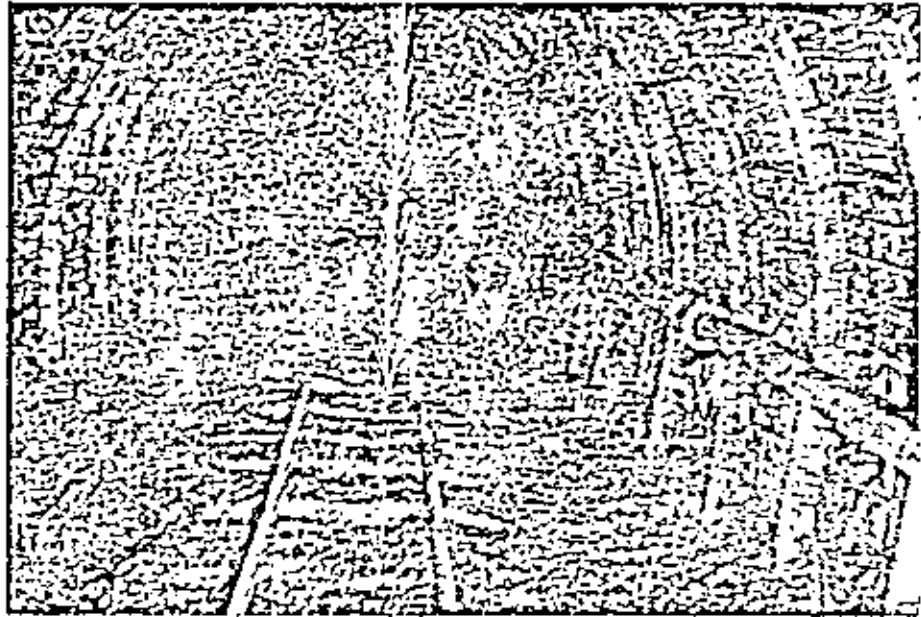


Fig. N° 4.- Ejemplo de aplicación de los cuadros metálicos deslizantes.

el macizo rocoso sufra grandes deformaciones que muchas veces son incompatibles con las características mecánicas de las rocas.

Los cuadros presentan un inconveniente operativo bastante grave que radica en la imposibilidad de mecanizar su colocación; lo cual, unido a los altos costes de los perfiles empleados, grava notablemente los resultados económicos que se consiguen con su utilización.

En estas circunstancias la aparición de los pernos a principio de los años 50, supuso un progreso notable en la entibación de galerías. Esto se debió a dos hechos fundamentales:

- \* LA COLOCACION DE LOS PERNOS SE PUEDE MECANIZAR TOTALMENTE
- \* LOS PERNOS SON SOSTENIMIENTOS ACTIVOS QUE FAVORECEN NOTABLEMENTE EL TRABAJO DE LAS ROCAS

La mecanización de la colocación de los pernos está totalmente conseguida mediante yumbos como el que se muestra en la figura nº 5, con los cuales se pueden colocar anclas en menos de 2 minutos de tal forma que la productividad alcanzada es realmente espectacular.

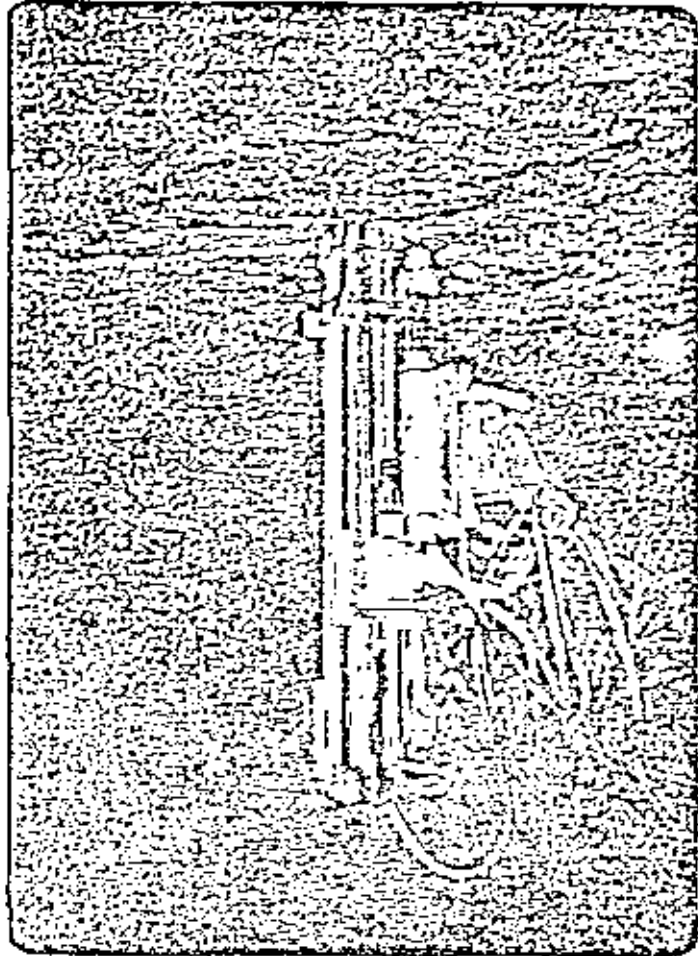


Fig. N° 5.- Yumbo para mecanizar la colocación de los pernos.

Tan importante como los rendimientos de colocación es el hecho de que el trabajo de los pernos es mucho más conveniente al comportamiento de las rocas. Efectivamente los pernos trabajan a tracción y precisamente las rocas soportan muy mal las tracciones que se generan en ellas. Por otro lado la mayoría de los tipos de pernos que se utilizan actualmente se prestan muy bien para aprovechar la dilatación de las rocas y, además, su colocación es mucho más flexible que la de los cuadros de tal forma que una entibación con pernos puede reforzarse fácilmente allí donde sea necesario.

Los pernos consisten de tres elementos esenciales:

- El sistema de anclaje
- La placa de base
- La varilla de unión entre el sistema de anclaje y la placa base

Habitualmente los pernos se clasifican según que el sistema de anclaje se reduzca a una pequeña longitud del perno o se realice a lo largo de toda la varilla.

3.2.1 Anclajes puntuales

En los primitivos petros la fijación a la roca se lograba por medio de una cuña que penetraba en una hendidura, situada en el extremo de la varilla del perno. Este sistema está totalmente en desuso y ahora se emplean pernos en las que la fijación a la roca se consigue mediante una concha de expansión mecánica conforme se indica en la figura 6A.

Este tipo de pernos presentan algunas ventajas como: su recuperabilidad en muchos casos, la posibilidad de dar una tensión previa importante, la independencia del perno de la longitud del barrenado donde se va a alojar y la gran deformabilidad que admiten estos pernos. Entre los inconvenientes que presentan hay que señalar: su gran sensibilidad al diámetro de perforación de los barrenos que debe estar comprendido entre un margen muy estrecho, la limitada resistencia de estos pernos, que difícilmente superan los 15 t., la pérdida de tensión que se produce en el perno con el tiempo y la gran importancia que tiene el buen funcionamiento de la placa base.

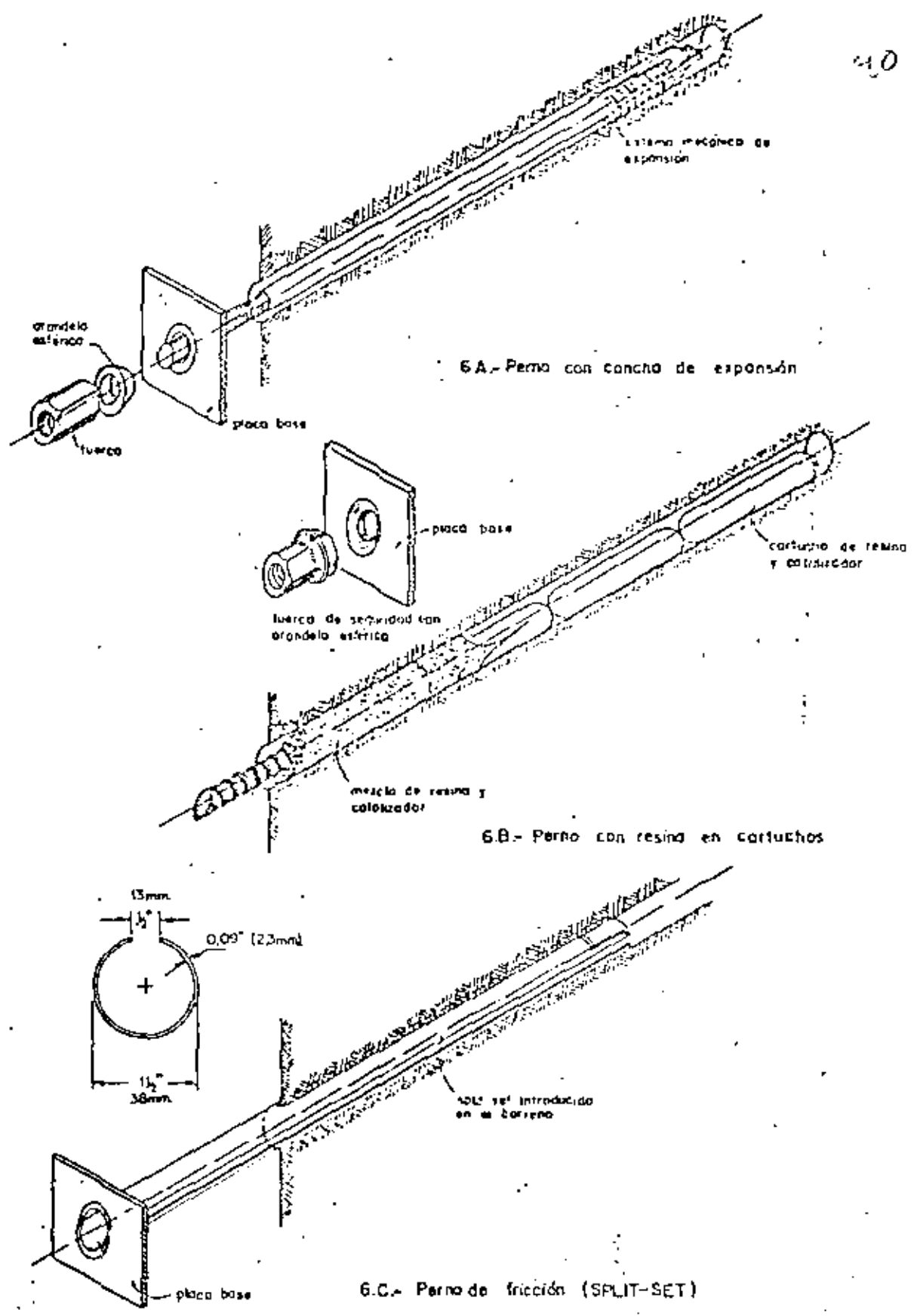


Fig. N° 6.- TIPOS MAS COMUNES DE PERNOS (DIBUJOS OBTENIDOS DEL LIBRO DE HOEK Y BRAY, 1980)

3.2.2 Anclajes repartidos

Para evitar los inconvenientes que presentaban los pernos mecánicos se pusieron a punto otros en los que el sistema de fijación a la roca se reparte a lo largo de la longitud del perno. Para ello el sistema mecánico se sustituyó por un mortero de cemento o de resina que, al fraguar, solidariza el perno con la roca. Recientemente se han introducido unos pernos en los que el sistema de fijación se desarrolla mediante un esfuerzo de fricción entre el perno y las paredes del barrenado en las que está alojada.

3.2.2.1 Pernos con resina

En este caso la fijación del ancla a la roca se logra mediante un mortero de resina que endurece por la acción de un catalizador. La resina se presenta, ya preparada con todos sus componentes, en unos cartuchos que son de muy fácil manejo. La mezcla del catalizador con la resina se efectúa al introducir la varilla del ancla, mediante una velocidad de rotación

no inferior a 125 rpm, conforme se muestra en la figura 6.2.

Este tipo de pernos elimina todos los inconvenientes de los pernos mecánicos ya que son insensibles tanto al diámetro como a la longitud de los taladros; pueden soportar fuerzas muy elevadas, pues sin problemas se superan las 20 t. y además no tienen ninguna pérdida de tensión a lo largo del tiempo. Por otro lado, estos pernos constituyen un soporte de acción inmediata ya que el fraguado de la resina puede realizarse en pocos minutos. Al rellenar la resina todo el espacio entre la varilla y el taladro, se pueden aprovechar las fuerzas de rozamiento entre los distintos estratos de roca. Como inconvenientes se puede citar que, en algunos terrenos poco resistentes y muy deformables, estos pernos pueden resultar excesivamente rígidos. También hay que señalar que con estos pernos resulta superfluo dar una tensión previa pues esta no se transmite más allá de la tercera parte de la longitud de la varilla.

Los pernos con resina se comercializaron al final de los 60 y en muy poco tiempo han

ocupado un papel preponderante en la moderna técnica de entibación tanto de galerías como de obras subterráneas.

### 3.2.2.2 Pernos de fricción

Desde hace muy pocos años se están empleando unos pernos en los que la fijación a la roca se consigue por efecto de la fricción del propio perno contra la roca. Estos pernos se han comercializado con el nombre de SPLIT-SET y su fundamento se indica en la figura 6.C.

En casi todas las pernos anteriores al SPLIT-SET el diámetro de la varilla es inferior al diámetro del taladro en el que se alojan; sin embargo la varilla del SPLIT-SET tiene un diámetro superior al del taladro donde se va a alojar. Esta varilla está constituida por una chapa de 2.3 mm de grosor, plegada en forma de tubo, dejando una separación longitudinal para que el tubo pueda disminuir de diámetro al colocar el perno.

El perno se introduce por golpeo de un martillo perforador normal sobre una pieza de acoplamiento, que está especialmente diseñada para este fin, pero que es muy simple y robusta. Al entrar el perno en el taladro se reduce su diámetro trabajando como un muelle contra las paredes del barreno y generando fuerzas de fricción.

Estos pernos han tenido una gran aceptación por su facilísima colocación y tienen notables ventajas aunque también importantes limitaciones que es preciso considerar.

Entre las ventajas ya hemos indicado sobre todo su facilidad de manejo y además hay que señalar que desde el primer instante después de su colocación ejercen, por el efecto de muelle, una presión sobre el macizo rocoso que es positiva para aprovechar la dilatación. Además este tipo de pernos pueden deslizar cuando el empuje de los terrenos supera las fuerzas de fricción convirtiéndose en una entibación elástico-plástica que puede ser muy útil en ciertos casos.



Entre los inconvenientes que presentan estos pernos tenemos que citar su sensibilidad al diámetro de perforación de los barrenos, que se puede solucionar con un control riguroso y la ambigüedad que plantea el cálculo del esfuerzo que realmente pueden soportar. En efecto, la fuerza máxima que pueden soportar está limitada por la resistencia del tubo de acero que supera ligeramente las 11 t; pero, en cada caso es difícil conocer cual va a ser la resistencia efectivamente movilizada ya que depende del movimiento radial de los terrenos hacia la galería y, sobre todo, de la longitud del ancla que esté afectada por este movimiento. El efecto de muelle, que es el único que se podría calcular con cierta aproximación, es mucho más pequeño que el efecto friccional. De hecho en ensayos a tracción que hemos efectuado sobre SPLIT-SET recién colocados, el perno deslizaba para cargas inferiores a 2 t; mientras que al cabo de varias horas se llegaban a alcanzar unas 4-8 t. Por otro lado en los ensayos efectuados es difícil encontrar SPLIT-SET que ofrezcan una resistencia al deslizamiento próxima a las 11 t. Según el fabricante la fuer

92  
za friccional que se obtiene está comprendida entre 0,75 y 1 tonelada por pie de perno.

Otra cuestión que todavía no está resuelta es la durabilidad del anclaje ya que por un lado el SPLIT-SET está trabajando permanentemente como un muelle comprimido y, por otro, se sabe que la corrosión se desarrolla muy rápidamente en elementos sometidos a tensión. Además los SPLIT-SET no tienen ninguna protección contra la oxidación.

Recientemente, en la Unidad Taxco de Industrial Minera de México S.A., se han realizado unos ensayos muy interesantes con los SPLIT-SET que han demostrado el buen comportamiento de estos pernos bajo ciclos de carga y descarga sucesivos realizados a lo largo de varios días. No obstante debido a que estos pernos han sido introducidos recientemente, todavía no se ha constatado que los SPLIT-SET puedan ofrecer un soporte duradero en períodos de 10 años o más como se puede conseguir con las anclas de resina.

En resumen podemos afirmar que los SPLIT-SET constituyen una aportación muy interesante pero su uso debe limitarse al campo de aplicación de los soportes ligeros, teniendo especial precaución cuando se trate de emplearlos como soporte de galerías de larga vida.

### 3.3. GUNITADO

El gunitado constituye un soporte que puede calificarse como activo ya que, con el empleo de los modernos aceleradores de fraguado, a los pocos minutos de colocado se inicia el endurecimiento del hormigón aportando una tensión muy apreciable que permite aprovechar totalmente la dilatación del macizo rocoso.

El gunitado se caracteriza por la alta compactad que se consigue con lo cual se pueden rellenar todas las grietas incipientes permitiendo detener los pequeños movimientos que preceden al alojamiento del macizo rocoso. Por otro lado el gunitado consigue impermeabilizar el macizo rocoso, con lo cual se consigue evitar la nociva acción de la humedad del aire ambiente que siempre degrada las características mecánicas de las rocas.

98

En la figura nº 7 se muestra un ejemplo de una galería de mina en la que el sostenimiento se efectúa exclusivamente con gunitado. Esta solución está especialmente indicada en el caso de galerías de infraestructura que deben tener una duración importante y en las que las deformaciones deben reducirse al mínimo.

### CONTROL DE LA INTERACCIÓN ENTRE LA ROCA Y EL SOSTENIMIENTO

De lo que se ha expuesto hasta ahora hay que deducir que no existe un tipo de entibación que pueda ser considerado como el más idóneo en cada caso; sino que cada vez que sea preciso diseñar la entibación para una galería u obra subterránea será necesario determinar cual es la que mejor se adapta a las características de la obra a realizar y al tipo de terreno que se va a atravesar. Esto, unido al empirismo que lleva consigo la determinación de las curvas características, exige que se ponga a punto un sistema para controlar la interacción entre el sostenimiento y la roca.

Este sistema de control debe basarse en la medida de las deformaciones de la galería u obra a construir y en el registro de las tensiones que admite en cada momento el sostenimiento.



Fig. N° 7.- Soporte a base de pernos anclados con resina y' gunitado.

Con esto será posible controlar, en cada momento, la evolución de la interacción entre la roca y la entibación y el grado de reserva de seguridad de que se dispone en un momento dado.

**5.2. TIPOS DE MURAJAS DE PERNOS CON RESINA**

A continuación expondremos algunas aplicaciones de los pernos de resina que constituyen, junto con los arcos cedentes, el tipo de soporte de mayor aceptación en el momento actual.

**5.1. GALERIAS EN CAPA**

En la minería del carbón las galerías en capa suelen sufrir importantes movimientos, sobre todo si el método de explotación es el del frente largo con hundimiento. En este caso el empleo de pernos posibilita que la sección de las galerías sea rectangular, conservando el techo en su estado natural con lo cual se aprovechan al máximo sus propiedades mecánicas. La figura nº 8 muestra un ejemplo de aplicación en el caso de la capa 40 del pozo S. JOSE de HUNOSA (España). La capa tiene una pendiente de 25° y la sección útil de la galería es de unos 10,5 m<sup>2</sup>. Se emplearon pernos con resi

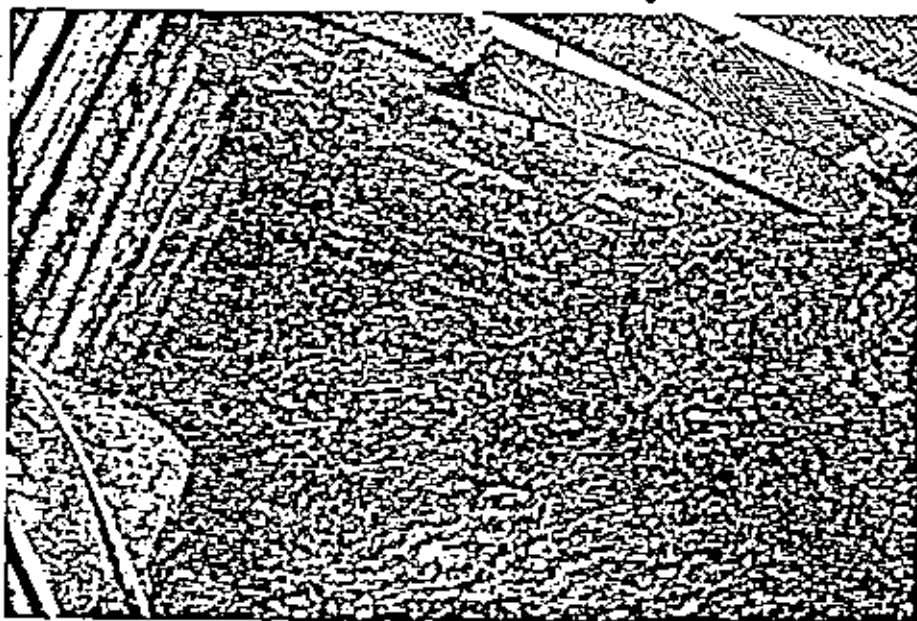


Fig. N° 8.- Frente de galería en capa con sostenimiento de pernos anclados con resina.

na de 1.6 m de longitud, con diámetro de varilla de 20 mm y densidad de colocación de 1.05 pernos/m<sup>2</sup>.

En la figura nº 9 se muestra la misma galería pero una vez que ha sido explotada la capa de carbón. Puede apreciarse el buen estado del techo lo cual, habida cuenta de las grandes deformaciones que produce el avance de un frente largo con hundimiento, puede considerarse como un éxito notable.

Cuando la pendiente es muy fuerte no es posible trazar una sección rectangular si se quiere conseguir un buen acceso a la capa. En estos casos es preciso combinar los pernos con los cuadros TH tal como se indica en la figura nº 10. En este ejemplo, que pertenece al Pozo Sta. Bárbara de HUNOSA, los pernos se fijaron a la roca con resina, su longitud era de 1.6 m. y su diámetro de 20 mm. La densidad de colocación del soporte en el techo era de 0.65 pernos por cada metro cuadrado.

El empleo de pernos con resina se ha mostrado como una solución muy eficaz como entibación de galerías de minas de carbón pues los costes finales, teniendo en cuenta los gastos de colocación del sostenimiento y los de mantenimiento posterior de la galería, han sido menores que en el caso de emplear otra entibación. Por otro lado los pernos con

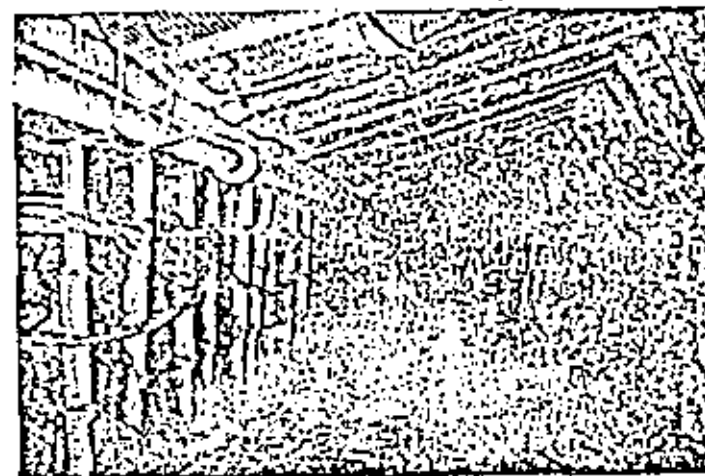


Fig. N° 9.- Estado de la galería de la figura n°8 después del paso de la explotación por frente largo.

resina se han comportado como una entibación estable en el tiempo que ha hecho disminuir las deformaciones, de las galerías en comparación con el uso de otro tipo de soportes.

## 5.2. GALERIAS EN ROCA

En general las galerías en roca forman parte de la estructura de una mina o de obras subterráneas importantes y dos características comunes a todas son su larga duración y el pequeño nivel de deformación que es admisible.

En estos casos es especialmente apropiada la utilización de los pernos con resina y una muestra de ello es la galería del Pozo Santiago (HUNOSA) que se muestra en la foto n° 11. Esta galería tiene una sección útil de  $14 \text{ m}^2$ , una longitud de 685 m, como entibación se empleó exclusivamente pernos con resina de 1,6 m de longitud y 20 mm de diámetro con una densidad de colocación de  $1,12 \text{ pernos/m}^2$ . La bóveda de la galería y parte de los parámetros se recubrieron con malla metálica fabricada con alambre de 3,2 mm. de diámetro. La galería se terminó de excavar en junio de 1970 y la fotografía n° 11 fue hecha en julio de 1979 lo cual da idea de la eficacia y duración de este tipo de soporte.

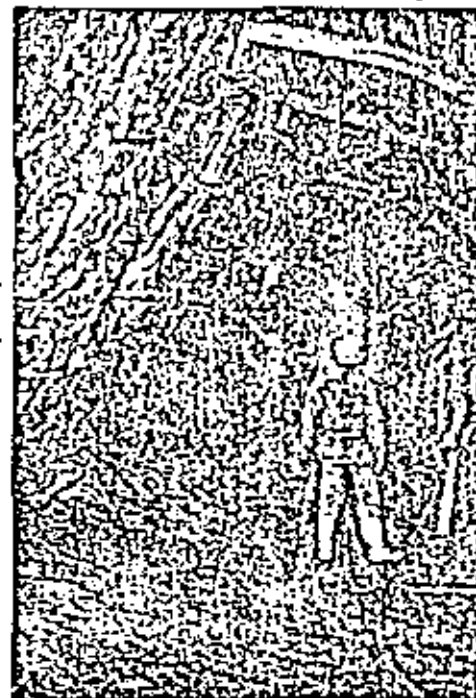


Fig. N° 10.- Realización del sostenimiento en una galería en una capa inclinada de carbón, mediante pernos anclados con resina y arcos deslizantes.



Fig. n° 11.- Realización del sostenimiento de una galería en roca con pernos anclados con resina.

Cuando los terrenos sufren deformaciones, ya sea porque son poco resistentes o porque son de naturaleza plástica, la entibación que se utiliza debe ser capaz de admitir estas elevadas deformaciones. En estos casos con una adecuada elección de las características de las varillas, que deben ser lisas y fabricadas con aceros de gran alargamiento, es posible diseñar una entibación adecuada con pernos con resina.

En la fotografía n° 12 se muestra una galería en el Viniñia de Potasa de Navarra S.A. (España) en la que se han empleado exclusivamente pernos de 1,8 m de largo, 20 mm de diámetro y la densidad de colocación es de 1,2 pernos/m<sup>2</sup>. La sección inicial de estas galerías es de unos 12 m<sup>2</sup>; pero, debido al comportamiento plástico de las rocas salinas, se producen reducciones de sección de hasta el 70% con deformaciones unitarias de los terrenos superiores a 100 mm/m. En estas condiciones las galerías deben de rehacerse cada cierto período de tiempo, normalmente entre 14 y 19 meses después de estar abierta; pero el empleo de los pernos con resina se ha mostrado muy eficaz para controlar que la evolución de estas deformaciones sea progresiva y no se produzcan accidentes, resultando este sostenimiento el más competitivo económicamente en estos casos.



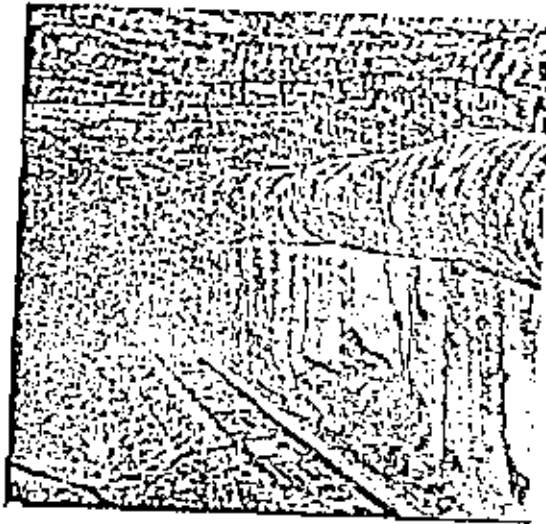


Fig. N° 12.- Utilización de pernos anclados con resina en terrenos potásicos muy deformables.

En la figura n° 13 se muestra otro ejemplo de realización de galerías en terrenos muy deformables que corresponde a una galería de  $12 \text{ m}^2$  de sección útil ubicada en un banco de sal de roca situado a más de 1200 m. de profundidad.

En estas condiciones fue necesario diseñar una sección semicircular, que se excavó con minadores continuos, para eliminar las tensiones de tracción y se empleó una entibación con pernos con resina de 1,80 m de largo, 20 mm de diámetro, construidas con varillas lisas de acero de alto alargamiento. La densidad de colocación del bulonaje fue de 1,65 pernos/ $\text{m}^2$  y el comportamiento de la galería ha sido extraordinario como lo prueba la fotografía n° 13 que está obtenida un año después del trazaje de la galería.

#### 5.4. OBRAS SUBTERRANEAS

Este tipo de estructuras se caracterizan por su gran duración, porque deben tener una alta seguridad y por lo complejo de su construcción que, normalmente, se realiza por fases. en estos casos los pernos con resina son una entibación muy adecuada ya que a la alta resistencia que se consigue con estos pernos se une la gran seguridad del sistema y la flexibilidad de su aplicación.



Fig. N° 13.- Sostentamiento de galerías, trazadas en terrenos salinos a más de 1.200 m. de profundidad, mediante pernos anclados con resina.

71

Como ejemplo de realizaciones concretas citaremos la estación de trituración del pozo Sta. Bárbara de HUNOSA que está ubicada a 256 m de profundidad, en pizarras carboníferas. El volumen excavado fue superior a  $1000 \text{ m}^3$  y la sección tipo era de  $56 \text{ m}^2$ . La excavación se realizó empleando la técnica del precorte y como entibación de los terrenos se emplearon exclusivamente pernos con resina de 1,0; 1,8 y 2,4 m. de longitud. Las densidades de colocación oscilaron entre 1,1 pernos/ $\text{m}^2$  en las paredes y 2,3 pernos/ $\text{m}^2$  en la bóveda. En la fotografía n° 14 se muestra una vista del magnífico aspecto de las paredes de esta obra.

En la figura n° 15 se observa otro ejemplo de aplicación de pernos de resina como único sostenimiento de una obra subterránea. Aquí se trata de un pozo vertical de 4 m. de diámetro que se realizó en el interior del Pozo Sta. Bárbara (HUNOSA) para unir dos niveles distintos. La excavación del pozo se realizó con explosivos empleando la técnica del precorte y el sostenimiento se realizó con anclas con resina, de 20 mm de diámetro y 1,60 m. de longitud. Como puede apreciarse en la fotografía la superficie del pozo se recubrió con una malla metálica, que luego se protegió con mortero de cemento, y los pernos se solidarizaron entre sí con una llanta metálica. La densidad de soporte en este caso fue de 1,3 pernos/ $\text{m}^2$ .

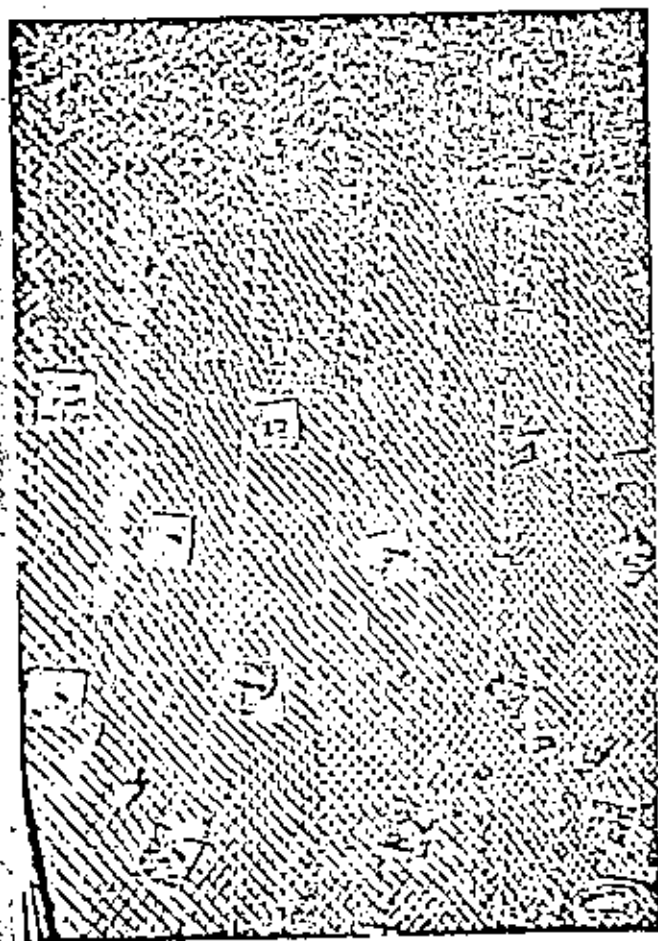


Fig. N° 14.- Vista del paramento de una excavación subterránea con sostenimiento a base de pernos anclados con resina.

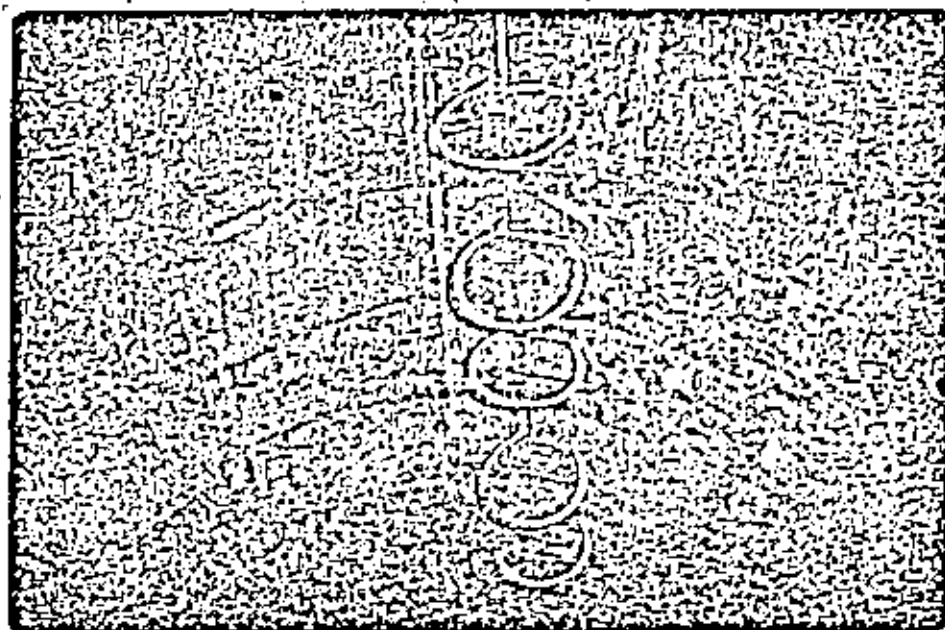


Fig. N° 15.- Detalle del sostenimiento de un pozo vertical realizado con pernos anclados con resina.

En ambos ejemplos el empleo de los pernos con resina permitió realizar todas las fases de ambas obras sin ningún incidente y con una gran rapidez lo cual redundó en la obtención de una importante economía. Estas obras finalizaron a principios de 1973 y hoy, casi nueve años después, no han tenido ningún problema de estabilidad.

#### CONCLUSIONES

En el momento actual para diseñar el sostenimiento de una galería de mina u otra obra subterránea es preciso tener en cuenta la interacción entre el terreno y entibación. No puede afirmarse que exista un método que dé una validez universal sino que, en cada caso, hay que definir el tipo más idóneo, las condiciones de colocación y los sistemas de control a emplear.

Los sostenimientos más utilizados ahora son los cuadros deslizantes, los pernos y el gunitado. Dentro de los pernos los que tienen mayor difusión y versatilidad son los que se fijan al terreno mediante resina, aunque cuando el sostenimiento puede ser ligero y la duración de las galerías es corta puede recurrirse a los pernos de fricción tipo SPLIT-SET.

1/1

1/5

#### BIBLIOGRAFIA

CELADA, B.

Tecnología del bulonaje. Estudio particular del bulonaje a la resina.

ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE MINAS.  
Oviedo 1970. 3 Tomos.

CELADA, B.; FUENTE, A.M.

Estudio de la influencia de la superficie de los pernos anclados con resina sobre su comportamiento dinámico.

ROCAS Y MINERALES. Septiembre 1973

CELADA, B.; RIOS, J.

Realización de las voladuras de contorno en los terrenos carboníferos.

ROCAS Y MINERALES. Noviembre 1973.

CELADA, B.

Determinación de un sistema de control sobre la eficacia del bulonaje en galerías.

Testis Doctoral.

ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE MINAS.  
Oviedo, Enero 1979. 3 Tomos.

16

CELADA, B.

Utilisation des soutènements modernes dans les voies  
INSTITUT GEOTECHNIQUE DE LA UNIVERSITE DE WROCLAW.  
Wroclaw. Polonia, Octubre 1980.

CELADA, B.

Modernos principios para el sostenimiento de galerías.  
SIMPOSIO SOBRE USO INDUSTRIAL DEL SUBSUELO (SUIS)  
Madrid, 7 Abril 1981.

CELADA, B.

Sostenimiento de galerías: control del bulonaje.  
SIMPOSIO SOBRE USO INDUSTRIAL DEL SUBSUELO (SUIS)  
Madrid 7-9. Abril 1981

CELADA, B.

Tecnología y Control del bulonaje.  
Curso de Mecánica de Rocas aplicada a la Minería y a la  
construcción.  
División de Educación Continua.  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.  
México, 13 Mayo 1981.

HOEK, E.; BROWN, E.T.

Underground excavations in rock  
INSTITUT OF MINING AND METALLURGY. London 1980.

47

NAVAS ROJAS, R.

Innovaciones en los sistemas de soporte dentro de las minas  
de INDUSTRIAL MINERA MEXICO S.A.

SCOTT, J.J.

Interior rock reinforcement fixtures. State of the art.  
21 st. U.S. Symposium on Rock Mechanics  
UNIVERSITY OF MISSOURI - Rolla, May 1980.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION**

**APLICACION DE LAS ANCLAS EN MINERIA SUBTERRANEA**

**DR. BENJAMÍN CELADA TAMAMÉS**

**MAYO, 1983**

Benjamín Celada Tamamez  
Dr. Ingeniero de Minas.  
GEOCONTROL, S.A.

- 1.- Introducción.
- 2.- Determinación de la longitud de las anclas y su densidad de colocación en las galerías de Potasas de Navarra, S.A.
  - 2.1.- Características iniciales del anclaje empleado.
  - 2.2.- Desarrollo de la investigación.
    - 2.2.1.- Medidas de convergencia.
    - 2.2.2.- Medidas de expansión.
  - 2.3.- Análisis de los resultados.
    - 2.3.1.- Influencia de los parámetros estudiados sobre la convergencia.
    - 2.3.2.- Influencia de los parámetros estudiados sobre la expansión del techo.
- 3.- Explotación de dos frentes con galería común y hundimiento integral.
  - 3.1.- Antecedentes.
  - 3.2.- Condiciones del ensayo.
    - 3.2.1.- Trazado de la galería
    - 3.2.2.- Ademado tras el paso del primer frente.
  - 3.3.- Medidas de control.
  - 3.4.- Resultados de la expansión del techo.
    - 3.4.1.- Control de la expansión del techo.
    - 3.4.2.- Control de las convergencias.
    - 3.4.3.- Consideraciones finales.
- 4.- Conclusiones.

Benjamín Celada Tamamez  
Dr. Ingeniero de Minas  
GEOCONTROL, S.A.

1.- Introducción

El ademado con anclas presenta muchas ventajas respecto al ademado tradicional a base de arcos metálicos o concreto colado que fundamentalmente se concretan en un mejor control de la interacción entre la roca y el ademado que redundan en una mayor seguridad y un menor coste de operación. Sin embargo la utilización del ademado con anclas presenta algunos inconvenientes derivados de que las observaciones visuales de la estabilidad de una galería ademada con anclas dan muchamenos información que en el caso de un ademado tradicional lo cual se traduce en la necesidad de ejercer un mayor control sobre las galerías.

En esta exposición vamos a presentar dos experiencias referidas a sondas investigaciones realizadas en galerías ademadas con anclas : elección del esquema de ademado más idóneo y explotación de dos frentes con una galería común.

2.- Determinación de la longitud de las anclas y su densidad de colocación en las galerías de POTASAS DE NAVARRA, S.A.

Este trabajo ha sido realizado entre 1974 y 1975 y en él se han estudiado las longitudes y densidades de anclaje de tal forma que ha sido posible disminuir los costos de ademado, de forma apreciable, en las galerías tra

zadas en las explotaciones de carnalita de POTASAS DE NAVARRA S.A.

A principios del año 1972 se implantó en POTASAS DE NAVARRA, S.A. el anclaje a la resina. Desde esa fecha ha tomado éste una auge relativamente importante, llegando a colocarse, durante 1984, unos 125.000 bulones.

En los últimos meses se están colocando más de 6.500 bulones/mes y en un futuro próximo las necesidades de bulonaje se incrementarán.

Dada la importante utilización de las anclas en P.D.N. resulta evidente que es necesario compaginar adecuadamente las exigencias de seguridad, las necesidades de utilización del adomado frente a la presión de los terrenos y el grado de utilización del esquema de anclaje empleado.

Es lógico pensar que la situación óptima supondría el empleo de un anclaje mínimo que fuera compatible con las exigencias de seguridad y con las necesidades de adomado.

Para aproximarse a la situación óptima el camino más seguro consiste en estudiar detalladamente el comportamiento de las galerías ancladas para determinar el margen de seguridad de que se dispone en cada caso.

A lo largo de 1974 hemos estudiado, con todo detalle, el comportamiento de las galerías de silvinita bajo carnalita, lo que nos ha permitido diseñar un esquema de anclaje idóneo.

A lo largo de 1974 hemos estudiado, con todo detalle, el comportamiento de las galerías de silvinita bajo carnalita, lo que nos ha permitido diseñar un esquema de anclaje idóneo.

Dentro del plan de investigación llevado a cabo para aprovechar mejor las posibilidades del anclaje en POTASAS DE NAVARRA, S.A., aumentando la seguridad y disminuyendo los costos, en este trabajo presentamos los resultados de un estudio realizado sobre el anclaje de las galerías de carnalita de POTASAS DE NAVARRA, S.A.

#### 2.1.- Características iniciales del anclaje empleado.

En el mes de mayo de 1972 se implantó en POTASAS DE NAVARRA, S.A. la norma X-1-51-F2 que regulaba el esquema de adomado en las galerías de los frentes de carnalita. La longitud de las anclas estaba comprendida entre 1,5 y 2,5 m, utilizándose con preferencia anclas de 2 m de longitud. La densidad de anclaje podía estar, teóricamente, comprendida entre 1,43-0,86 bulones / m<sup>2</sup>, aunque en la práctica se colocaban unos 0,86 bulones / m<sup>2</sup>. En la Fig. nº 1 se muestra la citada norma.

La carnalita se presenta en el yacimiento de FDI en ocho capas, de las cuales se explotan la 1 y la 2 con una potencia rozada de 2,5 m.

Las propiedades mecánicas de la carnalita son, aproximadamente, un 50% inferiores a las de la silvinita, que es el otro mineral que se explota en POTASAS DE NAVARRA, S.A. Además, la carnalita es fuertemente higroscópica por lo que, al contacto con el aire, se descompone meteorizándose.



Estas circunstancias pueden hacer pensar que las galerías de carnalita necesitan un ademado mayor que las galerías de silvinita, cuando la realidad es bien distinta. En primer lugar la meteorización debida a la higroscopicidad solo afecta a la carnalita -- descubierta en una profundidad de unos pocos mm al cabo de varios años. En segundo lugar, como el yacimiento de POTASAS DE NAVARRA, S.A. es sensiblemente horizontal, en condiciones normales, los estratos que componen el techo de las galerías trabajan sobre todo a -- flexión. La capa de silvinita está compuesta por 18 -- vetas, perfectamente individualizadas, con una potencia total de unos 2 m.

La capa de carnalita está integrada -- por 8 vetas con una potencia total de unos 15 m. Al ser las vetas de carnalita mucho más potentes que las de silvinita (unas 17 veces más), su mayor momento de inercia compensa sobradamente la inferioridad de sus propiedades mecánicas; razón por la cual las galerías de carnalita se deforman menos que las galerías de -- silvinita.

Por otro lado la profundidad media de las explotaciones de carnalita era de unos 400 m correspondiendo una presión debida al peso de los terrenos de recubrimiento del orden de los 90 kg/cm<sup>2</sup>.

De esta manera las galerías permanecían dentro del límite elástico hasta que eran influenciadas por los frentes de explotación y como las galerías se abandonan tras el paso de los frentes, -- puede afirmarse que normalmente no se alcanza el límite elástico en las galerías de carnalita de POTASAS -- DE NAVARRA, S.A. durante el período de utilización.

En estas condiciones puede suponerse que el anclaje solamente juega el papel de reforzar -- la resistencia del techo de las galerías, impidiendo, sobre todo, la caída de costeros superficiales que -- pueden ser causa de graves accidentes.

## 2.2.- Desarrollo de la investigación.

La investigación se ha desarrollado -- sobre una galería en la que se han colocado anclas -- según diversos esquemas, variando de un esquema a otro la longitud de las anclas y su densidad de colocación.

La investigación se ha llevado a cabo en dos fases perfectamente definidas. En la primera -- se ha estudiado el comportamiento de zonas con anclas de 1,5 y 2 m de longitud, colocadas con densidades de 0,64 y 1,34/m<sup>2</sup>. En la segunda fase se ha estudiado -- el comportamiento de una galería ademada con anclas -- de 1 m de longitud colocadas con una densidad de -- 0,673 ancla / m<sup>2</sup>. En todos los casos se ha estudiado la deformación de los diversos tramos de galería desde el momento de la colocación de las anclas hasta el paso del frente en explotación que es cuando se producen las deformaciones más importantes.

La primera fase de la investigación se ha llevado a cabo en la galería IO-04 C que es la cabeza del frente IO-23. A lo largo de 125m de galería se han definido cinco tramos de ensayo de 25 m de longitud cada uno con las características que se indican a continuación.

### Tramo I

En este tramo la longitud de las anclas colocadas era de 1,5 m y su densidad de 0,64 anclas / m<sup>2</sup>, de acuerdo con el esquema de ademado que muestra la Fig. nº 2. En este tramo se han colocado las estaciones de medida de deformación números 1 y 2.

### Tramo II

En este tramo se ha mantenido la longitud de las anclas en 1,5 m, pero se ha aumentado su densidad de colocación hasta 1,34 anclas / m<sup>2</sup>, según muestra la figura nº 3.

En este tramo se han instalado las estaciones de medida de deformación números 3 y 4.

### Tramo III

En este tramo no se ha colocado ningún elemento de ademado, permaneciendo la galería hasta el paso del frente tal como quedó desde su traza je. En este tramo se han colocado las estaciones de medida de deformación números 5 y 6. Durante el ensayo ha sido destruida, accidentalmente, la estación nº 6, razón por la cual no ha podido suministrar información alguna.

### Tramo IV

Este tramo ha sido sostenido con anclas de 2 m de longitud, con una densidad de colocación de 0,64 anclas / m<sup>2</sup>, tal como indica la Fig. nº 4. En este tramo se han colocado las estaciones de medida de deformación números 7 y 8.

### Tramo V

En este tramo se ha mantenido la longitud de las anclas en 2 m; pero su densidad de colocación se ha aumentado hasta 1,34 anclas / m<sup>2</sup>, conforme se muestra en la Fig. nº 5. En este tramo se han colocado las estaciones de medida de deformación números 9 y 10.

La segunda fase del ensayo se ha llevado a cabo en la galería HO-66 C, que es el pie del frente IP-21. A lo largo de 100 m de esta galería se han colocado anclas de 1 metro de longitud, con una densidad de 0,673 anclas / m<sup>2</sup>, de acuerdo con la Fig. nº 6. En este tramo se han colocado las estaciones de medida de deformación números 11 y 12.

Para conocer en cada momento el estado de deformación de cada tramo de galería estudiada, hemos colocado doce estaciones de medida, diez en la galería IO-04 C y dos en la HO-66 C. En cada una de las estaciones de medida de deformación puede medirse la convergencia entre el techo y el muro y la deformación de los estratos del techo a diversos niveles.

Tanto las medidas de convergencia como las de deformación se han llevado a cabo con extensómetros mecánicos que aseguran una precisión en las medidas del orden de  $\pm 0,01$  mm.

#### 2.2.1.- Medidas de convergencia.

En la Fig. nº 7 puede verse la evolu-

7  
ción de las convergencias de las once estaciones de medida.

Los gráficos muestran, en ordenadas, el valor de la convergencia expresada en mm. En abscisas se representa la distancia del frente de arranque hasta el punto de medida. Como en POTASAS DE NAVARRA, S.A. las galerías de los frentes se abandonan detrás de éstos, las medidas de convergencia en las galerías de frente solo pueden realizarse desde el momento del trazado hasta que el frente de arranque se encuentra a escasos metros de la estación de medida.

#### 2.2.2.- Medidas de expansión.

En las nueve estaciones de medida correspondientes a la primera fase del ensayo, se han realizado medidas de deformación del techo a los niveles 0; 0,75; 1,5; 3 y 5 m.

En las Figuras nº 8 a 16 se muestra la evolución de las deformaciones registradas, en las nueve estaciones instaladas durante la primera fase de la investigación, en función de la distancia del frente del tajo a la estación de medidas. En ordenadas se expresa la deformación entre niveles sucesivos del techo, expresadas en mm/m.

En la segunda fase del ensayo hemos querido estudiar con más detalle la deformación de los primeros estratos del techo

10  
de la galería. Por ello se han colocado anclajes en los niveles 0; 0,5; 1; 2 y 4 m. De esta forma se ha podido estudiar con todo detalle la deformación de los primeros estratos del techo hasta una profundidad de 50 cm.

En las figuras nº 17 y 18 se muestran los gráficos de la evolución de la deformación en las dos estaciones de medida colocadas durante la segunda fase del ensayo.

#### 2.3.- Análisis de los resultados.

En los gráficos que muestran la evolución de la deformación en cada estación se pone de manifiesto, en todos los casos, que las deformaciones son mínimas a partir del primer metro de los estratos del techo. Por ello, en el caso de las deformaciones, el análisis se limitará a las expansiones del primer metro de techo (E1') consideradas desde que el frente de arranque se encuentra a 70 m de la estación de medida.

En la segunda fase de la investigación se han medido en las dos estaciones colocadas, números 11 y 12, la deformación del techo entre 0-0,5 m (E1') y entre 0,5 - 1 m (E1').

2.3.1.- Influencia de los parámetros estudiados sobre la convergencia.

De acuerdo con los resultados obtenidos, las convergencias estimadas para cada tramo de galería son las que se indican en el Cuadro siguiente :

		C <sub>70</sub> <sup>60</sup>	C <sub>70</sub> <sup>50</sup>	C <sub>70</sub> <sup>40</sup>	C <sub>70</sub> <sup>30</sup>	C <sub>70</sub> <sup>20</sup>	C <sub>70</sub> <sup>10</sup>
FASE 1a	Tramo I Estaciones 1 y 2...	1,5	5,5	9	26	52,5	90,5
	Tramo II Estaciones 3 y 4 (*)	4,5	9,5	14	19	25	32,5
	Tramo III Estaciones 5 y 6...	0,5	2	7	13	21	37
	Tramo IV Estaciones 7 y 8...	1	2,5	5,5	10	17,5	34
	Tramo V Estaciones 9 y 10...	3	5	9	19	53	134
FASE 2a	Estaciones 11 y 12	0,6	2,6	5	7	12,05	20

A la vista de éstos resultados podemos observar que las máximas convergencias medidas en cada tramo (C<sub>70</sub><sup>10</sup>), se escalonan entre 20 y 37 mm, salvo en los tramos I y V donde se han medido convergencias de 90 y 134 mm.

Según la teoría de SCHWARTZ la convergencia en una galería de frente puede determinarse mediante la expresión :

$$C_{d1}^{d2} = q. W. 0,6 \left[ f(d2) - f(d1) \right] \quad (1)$$

donde para  $d1 = 70$  m y  $d2 = 10$  m, tenemos que  $f(2) - f(1) = 0,065$ . Como la potencia rozada en los frentes de carnalita es de  $W = 0,9$ , tenemos que la convergencia esperada es de :

$$C_{70}^{10} = 0,9 - 2,5 \cdot 0,6 \cdot 0,065 = 0,088 \text{ m} = \underline{88 \text{ mm}}$$

Vemos que en la mayoría de los tramos estudiados se ha medido una convergencia muy inferior a la que, teóricamente, cabría esperar. Paradójicamente la convergencia teórica ha sido sobrepasada con exceso (134 mm frente a 88 mm), en el tramo V donde se han empleado las anclas de mayor longitud (2 m) y colocados con mayor densidad (1,34 bulones m<sup>2</sup>).

Estos resultados confirman la hipótesis de que las galerías de carnalita en el yacimiento de POTASAS DE NAVARRA S.A. están sometidas a presiones débiles comparadas con la resistencia mecánica de la carnalita, lo cual produce, en consecuencia, deformaciones pequeñas, siempre dentro del dominio elástico.

\* En el tramo II solo se han podido medir la convergencia cada 2 metros de avance del frente a partir del momento en que éste se encontraba a 20 m de la estación.

En el caso concreto de las galerías estudiadas la convergencia mínima (20 mm) se ha obtenido en la segunda fase del ensayo (estaciones 11 y 12). En ésta galería las anclas tenían una longitud de 1 metro y su densidad de colocación era de  $0,673 / m^2$ . También se han medido convergencias muy pequeñas en los tramos II, III y IV de la primera fase.

Resulta altamente significativo que se registran convergencias muy bajas - - (aproximadamente un tercio de la teórica) en el tramo III donde no se ha colocado ademado alguno.

Todo lo anterior induce a afirmar que, en las actuales galerías de carnalita de POTASAS DE NAVARRA, S.A. no existe una influencia apreciable en los parámetros que - habitualmente definen un esquema de anclaje - (longitud de las anclas y densidad de colocación), sobre el estado de deformación de las galerías que solo sufren las expansiones inevitables debidas al trazaje y una pequeña influencia debida a la aproximación de los frentes de arranque.

El pequeño valor de las presiones existentes hace pensar que en estas galerías influyen otros parámetros que, normalmente, tienen menor preponderancia, tales como : Mineralización de la galería, sentido de la - estratificación, retraso en la colocación del ademado...

En esta situación se explica que el papel del anclaje reside sobre todo en la eliminación de la caída de costeros superficiales que pueden producir graves accidentes.

Este objetivo puede ser cubierto con un amplio margen de seguridad empleando anclas de pequeña longitud (1 m), colocados con una densidad del orden de  $0,6$  anclas /  $m^2$ .

### 2.3.2.- Influencia de los parámetros estudiados sobre la expansión del techo.

En el apartado anterior hemos visto que las convergencias en los tramos de galería estudiados son realmente pequeñas, lo - - cual justifica la colocación de las anclas - - con una densidad baja. Hemos visto que, aun - utilizando anclas de 1 metro de longitud, las convergencias medidas son inferiores a las - - que, en teoría, cabría esperar. Considerando la utilización de anclas de 1 metro de longitud, conviene determinar el margen de seguridad con que contamos ante un eventual despague de los estratos por encima del ademado.

De las medidas efectuadas que se han representado en las figuras números 8 a 16 anteriores, queda claramente de manifiesto que, por encima de los primeros 75 cm del techo, - las deformaciones de los estratos son muy débiles y rara vez llegan a alcanzar valores de 2 mm/m cuando el frente de arranque se encuentra a 10 m de la estación de medida.

Por ello intentaremos poner en claro la influencia de los parámetros estudiados sobre la deformación de los primeros bancos - del techo que son los que sufren las mayores deformaciones.

En el cuadro siguiente se muestra - la medición de las deformaciones de los primeros 75 cm de techo en todos los tramos estudiados.

		C 60 70	C 50 70	C 40 70	C 30 70	C 20 70	C 10 70
FASE 1a	Tramo I Estaciones 1 y 2...	0,05	0,12	0,37	1,07	1,62	2,32
	Tramo II Estaciones 3 y 4...	0,3	0,5	0,8	1,2	1,8	2,6
	Tramo III Estaciones 5 y 6...	0,1	-0,2	0	0,2	0,2	0,5
	Tramo IV Estaciones 7 y 8...	0,2	0,6	1,1	1,4	3	7,6
	Tramo V Estaciones 9 y 10	0	0,2	0,3	0,4	1,2	3,6
FASE 2a	Estaciones 11 y 12	0,525	0,45	0,825	1,2	2,125	3,225

Los resultados que se muestran en el Cuadro anterior son totalmente coincidentes con los resultados obtenidos en las medidas de convergencias.

En primer lugar las máximas deformaciones están escalonadas entre 0,5 - 3,6 mm/m que son valores muy bajos y concuerdan con el buen estado de las galerías estudiadas. En el tramo IV se han registrado deformaciones de 7,6 mm/m que son perfectamente admisibles. En este tramo se han utilizado anclas de 2 m de largo.

En el tramo III, donde no se ha colocado ademaso alguno se han registrado las más bajas deformaciones + 0,5 mm/m; esta circunstancia confirma la influencia de factores sobre -- las galerías. Con objeto de tener un punto de -- comparación conviene señalar que en las gale-- rías trazadas en carbón, sostenidas con anclas, se admite como normal una expansión del 2% --- que supone para el primer metro de techo una de-- formación de 20 mm/m que es muy superior a la -- registrada aquí.

Los resultados contenidos en el cua-- dro anterior se refieren a la deformación de -- los primeros 75 cm del techo en cada uno de los tramos estudiados. Ante la posibilidad de utili-- zar anclas de 1 m de longitud cabe pensar en el poco margen que queda entre los 75 cm deforma-- dos y la longitud de las anclas que se van a -- usar.

Ante esto cabe decir que las medi-- das efectuadas durante la primera fase del ensa-- yo han puesto de manifiesto que solo se deforma-- ban los primeros 75 cm del techo, pero aún así la estabilidad estaba ampliamente asegurada en-- te la pequeñez de las deformaciones registradas.

A pesar de ello, para esclarecer aún más la deformación de los primeros estratos del techo, se ha llevado a cabo la segunda fase de la investigación sobre una galería de carnalita ademada, a lo largo de 100 m, con anclas de 1 m de longitud colocados con baja densidad. Los resultados de las estaciones de medida instaladas en la segunda fase, estaciones 11 y 12, son altamente elocuentes y muestran que la galería es absolutamente estable e incluso que su estado de deformación es menor que en otros tramos sostenidos con anclas más largas y colocadas con mayor densidad.

Para estudiar con más detalle la deformación de los primeros estratos del techo, en la segunda fase de la investigación hemos colocado anclajes en los niveles 0 - 0,5 - 1 m. Los resultados obtenidos se muestran en el Cuadro siguiente :

DEFORMACIONES ENTRE 0 - 0,5 m.

	60 El' 70	50 El' 70	40 El' 70	30 El' 70	20 El' 70	10 El' 70
Estación 11	0,7	1,2	1,7	2,2	3,2	4,5
Estación 12	0	0,2	0,2	0,4	0,9	1,5
Media	0,35	0,7	0,95	1,3	2,05	3,15

	60 El' 70	50 El' 70	40 El' 70	30 El' 70	20 El' 70	10 El' 70
Estación 11	0,7	0,2	0,3	0,4	1	1,5
Estación 12	0	0	0,4	0,7	1,2	1,8
Media	0,35	0,1	0,35	0,55	1,1	1,65

Claramente puede verse que la deformación entre 0,5 - 1 m es muy pequeña -- ( $El'_{70}^{10} = 1,65$  mm/m), mientras que la deformación de los primeros 50 cm de techo es bastante mayor ( $El'_{70}^{10} = 4,5$  mm/m), aunque nunca se llegan a alcanzar los límites admisibles.

Esta situación solo se justifica por la carencia de presiones elevadas sobre las galerías que la mayor parte de las deformaciones afectan exclusivamente a la zona -- más superficial del techo, conservándose prácticamente inalterados y absolutamente estables -- los estratos del techo a partir de los primeros 50 cm del techo.

Por todo ello resulta patente que la utilización de anclas de 1 m de longitud en las galerías de carnalita de POTASAS DE NAVARRA, S.A. es perfectamente viable, con un margen de seguridad muy amplio.

En las figuras no 19 y 20 -- puedan apreciarse el perfecto estado de conservación de una de estas galerías ademada con anclas de 1 m de longitud en el momento del paso del frente de arranque.

3.- Explotación de dos frentes con galería común y hundimiento integral.

El sistema de explotación utilizado en POTASAS DE NAVARRA, S.A. es de frente largo con hundimiento integral. Las galerías de servicio de los frentes se abandonan tras el paso de éstos, por lo cual puede afirmarse que la explotación se realiza en retirada.

Actualmente la longitud media de los frentes es de 180 m, utilizándose dos galerías de servicio, una de cabeza y otra de pie, para cada uno. Esta disposición implica el trazaje de 2,77 m/1.000 t en el caso de los frentes de silvinita.

A pesar de que este índice es reducido, resulta evidente que si en vez de disponer de dos galerías para cada frente se utilizara la galería de pie de un frente como cabeza del siguiente, se conseguiría una disminución sustancial en los costes de trazaje.

Para que esto sea posible es necesario, que la interferencia operativa de los dos frentes sea mínima, lo cual nos llevaría, en el caso extremo a decidir que la distancia entre dos frentes fuera mayor que la longitud de un cuartal, es decir, superior a 400 m. Es evidente que con esta disposición la interferencia sería nula, pero resultaría especialmente dificultosa la conservación de la galería de pie del primer frente tras el hundimiento de éste.

Para evitar los efectos de la compactación del hundimiento, sobre la galería que se va a utilizar dos veces, es conveniente que la distancia entre los dos frentes sea menor que la distancia que debe alejarse un frente de un punto dado para que se inicie el fenómeno de compactación del hundimiento.

Dado que en POTASAS DE NAVARRA, S.A. la explotación se realiza en retirada, que los frentes están sensiblemente alineados en sentido transversal y que sus velocidades de avance son similares, parece posible pensar en realizar la explotación de dos frentes próximos con una galería en común.

En lo que sigue expondremos los resultados de una experiencia de este tipo llevada a cabo en los frentes JP-11 y JP-14 de POTASAS DE NAVARRA, S.A. en 1.974.

3.1.- Antecedentes

La explotación de los tejos con galería de servicio común ha sido ensayada en POTASAS DE NAVARRA, S.A. en 1970 - 1971, con ocasión de la puesta en explotación de los tres primeros frentes de carnalita : IP-21, IO-24 e IO-22. Los frentes extremos IP-21 e IO-22, disponían de dos galerías en capa para su servicio pero el IO-24 tenía sus dos galerías comunes con los anteriores, según se muestra en la Fig. nº 21.

En total estos tres frentes utilizaron unos 460 metros de galería común, cuya disposición es la que se muestra en la Fig. nº 22.

Esta disposición de los frentes con galería común fue abandonada pasándose a utilizar dos galerías independientes para cada caso.

Las razones que hicieron necesario abandonar esta disposición hay que buscarlas en la marcha irregular de rozadoras bidireccionales y pilas hidráulicas de tipo flecha, que en los primeros momentos de la explotación producían numerosas averías. En



to hacia aumentar peligrosamente la separación de dos frentes vecinos, por encima de los 40 m. En estas condiciones la conservación de las galerías se hacía muy difícil. Aumentaba la dificultad de la conservación el hecho de que las galerías no tuviesen ademado alguno, por lo cual el techo y los parámetros se deformaban notablemente ante los efectos dinámicos del avance del frente.

Este ensayo tenía por objeto demostrar que es posible la utilización de una galería en capa para el servicio de dos frentes de explotación situados a ambos lados de la galería.

En particular se ha deseado investigar el comportamiento de la galería objeto del ensayo, después del paso del primer frente, durante el proceso de acercamiento del segundo frente.

El interés del ensayo es doble ya que, por un lado, existe la posibilidad de ahorrar el trazado de una galería cada dos frentes de explotación con las ventajas que esto supone; pero más importante todavía es el mayor grado de aprovechamiento del yacimiento que con esta disposición se puede conseguir. Como se muestra en la Fig. nº 23 el hecho de utilizar dos galerías para cada frente de carnalita, exige dejar un macizo entre cada dos frentes de unos 5 m. Este macizo abandonado produce una zona de sobrepresión, una vez que la explotación de la carnalita se ha efectuado, que implica a su vez la creación de otro macizo de unos 16 m de ancho en la capa de silvinita.

## 2.- Condiciones del ensayo

Para realizar este ensayo se eligió la galería de pie del frente JP-11 que, tras eliminar la galería de cabeza del frente JP-14, se convirtió en galería única para los dos, conforme se indica en la Fig. nº 24, a lo largo de 86 m.

Dado que el frente JP-14 se encontraba próximo al final de la explotación, en caso de que se presentaran dificultades durante el ensayo, éstas desaparecerían al sobrepasar el frente JP-11 la posición final del frente JP-14, haciendo la galería de pie del frente JP-14 las funciones de galería de cabeza del JP-11. En cualquier caso la duración del ensayo estaba limitada a unos tres meses, ya que ese tiempo es el máximo que invertiría el frente JP-11 en recorrer los 86 m de galería en común.

### 3.2.1.- Trazado de la galería

La galería HP-52, donde se ha realizado el ensayo, ha sido trazada con un minador JOY 6PM. Sus dimensiones son de 4,5 de ancho por 2,5 de alto, lo cual implica una sección libre de 11,25m<sup>2</sup>. El trazado de la galería con minador continuo coopera notablemente a su ademado, ya que los parámetros excavados no se ven afectados por los efectos de los explosivos que degradan sus propiedades mecánicas.

En la zona objeto del ensayo la estratigrafía está absolutamente trastornada, la pendiente de las capas es muy fuerte y muy variable, pues éstas están afectadas por

numerosos pliegues. El techo de la galería debiera ser sal intermedia, pero, como consecuencia de los trastornos geológicos en él se encuentran silvinita, carnalita y hasta margas de techo. Para estimar la estabilidad de la galería, antes de que ésta se vea sometida a los efectos de los frentes, se ha supuesto que el techo está compuesto de carnalita. Como la profundidad de la galería es de 200 m, la presión vertical estimada para el macizo virgen es solamente de 46 Kg/cm<sup>2</sup>.

A partir de este valor se deduce que la presión sobre el techo de carnalita es lo suficientemente pequeña como para que no sea necesario ademado alguno durante la fase del trazaje antes de que la galería se vea afectada por el avance de los tajos.

Cuando el frente en explotación se aproxima a un punto de una galería, la onda de sobrepresión que le precede afecta a la estabilidad de la galería y hace necesaria la colocación de un ademado ya que, en nuestro caso, no es posible garantizar la estabilidad, confiando exclusivamente en las propiedades mecánicas de las rocas.

En la galería HP-52 los cálculos han puesto de manifiesto que, con una densidad de anclaje de 0,85 anclas/m<sup>2</sup>, la estabilidad de la galería estaba garantizada con la utilización de anclas de 1,5 m de longitud. En la figura nº 25 se muestra el esquema de anclaje adoptado para el ademado de la galería HP-52.

Las anclas eran lisas y estaban fabricadas con acero F-111. Todo el techo de la galería estaba recubierto con tela metálica de simple torsión y 3 mm de diámetro.

### 3.2.2.- Ademado tras el paso del primer frente.

El esquema de ademado adoptado para la galería HP-52 permite que ésta soporte los efectos de la sobrepresión producida por el avance del primer frente. Sin embargo, como los frentes de POTASAS DE NAVARRA, S.A. no se rellenan sino que se deja hundir el techo detrás de ellos, es evidente que el parámetro de la galería correspondiente al primer frente es arrancado al paso de éste, con lo cual el techo de la galería queda en voladizo. Esta estructura no puede mantenerse hasta el paso del segundo frente, si no se coloca un apoyo que alivie las exigencias estructurales del techo de la galería. Por otro lado se beneficia notablemente la estabilidad de la galería si se reduce su anchura. Para conseguir ambas cosas es preciso colocar un ademado provisional tras el paso del primer frente. La reducción de la anchura de la galería, detrás del frente JP-14, es posible, ya que el frente JP-11 está equipado con una rozadora bidireccional, razón por la cual la rozadora no necesita salir completamente a la galería y con 2 metros que ésta tenga de anchura es suficiente.

En la Fig. no 26 se muestra la -- disposición del ademado adicional tras el paso del primer frente adoptada en la galería objeto del ensayo.

Se ha colocado en cada metro de -- galería una llave fija, construída con cuadrados de madera de roble; estas llaves se han colocado al tresbolillo para cubrir los 2 m. de ancho.

Al acercarse el segundo frente la galería se ve sometida a una nueva onda de sobrepresión, y como el techo ya se ha deformado notablemente, es preciso colocar un ademado -- portante que cubra los 20 m más próximos al segundo frente. En nuestro caso el ademado portante está constituido, conforme se indica en la Fig. no 27, por postes hidráulicos Dowty y una pila hidráulica autodesplazable tipo --- FLECHA que acompaña a las del frente JP-11.

### 3.3.- Medidas de control

A lo largo del ensayo se ha controlado el estado de deformación de la galería realizando medidas de convergencias y expansión.

En los 86 m de la galería objeto del ensayo se han colocado dos estaciones de medida de convergencias señaladas con E1 y E2 en la Fig. no 24. La distancia entre estas dos estaciones es de 36 m y están situadas en el centro del tramo estudiado. La frecuencia de la toma de medidas era de una cada dos semanas -- cuando los frentes estaban a más de 20 m de la estación

de medida y de una medida semanal cuando los frentes estaban próximos a las estaciones. Para la medida de la convergencia se ha utilizado un extensómetro mecánico que realizaba las mediciones con precisión de -- 0,01 mm.

Para controlar el movimiento de los diversos estratos del techo se han colocado, en el tramo objeto del ensayo, dos estaciones de medida de -- expansión cuya ubicación es la misma que la de las estaciones de convergencia.

En cada una de las dos estaciones se han colocado cinco puntos fijos que permiten determinar la evolución de las deformaciones entre los siguientes niveles del techo :

- Entre la superficie del techo y 0,70 m de profundidad.
- Entre 0,70 m y 1,80 m de profundidad.
- Entre 1,80 m y 2,50 m de profundidad.
- Entre 2,50 m y 3,85 m de profundidad.

La frecuencia de las mediciones era la misma que en el caso de las medidas de convergencia. Las medidas se han realizado con un extensómetro mecánico similar al empleado en las medidas de convergencia.

### 4.- Resultados obtenidos.

La explotación del frente JP-14 utilizó la galería común HP-52 como galería pie desde finales de octubre de ese mismo año, tardando 53 días en recorrer los 86 m de la galería ensayada, lo que -- significa una velocidad de avance de 1,6 m/día.

La longitud del frente JP-14 era de 160 m, su producción media durante este periodo fue de 999 t/día y el rendimiento de 55 t/h.r. Por su parte el frente JP-11 utilizó por segunda vez la galería HP-52 desde primeros de septiembre de 1974 hasta mediados de marzo de 1975. En este periodo hay que destacar que, desde el 20.11.74 hasta el 3.3.75, no se realizó actividad alguna en este frente, debido a una huelga general en POTASAS DE NAVARRA, S.A. El tiempo útil de trabajo ha sido de 48 días, lo cual supone una velocidad de avando de 1,8 m/día a lo largo del tramo estudiado. La longitud del tajo JP-11 era solo de 120 m, su producción media durante este periodo fue de 820 t/día y el rendimiento de 46 t/h.r.

Durante el tramo de explotación de los frentes JP-11 y JP-14 no se ha encontrado la mínima anomalía en el comportamiento de la galería común, ni se ha registrado perturbación de la marcha de los frentes debida al comportamiento de la galería. Los resultados obtenidos por el frente JP-11 son algo inferiores a los alcanzados por el JP-14, debido fundamentalmente a su menor longitud que implicaba más maniobras de la rozadora y a las características geomecánicas del frente. Esta circunstancia también se ha puesto de manifiesto en los tramos de explotación de estos frentes con galerías independientes. Hay que destacar el excelente comportamiento de la galería durante los 3 meses largos de inactividad debidos a la huelga. En este periodo los frentes no avanzaron y precisamente el JP-11 se encontraba en el centro del tramo de ensayo con galería única. A pesar de soportar, durante un periodo tan largo, los efectos de la onda de presión, la galería HP-52 se mantuvo en perfecto estado de conservación.

3.4.1.- Control de la expansión del techo

En las figuras números 28 y 29 se muestra la evolución de las expansiones del techo de la galería HP-52 ante el avance de los frentes JP-14 y JP-11.

Las deformaciones registradas en ambas estaciones son muy similares en los aspectos fundamentales. Antes de la llegada del primer frente las deformaciones de los distintos niveles son despreciables ya que apenas superan el valor de 2 mm/m.

Ante la llegada del primer frente se empieza a notar un aumento de la expansión en los primeros estratos del techo (10-0,7 y 0,7 - 1,8 m); esta expansión se mantiene creciente hasta que el primer frente ha rebasado, en unos 10 m, la estación de medida, instante en que se produce la descarga del bajo techo y, como consecuencia, se provoca la expansión de los estratos superiores del techo (1,8, 2,5m y 2,5 - 3,6 m) que crece rápidamente hasta alcanzar valores muy notables hasta que el frente del tajo se ha separado unos 30m. En este instante, en la estación 1, se alcanzan los 33 mm/m y 52 mm/m en la estación 2. A pesar de que estos valores son elevados la integridad del techo ha sido absoluta tal como se muestra en la Fig. nº 30.

Esta situación permanece estacionaria a medida que se aleja el primer frente hasta que el segundo frente se encuentra a unos 12 m de la estación de medida. A partir de este instante las deformaciones aumentan - hasta que en el momento del paso del segundo frente se alcanzan 41 mm/m en la Estación 1 - y 85 mm/m en la Estación 2. Estas deformaciones son elevadas y, considerando que la longitud de las anclas utilizadas es de 1,50m, puede afirmarse que el techo se ha despegado por encima de los estratos anclados, pero la resistencia proporcionada por las anclas ha sido suficiente para que el techo mantuviera su integridad.

Como puede observarse, la estación 2 presenta una deformación sensiblemente superior a la que se registra en la estación 1. Esto se debe a que el tajo JP-11 estuvo parado, a causa de la huelga general, una vez que había rebasado la estación 1, pero sin llegar a la estación 2. De esta forma la estación 2, además de sufrir el paso del frente JP-14 y el acercamiento del JP-11, tuvo que soportar, durante tres meses, los efectos de la onda de sobrepresión que precedería al frente JP-11.

A pesar de los efectos prolongados de la onda de presión del frente JP-11 sobre la galería HP-52, ésta ha resistido perfectamente y su estado no ha podido ser más satisfactorio, conforme se muestra en la Fig. nº 31.

### 3.4.2.- Control de las convergencias

En las Figuras 32 y 33 se muestra la evolución de las convergencias, en las dos estaciones de medida, de la galería HP-52 durante el desarrollo del ensayo.

Una vez trazada la galería, antes de la llegada del primer frente, la convergencia observada es realmente pequeña, pues solo se han medido 1 mm en la estación 1 y 2 mm en la estación 2.

Durante el paso del primer frente, JP-14, el comportamiento observado en las dos estaciones ha sido idéntico; al paso del frente se ha medido una convergencia de 6 mm en la estación 1 y de 8 mm en la estación 2. Cuando el frente JP-11 había rebasado en 25 m ambas estaciones, la convergencia registrada ha sido de 110 mm en la estación 1 y de 100 mm en la estación 2.

Los efectos del paso del frente JP-11, han sido distintos debido a la parada en la explotación del frente durante más de tres meses que no ha afectado a la primera estación y sí a la segunda.

Quando el segundo tajo, JP-11 se encontraba delante de la primera estación - se ha medido una convergencia de 320 mm, mientras que en la segunda estación se han registrado 450 mm.

31

La convergencia registrada en la estación 2 durante la parada del frente JP-11, ha sido de 170 mm; es decir que, si de la convergencia final de la estación 2 descontamos la debida a la parada del frente JP-11, resulta que la convergencia efectiva es de 280 mm, que es muy parecida a la registrada en la estación 1.

Como conclusión sobre el comportamiento de la galería HP-52, tras el paso de los dos frentes, debemos afirmar que su estado ha sido, en todo momento, altamente satisfactorio. Por otra parte hay que destacar que, en ningún momento, la galería HP-52 ha influido negativamente en la marcha del frente JP-11, razón por la cual el ensayo ha constituido un éxito total.

### 3.4.3.- Consideraciones finales.

Ya hemos indicado que el hecho de realizar la explotación de los frentes de carnalita con galerías independientes en cada frente implica la creación de un importante macizo entre las dos galerías de silvinita. Este macizo tiene una anchura media de unos 16 m y debe abandonarse totalmente, razón por la cual el mineral en él contenido no se extrae. Esta pérdida es del orden del 10% de las reservas explotables.

32

Si extendemos la utilización de una sola galería para la explotación de todos los frentes en la capa de carnalita, al no dejar ningún macizo, el diseño de las galerías de silvinita debajo de la carnalita ya explotada, puede hacerse de una forma más racional.

Será necesario utilizar dos galerías en silvinita para cada frente, pero con un macizo entre ellas mucho más pequeño que si se trazan dos galerías en carnalita.

De acuerdo con todo lo anterior la disposición óptima de las galerías para conseguir un aprovechamiento integral del yacimiento, explotando primero la carnalita y a continuación la silvinita, es la que se muestra en la Fig. nº 34.

En conclusión hay que afirmar -- que el ensayo realizado sobre la utilización de una sola galería común a dos frentes ha sido un éxito completo, ya que se han superado todos los problemas que hace años se presentaron en este tipo de galerías. El servicio de los frentes no ha tenido ninguna dificultad, ya que el comportamiento de la galería ha sido excelente. Hay que destacar que, además de las solicitaciones habituales, la galería ha sufrido los efectos de la onda de presión del segundo frente durante los casi tres meses que ha durado la huelga.

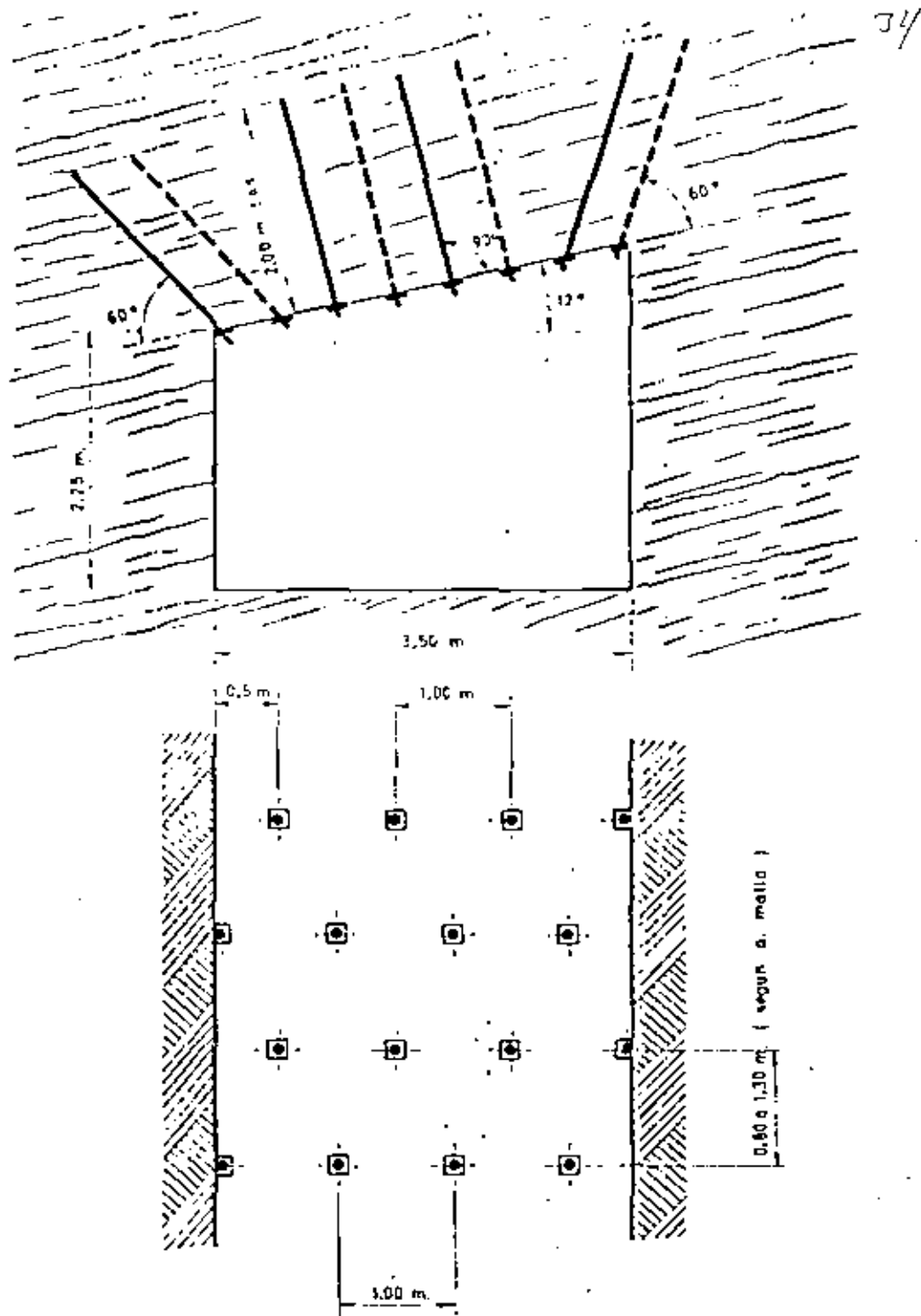
#### 4.- Conclusiones

33

El ademado con anclas constituye una técnica muy apreciable mediante la que se pueden resolver importantes problemas de estabilidad en galerías y obras subterráneas llegando a soluciones muy satisfactorias desde un punto de vista técnico y económico.

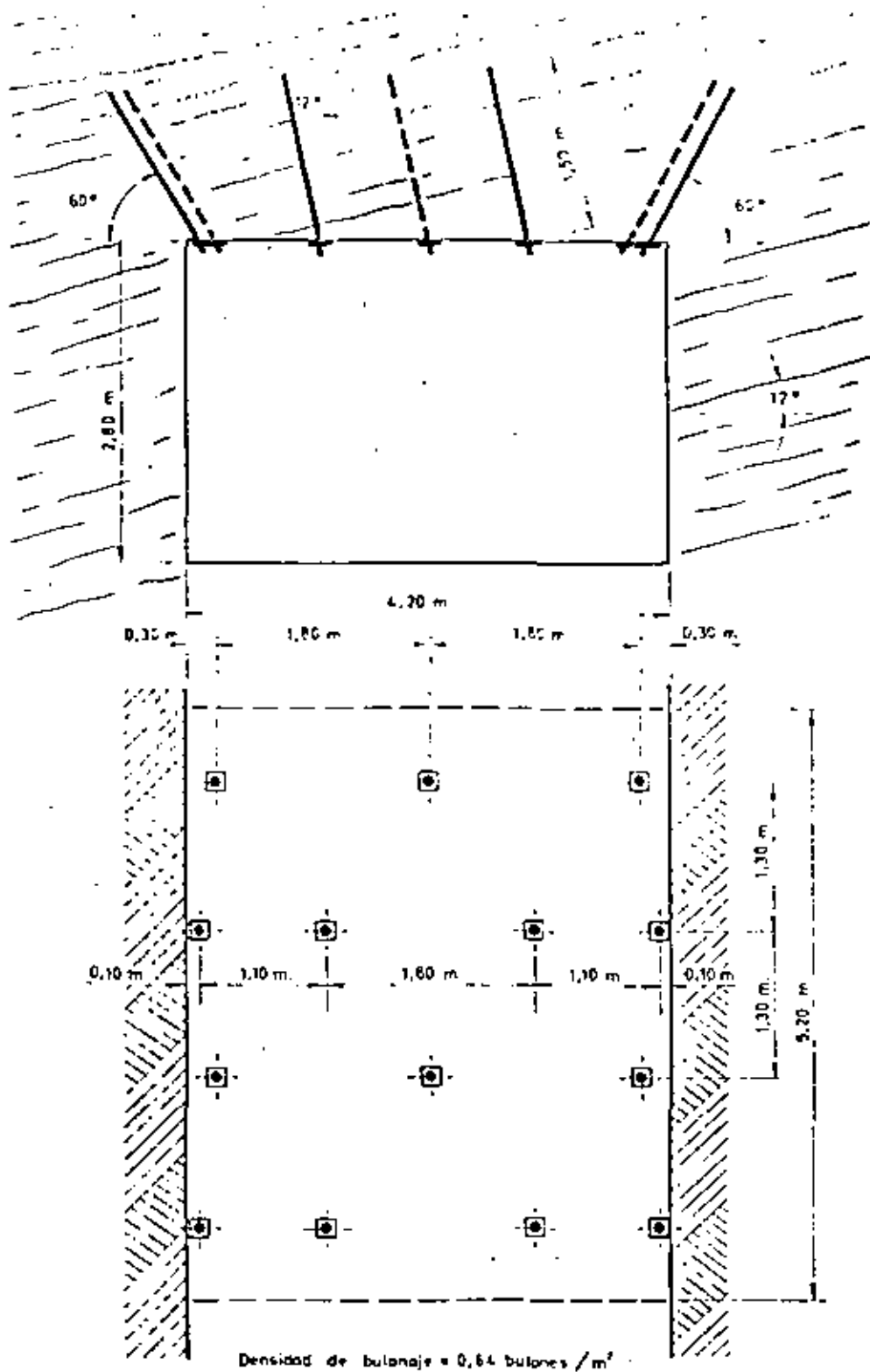
El empleo de las anclas exige un control adecuado sobre el estado de deformación de las galerías y obras subterráneas además con estos medios ya que las observaciones visuales aportan, en estos casos, una información reducida.

En esta exposición hemos puesto de manifiesto la metodología seguida en la resolución de los problemas típicos del ademado con anclas que puede ser aplicada a muchos otros casos prácticos.



**Fig. 1 - NORMA X-1-51-F2 PARA BULONAJE EN GALERIAS DE P.D.N.**





**Fig. 2** - DISPOSICION DEL BULONAJE EN 10-04 C.  
TRAMO 1.

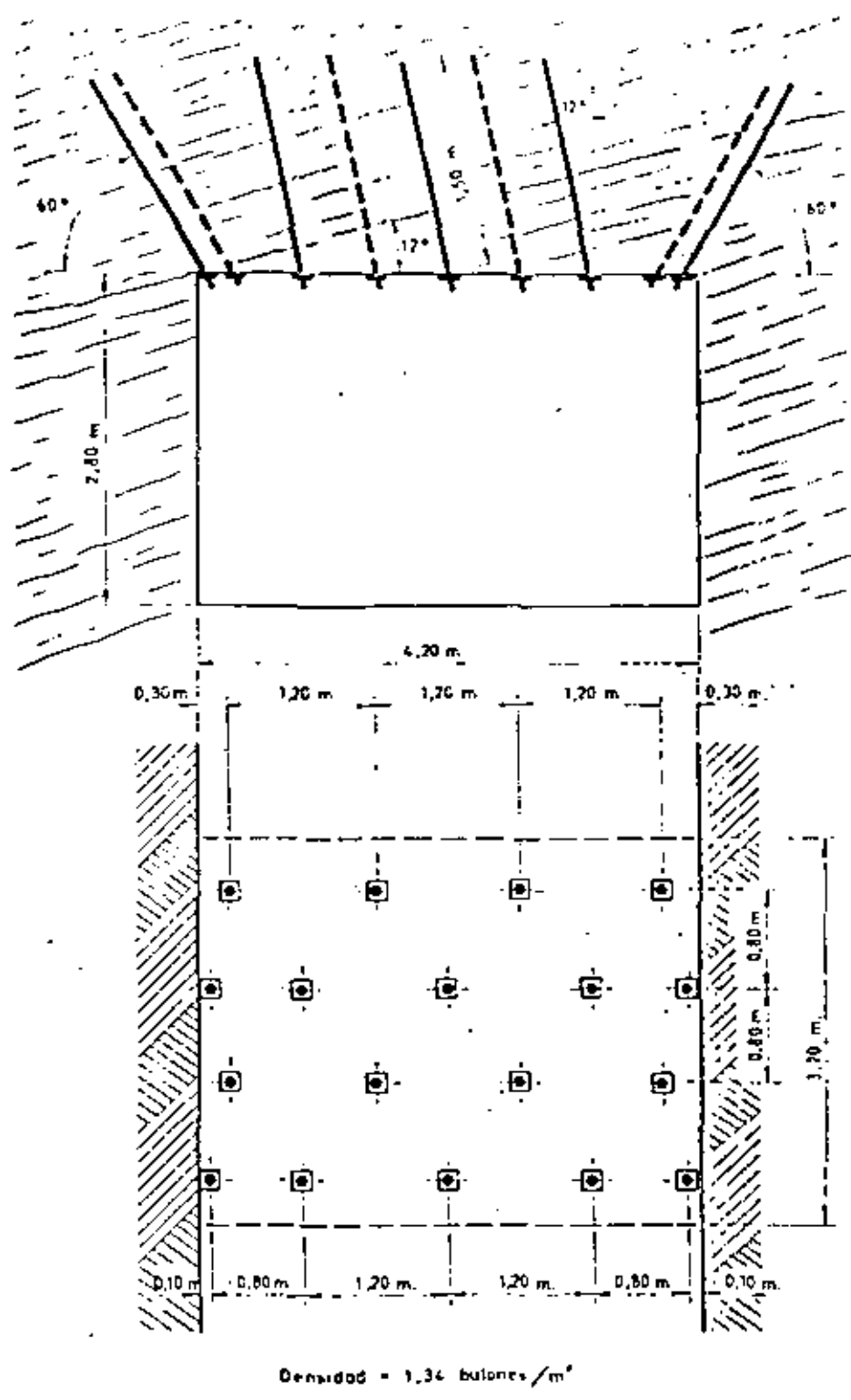
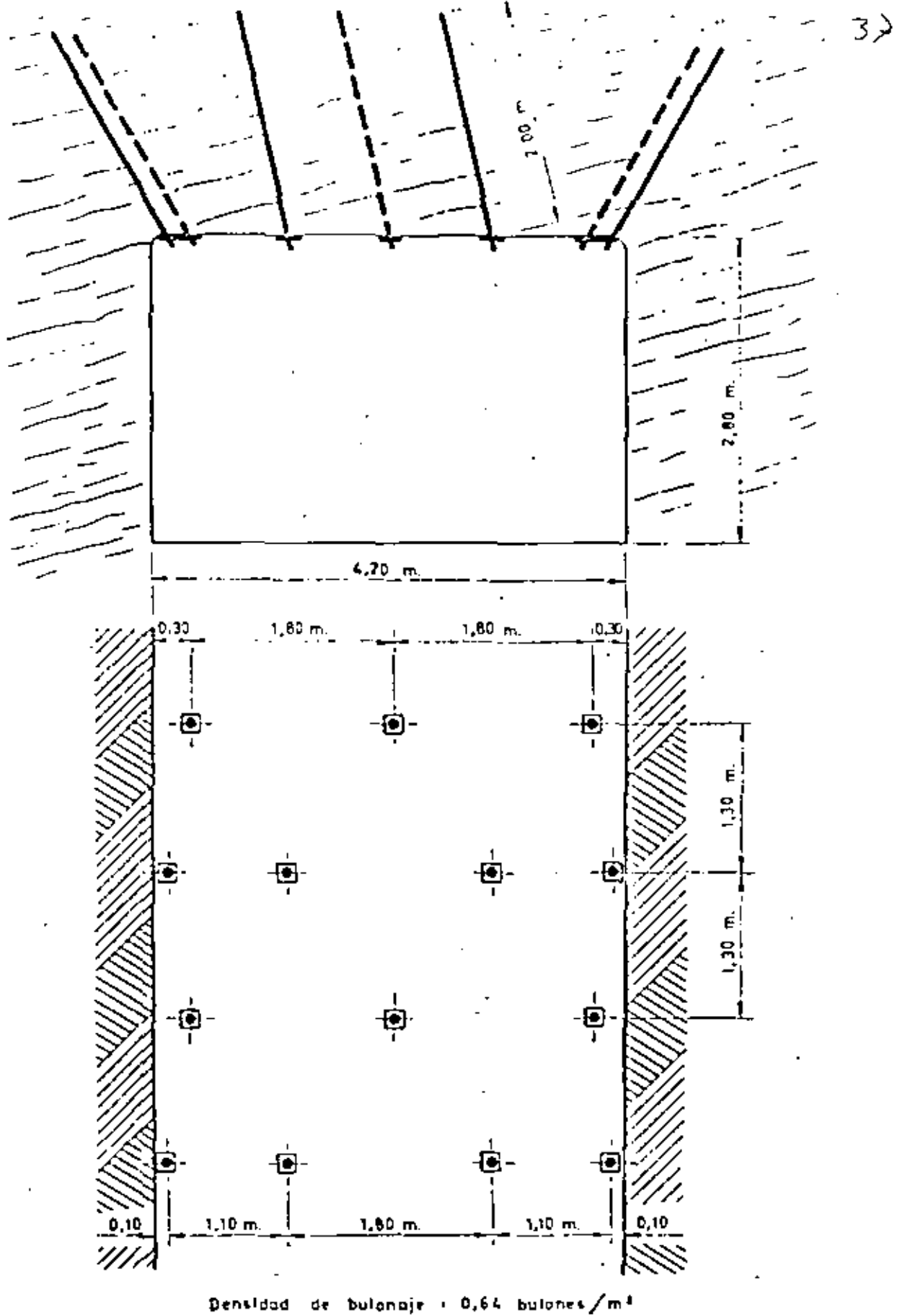
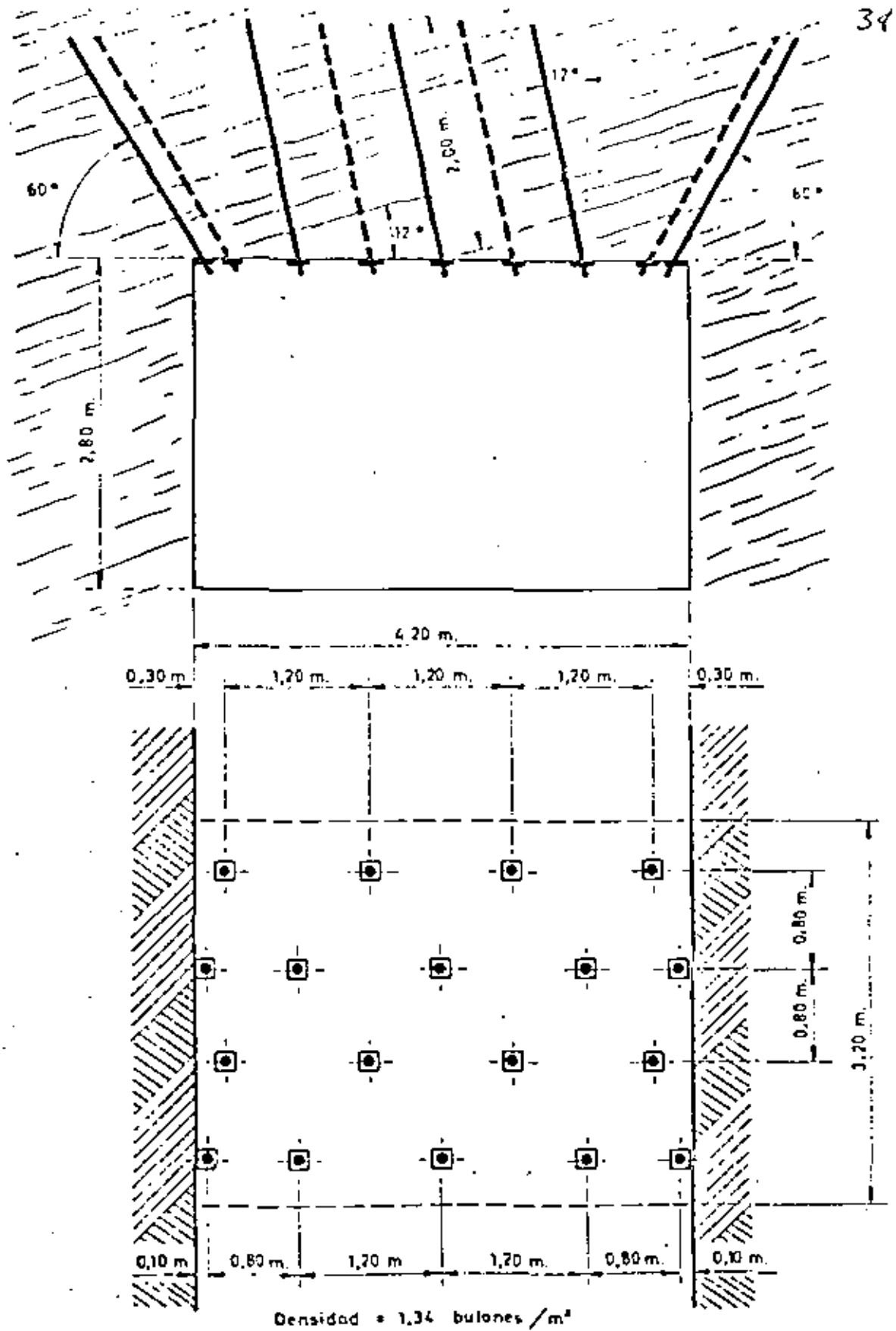


Fig. 3 - DISPOSICION DEL BULONAJE EN 10-04 C  
TRAMO II

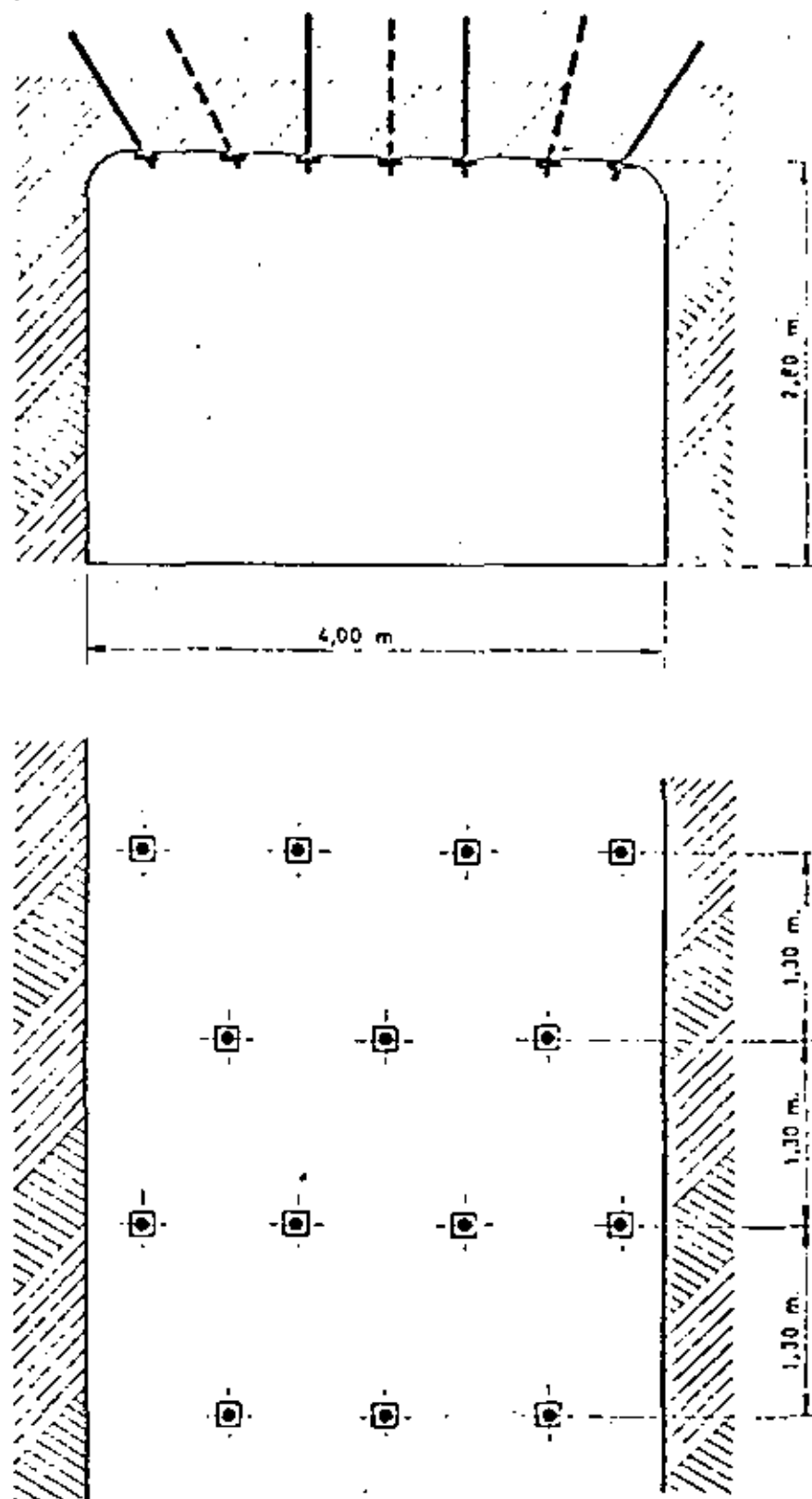


**Fig. 4** - DISPOSICION DEL BULONAJE EN 10-04 C .

TRAMO IV



**Fig. 5 - DISPOSICION DEL BULONAJE EN 10-04 C .**  
**TRAMO V .**



Longitud de los bulones = 1.00 m.

Densidad de bulonaje = 0,673 bulones / m.<sup>2</sup>

Escala 1:50

Fig. 6 - DISPOSICION DEL BULONAJE EN HO-66 C .

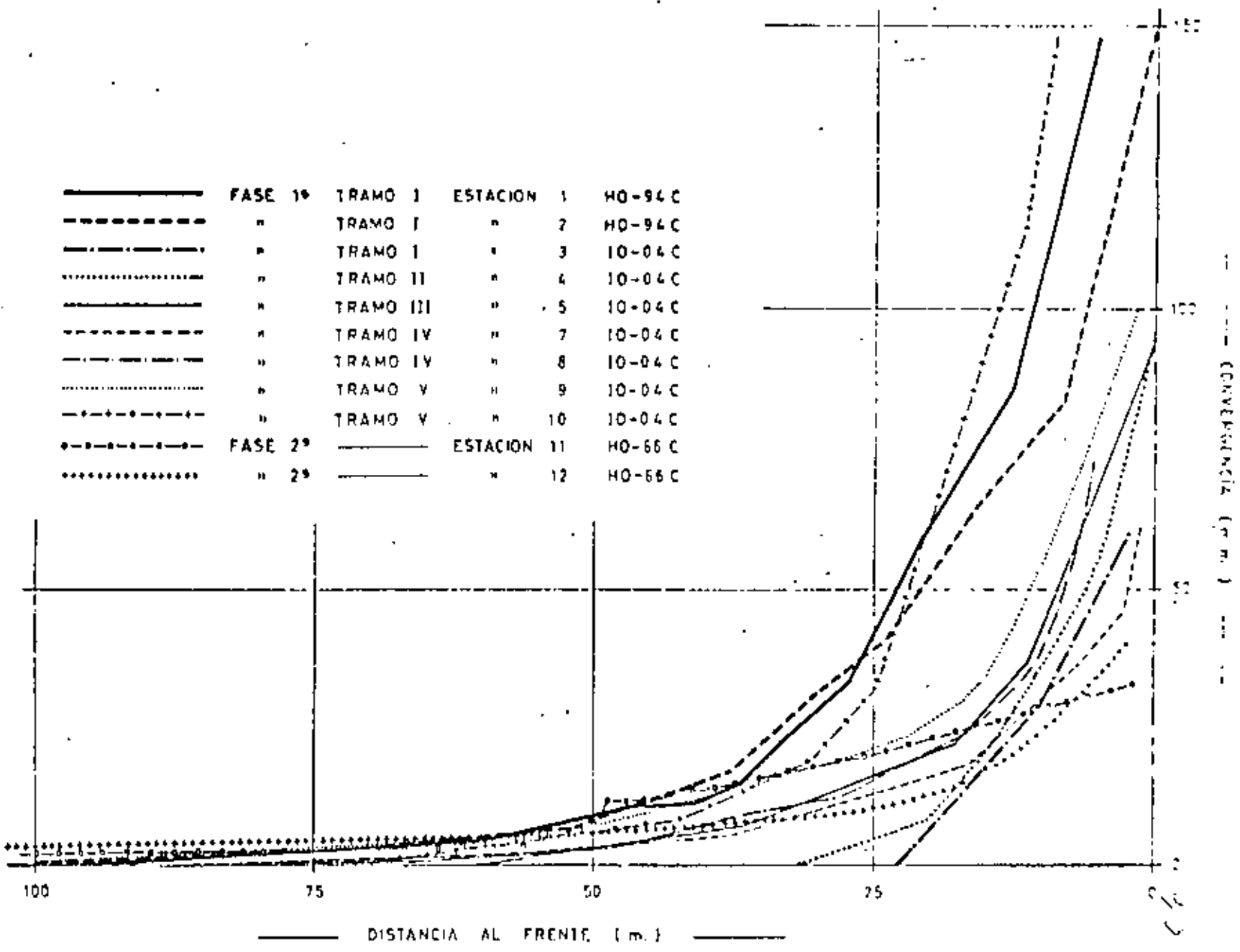


Fig. 7 - EVOLUCION DE CONVERGENCIAS EN LOS TRAMOS DE ENSAYO PARA DETERMINAR LA LONGITUD Y DENSIDAD DE BULONAJE EN P.D.N.

—————	Deformación entre BOCA y A-0,75 m.
- - - - -	" " A-0,75 y A-1,50 m.
- · - · -	" " A-1,50 y A-3,00 m.
.....	" " A-3,00 y A-5,00 m.

Longitud del perno 1,50 m.  
 Densidad de bulonaje = 0,54 pernos / m<sup>2</sup>

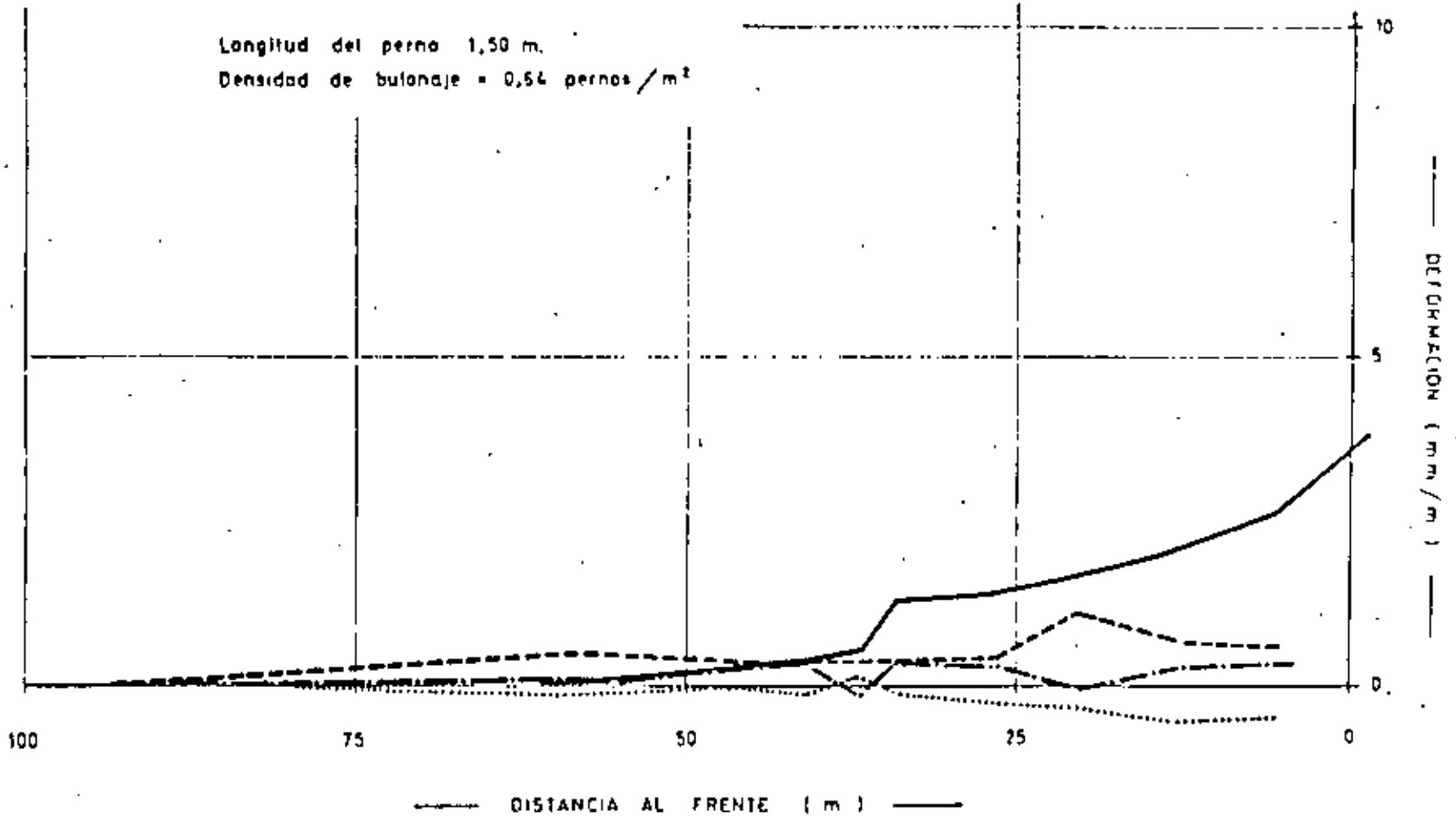
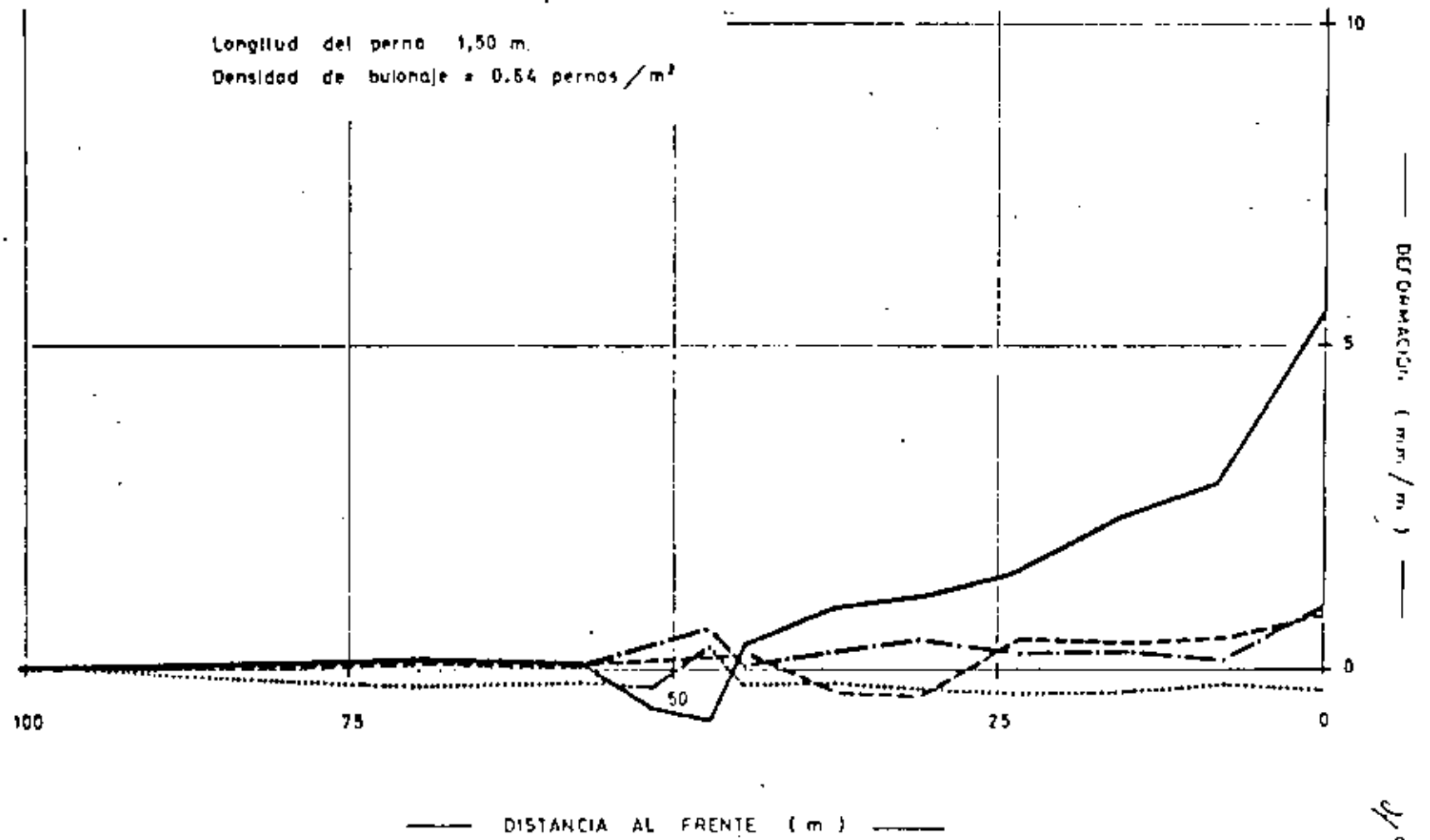


Fig. 8 - DEFORMACIONES EN TRAMO I, ESTACION 1

DE LA GALERIA HO-94 C

—————	Deformación entre BOCA y A-0,75 m.
- - - - -	" " A-0,75 y A-1,50 m.
- · - · -	" " A-1,50 y A-3,00 m.
·····	" " A-3,00 y A-5,00 m.

Longitud del perno 1,50 m.  
 Densidad de bulonaje = 0,54 pernos / m<sup>2</sup>



19/10

Fig. 9 — DEFORMACIONES EN TRAMO 1, ESTACION 2

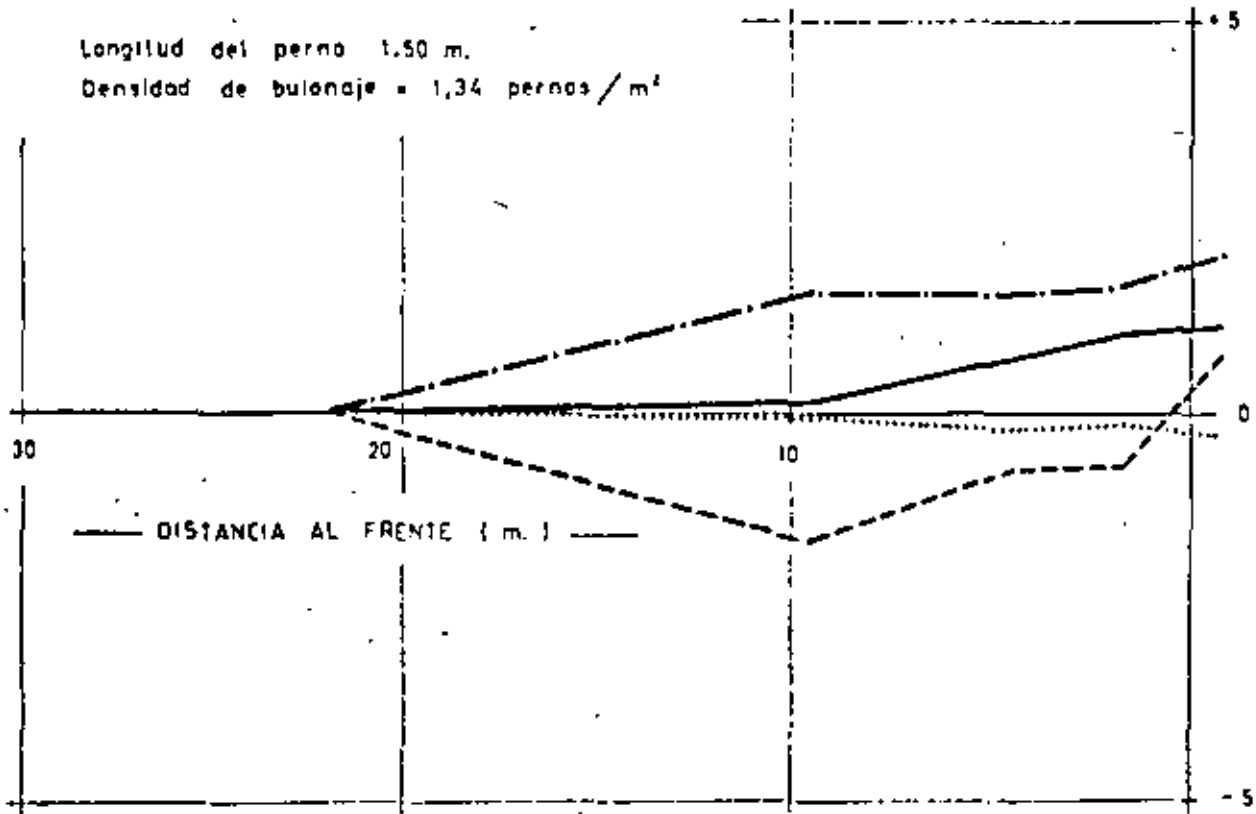
DE LA GALERIA HO-94 C



**Fig. 10** - DEFORMACIONES EN TRAMO II, ESTACION 3  
 DE LA GALERIA 10-04 C.

—————	Deformación entre BOCA y A-0,75 m.
- - - - -	" " A-0,75 y A-1,50 m.
- · - · -	" " A-1,50 y A-3,00 m.
·····	" " A-3,00 y A-5,00 m.

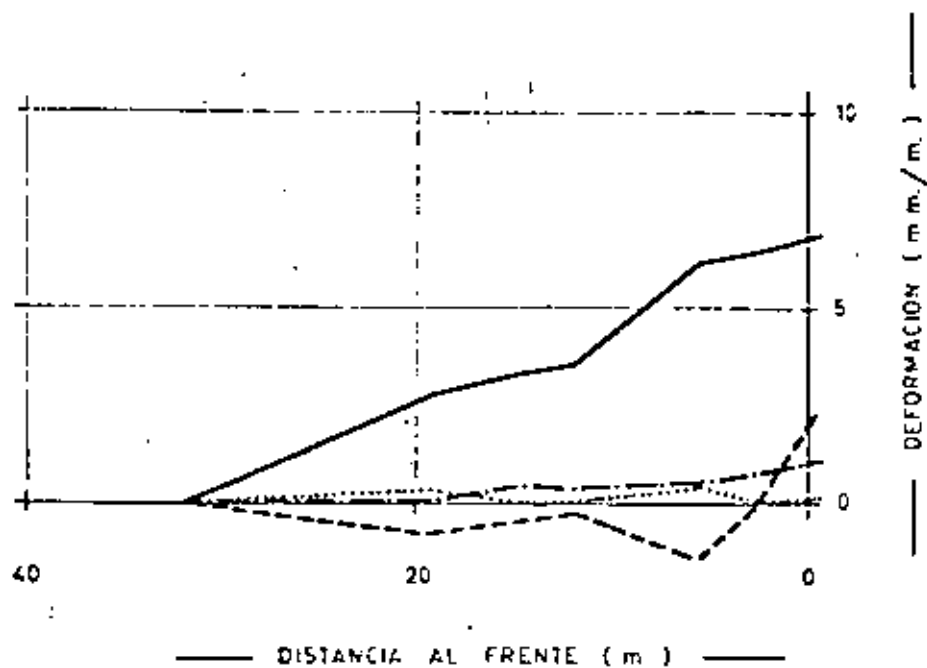
Longitud del perno 1,50 m.  
 Densidad de bulonaje = 1,34 pernos / m<sup>2</sup>



DEFORMACION (mm/m)

43

43



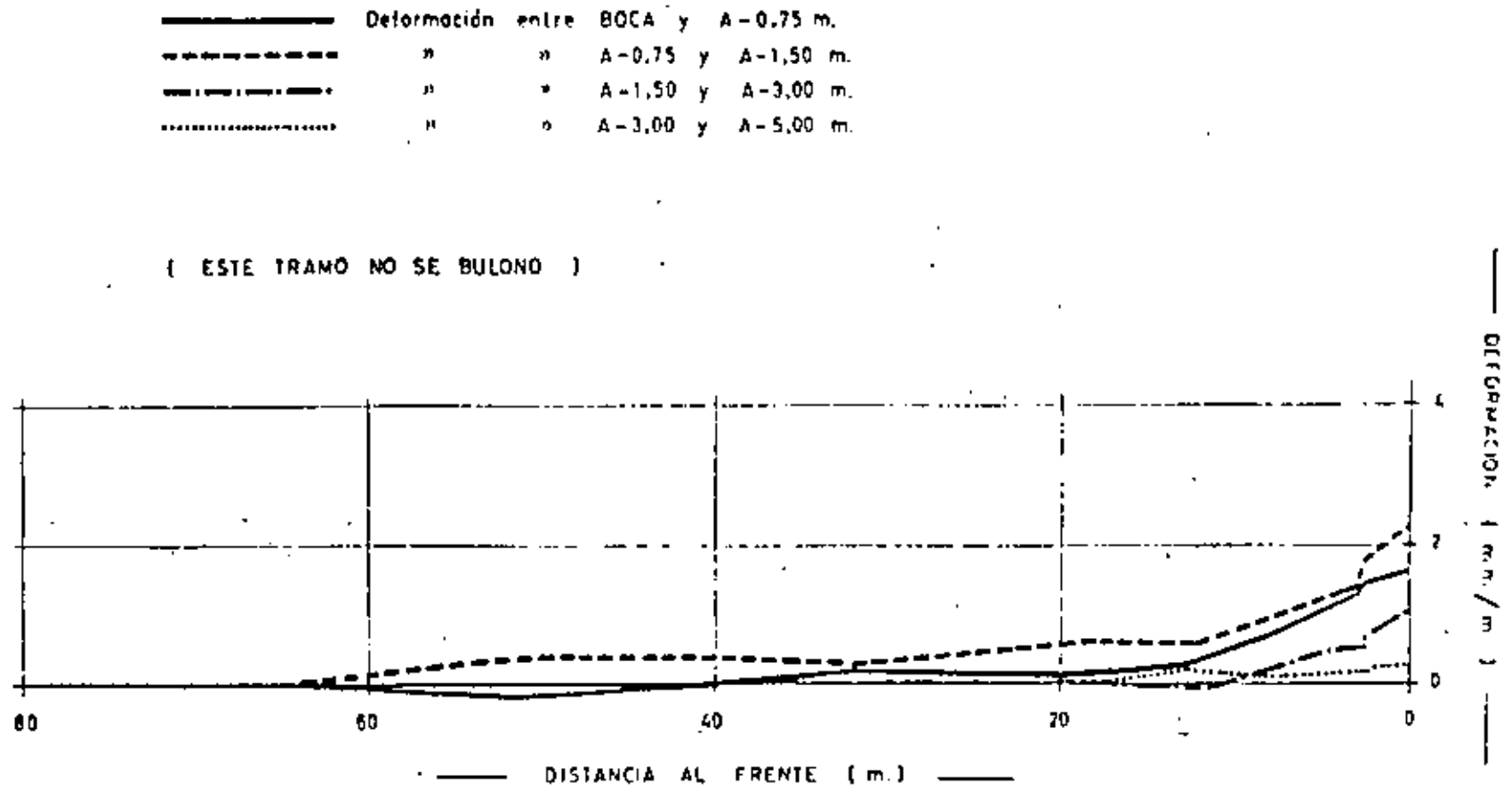
—————	Deformación entre	BOCA y A-0,75 m.
- - - - -	"	" A-0,75 y A-1,50 m
- · - · -	"	" A-1,50 y A-3,00 m
· · · · ·	"	" A-3,00 y A-5,00 m.

Longitud del perno 1,50 m.

Densidad de bulonaje = 1,34 pernos/m<sup>2</sup>

**Fig. 11** — DEFORMACIONES EN TRAMO II, ESTACION 4  
DE LA GALERIA 10-04 C .

Fig. 12 -- DEFORMACIONES EN TRAMO III, ESTACION 5



45

**Fig. 13** - DEFORMACIONES EN TRAMO IV, ESTACION 7  
 DE LA GALERIA 10-04C

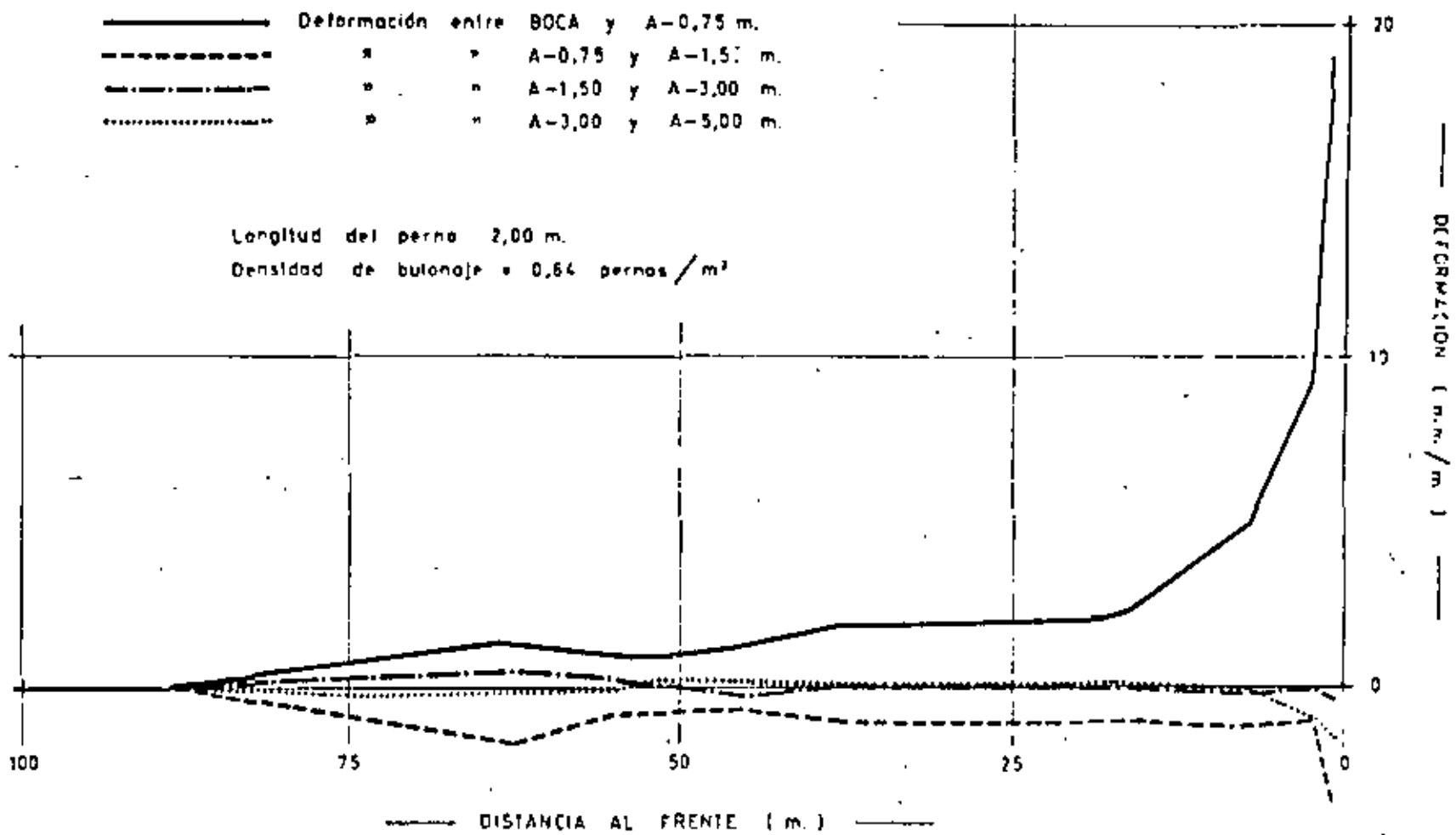
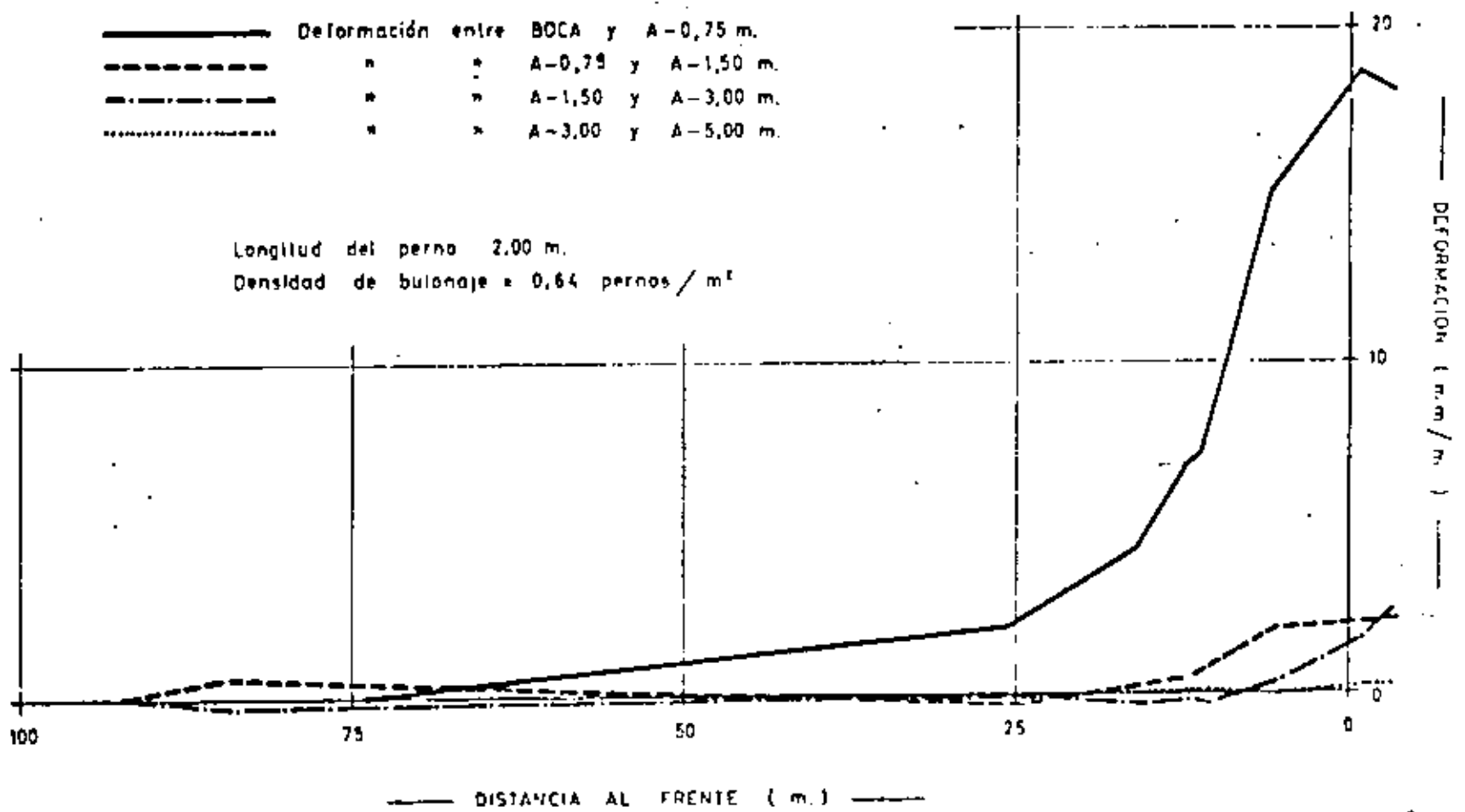
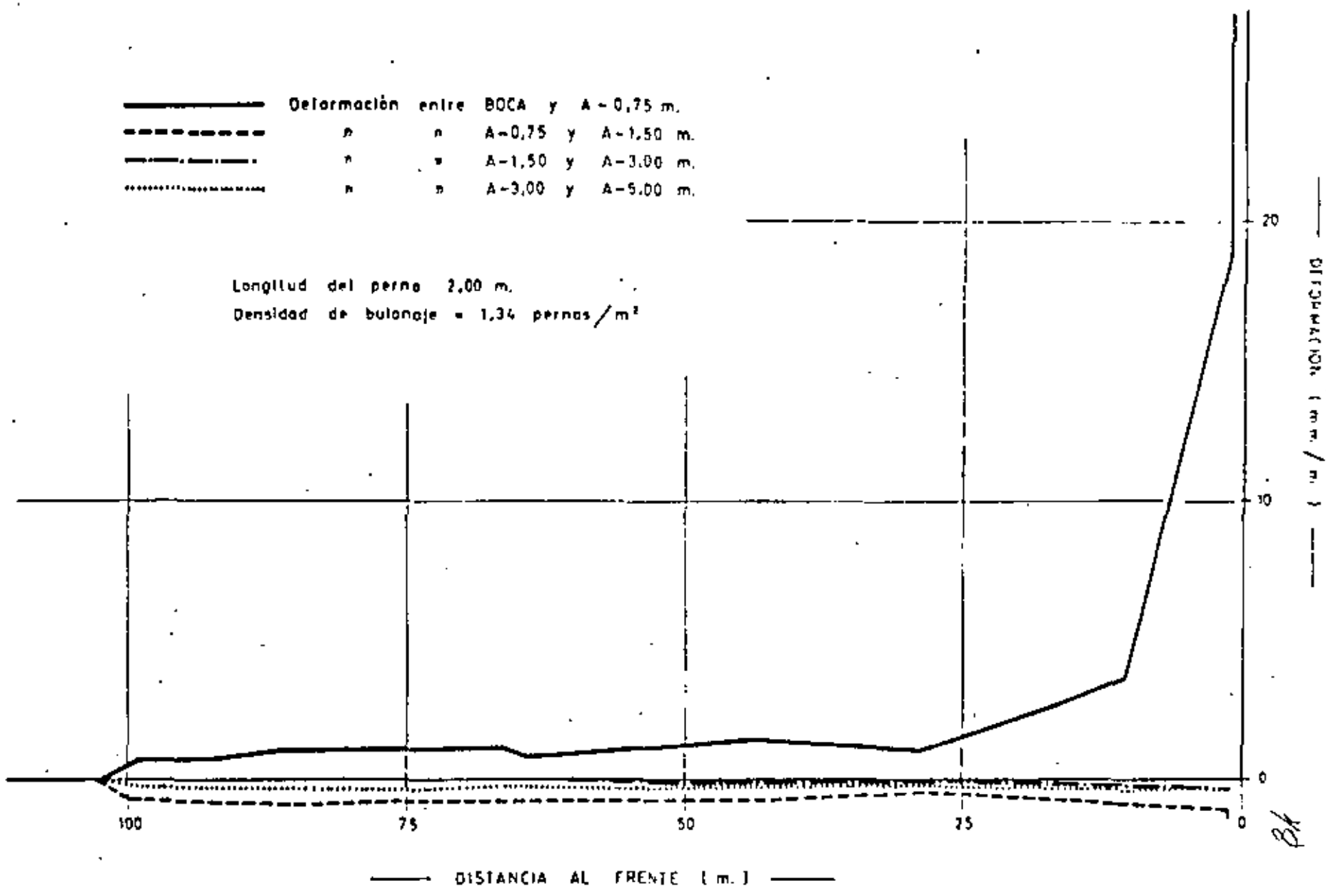


Fig. 14 - DEFORMACIONES EN TRAMO IV, ESTACION 8  
 DE LA GALERIA 10-04 C



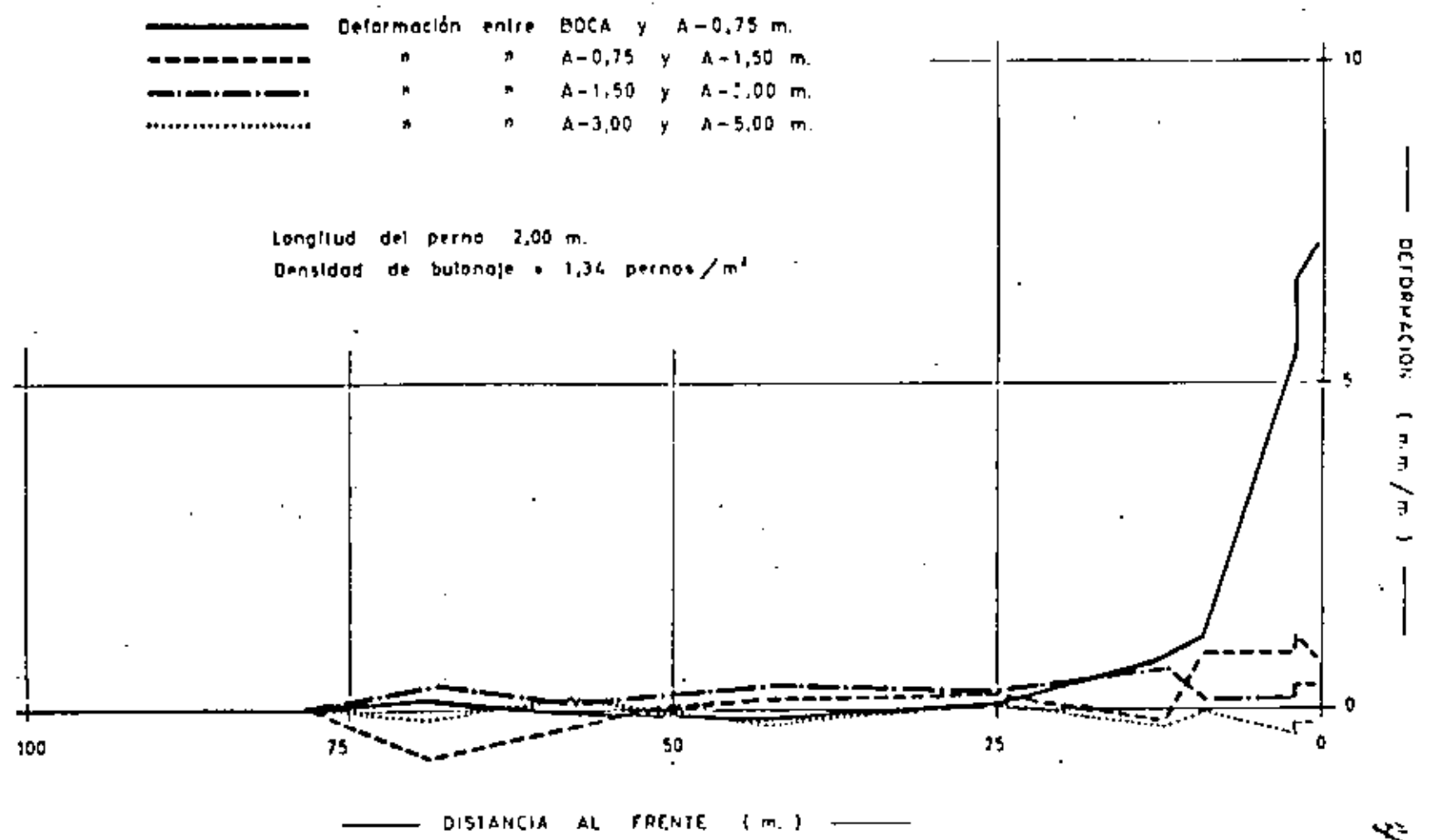
117

Fig. 15 - DEFORMACIONES EN TRAMO V, ESTACION 9

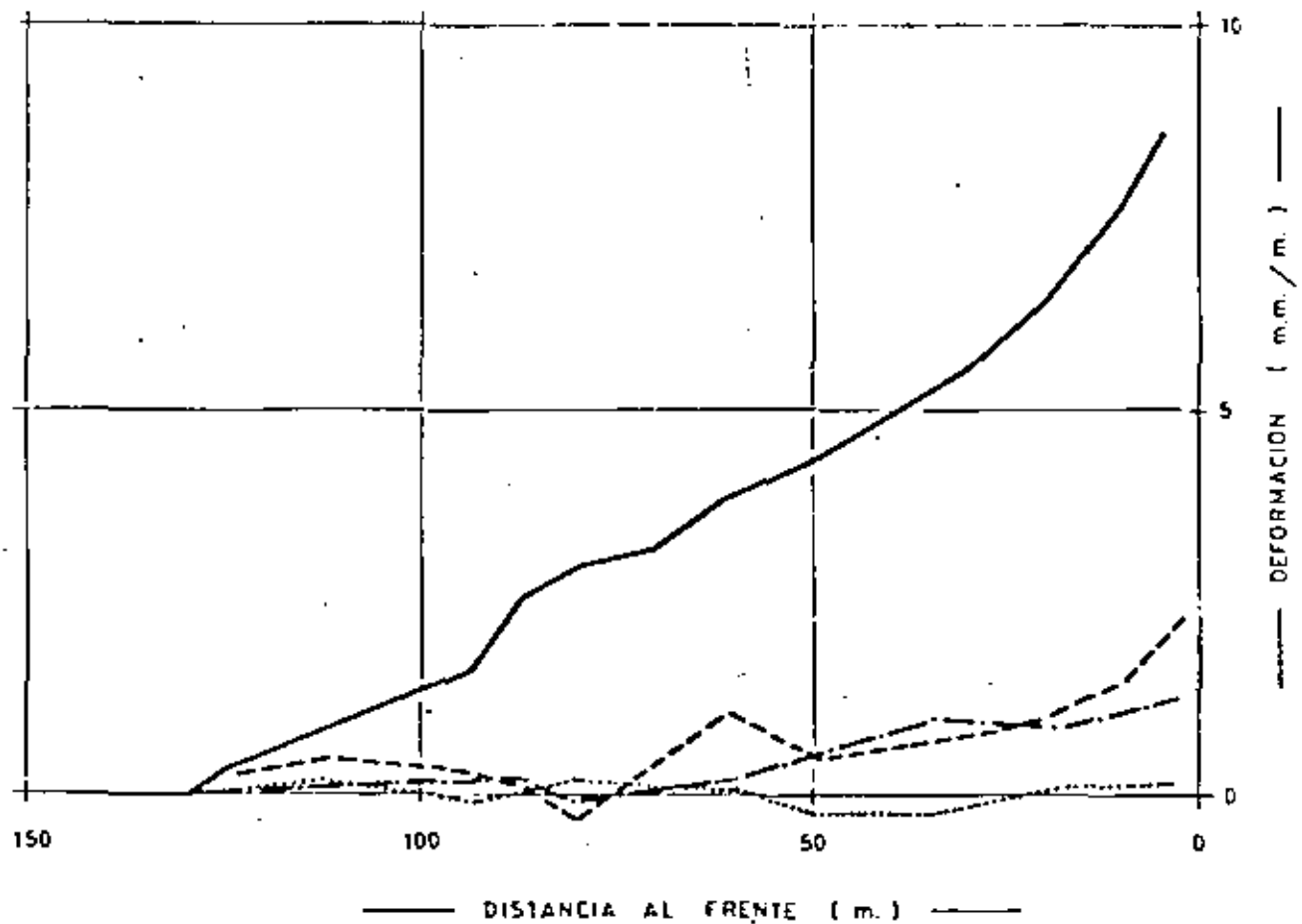


BK

**Fig. 16** -- DEFORMACIONES EN TRAMO V, ESTACION 10  
 DE LA GALERIA 10-04C .



6/6



—————	Deformación entre BOCA y A-0,50 m.
- - - - -	• • A-0,50 y A-1,00 m.
- · - · -	• • A-1,00 y A-2,00 m.
· · · · ·	• • A-2,00 y A-4,00 m.

**Fig. 17** - DEFORMACIONES EN ESTACION 11, 2ª FASE  
DE LA GALERIA HO-66 C.



DEFORMACION (m.m./m.)

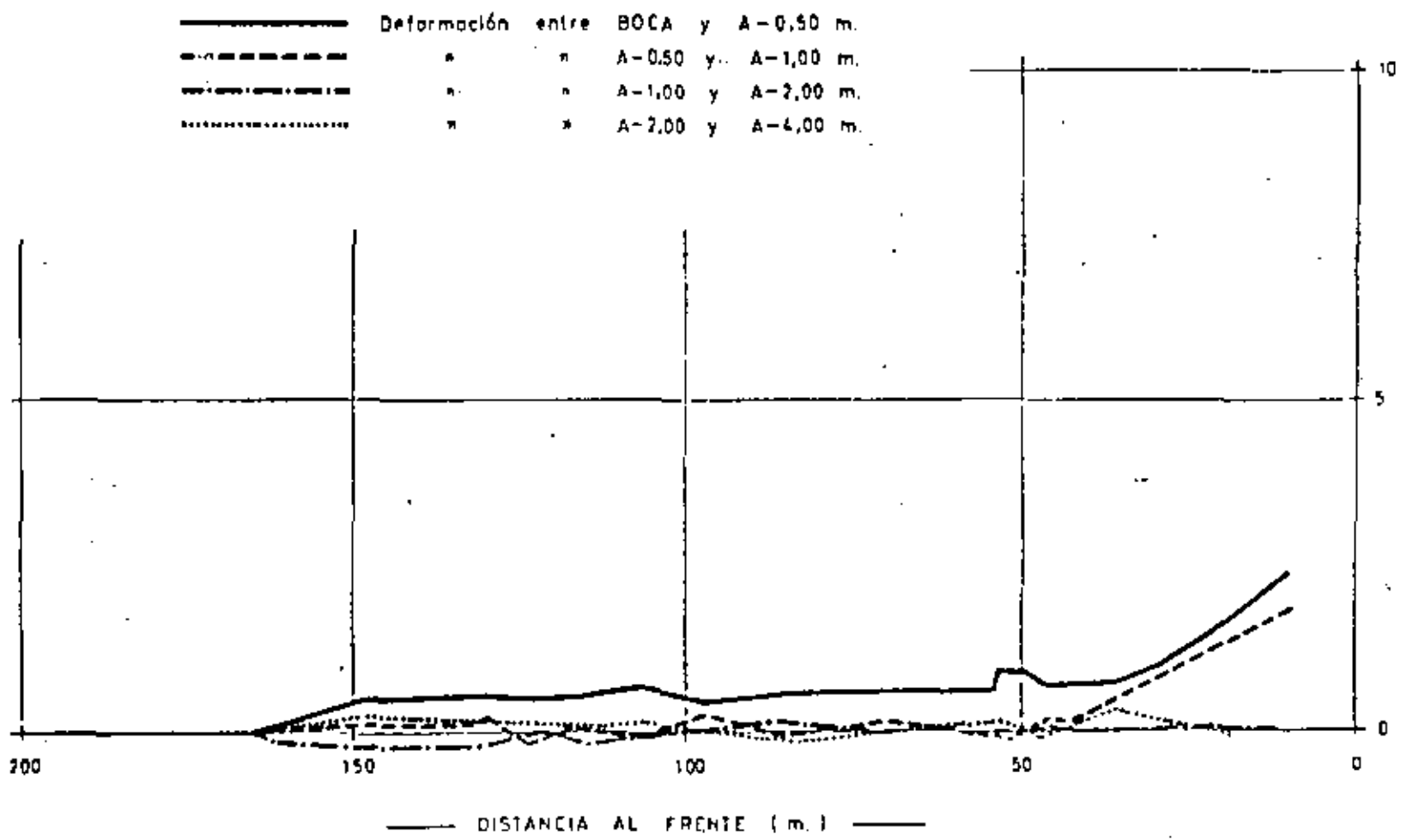
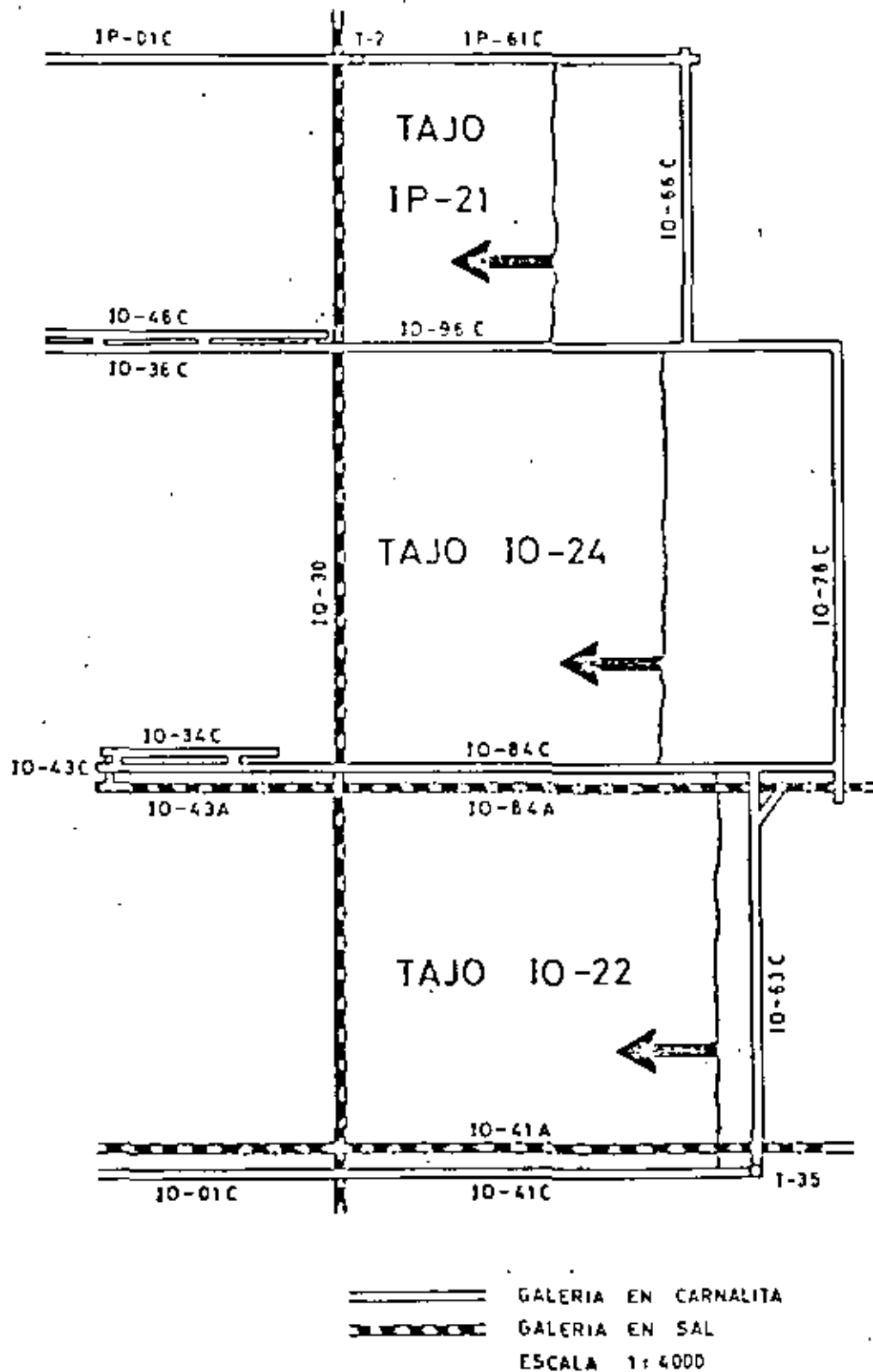


Fig. 18 - DEFORMACIONES EN ESTACION 12, 2ª FASE

DE LA GALERIA HO-66 C.



**Fig. 21** - EXPLOTACION DE TAJOS EN CARNALITA CON GALERIA EN COMUN. DISPOSICION DE INFRAESTRUCTURA Y GALERIAS DE TAJOS.

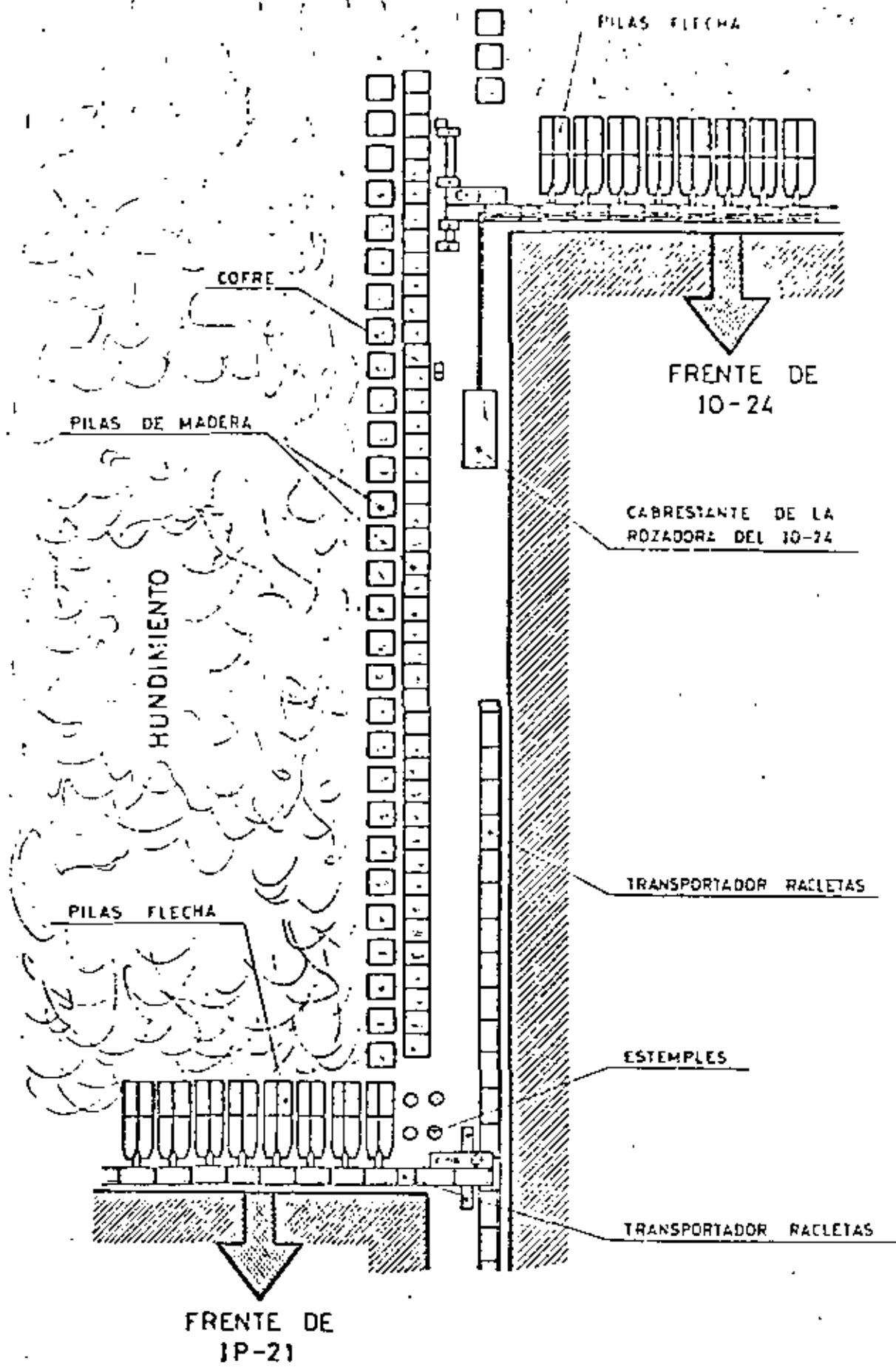


Fig. 22 - GALERIA EN COMUN ENTRE 1P-21 Y 10-24 .

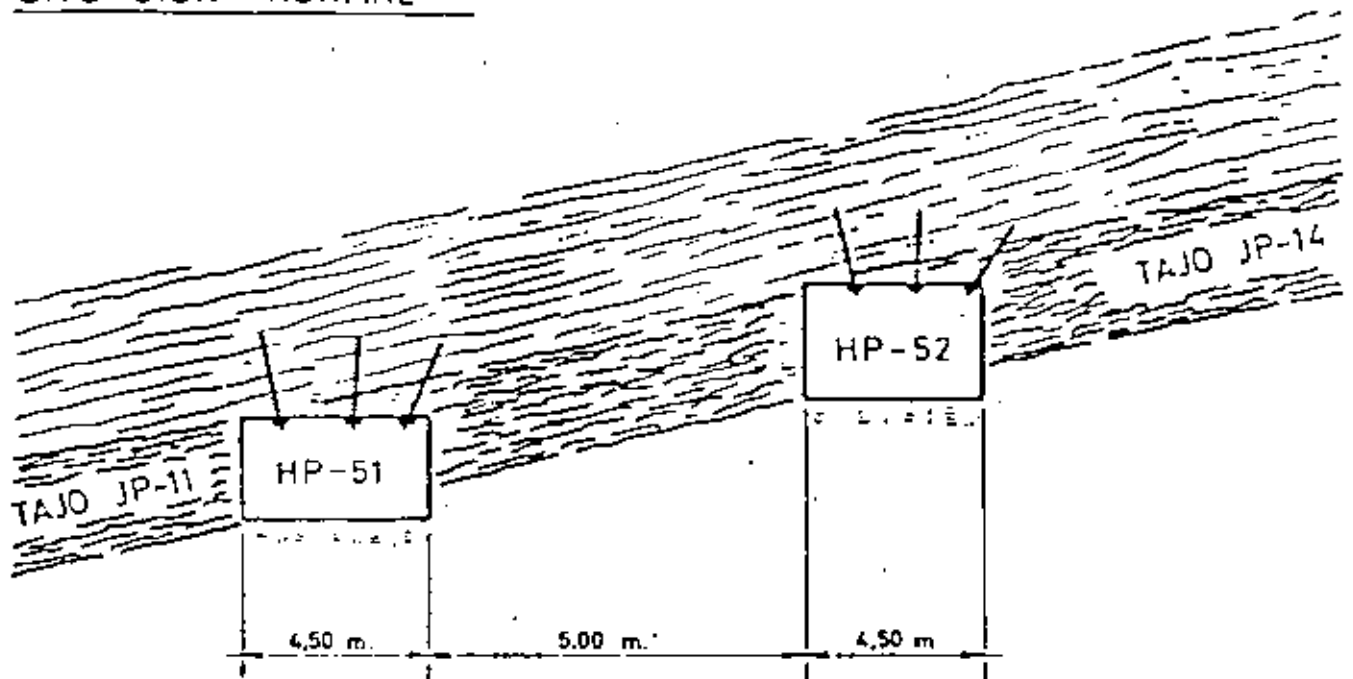
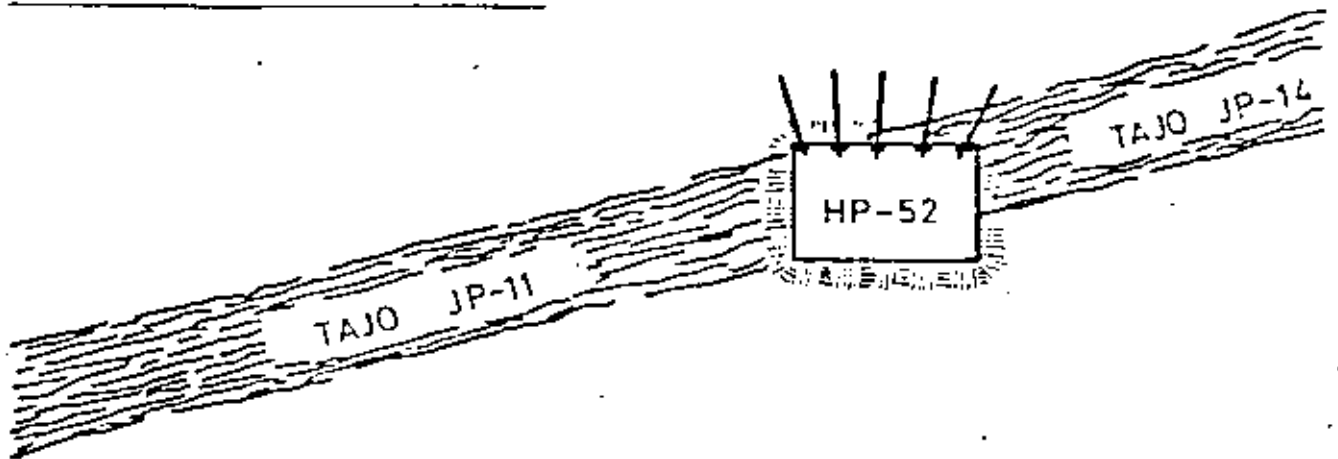
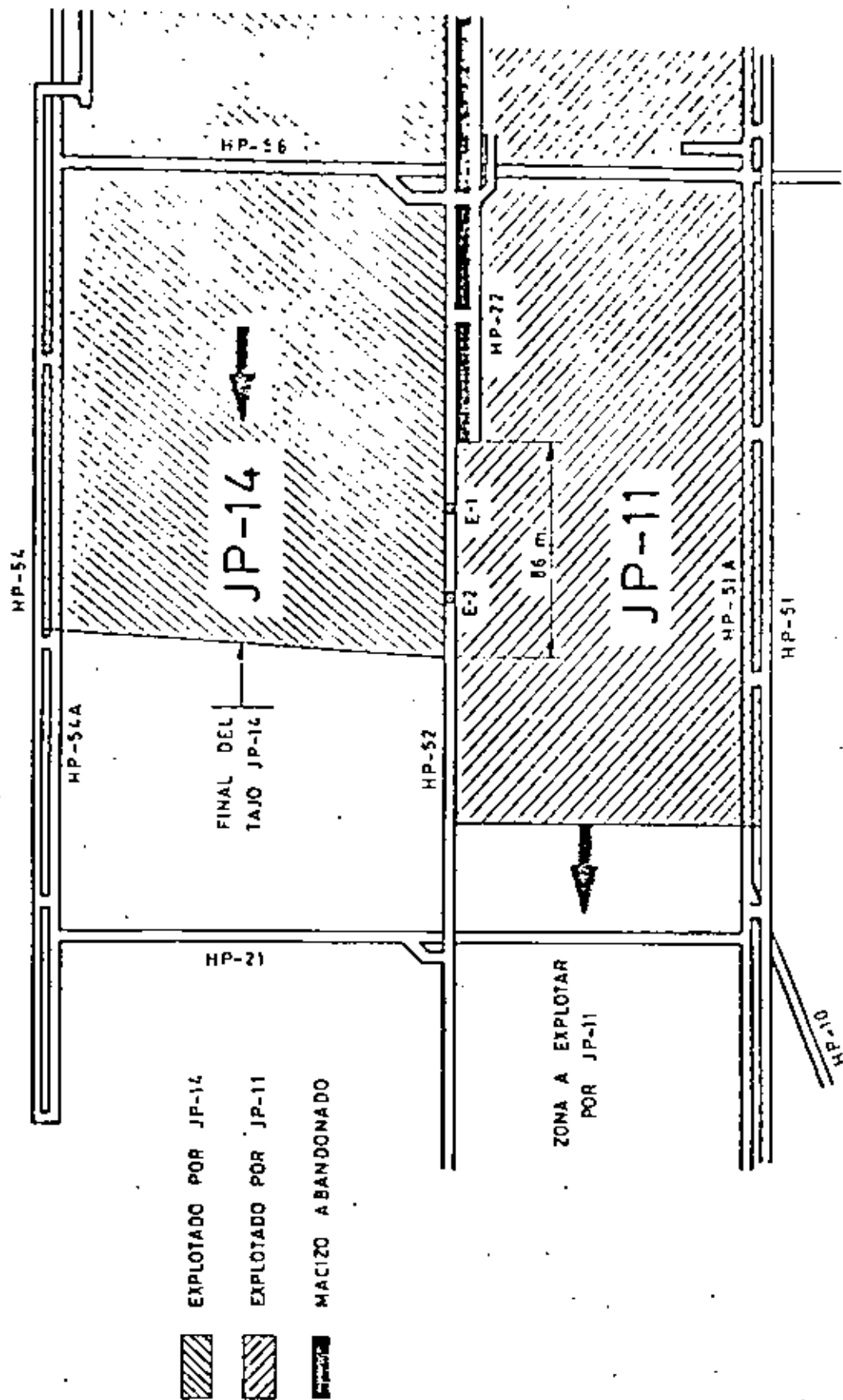
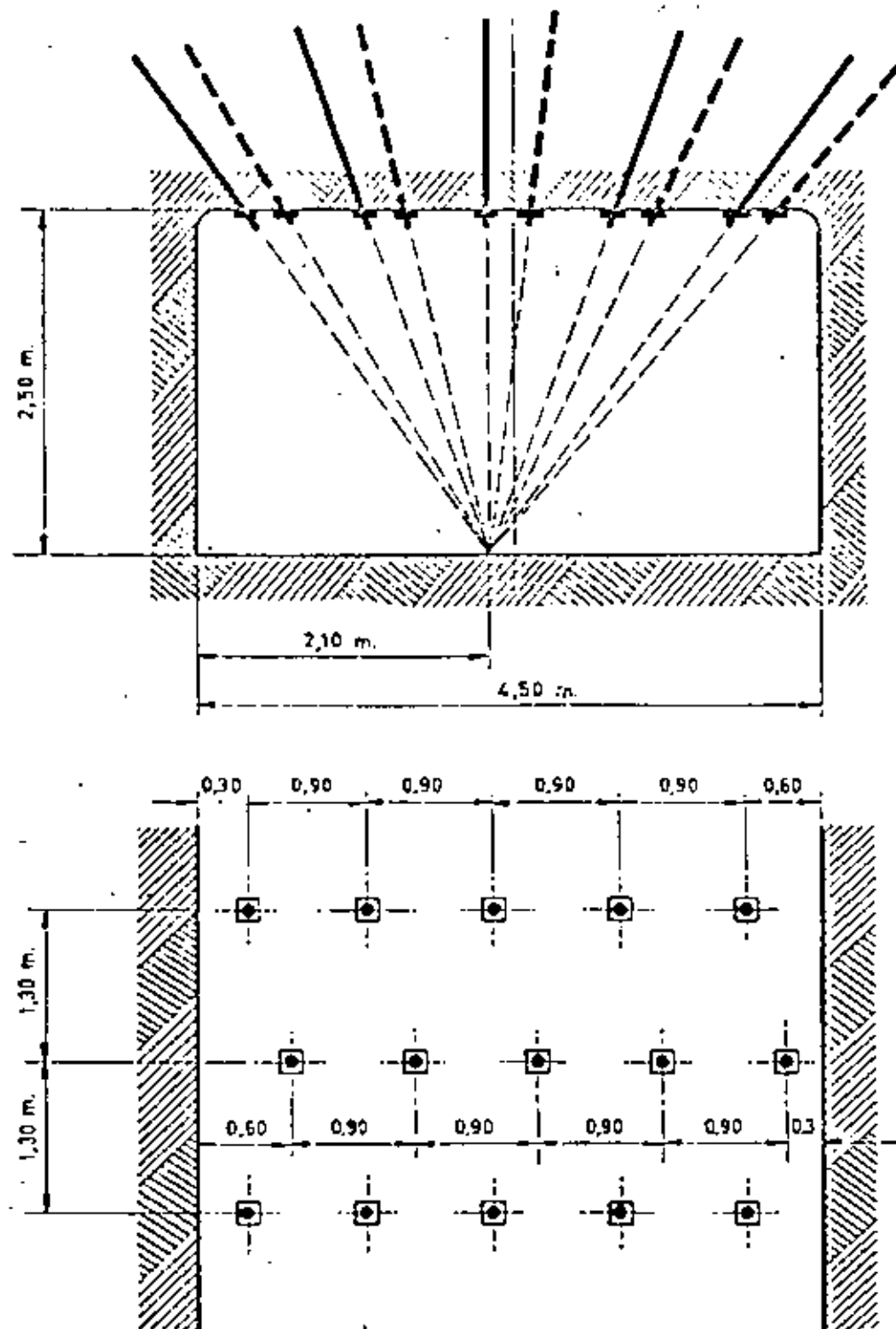
SITUACION NORMALSITUACION DEL ENSAYO

Fig. 23 - ENSAYO DE EXPLOTACION CON GALERIA UNICA.  
COMPARACION ENTRE LA SITUACION NORMAL  
Y LA ENSAYADA.

ESCALA 1:2,500



**Fig. 24** — DISPOSICION DE ENSAYO CON GALERIA  
COMUN ENTRE JP-14 Y JP-11.



Longitud de los bulanes 1,50 m.  
 Tela metálica  $\phi$  3 mm. simple torsión.

Fig. 25 - SOSTENIMIENTO DE HP-52 .

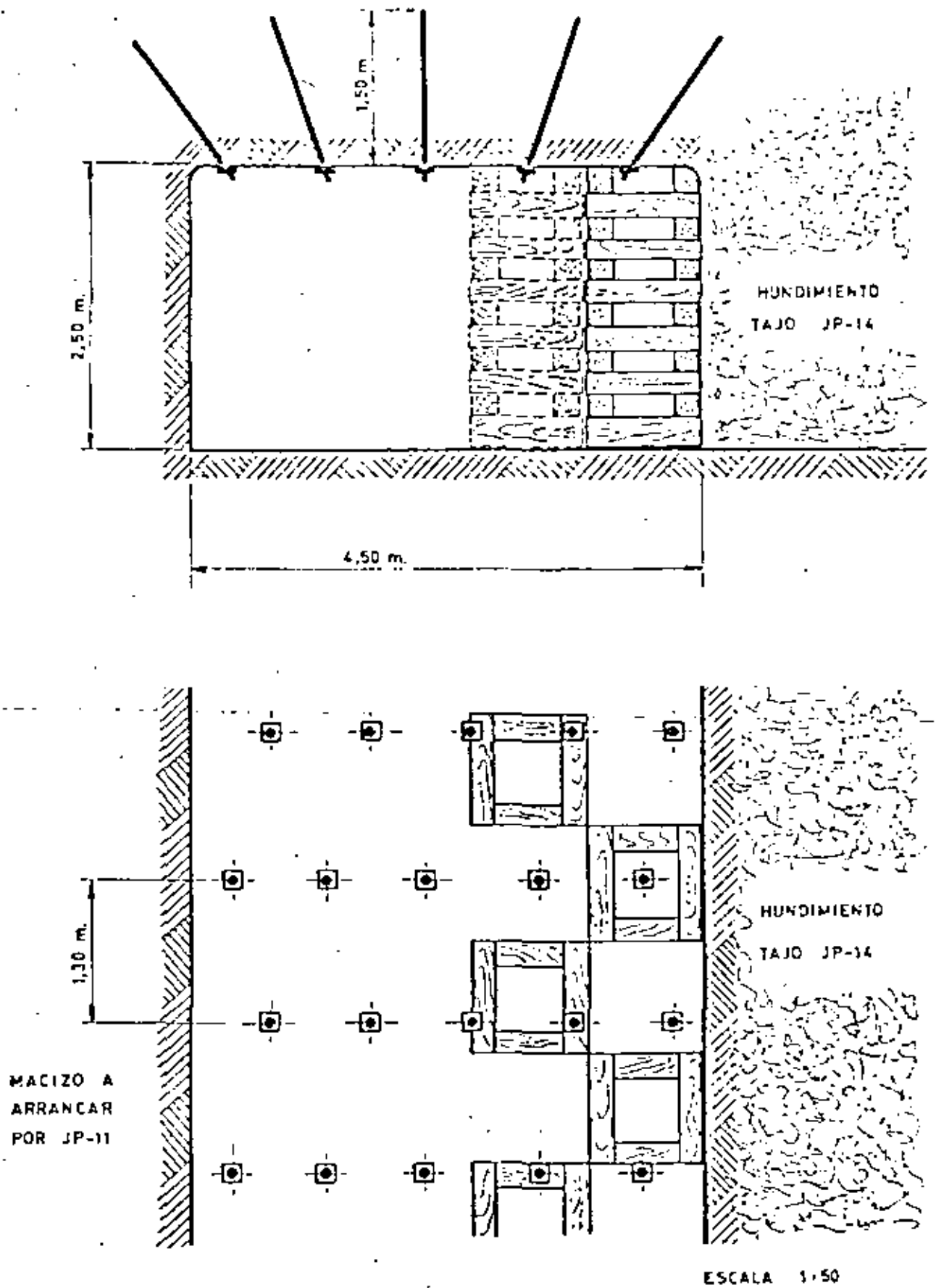
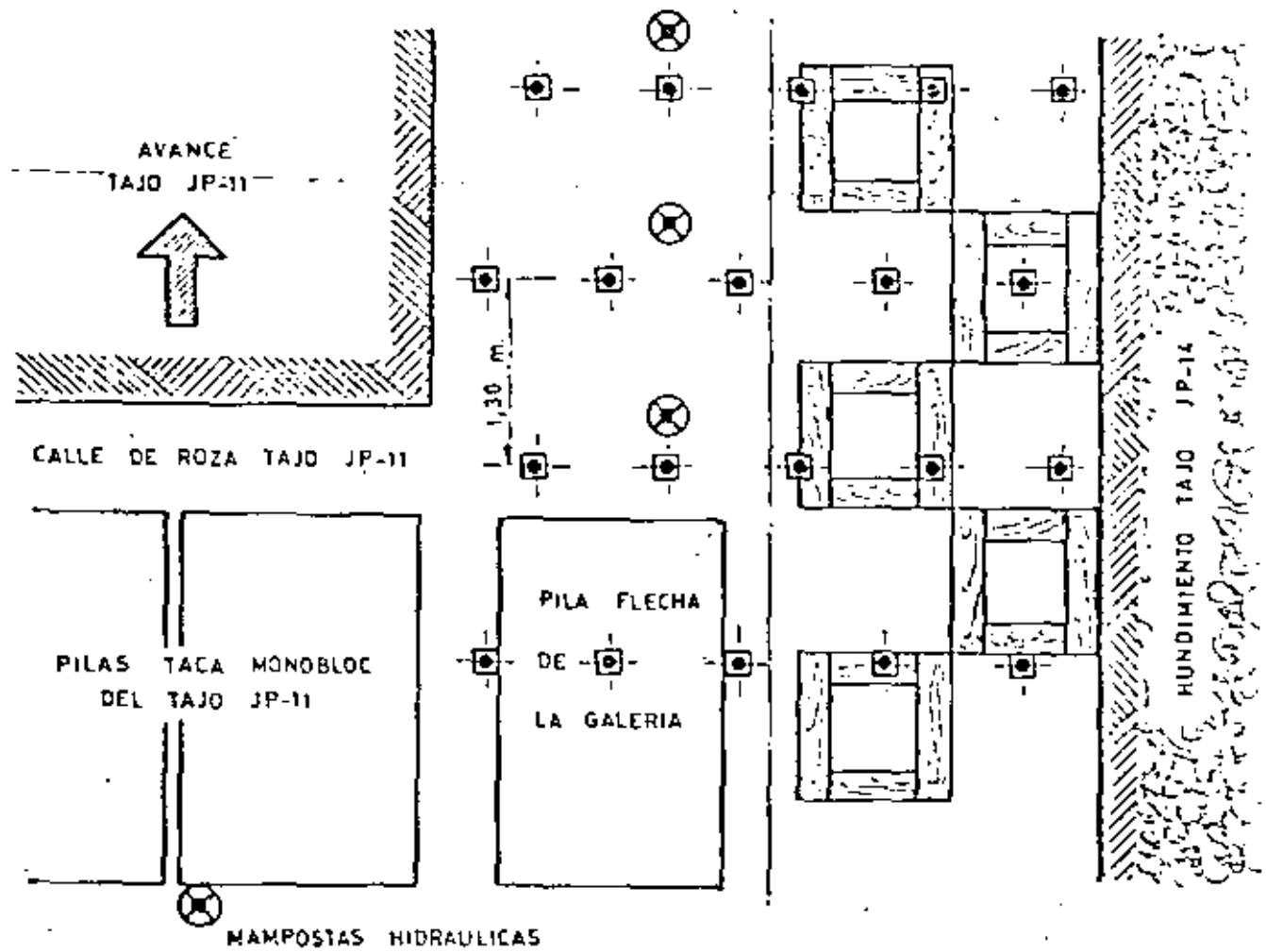
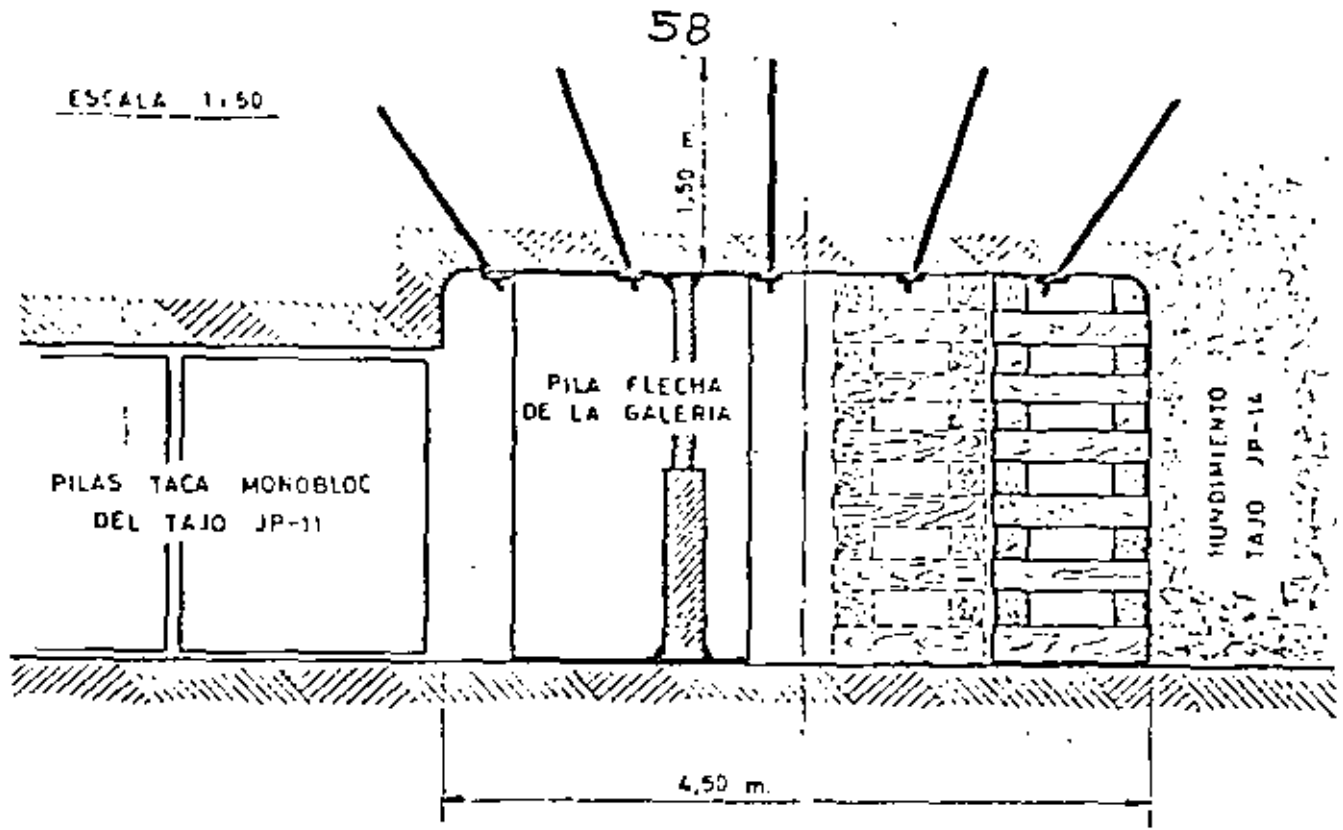


Fig. 26 - SOSTENIMIENTO ADICIONAL TRAS EL PASO  
DEL PRIMER TAJO EN HP-52.



**Fig. 27** — SOSTENIMIENTO TRANSITORIO ANTES DE LA LLEGADA DEL 2º TAJO.



Fig. 28 - ENSAYO DE EXPLOTACION CON GALERIA COMUN.

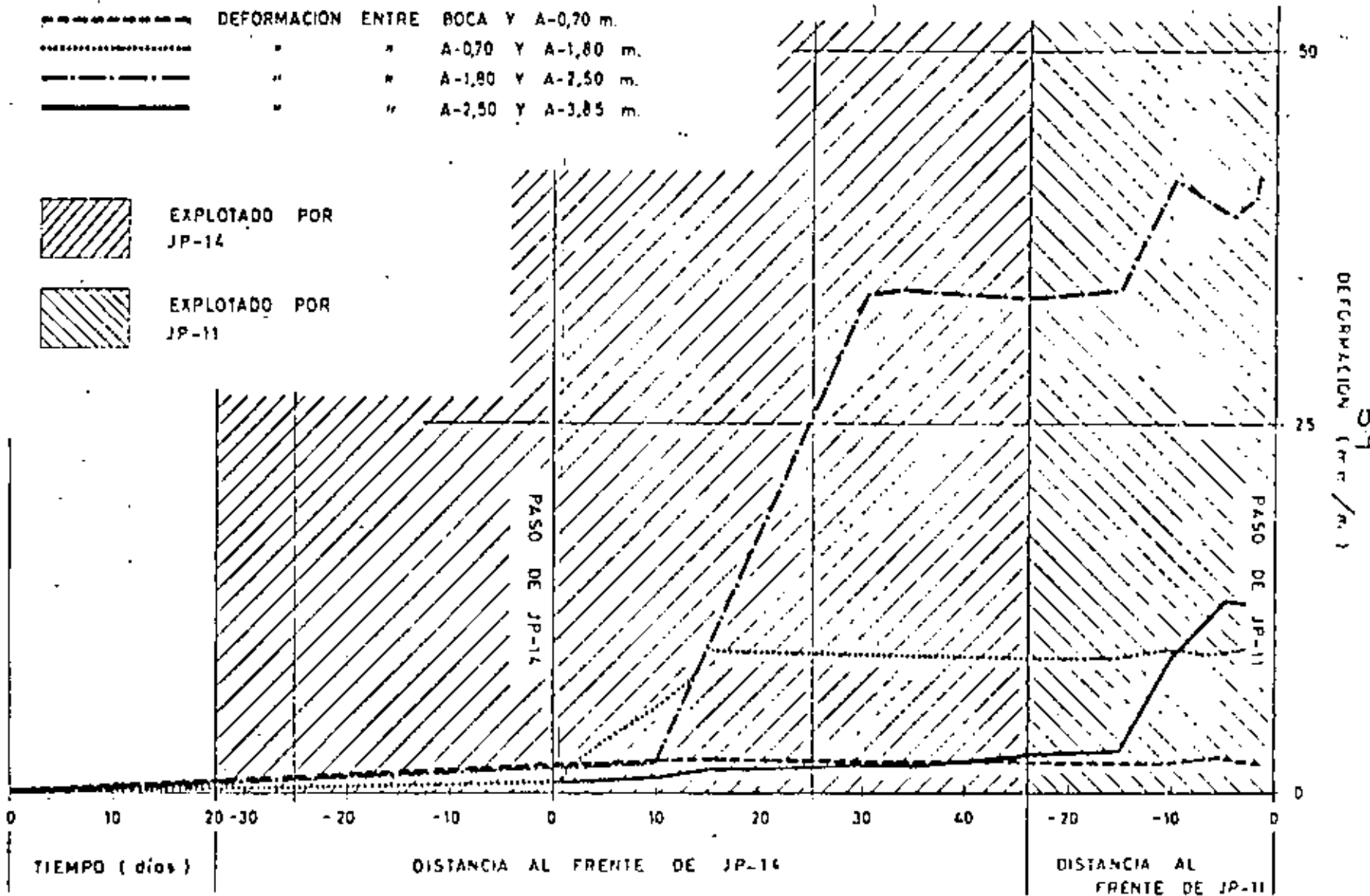
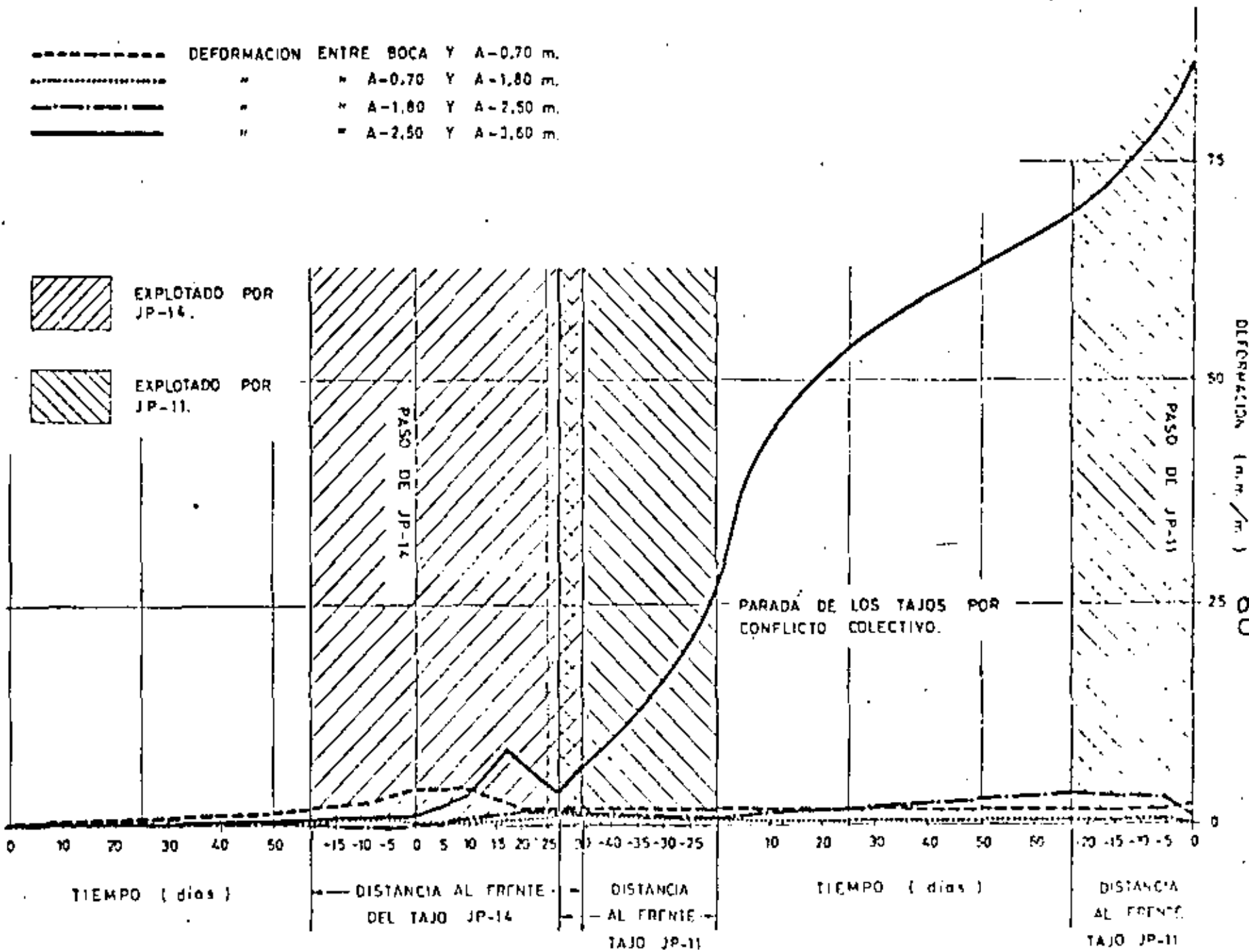


Fig. 29 -- ENSAYO DE EXPLOTACION CON GALERIA COMUN.  
 (Medidas de expansión en HP-52. Estación 2 )



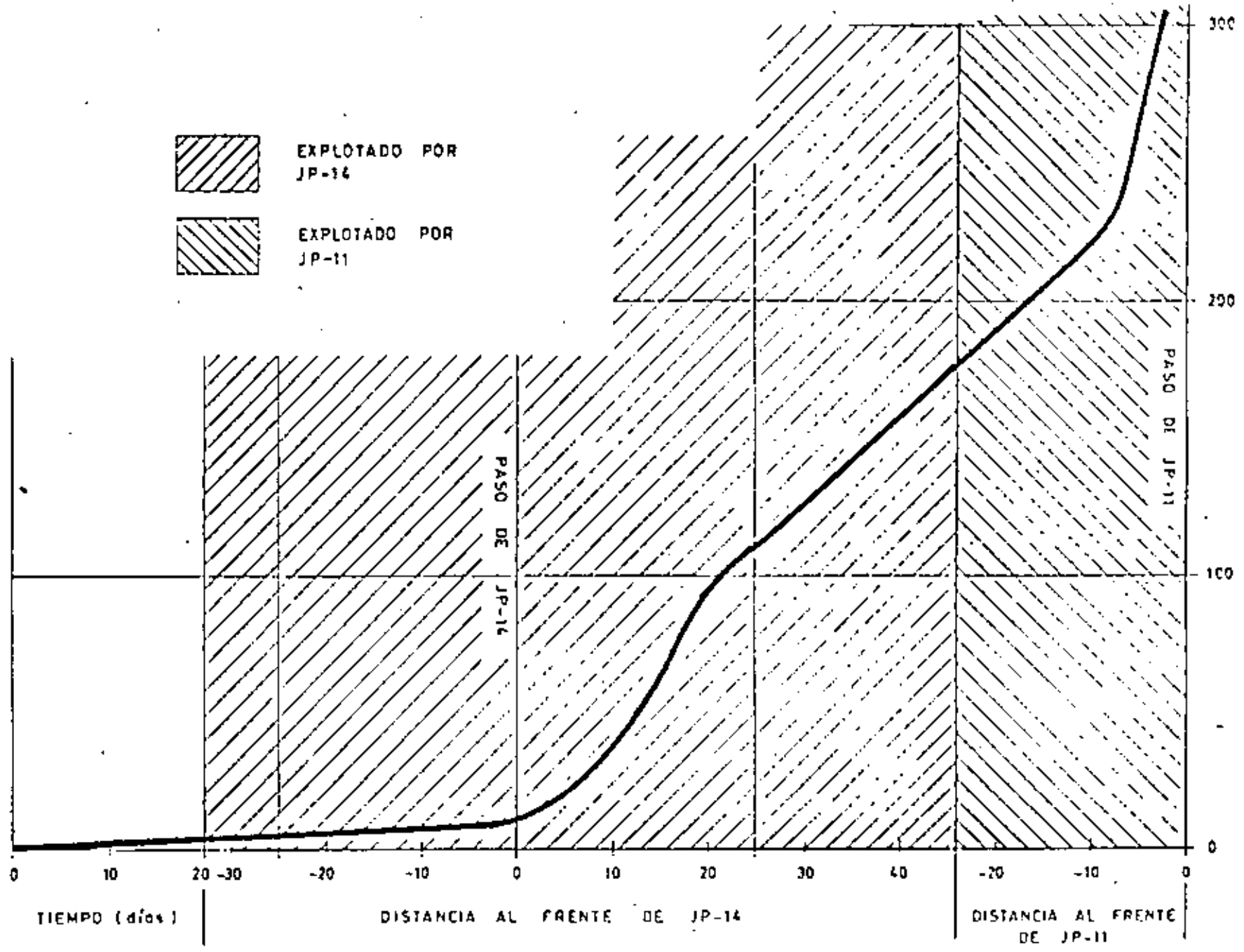
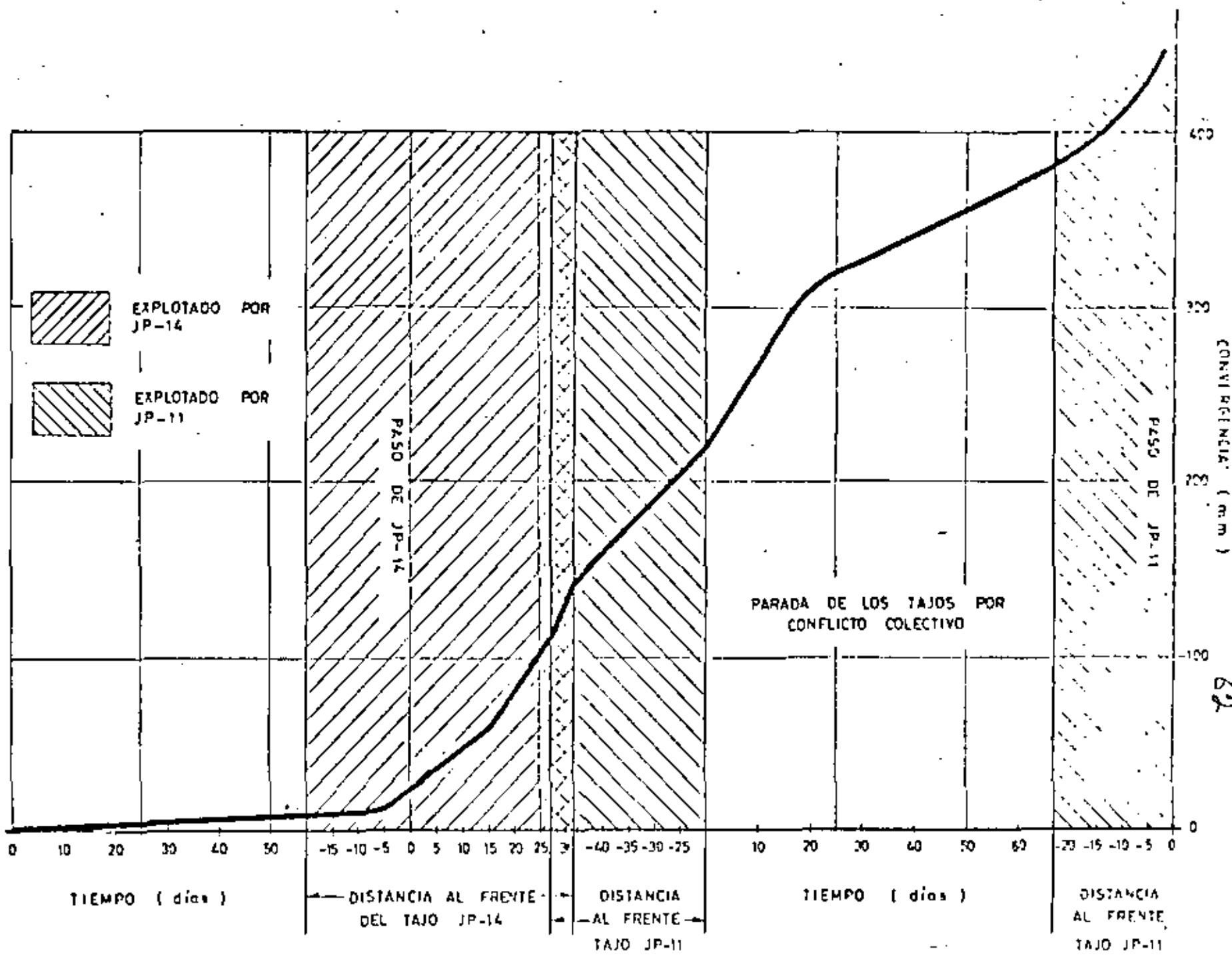


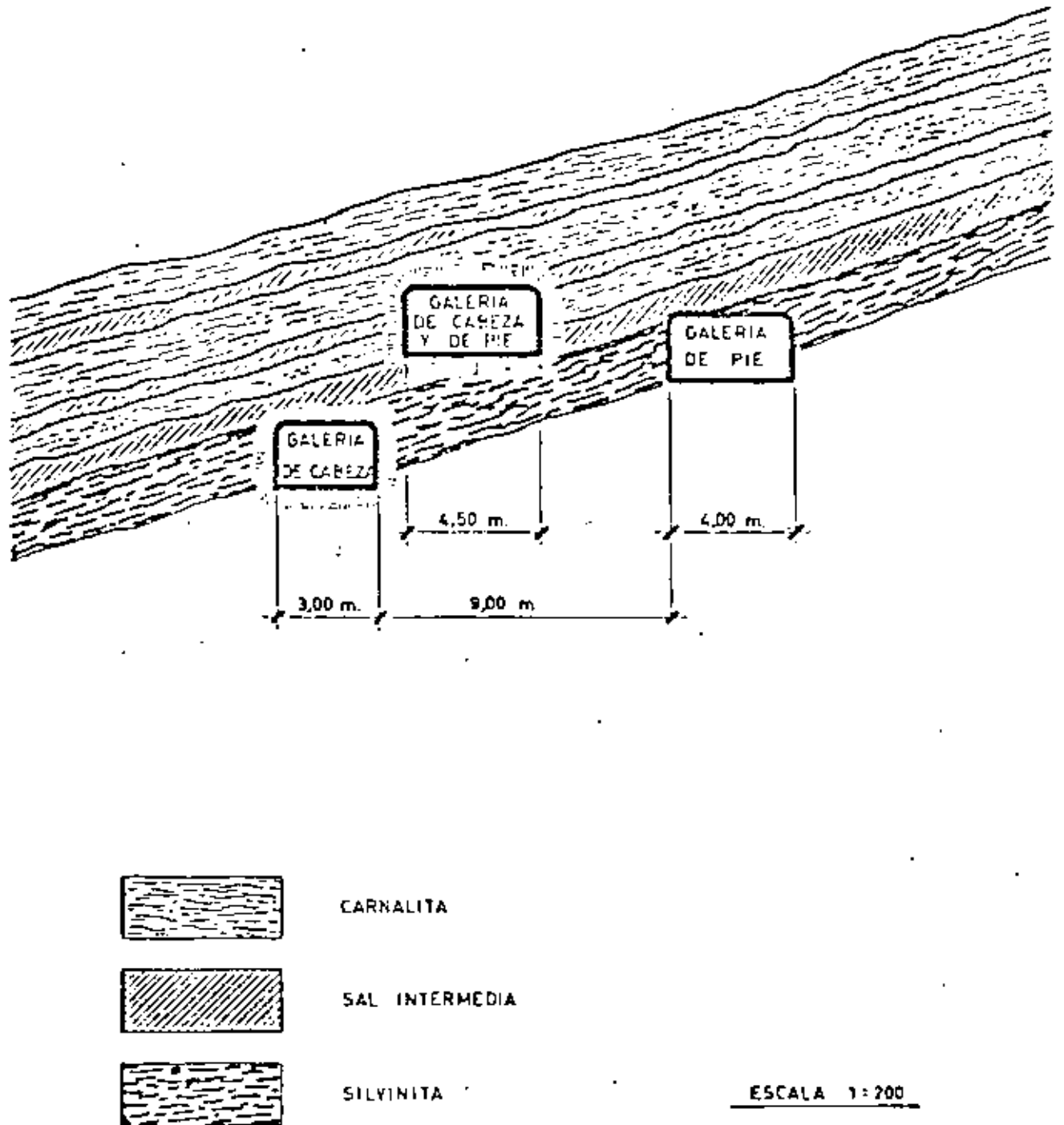
Fig. 32 - ENSAYO DE EXPLOTACION CON GALERIA COMUN.

( Medidas de convergencia en HP-52 . Estación 1 )

Fig. 33 — ENSAYO DE EXPLOTACION CON GALERIA COMUN.



CONVERGENCIA (mm) 62



**Fig. 34** – DISPOSICION OPTIMA DE GALERIAS PARA LA EXPLOTACION TOTAL DEL YACIMIENTO.



DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION

TECNOLOGIA DEL BULONAJE

DR. BENJAMÍN CELADA TAMAMES

MAYO, 1983

TECNOLOGIA DEL BULONAJE

B. Celada Tamarit,  
 Doctor Ingeniero de Minas

1.- INTRODUCCION

Hemos definido como sostenimientos activos aquellos que realizan su misión mejorando las características resistentes de las rocas y, desde este punto de vista, el bulonaje representa el sostenimiento activo por excelencia.

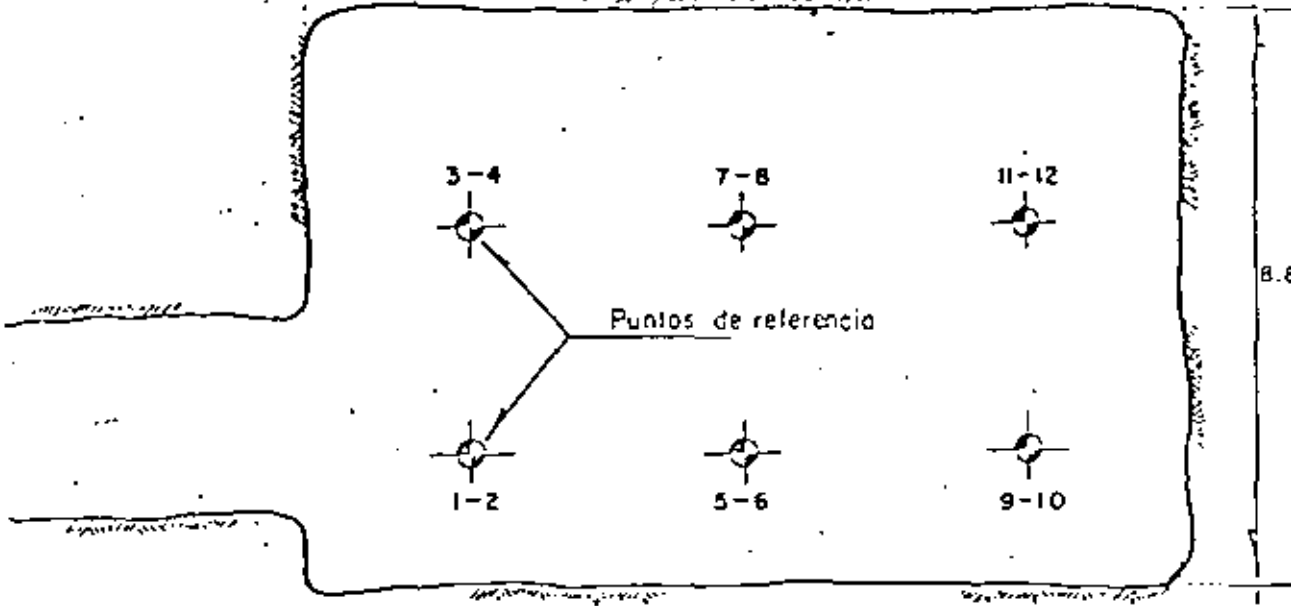
En esencia el bulonaje consiste en introducir dentro de la masa rocosa una barra de un cuerpo resistente para comprimir la roca; de esto se deduce que el bulonaje trabaja fundamentalmente a tracción aunque también puede hacerlo a cortante o flexión.

Un bulón consta de tres partes perfectamente diferenciadas (figura 1),

- Elemento de anclaje
- Barra o bulón
- Placa base

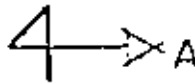
Mucho se ha escrito sobre el trabajo del bulonaje: sostenimiento suspendido, anclado de estratos, eliminación de fracturas ... pero quizás la visión más correcta estriba en que el bulonaje es un medio muy rápido e idóneo para proporcionar la presión de equilibrio que, de acuerdo con la nueva filosofía del sostenimiento, es preciso aportar para mantener una galería convenientemente (1). Los bulones utilizados normalmente en minería suelen tener una longitud entre 1,6 y 2,4 m.

8.8

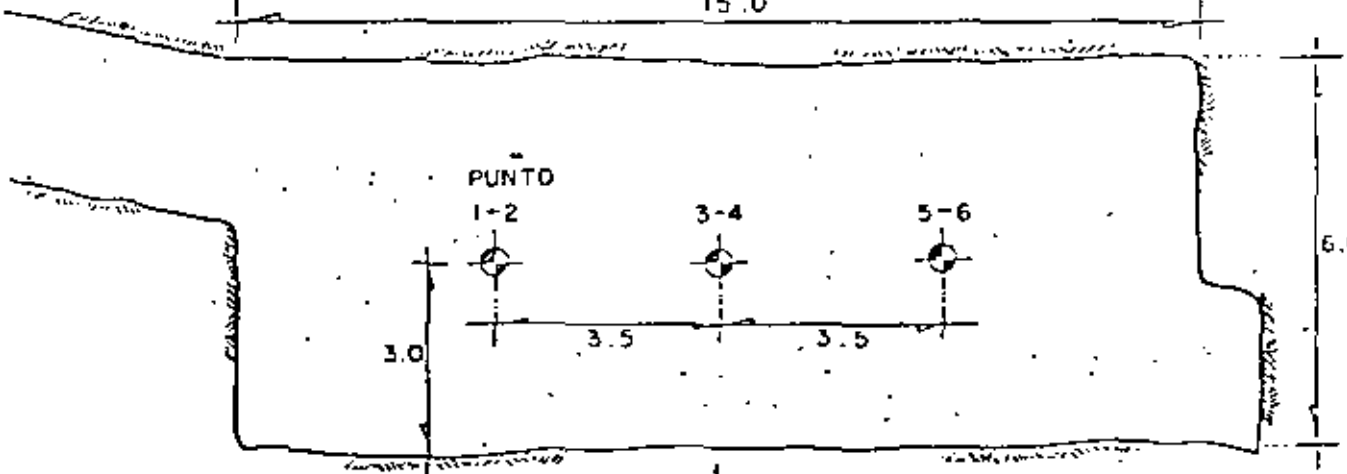


### REBAJE PILOTO - NIVEL 660

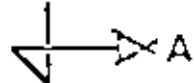
ESCALA 1:125



15.0

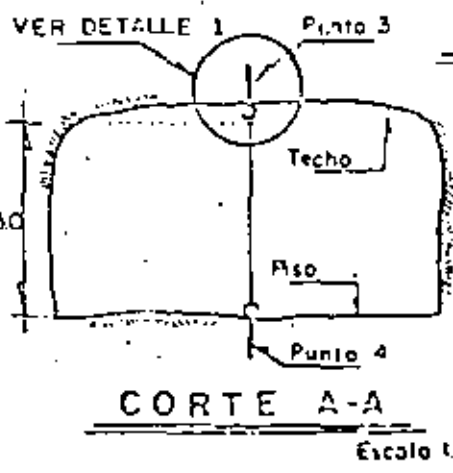


6.0



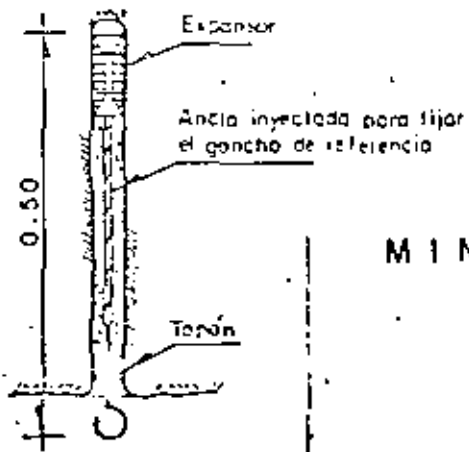
### REBAJE PILOTO - NIVEL 635

ESCALA 1:125



#### CORTE A-A

Escala 1:25



#### DETALLE Nº1

## MINA "LA ENCANTADA" CUERPO 660

NOTA: Mediciones en metros



La colocación del perno se hace con un martillo picador hasta que la pica, sin punta clara, rebote en el perno. Aunque estos pernos se utilizaron profusamente hasta 1960, han pasado completamente a la historia debido a:

- Su colocación admite una difícil mecanización al necesitar una percusión.
- La longitud del barreno debe ser estricta ya que al hacerse el anclaje por reacción de los golpes contra el fondo - si la longitud es excesiva el anclaje es imposible.
- El diámetro tiene una importancia capital ya que un aumento de éste de 2,5-3 mm. hace perder del 40 al 80% de la tensión que puede admitir.
- Estos pernos se adaptan más a rocas muy duras y blandas -- donde el anclaje llega a ser imposible.

### 2.3. Bulones de expansión

El sistema de anclaje de los pernos de expansión se basa en el principio que se ilustra en la figura 4, produciéndose el anclaje al penetrar una cuña entre varias piezas móviles llamadas conchas que constituyen la cabeza de anclaje.

Existe multitud de fabricantes de estos pernos, cada uno con características distintas. Como norma la cabeza de anclaje suele tener un diámetro de 30-45 mm. y la barra del perno suele ser de unos 20 mm. Algunos anclajes de LENOIR -- MERNIER (Francia) pueden proporcionar esfuerzos de hasta 20t (2).

Estos pernos se utilizan ahora con profusión debido a las siguientes ventajas:

- Recuperabilidad ya que con sólo aflojar la tuerca que sujeta a la placa base el perno pierde la tensión y, si no está excesivamente deformado, puede recuperarse fácilmente.
- Mecanización La colocación del perno de expansión solo, exige una rotación por lo cual puede mecanizarse con suma facilidad.- Con los modernos jumbos de bulonaje se llegan a conseguir rendimientos de 150 bulones hombre.turno
- Independencia de la longitud del barreno para conseguir el anclaje del perno.
- Seguridad pues la conchas de expansión presentan una mayor superficie de anclaje que los otros pernos, por otro lado son menos sensibles a las variaciones del diámetro del barreno.

Los pernos de expansión tienen algunas desventajas que limitan su uso.

- . La tensión que pueden soportar apenas llega a 12t, salvo casos especiales.
- . El paso del tiempo provoca una fuerte caída en la tensión del perno.
- . La placa base tiene una importancia esencial y si desaparece deja de existir el anclaje.

El balance todavía es positivo y como muestra la figura 5,- en las minas de hierro de Lorena los bulones de expansión coexistían equilibrados con los bulones a la resina (3).

### 3.- BULONES DE ANCLAJE REPARTIDO

Los bulones de expansión no pueden ser empleados en rocas -

fiabiles y la carga que aceptan es, en general, mucho menor que la propia resistencia del acero de la barra. Esta dificultad ha sido superada por los bulones de anclaje repartido, en los que el anclaje se consigue a lo largo de toda la superficie lateral del perno mediante el fraguado de un mortero que rellena el espacio anular libre entre el perno y las paredes del barreno. El mortero puede estar constituido por una mezcla de arena con cemento o de arena con resinas sintéticas.

Los bulones de anclaje repartido fueron puestos a punto en 1964 y desde entonces su expansión ha sido simplemente espectacular por las ventajas que su empleo reporta.

Como característica general en los países de la Europa Este el mortero se hace a base de cemento y en la Europa Occidental, USA, Japón y Australia se utilizan resinas sintéticas.

Podemos adelantar que los dos inconvenientes de los pernos de anclaje repartido radican en su rigidez que los puede hacer inadecuados en casos extremos y en la imposibilidad de recuperarlos.

Como ventajas respecto a los bulones de expansión podemos señalar:

- Posibilidad de anclaje en terrenos fracturados pues aunque sea necesario emplear mayor cantidad de mortero, la viscosidad de éste hace imposible que se escape por las fracturas.
- Persistencia del anclaje en el tiempo los morteros utilizados son absolutamente inertes y por lo tanto muy estables a lo largo del tiempo sin que se haya podido medir una caída de tensión.
- Independencia de la placa base que con el anclaje repartido

pasa a desempeñar un papel secundario ya que aunque desaparezca, se sigue ejerciendo un efecto de anclaje importante.

- Disminución del movimiento relativo de estratos dado que el anclaje se realiza a lo largo del barrano se consigue una cierta solidarización de los distintos estratos del techo dificultando sus movimientos con lo cual se aumentan sus características resistentes.

### 3.1. Bulones anclados con resina

Las resinas actualmente utilizadas son poliésteres ya que las epoxy, aunque de excelentes propiedades mecánicas, son muy caras y los poliuretanos y similares poseen unas características mecánicas débiles.

Las resinas suelen utilizarse en cartuchos que tienen dos compartimentos, uno que alberga a la resina y otro que encierra el catalizador de polimerización embebido en un agente inerte.

El proceso de fabricación de la resina, en líneas generales, es el siguiente:

Los poliésteres pueden producirse a partir de tres grupos de compuestos:

- a) Glicoles-propileno
- b) Ácidos orto-ftálico, iso-ftálico, adípico
- c) Ácido málico-fumárico

Una vez manufacturados, los poliésteres tienen el aspecto de un plástico que es sólido a temperatura normal. Para obtener la resina se disuelve el poliéster en un monómero,

siendo el más utilizado el estireno aunque también se emplean el etileno y el ácido acrílico.

Una vez disuelto el producto resultante es una pasta con las siguientes características.

Contenido en monómero ...	30%
Acidez ...	30 mg. KOH/g
Viscosidad ...	15 poises
Densidad ...	1,13 g/cm <sup>3</sup>

A la resina se le añaden unos agentes inhibidores para evitar su polimerización.

La polimerización de la resina se produce en presencia de un catalizador que proporcione radicales libres. Como la velocidad de polimerización es muy lenta se debe utilizar un acelerador. Normalmente se emplean dos sistemas:

- a) Peróxido de metil-etil-acetona y cobalto como acelerador.
- b) Peróxido de benzoilo con dimetil-asilina como acelerador.

El catalizador y acelerador están embebidos en un agente inerte que puede ser dolomita o arena.

Una vez colocados los cartuchos en el interior del barril, al introducir el perno las cargas se rompen mezclándose la resina con el acelerador y catalizador. En función de la proporción de acelerador y catalizador el fraguado se consigue entre pocos segundos y varias horas.

Cuando el fraguado está concluido, la resina comercial

suele tener estas propiedades:

Resistencia a tracción .....	60-150 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistencia a corte .....	200-400 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistencia a compresión .....	250-600 Kg/cm <sup>2</sup>
Adherencia .....	20-60 Kg/cm <sup>2</sup>
Aumento de temperatura en fraguado .....	95°C
Densidad .....	1,9 g/cm <sup>3</sup>

Las cargas de resina tienen una vida limitada pero conservadas a una temperatura constante de unos 20° pueden utilizarse, generalmente, hasta 6 meses después de fabricadas.

### 3.1.1. Bulones de acero

Probablemente la característica que más se debiera cuidar en las barras de acero empleadas en el bulonaje a la resina es su alargamiento. Se sabe que cuanto mayor sea la resistencia específica del acero menor será su alargamiento. Desde este punto de vista no debieran utilizarse bulones con resistencia específica superior a 65 Kg/mm<sup>2</sup>, que correspondería a un F-114, con lo cual el alargamiento será del orden del 10% que todavía es aceptable. Utilizar aceros de menor resistencia específica supone sin duda un coste mayor ya que para obtener la misma resistencia del sostenimiento será necesario colocar más pernos. (4).

Otro aspecto importante que ha sido profundamente debatido ha sido el tipo de superficie lateral de los pernos donde hay dos alternativas posibles: O pernos lisos o pernos nervados. En un exhaustivo ensayo realizado en 1973, en el Pozo Sta. Bárbara (5), pudimos constatar que entre los bulones lisos y nervados no había diferencias significativas en el trabajo a

tracción, aunque ciertamente ambos tipos de bulones - eran rígidos pues la rotura, entre 16 y 20t, se alcanzaba con alargamientos de sólo 35-40 mm. A nivel operacional es interesante utilizar bulones nervados debido a dos ventajas:

- a) Las nervaduras favorecen el reparto de la resina en el interior del barreno y mejora las condiciones de mezcla de los diversos componentes de la resina.
- b) Los redondos nervados poseen unas marcas visibles que identifican la calidad de los aceros empleados en su fabricación. Esto no sucede con los redondos lisos y ciertamente resulta difícil distinguir a simple vista un F-111 de un G-114. Esto implica montar un cierto control de calidad para asegurarnos que se emplean los aceros.

### 3.1.3. Bulones de poliéster

Los bulones de acero presentan el inconveniente de que no son fácilmente destructibles por las máquinas de arranque, de tal forma que cuando debe ser bulonado el paramento de una galería que luego va a ser arrancado, se crean serios problemas. Otro tanto sucede cuando la galería debe estajarse y se emplean en esta operación mineros continuos. La figura 6. ilustra este problema. Estas dificultades pueden ser evitadas con los bulones de madera pero en contrapartida la resistencia de estos bulones es muy pequeña.

Modernamente se utilizan bulones a base de una resina poliéster armada de fibra de vidrio cuyas características comerciales son las siguientes:

- Resistencia a la tracción	...	58Kg/mm <sup>2</sup>
- Resistencia a flexión	...	76Kg/mm <sup>2</sup>
- Resistencia al corte	...	14Kg/mm <sup>2</sup>
- Resistencia al choque	...	3,6Kg/mm <sup>2</sup>
- Densidad	...	1,9 g/cm <sup>3</sup>

Obsérvese que el poliéster armado de fibra de vidrio tiene características de tracción y flexión similares a las del acero mientras que su resistencia al corte, choque y densidad son mucho menores. La resistencia al choque, en particular, es unas cien veces inferior que la del acero.

Los pernos de poliéster no admiten mecanización y por lo tanto no pueden roscarse razón por la cual hay que recurrir a un sistema mecánico para sujetar la placa base. En la figura 7, se muestran los integrantes de un bulón de poliéster. Para colocar la tela metálica suele ser conveniente colocar una segunda placa base.

En general los bulones de poliéster resultan un 40% más caros que los de acero.

En la figura 8, se muestra una galería de tajo con bulones de poliéster en el paramento y en la 9, una galería de infraestructura con bulones de poliéster en el techo.

### 3.2. Bulones anclados con cemento

Esta técnica es totalmente similar a la de los pernos anclados con resina con la única diferencia de que ésta está



sustituida por un mortero de cemento. Existen dos variantes diferenciadas que exponemos a continuación.

### 3.2.1. Método Inyector

Una vez realizado el taladro en la roca, éste se llena con un mortero de cemento por medio de una bomba mecánica. El mortero queda retenido por un tapón especial que permite la inyección y que, sin embargo, retiene el mortero conforme se muestra en la figura 10.

Este tapón está formado por una lámina de acero provista de unas placas que trabajan de forma similar a un diafragma. Una vez inyectado el mortero se introduce una barra de acero, nervada o lisa, dentro del barrenado.

Para facilitar la salida de aire del barrenado, previamente a la introducción del mortero, se coloca un tubito de plástico hasta el fondo.

### 3.2.2. Método de Perfo

El método Perfo es totalmente distinto al anterior, sin duda es más caro pero es mucho más versátil ya que se elimina el sistema de inyección del mortero. Para colocar el mortero se utilizan dos semicilindros de chapa que, una vez rellenos de mortero, se introducen en el taladro y, posteriormente, a través de él el perno. Las armaduras Perfo realizan el papel de contenedor del mortero y de refuerzo del bulónaje. La figura 11. ilustra la colocación de un bulón por el sistema Perfo. La figura 12. muestra las dimensiones apropiadas del bulón y taladro para alojar los tubos Perfo

que deben escogerse de acuerdo con lo indicado en la figura 13.

### 3.2.3. Fraguado del mortero

El mortero se prepara con un cemento Portland ordinario con arena de río. Al mortero se le agregan productos químicos para obtener mayor plasticidad y disminuir el tiempo de fraguado. La cantidad de agua debe ser determinada mediante cuidadosos ensayos ya que es preciso que el hormigón circule bien por las tuberías, en el método inyector, y hay que impedir que el mortero se escape del taladro al introducir el perno.

SESTAKOV y otros, han publicado datos interesantes sobre las propiedades del mortero (6), utilizando un cemento Portland tipo 400, el mortero tenía una relación de 0,5 litros de agua por cada Kg. de cemento. En numerosos ensayos a tracción encontraron que la adherencia era independiente del diámetro del perno lográndose unos 6 Kg/cm<sup>2</sup> al cabo de 1-2 días y 35-38 Kg/cm<sup>2</sup> a los 28 días.

Para acelerar el proceso de fraguado incorporaron un 2% de Cl<sub>2</sub>Ca con lo cual, según muestra la figura 14, se consiguió triplicar la adherencia al cabo de un día, lográndose una adherencia del orden de 28Kg/cm<sup>2</sup> que es muy estimable.

### 3.3. Otros tipos de bulones

Describiremos otros tipos de bulones que si bien tienen una aplicación puntual, pueden resolver de forma interesante algunos problemas de sostenimiento.

### 3.3.1. Bulones roscados

97

Estos bulones tienen un diámetro superior en unos 4 mm, al diámetro del taladro colocándose y trabajando como un verdadero tornillo según muestra la figura 15.

Su aplicación es correcta en rocas blandas y poco fisuradas, en el complejo potásico de BELOSURKALI (7) se utilizan corrientemente llegando a alcanzar con diámetros de colocación 30  $\frac{\text{bulones}}{\text{hombre}\cdot\text{relieve}}$ .

En Puzosas de Navarra se llegaron a ensayar bulones de este tipo con las siguientes características:

Longitud	...	1,50 m
Diámetro taladro	...	28 mm
Diámetro perno	...	32 mm
Diámetro núcleo	...	20 mm
Paso de rosca	...	15 mm

La colocación de estos pernos exige una velocidad de rotación entre 25-35 rpm y como la velocidad de las perforadoras rotativas utilizadas en PDV para bulonar tiene un régimen entre 450-725 rpm era necesario colocar un reductor sobre los carros manuales de barrenar que hacía poco operativo el sistema y fue desestimado aunque se comprobó que era posible utilizar estos pernos.

### 3.3.2. Bulones Worley

Es un bulón en el que se consigue un anclaje repartido mecánicamente al acuñarse entre sí y las pare-

dos del taladro dos semicilindros, conforme muestra la figura 16. Según ensayos realizados por el U.S. OF MINES con un par de apriete de 35 m.kg se consigue obtener un esfuerzo resistente de 15 t.

### 3.3.3. Tirantes anclados con resina

Los tirantes anclados con resina constan, según se indica en la figura 17a, de dos cables o pernos anclados con resina y un tirante con un elemento de tensión mecánico en el centro de la galería. En la figura 17b, se muestra la forma de trabajo de estos tirantes que pretenden mantener a la roca por encima de la galería a compresión creando una bóveda autoportante. Según COX (8) los tirantes se empezaron a utilizar en 1966 - en la Mina CONCORD de la U.S. Steel de Alabama, que es una mina de carbón, y al año siguiente se extendieron a otras minas como la de fluorita de la Minerva Oil Co. en Illinois, compitiendo con los bulones tradicionales. Actualmente el U.S. Bureau of Mines patrocina investigaciones sobre el tema.

Los bulones empleados tienen diámetros de 18 y - 25 mm y están fabricados con aceros de alta resistencia.

## 4.- PLACAS DE BASE

En los bulones de anclaje puntual, la placa de base juega un papel fundamental ya que sin ella no es posible obtener tensión alguna. Con el anclaje repartido la placa de base tiene menos importancia pero juega un papel relevante cuando la deformación de los terrenos es importante.

Siempre que se desee aplicar una tensión previa a los pernos, en el caso del anclaje repartido puede lograrse utilizando una resina de fraguado rápido en el fondo, la placa de base tiene una importancia capital.

En el caso de los pernos de anclaje puntual la pérdida de tensión a lo largo del tiempo está ligada a la deformación por fatiga de la placa de base.

Por todo ello, cuando el trabajo de las placas de base juegue un papel determinante, éstas deben dimensionarse ampliamente. En la figura 18 se reproduce la norma DIN 21522 que define las características de las placas usuales.

En la figura 19 se muestran los resultados de varios ensayos de tracción realizados en el exterior para controlar el comportamiento de los tipos de placas utilizados en Potasas de Navarra S.A. (1).

5.- BIBLIOGRAFIA

100

- (1).- CELADA, B.  
Determinación de un sistema de control sobre la eficacia del bulonaje en galerías.  
Tesis Doctoral. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Minas.  
Oviedo 1979.
- (2).- RAFFOUX, J.F.  
Le boulonnage des terrains a fortier de formations: l'exemple de la mine d'Haverlahwiese.  
Revue de l'Industrie Minerale, Diciembre 1975.
- (3).- SINDU, P.  
80 millions de boulons mis en place dans les mines de fer de Lorraine en 27 ans.  
Société de l'Industrie Minerale, Biarritz 1977.
- (4).- CARRASCO, J.; CELADA, B.; OLMO, C.; VALCARCE, A.  
Explotación por tajo largo a gran profundidad.  
X Congreso Mundial de Minería.  
Estambul, Septiembre 1979.
- (5).- CELADA, B.; FUENTE, A.M.  
Influencia de la superficie de los pernos anclados con resina sobre su comportamiento dinámico.  
Rocas y Minerales, Septiembre 1973.
- (6).- SESTANOV, V.A.; JARLYNOV, N.E.; JAKOULEV, M.A.; ALEKSANDROV, A.A.  
Ensayos efectuados con bulones anclados con hormigón armado.  
Gornyi Zhurnal, Enero 1966.

(7).- DENKEVIC, T.E.; SOROKIN, V.A.

Sostenimiento de un techo formado por estratos delgados en las minas de potasa mediante bujones de anclaje por tornillo.

Sakhtnoo Stroitel'stvo (Moscú) Junio 1972

(8).- COX, R.M.; WHITE, C.C.

Principe et application d'un soutonement par "fermes".

6<sup>ème</sup> Conférence International sur les Pressions des terrains.

Maniff, Canadá, Septiembre 1977.

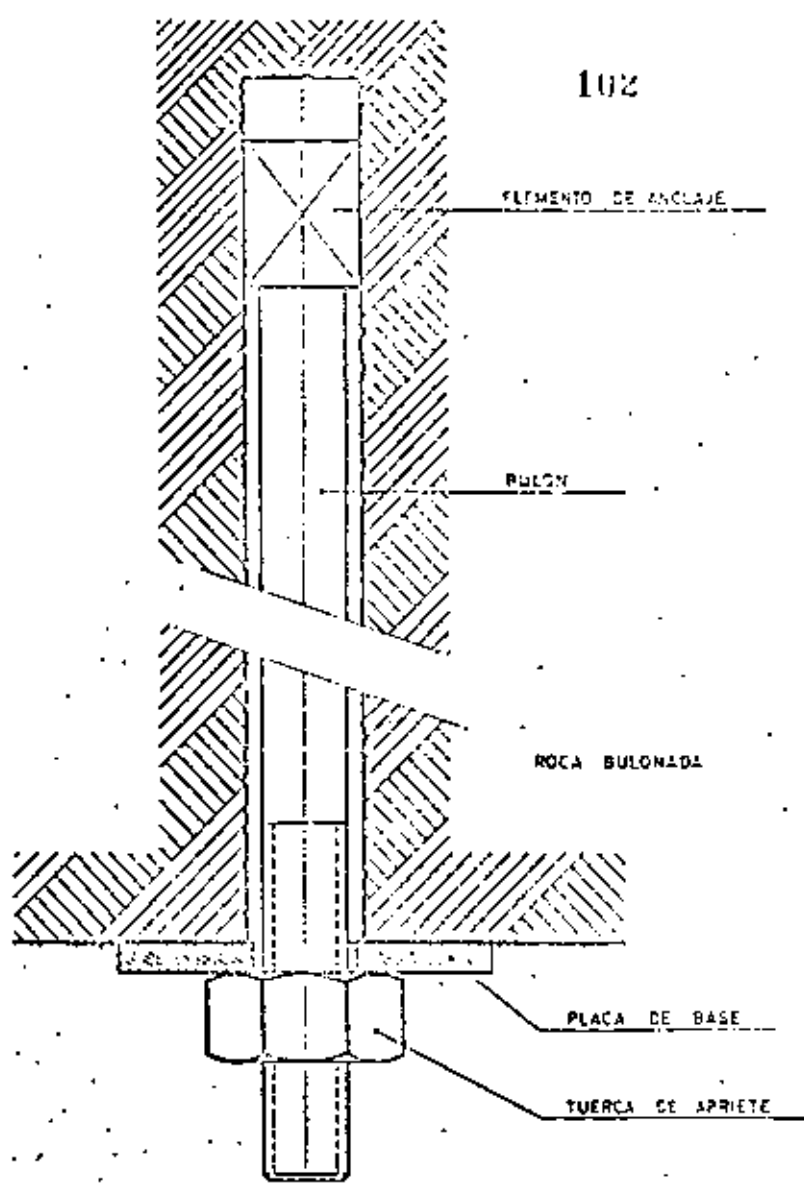
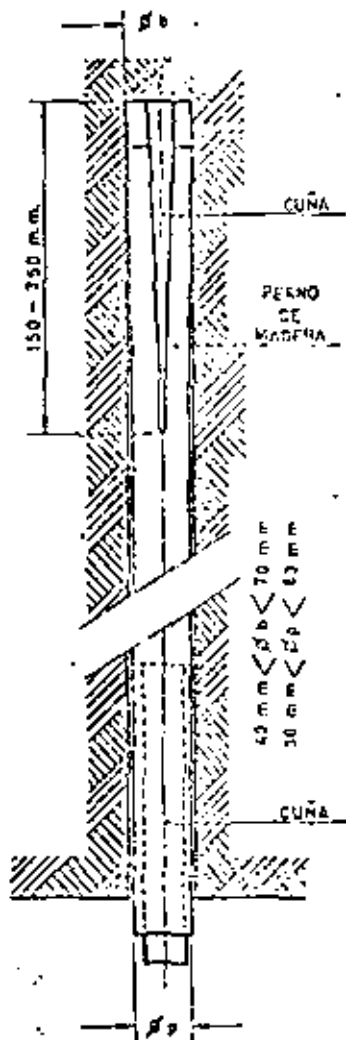
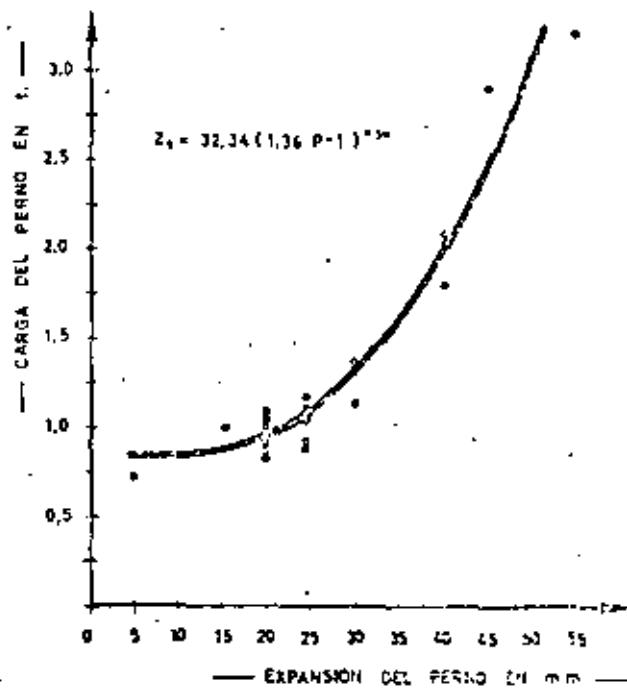


Fig. 1 — ELEMENTOS DE UN BULON.





a). Características del perno de madera.



b). Curva esfuerzo-deslizamiento del perno de madera.

Fig. 2 - PERNOS DE MADERA

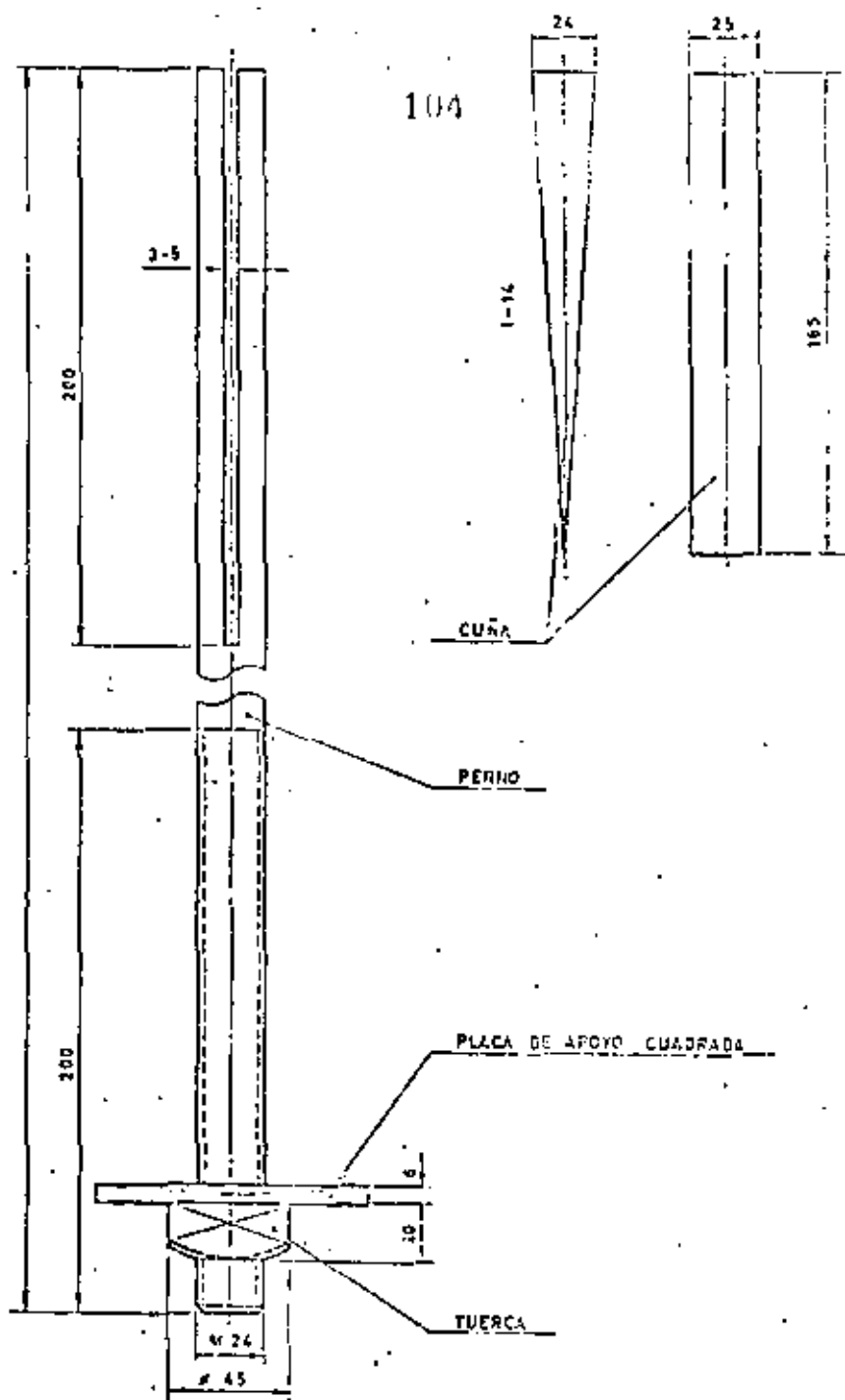


Fig. 3 -- PERNOS DE CUÑA.

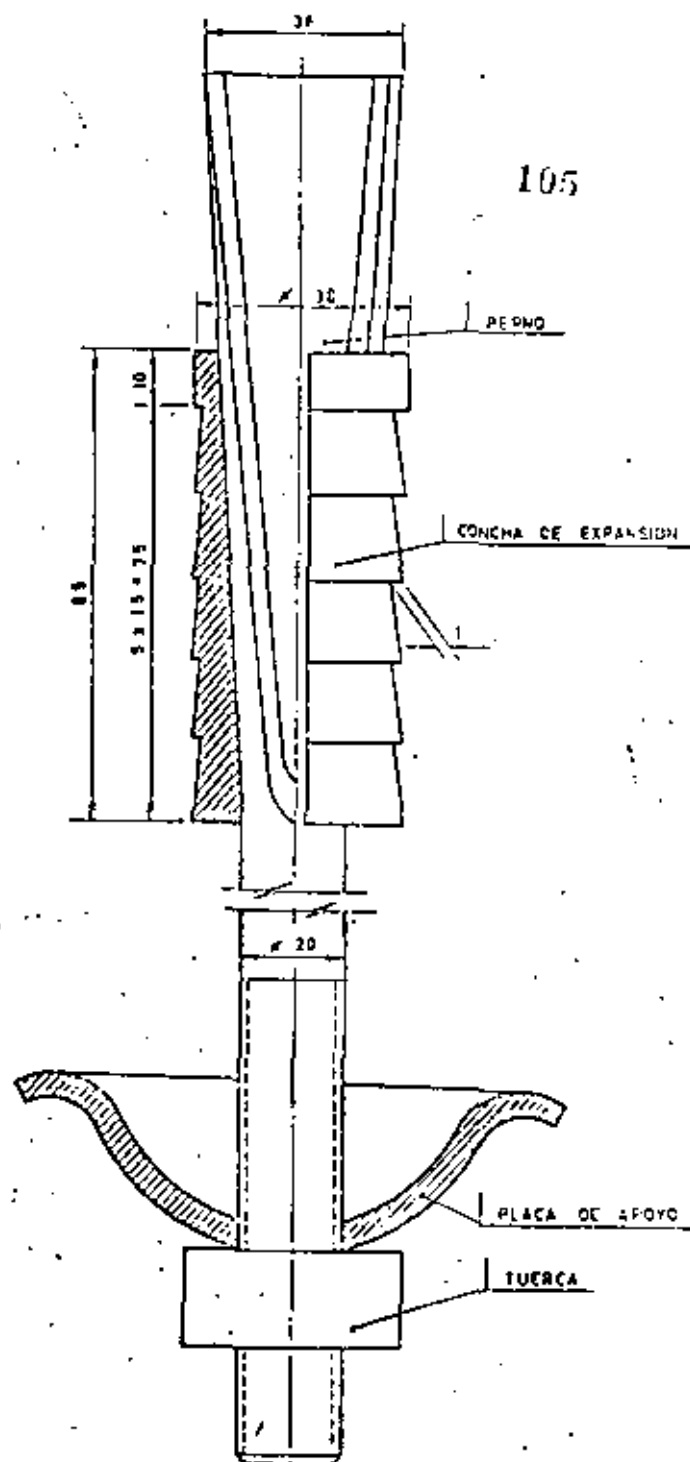
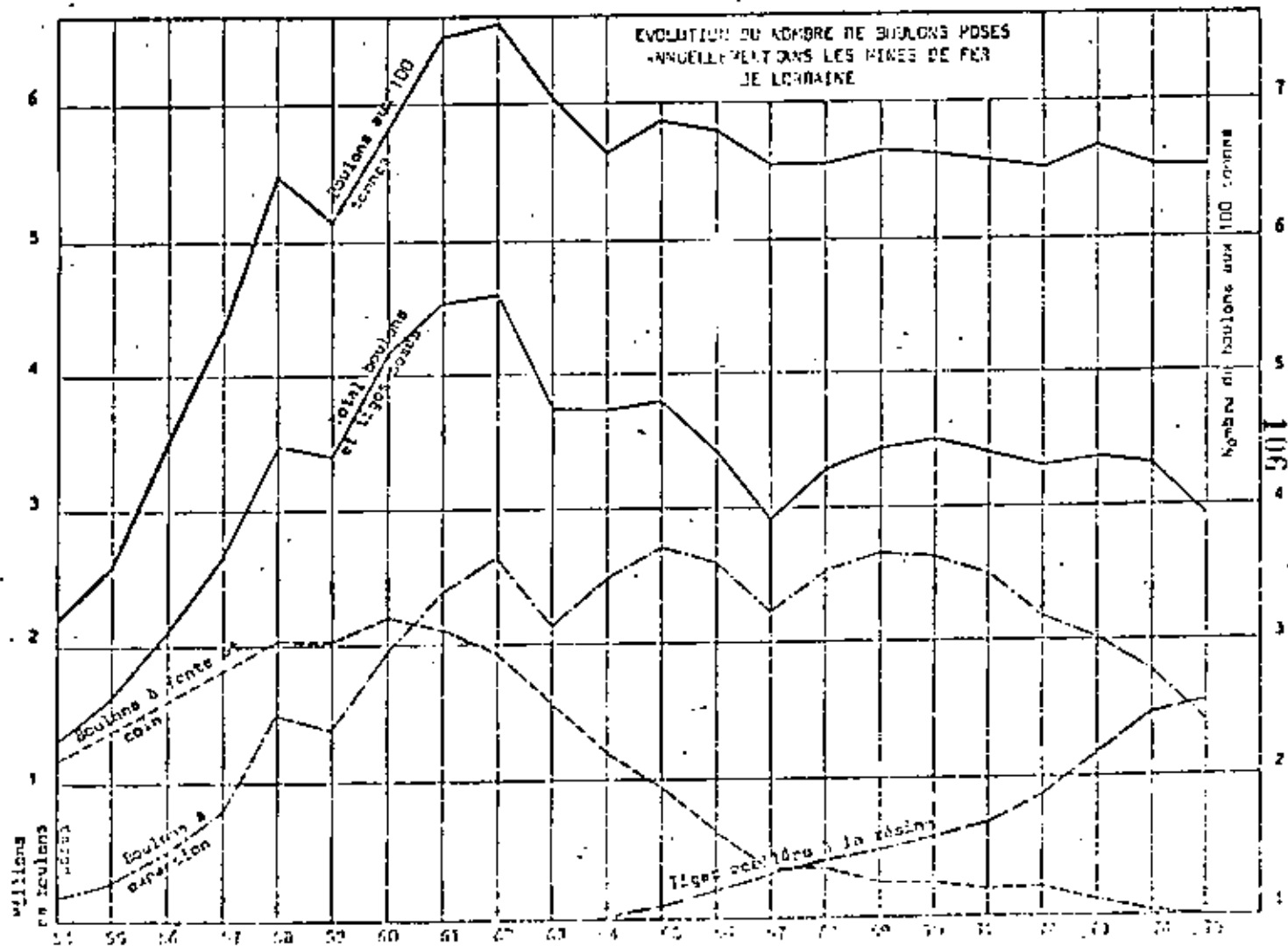
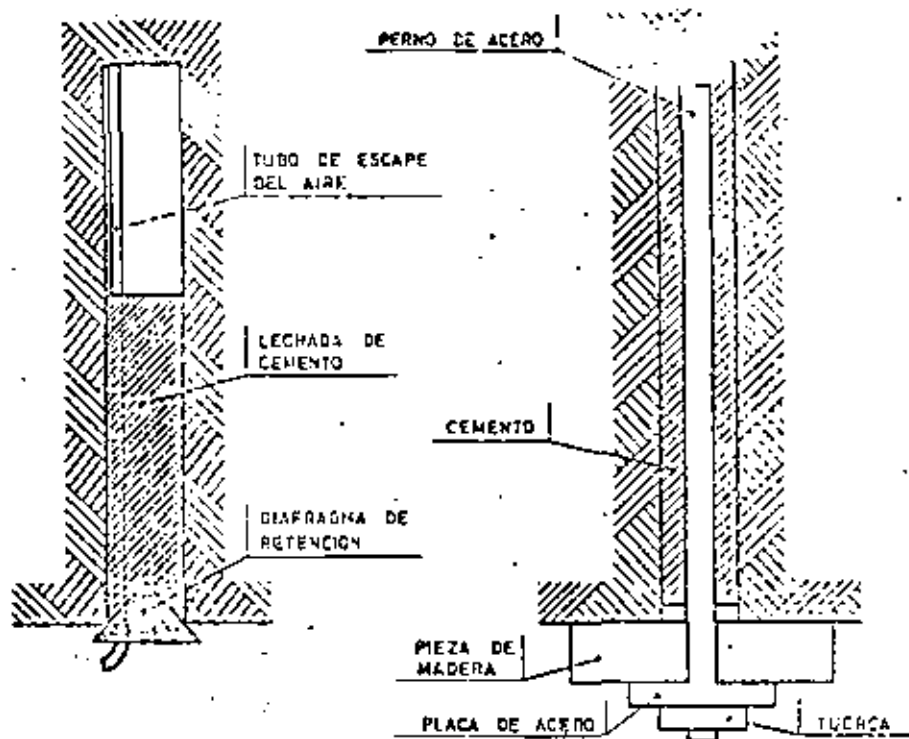


Fig. 4 - BULON SKSh (U.R.S.S.)

Fig. 5





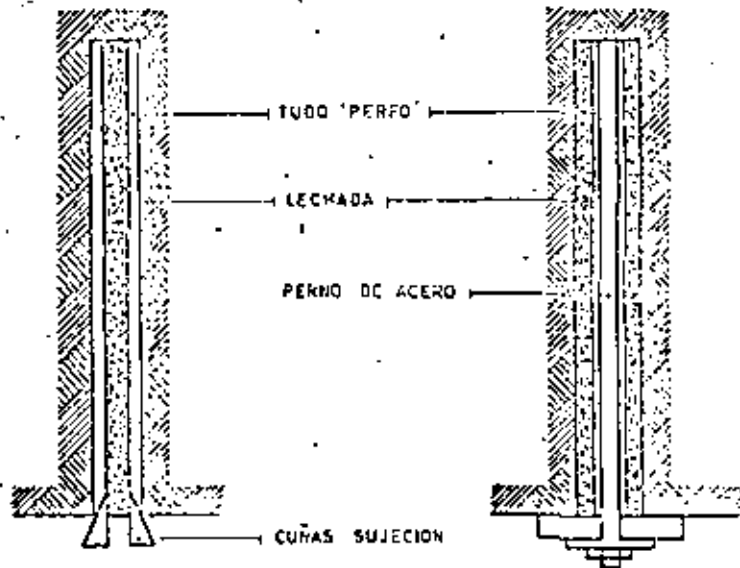
a). Lechada Introducida en el taladro y retenida por el diafragma.

b). Perno colocado.

Fig. 10 -- PERNO COLOCADO CON CEMENTO, SISTEMA INYECTO.



a.) Rellenado con lechada del tubo PERFO.



b.) Colocación del tubo PERFO en el taladro.

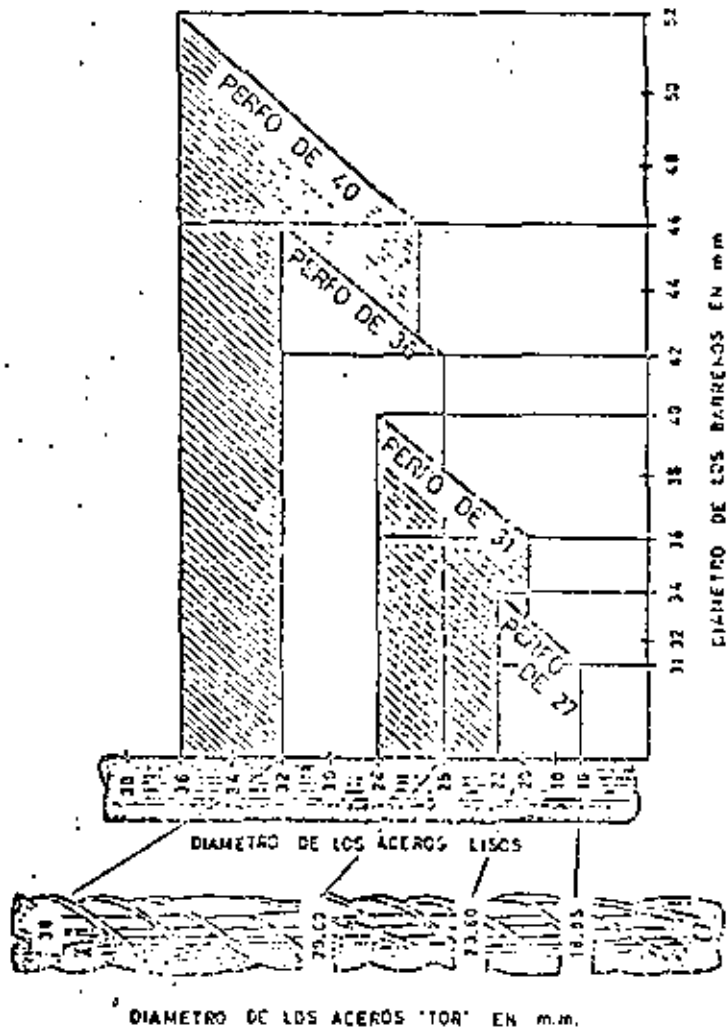
c.) Colocación del perno en el tubo PERFO.

Fig. II - METODO "PERFO"

$D_1 \backslash D_2$	32	34	36	38	40	42	44	46	48	50	52
18		31									
20	27	31	31								
22	27	27	31	31	36						
25		31	31	31	36	36	40				
28			31	31	31	36	36	40			
30					36	36	36	36	40		
32					36	36	36	36	40	40	
34							40	40	40	40	42
36								40	40	42	

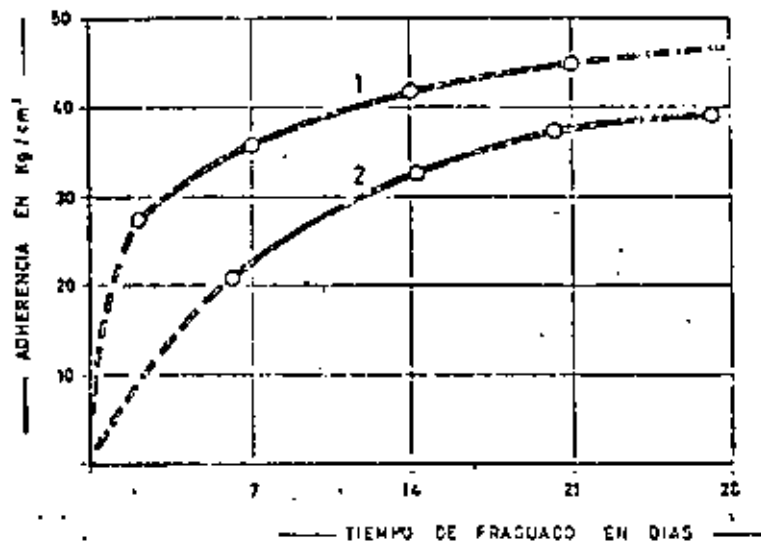
- $D_1$  = DIAMETRO DEL BARRENO PERFORADO  
 $D_2$  = DIAMETRO EXTERIOR DEL PERNO DE ANCLAJE  
 $D_3$  = DIAMETRO DEL TUBO "PERFO"

Fig. 12 - DIAMETRO DEL TUBO "PERFO" ADECUADO



**Fig. 13** - CARACTERISTICAS DEL TUBO "PERFO" EN FUNCION DEL DIAMETRO DE PERFORACION Y DEL TIPO DE PERNOS UTILIZADO.





1. Con adición de Cl, Ca ( 2% ).
2. Sin aditivos.

Fig. 14 - VARIACION DE LA ADHERENCIA DEL MORTERO SOBRE LOS PERNOS EN FUNCION DEL TIEMPO DE FRAGUADO

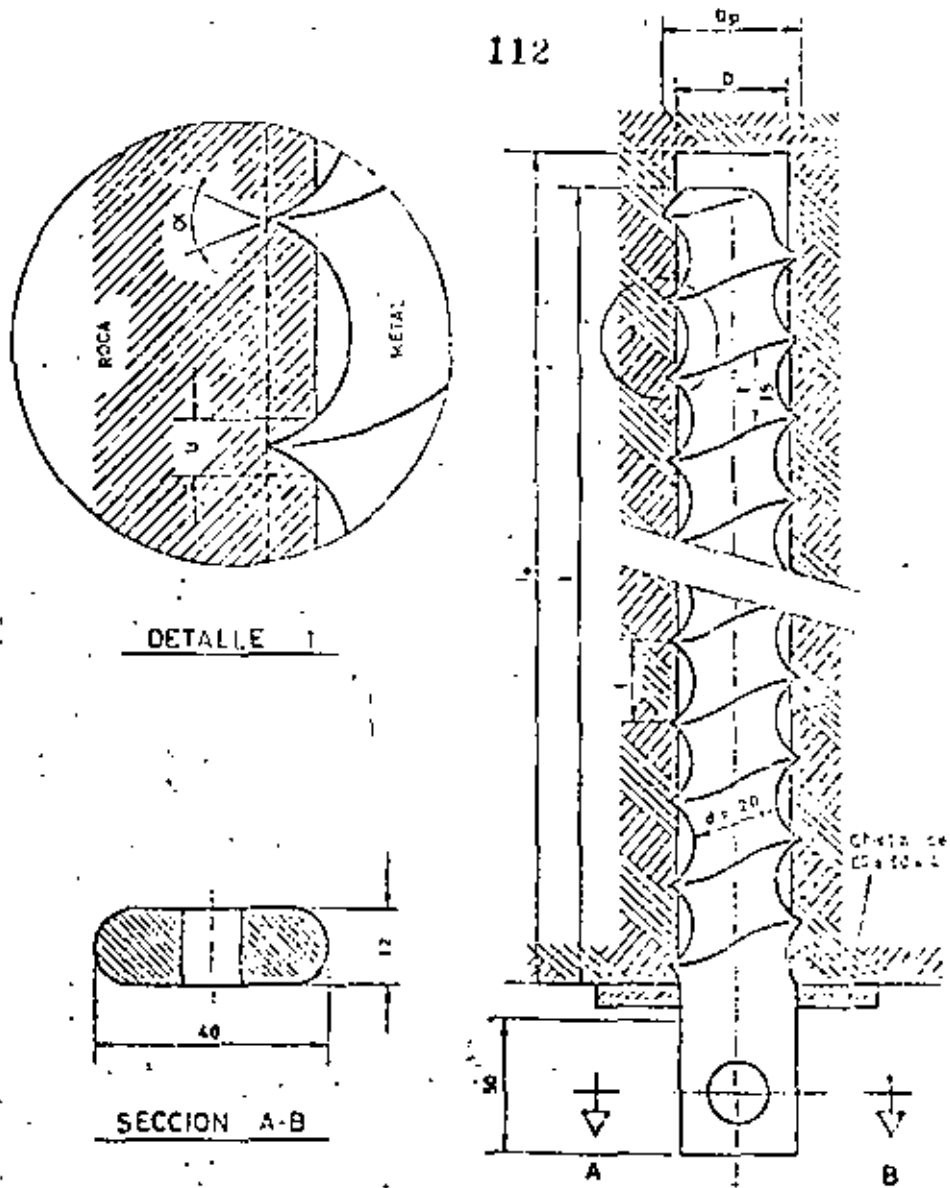


Fig. 15 - BULONES ROSCADOS ENSAYADOS EN P.D.N.

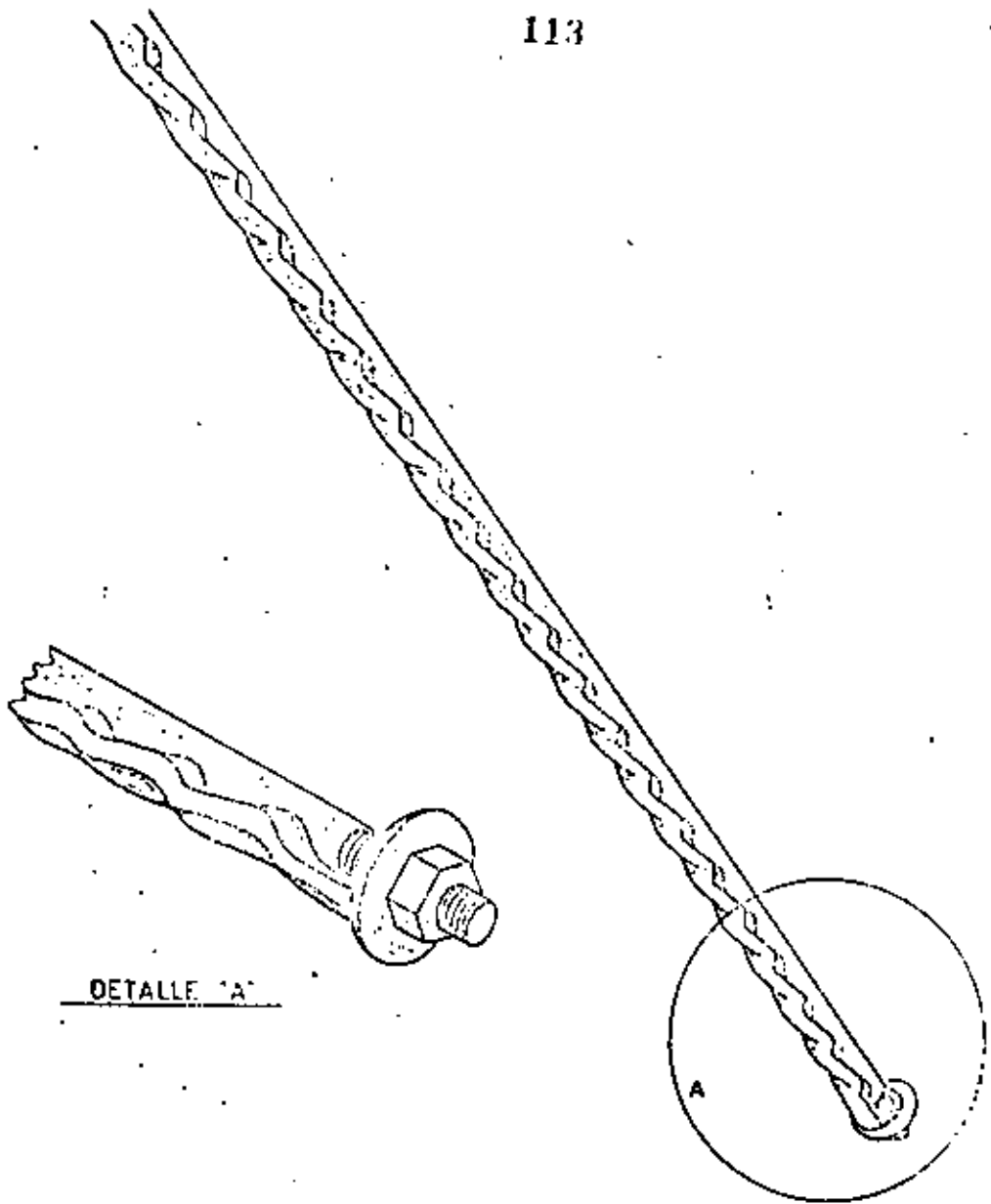


Fig. 16 - BULON "WORLEY"

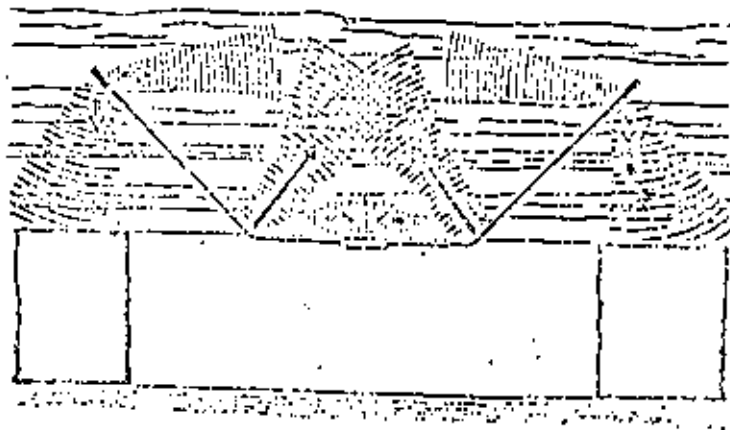


Fig. 17a.- Trabajo de un sostenimiento por tirantes

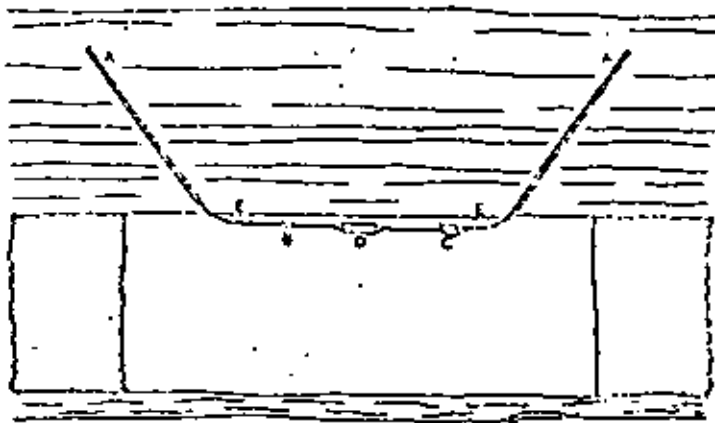


Fig. 17 b.- Tirantes anclados con resina

- A = Anclaje con resina (puntual de 30 cm. o repartido)
- B = Acoplamiento del extensor
- C = Cuñas de ajuste de longitud
- D = Tensor
- E = Calzo de madera

# Ankerplatten für den Gruben- und Tunnelausbau

**DIN**  
21 522

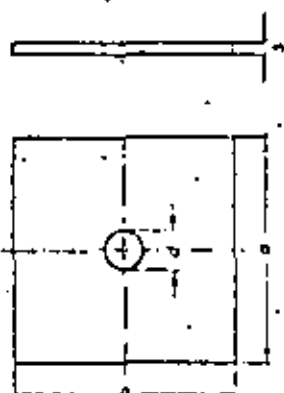
Roof bolt plates for mining and tunnel support

115

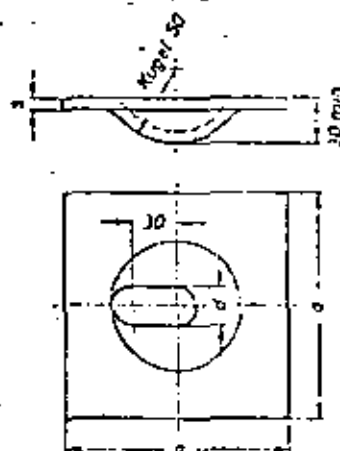
Ankerplatten werden als Zubehörteile für den Gruben- und Tunnelausbau in Verbindung mit Ankern nach DIN 21 521 verwendet.

Maße in mm

Form A (Flachplatte)



Form B (Kugelplatte)



Bezeichnung einer Ankerplatte Form II mit  $a = 200$  mm und  $d = 20$  mm aus St 37-1:

Ankerplatte II 200 x 20 DIN 21 522 - St 37-1

Form A	Form B	$d$	$f$	Für Ankerstange nach DIN 21 521 mit Gewinde
		+0,4 0	$\pm 1,2$	
100	150	20	6	M 16 M 18
150	200	25	8	M 20 M 24

Im Bergbau werden bevorzugt Ankerplatten  $a = 150$  mm und  $200$  mm, im Tunnelbau Ankerplatten  $a = 100$  mm und  $150$  mm eingesetzt.

Werkstoff (bei Bestellung angeben): St 37-1 / nach DIN 17 100  
St 52-3 /

Erläuterungen siehe DIN 21 521

Fachnormenausschuß Bergbau im Deutschen Normenausschuß (DIN)

Fig. 18 - NORMA DIN SOBRE PLACAS DE APOYO.

Nachdruck, auch auszugsweise, nur mit Genehmigung des Obersten Normenausschusses Berlin 34 gestattet

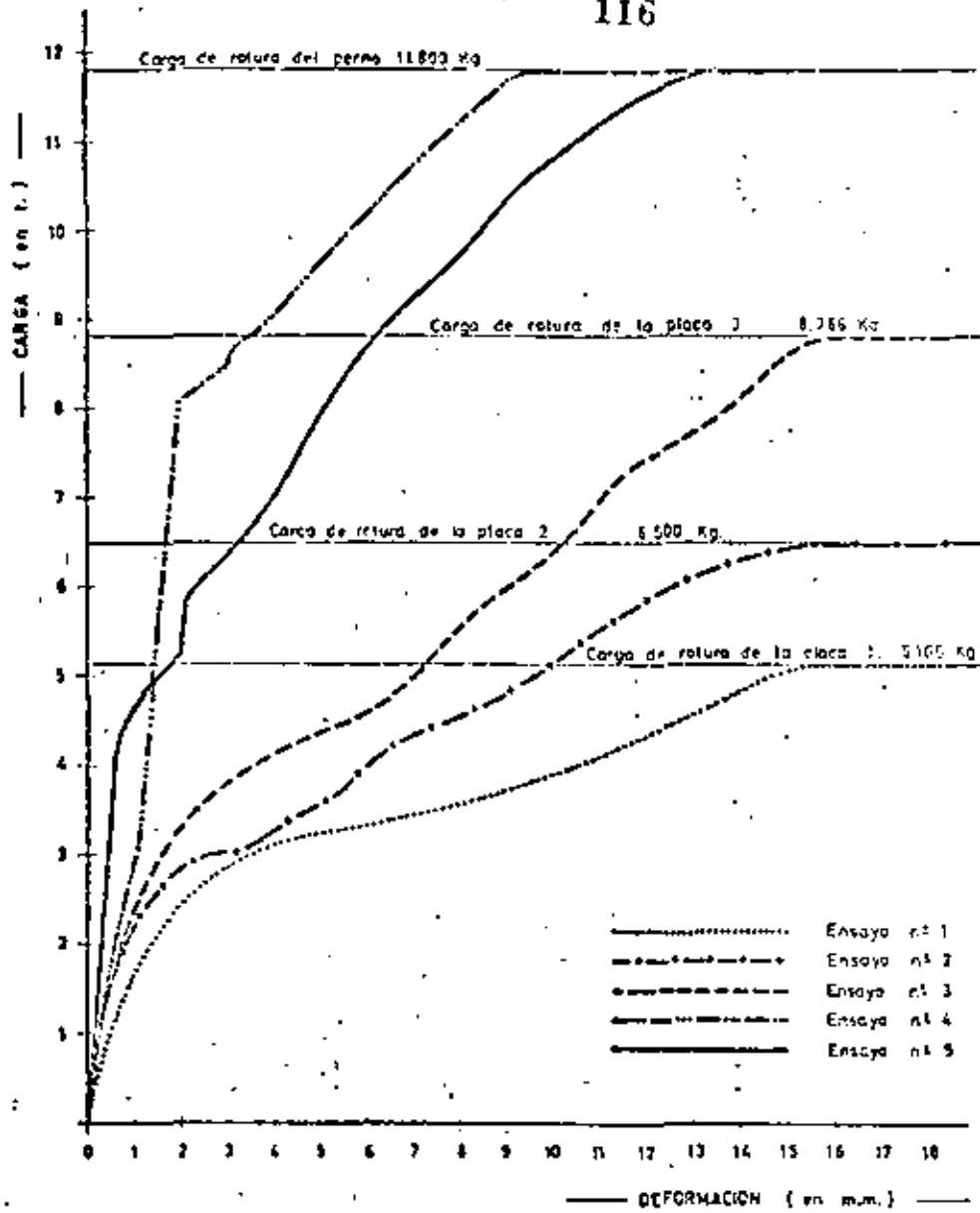
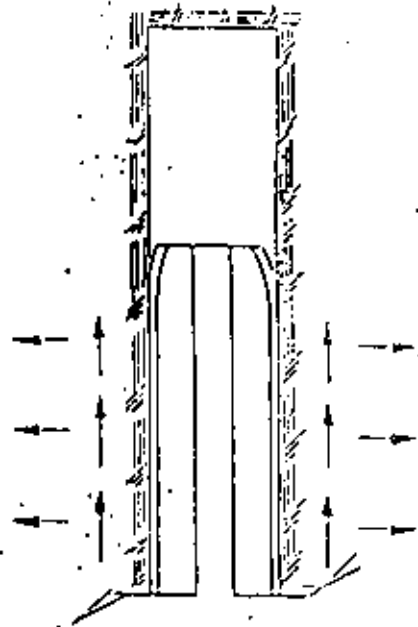
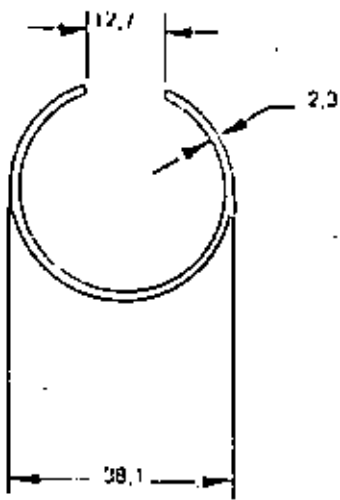
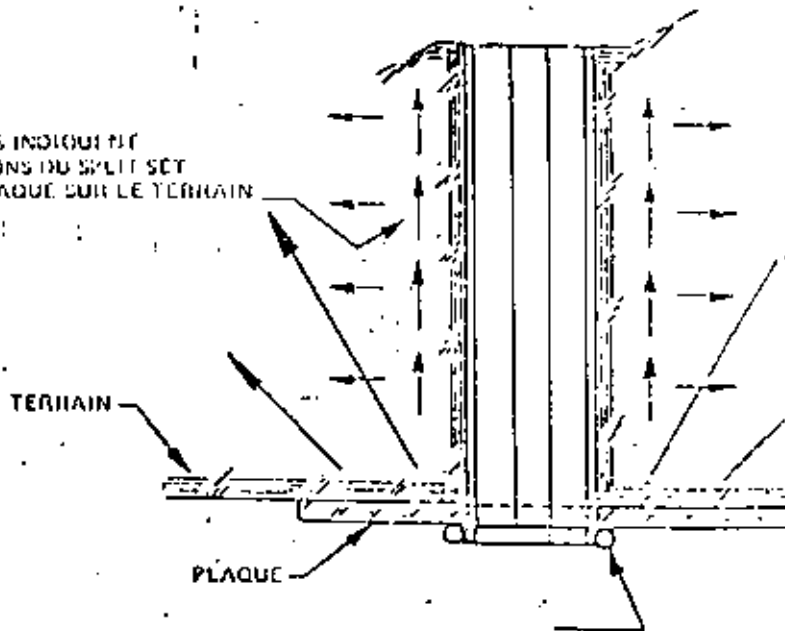


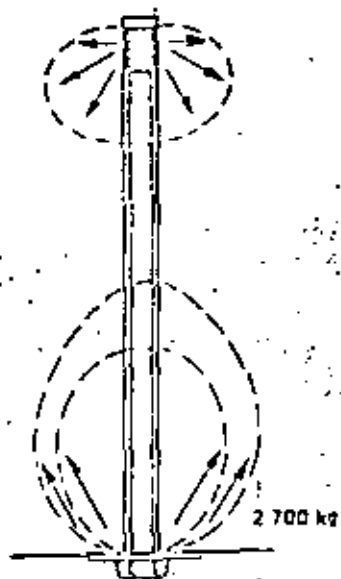
Fig. 19 - ENSAYO DE PLACAS DE ANCLAJE



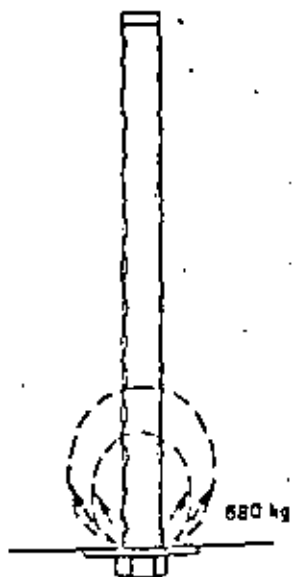
LES FLÈCHES INDICENT  
LES RÉACTIONS DU SPLIT SET  
ET DE LA PLAQUE SUR LE TERRAIN



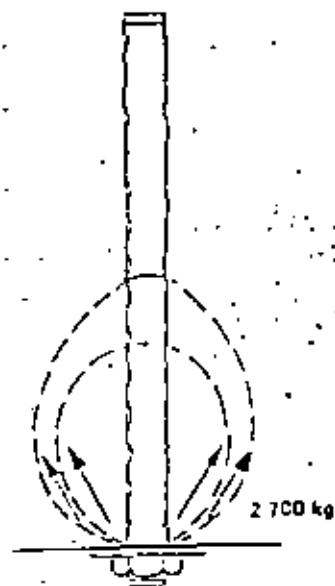
CONFIGURACION DEL SPLIT SET



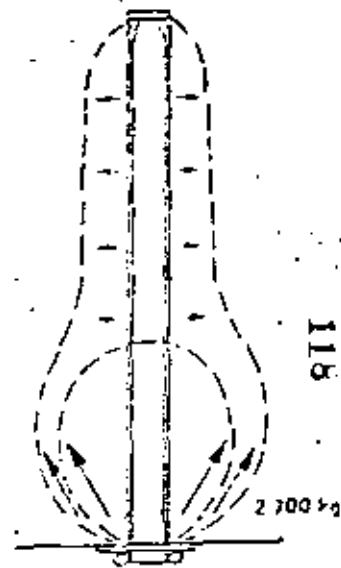
(a) ANCRAGE  
MECANIQUE



(b) ANCRAGE A LA RESINE  
AVEC TIGE CRENELEE  
ET TETE FORGEE



(c) ANCRAGE A LA RESINE  
AVEC TIGE CRENELEE  
ET ECROU DE SERPAGE



(d) SPLIT-SET

COMPARACION ENTRE LOS DISTINTOS TIPOS DE ANCLAJES



kg TONNE  
(us)

13610 15

907 10

TONNES

454 5

A  
RUPTURE

B  
RUPTURE

A - ANDRAGE A LA RESINE OU AU CIMENT  
B - BOULON MECANIQUE HAUTE RESISTANCE Ø 16 MM  
C - SPLIT-SET

12,7

25,4

38,10

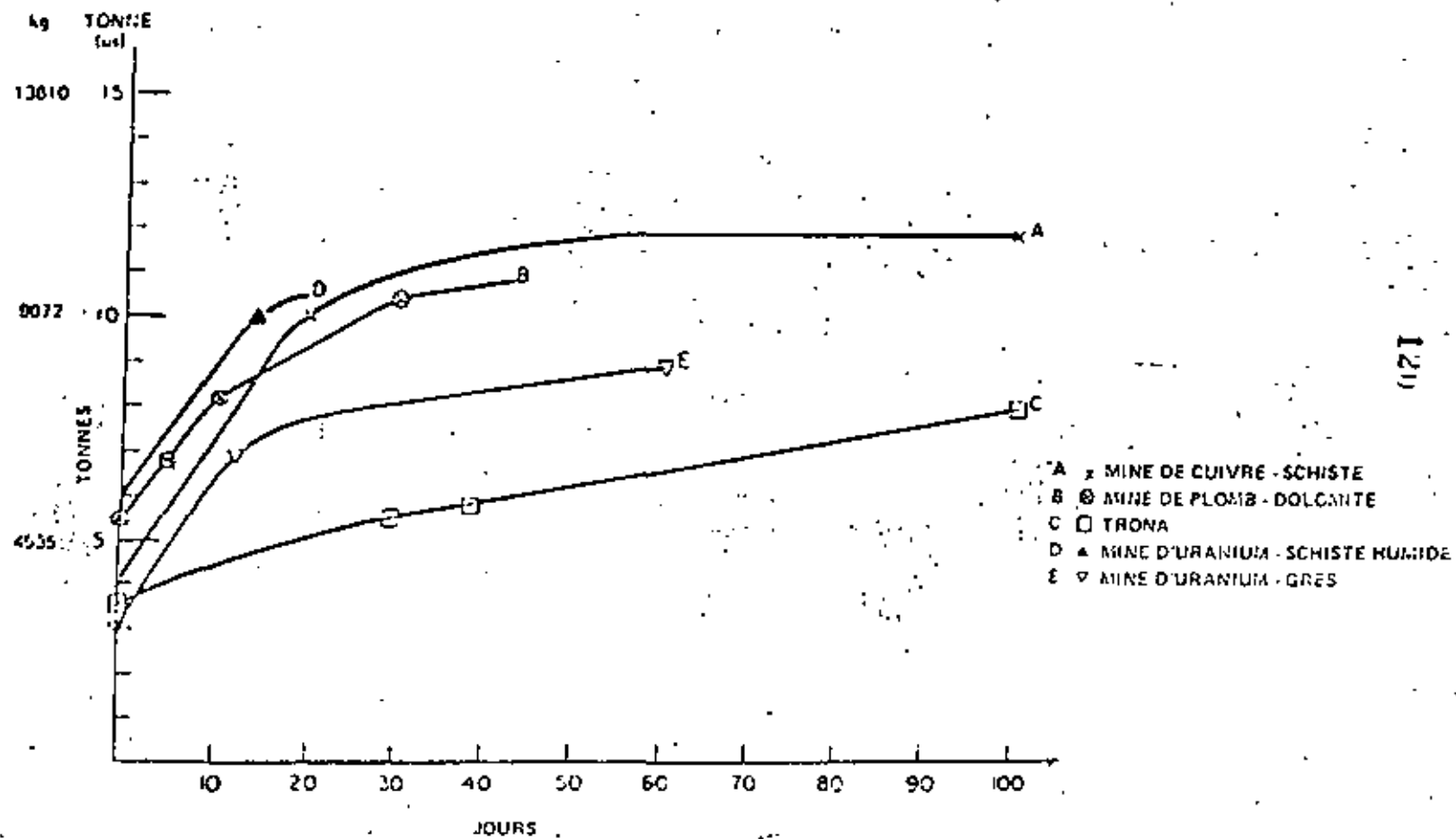
50,8

63,5

DEFORMATION EN MM

COMPARACION DE ENSAYOS A TRACCION

ENSAYOS A TRACCION SOBRE SPLIT - SET EN DIVERSOS TERRENOS



120



DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION

CONTROL DEL ADEMA DO CON ANCLAS

DR. BENJAMÍN CELADA TAMAMÉS

MAYO, 1983

1

CONTROL DEL ADEMNADO CON ANCLAS

Benjamín Celada Tamames  
Doctor Ingeniero de Minas.  
GEOCONTROL, S.A.

- 1.- Introducción
- 2.- Control de los elementos de bulonaje
  - 2.1. Pernos
  - 2.2. Anclaje
  - 2.3. Terrenos
    - 2.3.1. Control de la deformabilidad
    - 2.3.2. Control mecánico
  - 2.4. Barridos de bulonaje
- 3.- Control de la interacción bulonaje-terreno
  - 3.1. Medida de deformaciones
  - 3.2. Control de la tensión sobre los bulones
    - 3.2.1. Elementos mecánicos
      - 3.2.1.1. Almohadillas de compresión
      - 3.2.1.2. Llaves dinamométricas
      - 3.2.1.3. Células de carga
    - 3.2.2. Elementos extensométricos
      - 3.2.2.1. Células de carga extensométricas
      - 3.2.2.2. Bulones extensométricos
  - 3.3. Observaciones estratoscópicas
  - 3.4. Sistema integrado de control
- 4.- Conclusiones
- 5.- Bibliografía

2

CONTROL DEL ADEMNADO CON ANCLAS

Benjamín Celada Tamames  
Doctor Ingeniero de Minas.  
GEOCONTROL, S.A.

1.- INTRODUCCIÓN

Conocemos ya los medios y posibilidades que la tecnología actual del bulonaje pone a nuestra disposición para aplicar esta moderna técnica de sostenimiento. Vamos ahora a ocuparnos del control del bulonaje y, aunque sin duda lo más importante es el comportamiento conjunto roca-bulón, vamos a exponer los detalles más importantes que deben ser tenidos en cuenta a la hora de realizar un control sobre un plan de bulonaje que se va a ejecutar.

2.- CONTROL DE LOS ELEMENTOS DE BULONAJE

Consideraremos tanto los elementos propios de bulonaje como pernos y anclaje como la roca y los taladros que en ella se hacen para colocar los bulones.

2.1. Pernos

Si entendemos por pernos la varilla resistente que se coloca en la roca, sólo hay dos características que debemos controlar:

- el alargamiento
- la resistencia

En principio el perno debería ser capaz de absorber to

da la deformación que sufrieran los terrenos en los que está colocado; si esto no sucede así, el perno se carga a medida que no puede acompañar a los terrenos en su deformación y -- puede llegar a romperse, al superarse el límite de resistencia, creando el efecto de sostenimiento. Para conseguir esto hay que escoger el tipo de perno idóneo en cada caso y ya sabemos que los pernos de anclaje repartido son mucho más rígidos que los de anclaje puntual ya que en los de anclaje repartido la rotura se alcanza para alargamientos inferiores a 40 mm. y en los de anclaje puntual se puede llegar a alargamientos de 100 mm.

La resistencia del perno está ligada a su densidad de colocación y más adelante veremos cómo calcularla; pero hay que tener en cuenta que en el caso del acero, que es el material más corriente empleado para construir pernos, el alargamiento decrece con la resistencia.

En el plan de bulonaje deberán quedar definidos estos parámetros y su control hay que realizarlo al recibir los pernos en el exterior aplicando los criterios usuales de control de calidad.

Hemos indicado que los redondos corrugados facilitan esta labor enormemente ya que, por ley, deben llevar unas marcas que los identifican fácilmente. Los redondos lisos deben ser sometidos, como mínimo, a unas pruebas de dureza superficial mediante un esclerómetro, aunque es recomendable prever la realización de ensayos completos de tracción (resistencia, estricción y alargamiento).

## 2.2. Anclaje

El control de la calidad del anclaje debe hacerse sien

pre en el interior, recurriendo a un ensayo a tracción por medio de un gato hidráulico. El gato hidráulico debe poseer un taladro longitudinal para realizar ensayos con pernos, especialmente colocados, en los que sobresale de la roca unos 50 cm o bien debe disponer de un acoplamiento que permita realizar el ensayo sobre pernos normalmente colocados. En la figura 1. se muestra el equipo utilizado en las campañas realizadas en HUNOSA y en la figura 2. los manguitos de acoplamiento para hacer ensayos sobre pernos ya colocados. La figura 3. muestra el conjunto instalado en el interior y la 4 un detalle del gato hidráulico durante el ensayo (1).

La Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (2) ha normalizado este ensayo en los términos que resumimos a continuación:

- El gato debe tener capacidad suficiente para romper el perno y admitir un desplazamiento de 50 mm. Es necesario que la carga suministrada al bulón sea estrictamente axial.
- La superficie de roca que rodea al perno debe estar plana, sana y el bulón debe estar colocado perpendicularmente a ella con un error máximo de 15%.
- Al empezar el ensayo se aplicará una carga de 5KN y se comprobará el asiento del gato.
- La carga debe incrementarse en 5KN a una velocidad comprendida entre 5-10 KN/min.
- El alargamiento elástico del perno debe ser calculado por la expresión

$$\Delta L = \frac{P \cdot L}{A \cdot E} \quad (1)$$

siendo

P = carga a que se somete el bulón.

L = longitud no anclada del perno +  $\frac{1}{3}$  de la longitud anclada + longitud del acoplamiento perno-gato.

A = sección del perno.

E = módulo de elasticidad del acero del perno.

En los numerosos ensayos realizados sobre pernos de anclaje repartida nunca hemos observado un deslizamiento importante del perno sino que la rotura, que siempre se produce en la parte externa del perno, se alcanza con desplazamientos inferiores a 40 mm. La figura 5, muestra los resultados de un ensayo realizado en el Pozo Sta. Bárbara de HCNOSA.

Para que se produjera un deslizamiento acero-resina - la longitud de anclaje debe ser muy inferior a la usualmente empleada, como vemos a continuación.

Si D es el diámetro del perno y  $\sigma_A$  la resistencia a tracción del acero, la fuerza que acepta el perno vale

$$F = \pi \cdot \frac{D^2}{4} \cdot \sigma_A \quad (2)$$

Si L es la longitud del anclaje y  $\sigma_R$  la adherencia de la resina al acero, la resistencia de adherencia acero-resina vale

$$F = \pi \cdot D \cdot L \cdot \sigma_R \quad (3)$$

igualando (2) y (3) y despejando L resulta:

$$L = \frac{D \cdot \sigma_A}{4 \cdot \sigma_R} \quad (4)$$

6  
Considerando D = 2 cm,  $\sigma_A = 5000 \text{ Kg/cm}^2$  y  $\sigma_R = 30 \text{ Kg/cm}^2$  -- resulta L = 83 cm.

Para realizar ensayos sobre la adherencia de la resina es preciso colocar pernos con longitudes de anclaje inferiores a 50 cm. para que pueda producirse el deslizamiento.

En el caso de pernos de anclaje puntual resulta de interés realizar ensayos bajo carga permanente en un largo periodo de tiempo, para lo cual hay que recurrir a acumuladores hidráulicos que con un mano reductor mantengan la presión sobre el gato hidráulico o a dispositivos mecánicos de resorte como los indicados en la figura 6.

### 2.3. Terrenos

Actualmente los límites de aplicación del bulonaje son muy amplios pero hay algunas circunstancias desfavorables -- que deben ser controladas en todo momento para evitar fracasos.

#### 2.3.1. Control de la deformabilidad

Una de las limitaciones del bulonaje radica en su apreciable rigidez, razón por la cual no debe confiarse el sostenimiento de una estructura exclusivamente al bulonaje cuando se han de prever deformaciones superiores a lo normal. Ya hemos hablado de que debajo de macizos, límites de explotación y proximidades de fallas, las galerías sufren deformaciones extraordinariamente elevadas razón por la cual deben tomarse precauciones en estos casos recurriendo a un sostenimiento portante (3). En razón de la deformabilidad del carbón a volumen prácticamente constante

( $v \geq 0,5$ ) hay que adoptar precauciones cuando en los 5 primeros metros de techo el 20% o más corresponda a niveles de carbón (4)

2.3.2. Control mecánico

Una vez establecido que una galería resulta favorable hay que controlar que las características de las rocas se mantienen dentro de los límites previstos. Para ello, sin llegar a recurrir a los ensayos de laboratorio, puede utilizarse el martillo SCHMIDT que es de una aplicación muy simple y proporciona resultados válidos.

Para las condiciones del yacimiento de BUENOSA (3) determinamos que el límite de galerías bulonables se situaba en un índice SCHMIDT de 20 que equivale a una resistencia a compresión de unos 26MPa (260Kg/cm<sup>2</sup>).

En las figuras 7 y 8 se muestra la capacidad del martillo SCHMIDT para caracterizar la calidad de los terrenos.

En el caso de que se utilice un anclaje puntual es conveniente controlar la aptitud del nivel de roca donde se vaya a realizar el anclaje; para ello puede recurrirse al uso del penetrómetro que en esencia consiste en un pistón que, accionado hidráulicamente, permite hacer ensayos de puncenado a lo largo de la pared de un barreno para identificar las rocas. En la figura 9, se muestra el penetrómetro de ESTEARS (5) puesto a punto en una investigación financiada por el U.S. Bureau of Mines. SIKORA y KIDYBINSKI (6) han empleado con éxito el penetrómetro en la Alta Silesia para clasificar las rocas a fin de dimensionar el ses-

tenimiento de las galerías. La figura 10, muestra la correlación entre la presión de penetración y la resistencia a tracción de las rocas.

2.4. Barrenos de bulonaje

Los barrenos de bulonaje están definidos por su posición en el espacio y por sus dimensiones: longitud y diámetro. La longitud de los barrenos tiene cierta importancia en los pernos anclados con resina ya que si es excesiva pueden producirse acumulaciones de resina en el fondo y dificultarse incluso el fraguado. En cualquier caso medir la longitud de un barreno resulta realmente simple.

El diámetro de los barrenos tiene una importancia primordial en la colocación de pernos de anclaje puntual. Para su control pueden utilizarse unos calibradores como los que se muestran en la figura 11, que constan de un punzón cónico que se mueve accionado por tres esferas que se adaptan al diámetro del barreno.

3.- CONTROL DE LA INTERACCION BULONAJE-TIENNO

Hasta ahora hemos expuesto los métodos existentes para controlar la calidad de un bulonaje pero el aspecto fundamental es triba en controlar el trabajo conjunto de los terrenos y el bulonaje; precisamente a lo largo de la vida de la galería bulonada.

3.1. Medida de deformaciones

Este es un aspecto fundamental al que ha dedicado una conferencia completa Angel Fuente y también hemos hablado de la presión de convergencias y expansiones.

### 3.2. Control de la tensión sobre bulones

9

En el supuesto de que controlémos adecuadamente las deformaciones de una galería el paso siguiente consiste en medir las tensiones sobre los bulones. Los bulones trabajan fundamentalmente a tracción, aunque si hay deslizamientos relativos de estratos, pueden trabajar a cortante y a flexión. Los bulones de anclaje puntual suelen presentar una distribución de tensión prácticamente uniforme en toda su longitud mientras que los bulones de anclaje repartido, la tensión se concentra en el tercio más próximo a la superficie conforme se muestra en la figura 12. Por ello la primera medida está encaminada a controlar la tensión en el extremo exterior de los pernos, para lo cual están disponibles los aparatos que describimos a continuación.

#### 3.2.1. Elementos mecánicos

Todos los medidores de tensión mecánicos trabajan bajo el principio de convertir la tensión en la deformación de un elemento elástico. El medidor de tensión es previamente contrastado en el laboratorio para establecer la curva tensión-deformación que permitirá, una vez conocida la deformación "in situ" determinar la tensión que actúa.

##### 3.2.1.1. Almohadillas de compresión

La almohadilla de compresión está constituida por un disco de caucho, con un taladro central, que se coloca entre la roca y la placa de base. En su perímetro la almohadilla dispone de un indicador graduado que se mueve al variar el diámetro de la almohadilla. Las medidas que se obtienen tienen una precisión de  $\pm 250\text{Kg}$ . En la figura 13, se muestra

la curva de ensayo de una almohadilla y las características de un aparato de este tipo.

##### 3.2.1.2. Llaves dinamométricas

Las llaves dinamométricas pueden emplearse para aplicar una tensión previa a los pernos y también, según ensayo normalizado por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (2). Las llaves dinamométricas deben poder dar una medida sobre el par aplicado con un error menor del 5%. Debe captarse regulando la llave a un par notablemente inferior a la necesaria para mover la tuerca del perno e ir aumentándola hasta que gire la tuerca del perno.

##### 3.2.1.3. Células de carga

Las células de carga trabajan, esencialmente, como las almohadillas de compresión pero el elemento elástico deformable está más evolucionado para alcanzar una mayor precisión en las lecturas, que llega fácilmente a  $\pm 1\text{KN}$  (100Kg). En la figura 14, se muestra una célula de carga INTERFELS en la que el elemento elástico está constituido por dos muelles de lámina antagónicos. Las lecturas se realizan con un micrómetro.

Entre las normas dadas por la SOCIEDAD INTERNACIONAL DE MECANICA DE ROCAS (2) destacaremos:

- En las zonas de medida debe controlarse la tensión del 10% de los pernos colocados.
- Cada célula de carga debe ser individualmente controlada mediante ensayos de laboratorio para esta



la curva de ensayo de una almechadilla y las características de un aparato de este tipo.

### 3.2.1.2. llaves dinamométricas

Las llaves dinamométricas pueden emplearse para aplicar una tensión previa a los pernos y también, según ensayo normalizado por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (2). Las llaves dinamométricas deben poder dar una medida sobre el par aplicado con un error menor del 5%. Debe emplearse regulando la llave a un par notablemente inferior a la necesaria para mover la tuerca del perno o ir aumentándola hasta que gire la tuerca del perno.

### 3.2.1.3. Células de carga

Las células de carga trabajan, esencialmente, como las almechadillas de compresión pero el elemento elástico deformable está más evolucionado para alcanzar una mayor precisión en las lecturas, que llega fácilmente a 2 KN (200kg). En la figura 14, se muestra una célula de carga INTERILLS en la que el elemento elástico está constituido por dos muelles de lámina antagónicos. Las lecturas se realizan con un micrómetro.

Entre las normas dadas por la SOCIEDAD INTERNACIONAL DE MECANICA DE ROCAS (2) destacaremos:

- En las zonas de medida debe controlarse la tensión del 10% de los pernos colocados.
- Cada célula de carga debe ser individualmente controlada mediante ensayos de laboratorio para esta

blecer la curva característica y su comportamiento bajo carga permanente en el tiempo.

- Las células de carga deben de colocarse en el mismo momento de la colocación de los pernos y deben disponerse de placas de asiento para conseguir que la célula mida exclusivamente la carga axial sobre el perno.
- Las lecturas deben ser diarias cuando el incremento de carga sea importante (más de 2500 KN/día) y su frecuencia puede llegar a ser quincenal cuando la carga sea más estable.

### 3.2.2. Elementos extensométricos

Los elementos de medida mecánicos tienen el grave inconveniente de la fidelidad en las medidas, pues son bastante sensibles a la agresiva atmósfera de la mina (humedad y corrosión).

Los aparatos de medida extensométricos se basan en convertir la deformación elástica en la variación de una resistencia eléctrica que, además de que puede ser medida con extraordinaria precisión, es linealmente proporcional a la variación de longitud ya que (1)

$$\frac{dR}{R} = k \cdot \frac{dl}{l} \quad (5)$$

Donde:

- R = resistencia eléctrica.
- l = longitud de la resistencia eléctrica.
- K = constante de la banda.

La tecnología de las bandas extensométricas ha evolucionado muchísimo y hoy es posible encontrar bandas de dimensiones 5x10x0,1 mm que admiten alargamientos del 10% y varios cientos de miles de ciclos de

carga y descarga. Los puentes de medida responden al simple concepto del puente de Wheatstone pero su precisión llega fácilmente a  $10^{-6}$  g. Por otra parte algunos de ellos se suministran con circuitos de seguridad intrínseca por lo que su empleo en minas grisúas no es problema.

Dada la gran precisión de las técnicas extensométricas los aparatos de medida pueden dimensionarse para que sus deformaciones sean del orden de  $10^{-6}$  m. con lo cual resultan extraordinariamente robustos y fiables.

### 3.2.2.1. Células de carga extensométricas

En la figura 15 se muestran los detalles constructivos de una célula de carga extensométrica diseñada, puesta a punto y utilizada en nuestras medidas realizadas en Potasas de Navarra (1). Esta célula de carga tiene una capacidad de 20t, posee un aspecto sumamente compacto y consta de 13 piezas de las cuales 8 son resistencias extensométricas con forma se indica en la figura 16.

La célula tiene una precisión de  $\pm 2\%$  y su coste no supera las 10.000 PTA. actuales. En la figura 17, se muestran los resultados obtenidos con uno de estos medidores en Potasas de Navarra.

### 3.2.2.2. Bulones extensométricos

Todos los instrumentos de control descritos hasta ahora controlan la tensión que existe en el extremo exterior. Ciertamente, como hemos indicado en la figura 12, la mayor concentración de traccio-

nes se produce en esa zona en condiciones normales, pero si en el interior de una roca blanda se producen fuertes expansiones, puede ocurrir que se creen grietas que produzcan una nueva distribución de tensiones sobre el perno que no pueden ser controladas por los elementos que hasta ahora hemos descrito.

La solución para resolver este problema estriba en disponer a lo largo de un bulón varias resistencias extensométricas que una vez colocado éste, permiten conocer la distribución real de tensiones a lo largo del perno.

Esta solución, teóricamente correcta, es de difícil ejecución práctica, pues resulta aventurado garantizar el trabajo de las resistencias una vez se ha colocado el perno en la roca.

Existen dos generaciones de pernos extensométricos; en la primera las bandas extensométricas se colocaban en la periferia de los pernos (7) y (8) lo cual produce algunos fallos en las bandas extensométricas debido a la rotación que hay que comunicar al perno para colocarlo.

Los pernos de la segunda generación tienen las bandas extensométricas en su interior, de este tipo son las puestas a punto por el CERCHAR (9) y los utilizados por nosotros en las campañas de medida en Potasas de Navarra S.A. (1).

En la figura 18 se muestra el bulón extensométrico desarrollado en Potasas de Navarra que está construido a partir de un tubo hidráulico de acero,

con resistencia específica de  $32 \text{ Kg/mm}^2$ , alargamiento del 26%, diámetro exterior de 25 mm y espesor de pared de 4mm. El tubo hay que cortarlo longitudinalmente para colocar las bandas extensométricas y luego se vuelven a soldar las dos partes. La figura 19 muestra un detalle de las bandas una vez colocadas. Este bulón puede soportar 8,5t pero, si se desea, se pueden alcanzar 20t con espesor de tubo de 5 mm. y acero St52 que tiene, no obstante, menos alargamiento. La precisión que se consigue es del orden de 2%. La figura 20 muestra los resultados obtenidos con uno de estos bulones instalados en Potasas de Navarra, S.A.

### 3.3. Observaciones estratoscópicas

Las observaciones visuales son muy importantes para controlar el estado del sostenimiento de una galería pues, salvo raras ocasiones, el colapso de una galería puede apreciarse a simple vista y, por otra parte, nunca debe tomarse una decisión sobre el sostenimiento de una galería sin haber observado "in situ" todas las circunstancias que concurren.

En cualquier caso las observaciones visuales deben limitarse a las superficies externas de una galería y, por esto, es necesario recurrir a las observaciones estratoscópicas para poder ver cual es el estado de deformación en el interior de los terrenos.

El estratoscopio es un instrumento simple ya que, esencialmente, consta de una cabeza con una fuente luminosa y un sistema óptico que, por el interior de unos tubos, lleva hasta un ocular la imagen de la superficie lateral del taladro. Si se crean fisuras en el interior de los estratos, su evolución puede seguirse a lo largo del tiempo mediante un estra-

toscopio. En la figura 21, se muestran los elementos que componen un estratoscopio y en la figura 22, se ilustra la realización de observaciones estratoscópicas en Potasas de Navarra. Por las limitaciones del sistema óptico la profundidad máxima de observación está entre 9 y 12 m.

### 3.4. Sistema integrado de control

En la figura 23 se muestra el organigrama de un sistema integrado de control de la interacción terrenos-bulonaje que tiene por objeto conocer en cada momento el grado de reserva de seguridad que ofrece el bulonaje para poder adoptar decisiones con base científica sobre la necesidad o no de reforzar el bulonaje.

Este sistema de control se basa en la medida de las deformaciones de los terrenos y el control de las solicitaciones del sostenimiento. El sistema se desarrolla en tres fases: Instrumentación, Explotación y Decisión.

La fase de Instrumentación debe iniciarse en el momento mismo del trazaje de la galería y, después, cuando se coloca el sostenimiento. En esta fase deben colocarse estaciones de medida de convergencia, de expansión y medidores de tensión en los bulones. Esta fase finaliza al cabo de quince días ya que a lo largo de este periodo pueden acopiarse datos para un primer ajuste de la curva de convergencias.

La fase de Explotación tiene una duración limitada como máximo a la vida de la galería. Como término medio cada quince días deben hacerse lecturas de convergencias, expansión y tensión sobre los bulones.

Si las medidas de convergencia superan los valores deducidos a partir del ajuste realizado hay que contrastarlos

con medidas de expansión. Hay que recordar que un exceso de convergencia no supone el colapso de la galería, ya que ésta puede provenir del muro, aunque la convergencia excesiva puede crear graves problemas de utilización.

Si la expansión supera el límite prefijado deben realizarse observaciones estratoscópicas y revisar las medidas de tensión en los bulones.

En el caso del sostenimiento por bulonaje habitualmente se admite como límite de expansión el 2-2,5%, es decir,  $20-25 \frac{mm}{m}$ , (7), aunque en galerías perfectamente estables y utilizables en Potasas de Navarra hemos medido deformaciones del orden de  $\frac{300 \text{ mm}}{m}$ . Sólo las observaciones estratoscópicas pueden detectar una expansión concentrada en un punto que realmente puede ser peligrosa y debe conducir a reforzar el bulonaje con un sostenimiento portante. Con una situación como ésta, estamos en la fase de Decisión a la que también se puede llegar si la tensión sobre los elementos de sostenimiento supera el límite prefijado.

Sólo tras constatar que ~~ya~~ existe una expansión superior al límite o que se supera la resistencia del bulonaje se debe adoptar la decisión de reforzar el sostenimiento; cualquier otra decisión es precipitada.

#### 4.- CONCLUSIONES

El control del bulonaje debe ejercerse sobre la calidad del anclaje y sobre la interacción del terreno y bulonaje. El control del anclaje puede hacerse mediante ensayos a tracción aunque es necesario controlar otras circunstancias que pueden producir un anclaje deficiente. Estas circunstancias pueden ser debidas al bulonaje: longitud, diámetro del taladro y calidad de los pernos,

para lo cual debe ser ejercido un control sobre su deformabilidad y sobre sus características mecánicas.

La interacción terreno-bulonaje debe ser controlada a lo largo de toda la vida de la galería; para ello es necesario medir las convergencias y expansiones de los terrenos y los esfuerzos que soporta el sostenimiento.

Gracias a las investigaciones llevadas a cabo durante ocho años en HUNOSA y POTASAS DE NAVARRA se han puesto a punto una instrumentación que permite desarrollar un sistema integral de control en tres fases:

- Instrumentación
- Explotación
- Decisión

Sólo debe decidirse el refuerzo del bulonaje si se comprueba la existencia de una grieta de tracción superior al límite prefijado si las sollicitaciones sobre el bulonaje superan su capacidad resistente.

## 5.- BIBLIOGRAFIA

19

- (1).- CELADA, B.; PUENTE, A.M.  
Influencia de la superficie de los pernos anclados con resina sobre su comportamiento dinámico.  
Rocas y Minerales, Septiembre 1973.
- (2).- Suggested Methods for Rockbolting Testing.  
International Society for Rock Mechanics.  
Committee on Field Test. Doc. nº 2, Marzo 1975.
- (3).- Cátedra de Labores de Minas de la E.T.S.I.M. de Oviedo.  
Investigación sobre las aplicaciones del bulonaje a la resina.  
HUNOSA, NITROIL, S.A. 1973.
- (4).- RAFFOUX, J.F.; SINOY, P.; TINCELIN, E.  
Le boulonnage des voies et des galeries minières  
Revue de l'Industrie Minière, Diciembre 1970.
- (5).- STEARS, J.H.  
Evaluation of a penetrometer for estimating rock-bolt anchorage.  
U.S. Bureau of Mines, R.I. 6646.
- (6).- SIŁORA, M.; KIDYBINSKI, A.  
Etude de la stabilité des roches en vue de choisir le meilleur soutènement dans une voie.  
6<sup>ème</sup> Conférence Internationale sur les Pressions des Terrains.  
Banff, Septiembre 1977.
- (7).- BACHACQU, J.; LALLEMENT, B.  
Contribution à l'étude du comportement des voies boulonnées en terrains houillères.  
Université de Nancy, 18 Novembre 1972.

20

- (8).- MADE, L.V.; KNITOWSKI, A.J.; JUDEIKIS, J.F.  
Etude de boulons d'ancrage entièrement à la résine.  
6<sup>ème</sup> Conférence Internationale sur les Pressions des Terrains.  
Banff, Septiembre 1977.
- (9).- POIROT, R.  
Boulons de mesures équipés de jauges extensométriques  
CERCHAR 75-76 219014, 14 Octobre 1974

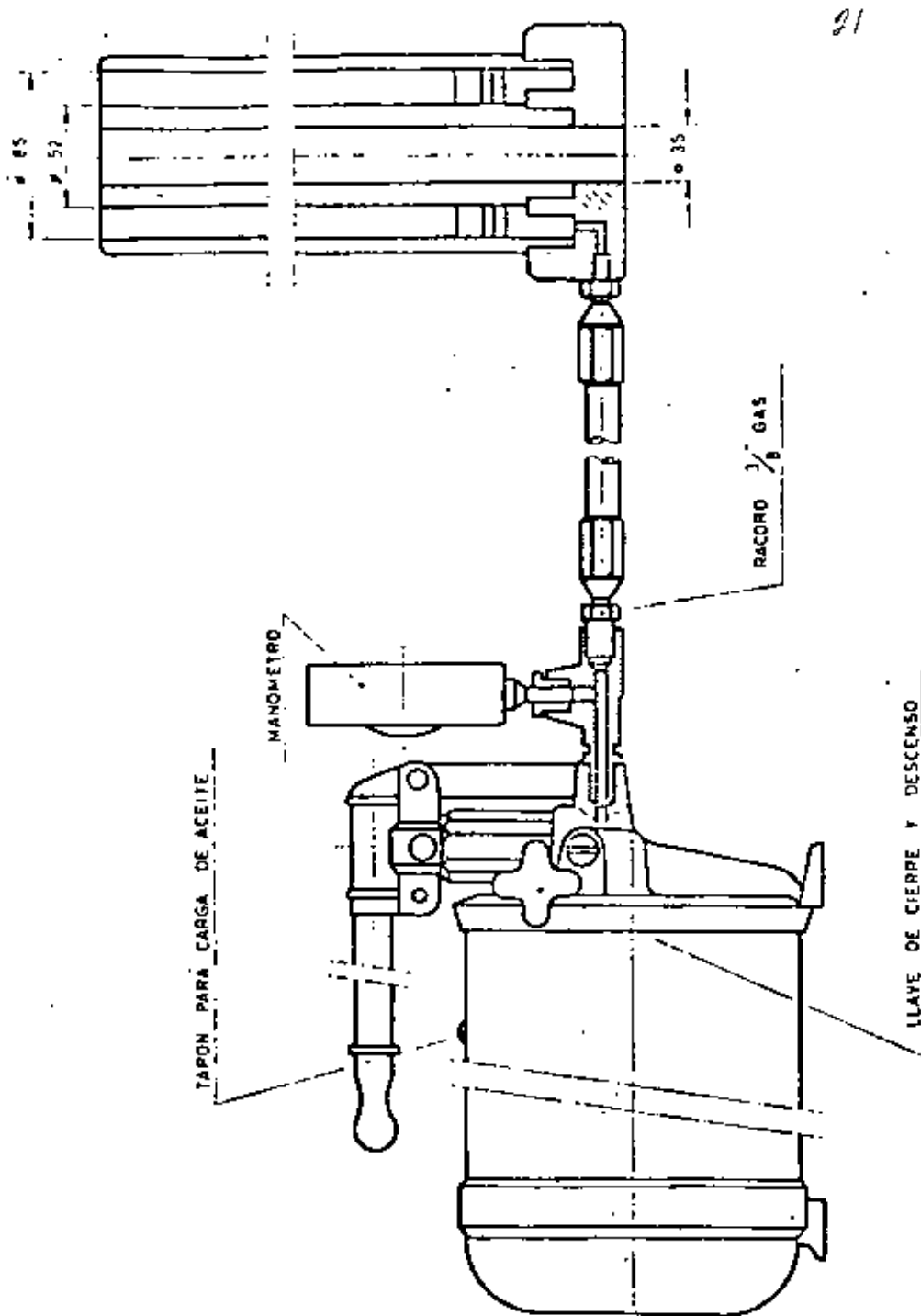
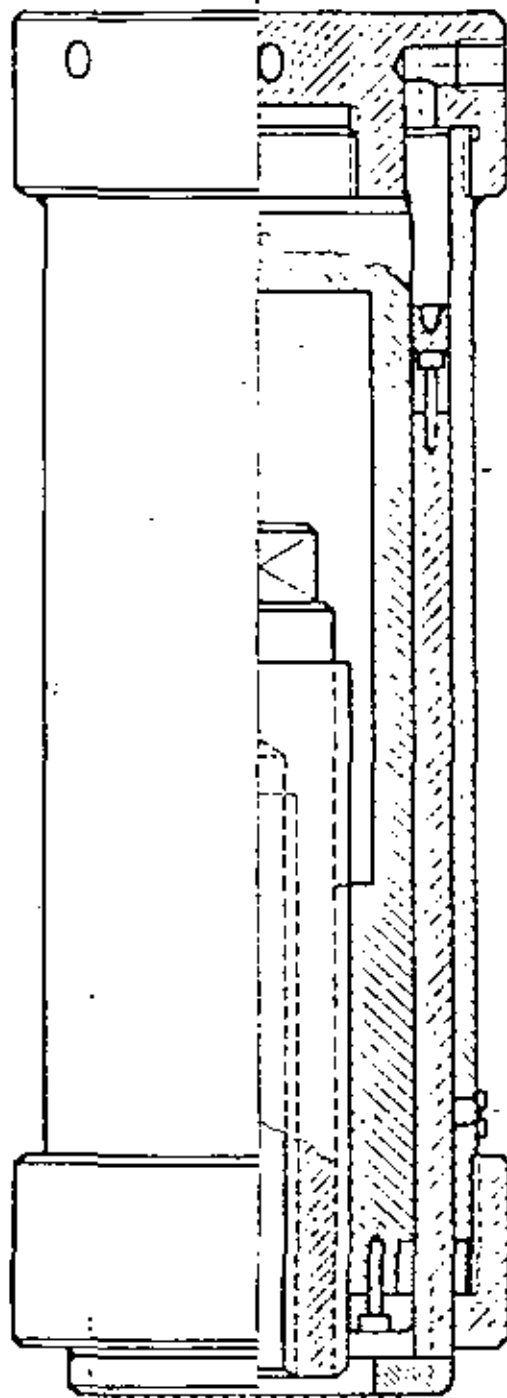
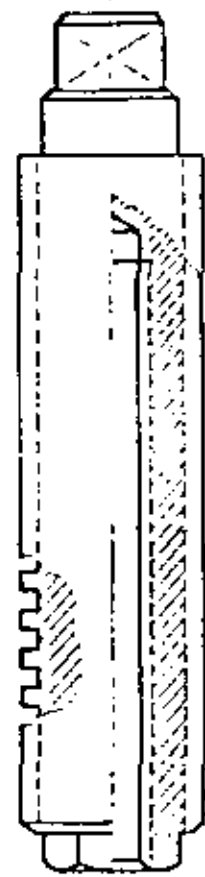


Fig. 1 — EQUIPO HIDRAULICO DISEÑADO PARA LOS  
ENSAYOS DE TRACCION EFECTUADOS EN  
"HUNOSA".



CONJUNTO GENERAL GATO



MANGUITO DE UNION

Fig. 2 - GATO Y MANGUITO DE UNION UTILIZADOS  
EN POTASAS DE NAVARRA S.A.

POZO SANTA BARBARA

Ensayo a tracción "in situ"

23

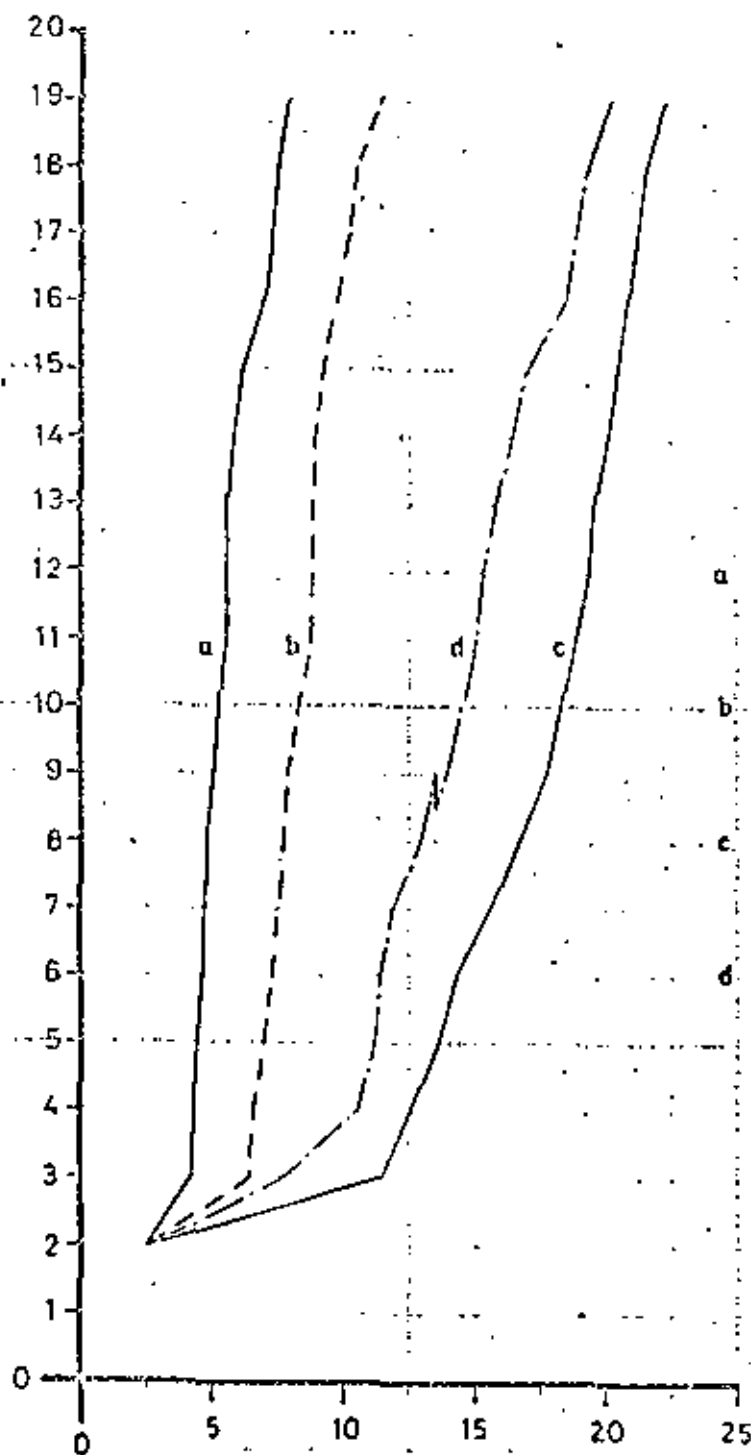
Lugar: Retorno General 6º Píleo

Tipo de perno: TETRACERO

Fecha ensayo: 12-VI-73

Fig. 5

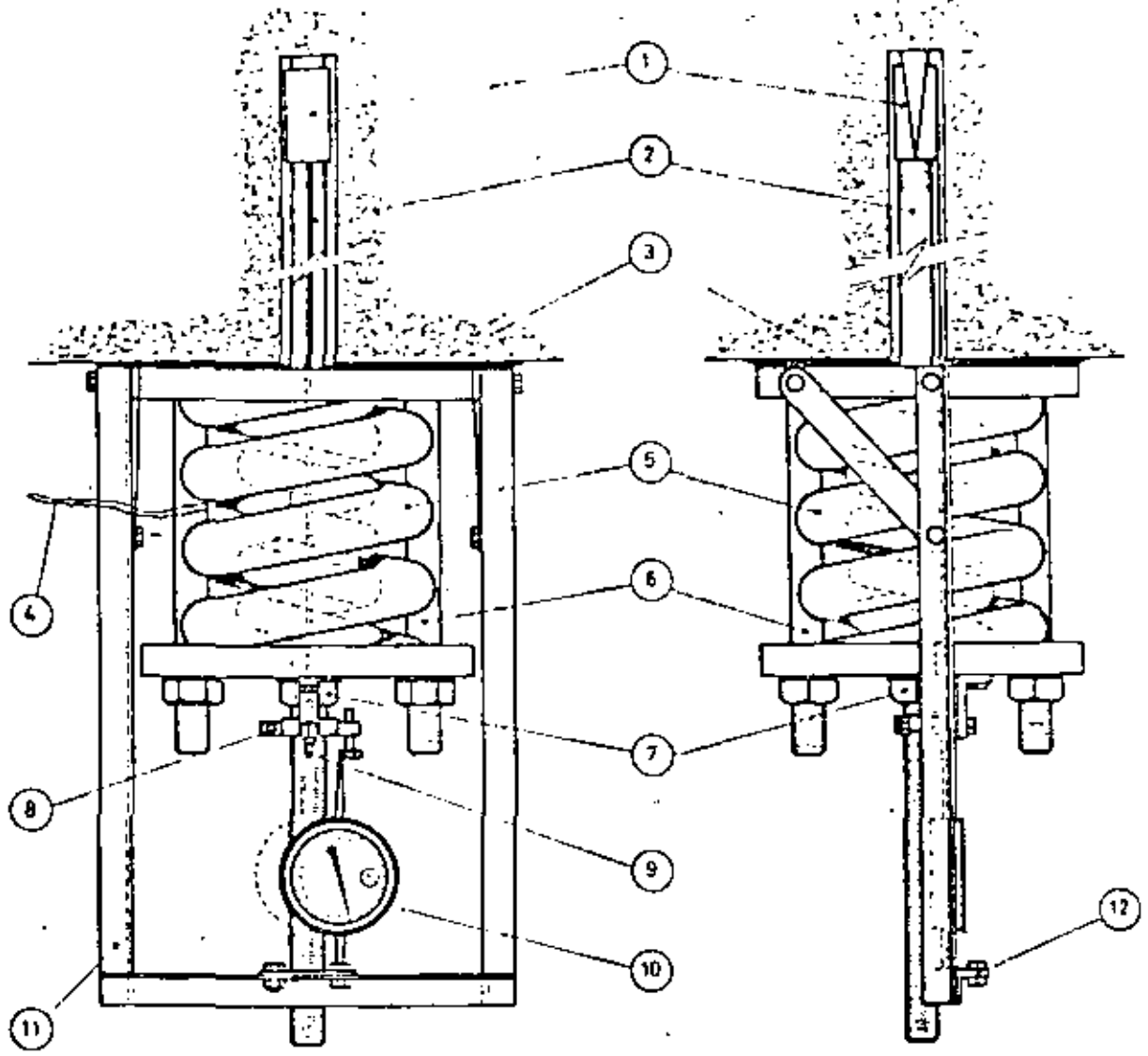
Carga / Tn.



DUREZA SCHMIDT	
Antes del ensayo	Después del ensayo
$\bar{x} = 44,50$	$\bar{x} = 30,30$
$\sigma = 7,21$	$\sigma = 9,25$
$\bar{x} = 40,90$	$\bar{x} = 33,00$
$\sigma = 7,23$	$\sigma = 9,40$
$\bar{x} = 42,60$	$\bar{x} = 30,23$
$\sigma = 7,15$	$\sigma = 9,03$
$\bar{x} = 36,90$	$\bar{x} = 27,40$
$\sigma = 7,76$	$\sigma = 10,01$

Alargamientos  
mm





- 1 — Anclaje de expansión.
- 2 — Perno de acero.
- 3 — Cementado de asiento.
- 4 — Resistencias extensométricas.
- 5 — Muelle doble.
- 6 — Bulones de fijación.
- 7 — Tuerca de base.
- 8 — Tuerca de empalme.
- 9 — Extremo de bronce.
- 10 — Indicador.
- 11 — Bastidor de acero.
- 12 — Placa de apoyo del indicador.

**Fig. 6** — DISPOSITIVO DE ENSAYO A TRACCION  
BAJO CARGA PERMANENTE.

POZO SANTA BARBARA

Ensayo a tracción "in situ"

95

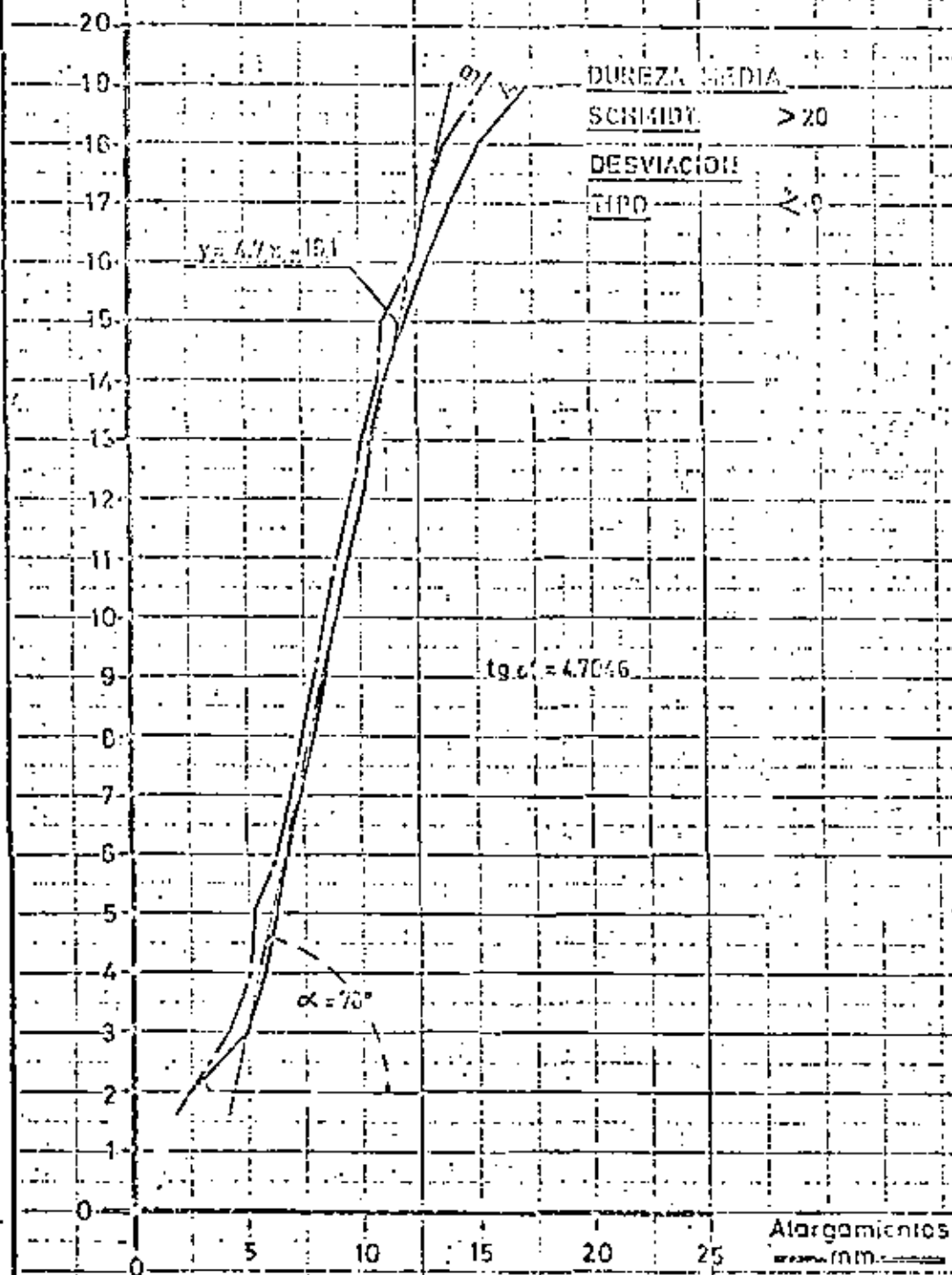
Lugar: Retorno General 6ª Planta

Tipo de perno:

Fecha ensayo:

Carga / Tn

Fig. 7



POZO SANTA BARBARA

Ensayo a tracción "in situ"

26

Lugar: Retorno General 6ª Pista

Tipo de perno:

Fecha ensayo:

Carga / Tn

Fig. 8

20

19

18

17

16

15

14

13

12

11

10

9

8

7

6

5

4

3

2

1

0

$$y = 2.6x - 315$$

$$\tan \alpha = 2.6051$$

$$\alpha = 69^\circ$$

DUREZA MEDIA

SCHMIDT < 10

DESVIACION

TIPO < 9

Alargamientos  
mm

0

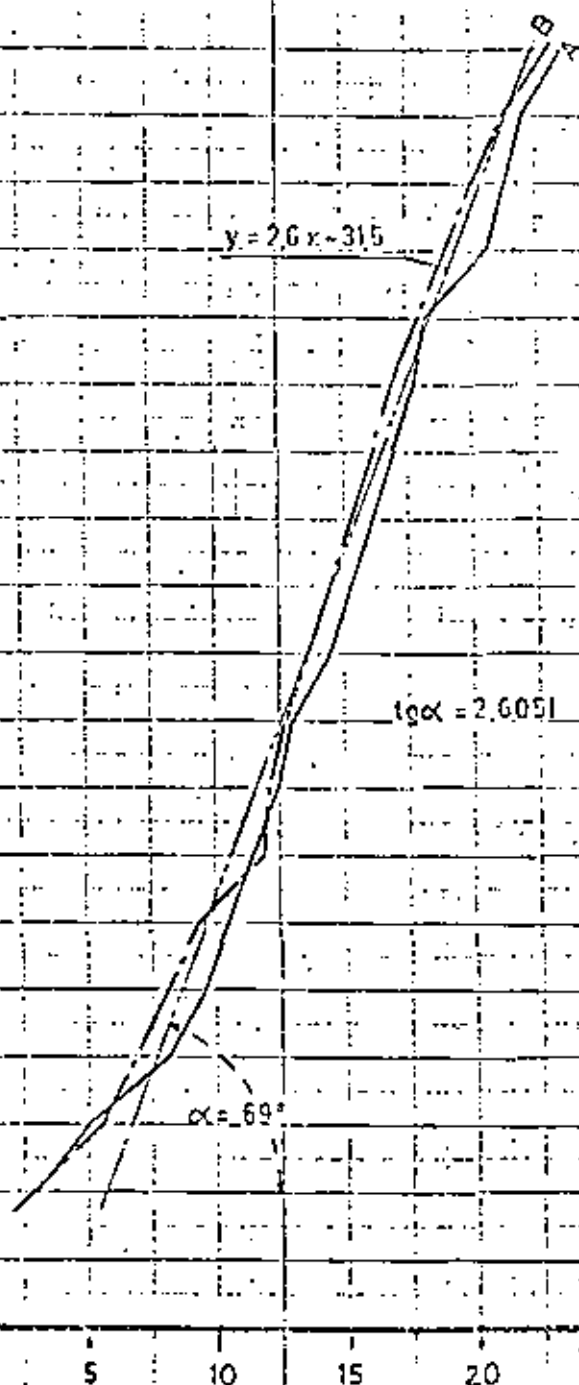
5

10

15

20

25



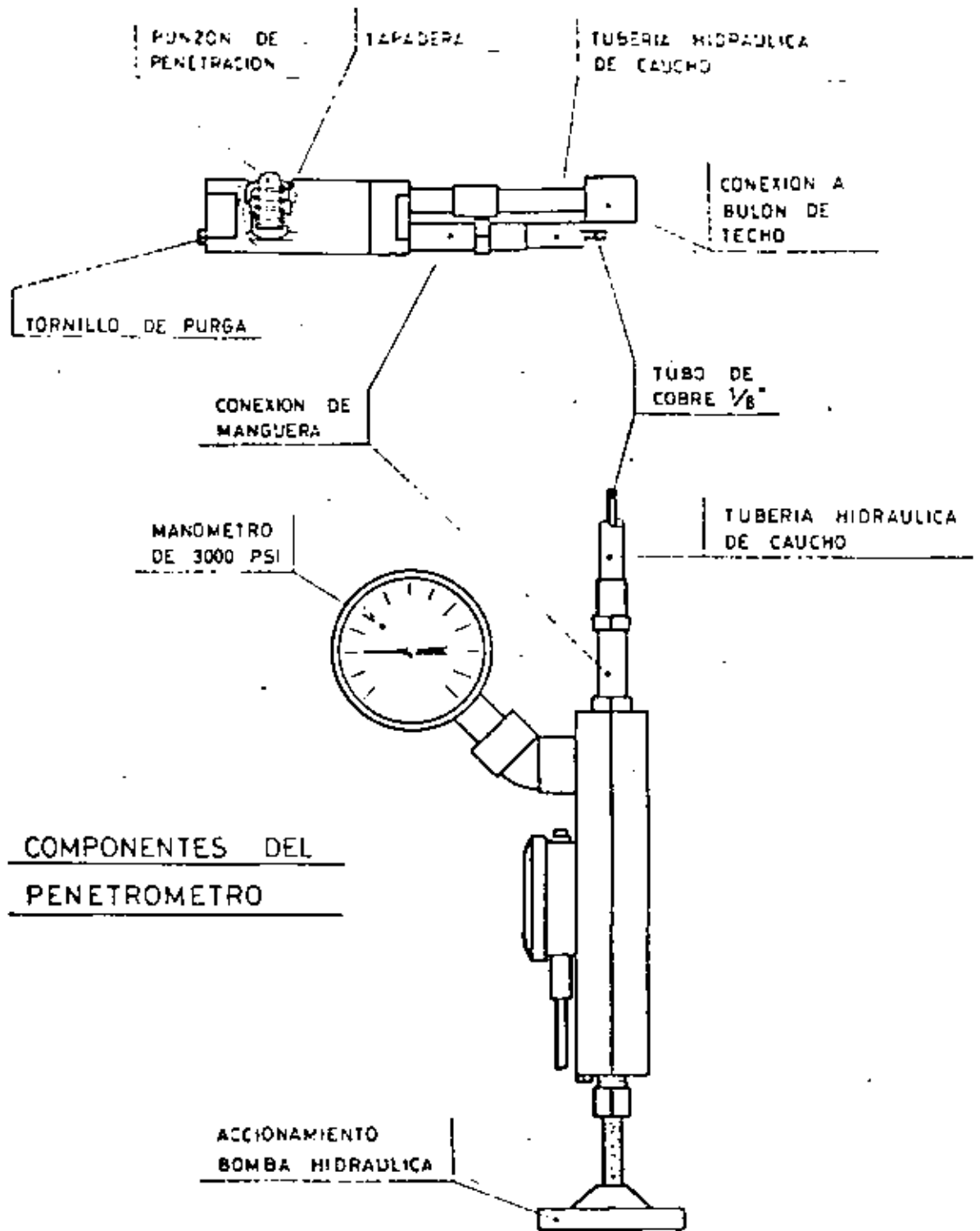


Fig. 9 - PENETROMETRO DE "STEAR'S".

Fig. 2. Experimental relationship between bed separation resistance ( $R_{ps}$ ) and penetration resistance.

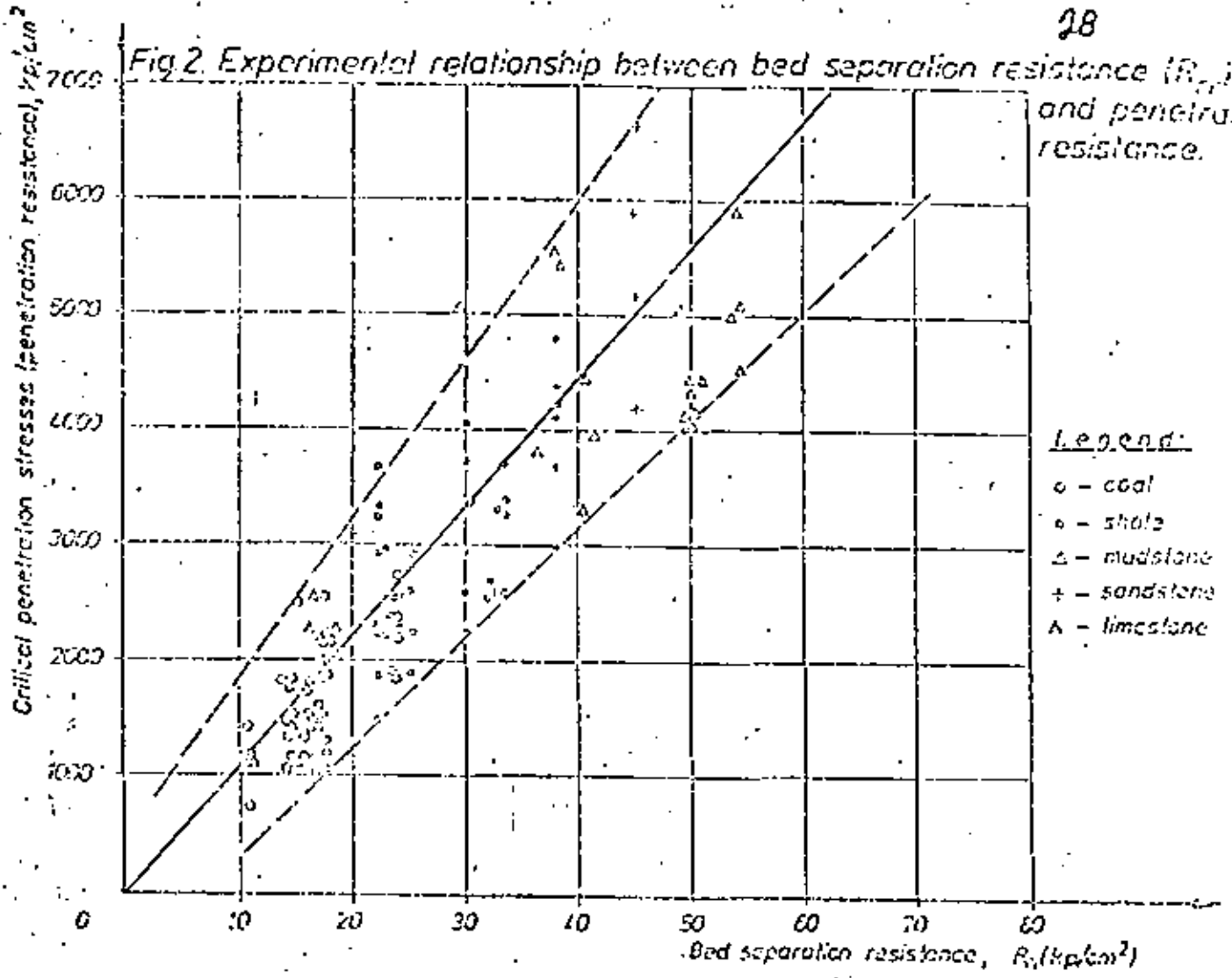
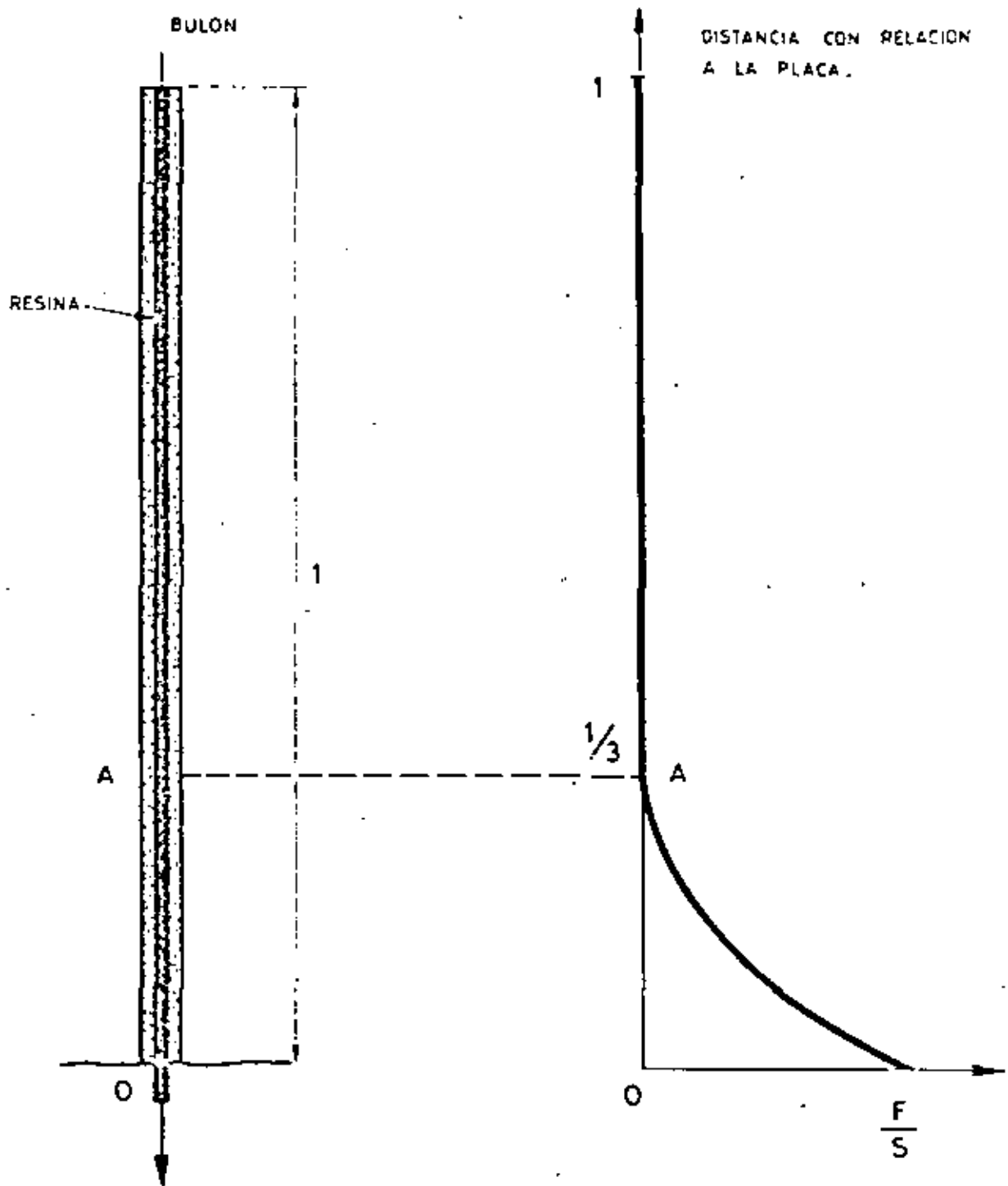
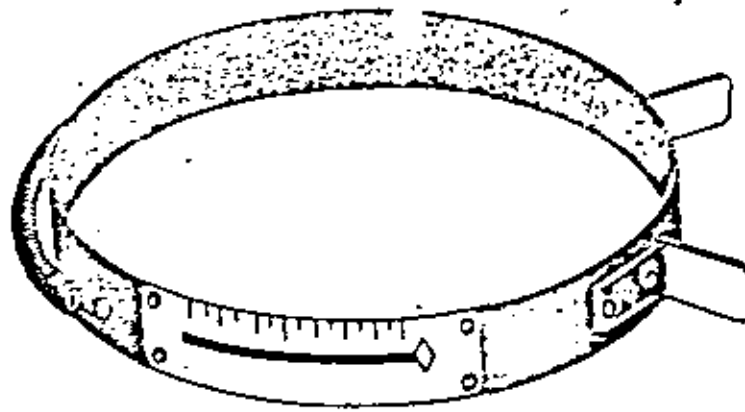


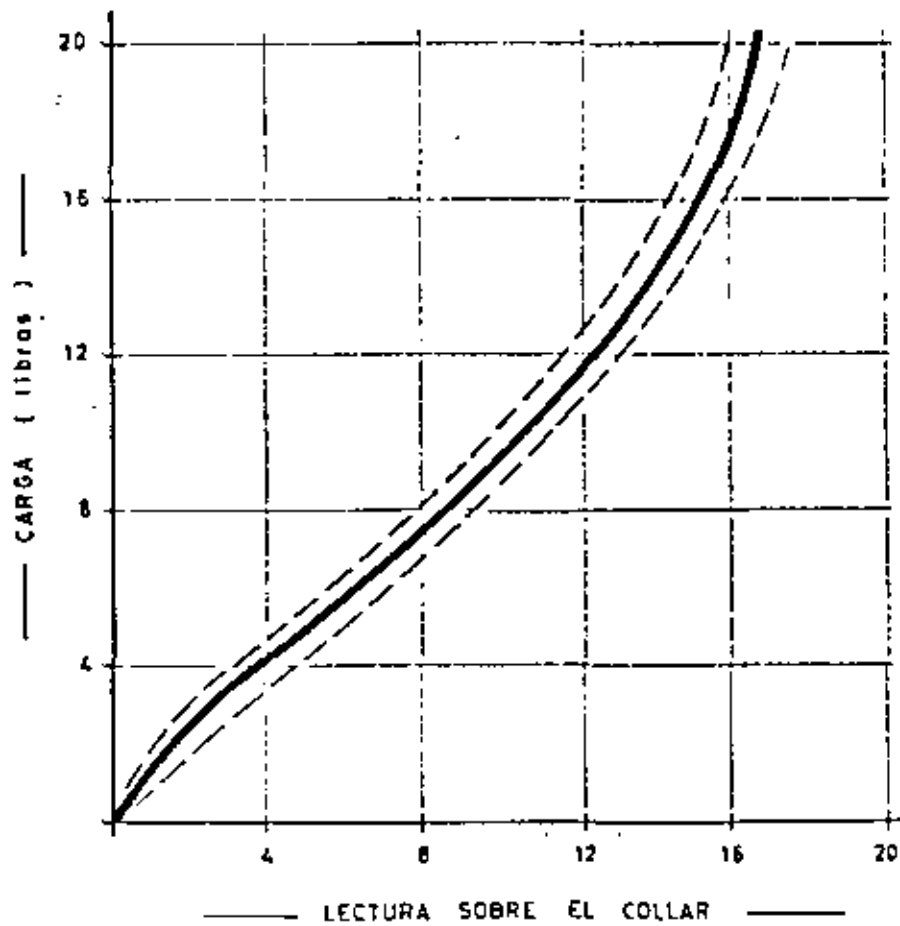
Fig. 10 RESULTADOS DE LAS MEDIDAS DEL PENETROMETRO RESPECTO A LA RESISTENCIA A TRACCION



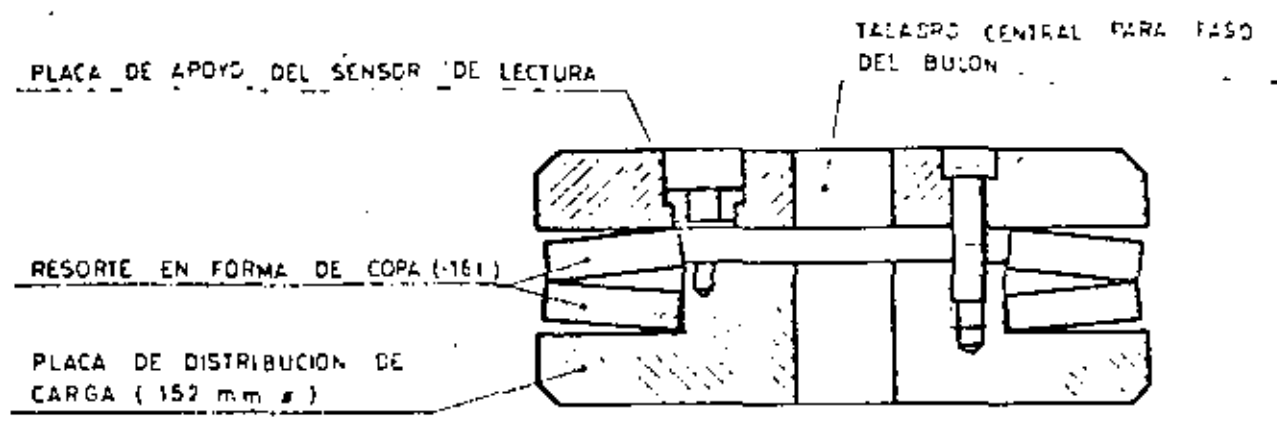
**Fig. 12** - REPARTO DE TENSION EN UN PERNO DE ANCLAJE REPARTIDO (TINCELIN).



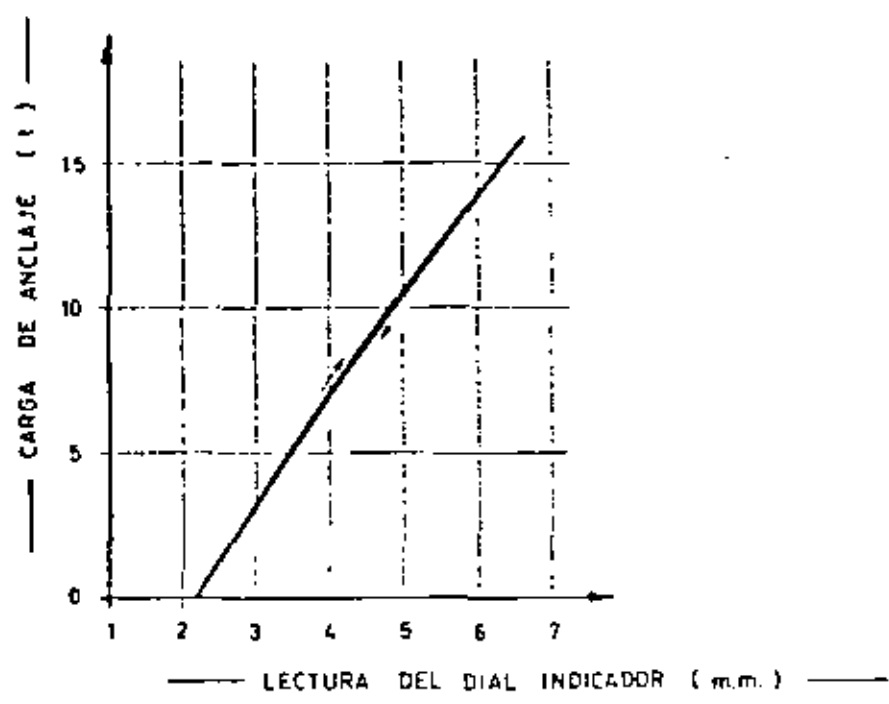
Collar graduado para las almohadillas de compresión.



Curva de ensayo de una almohadilla de compresión.



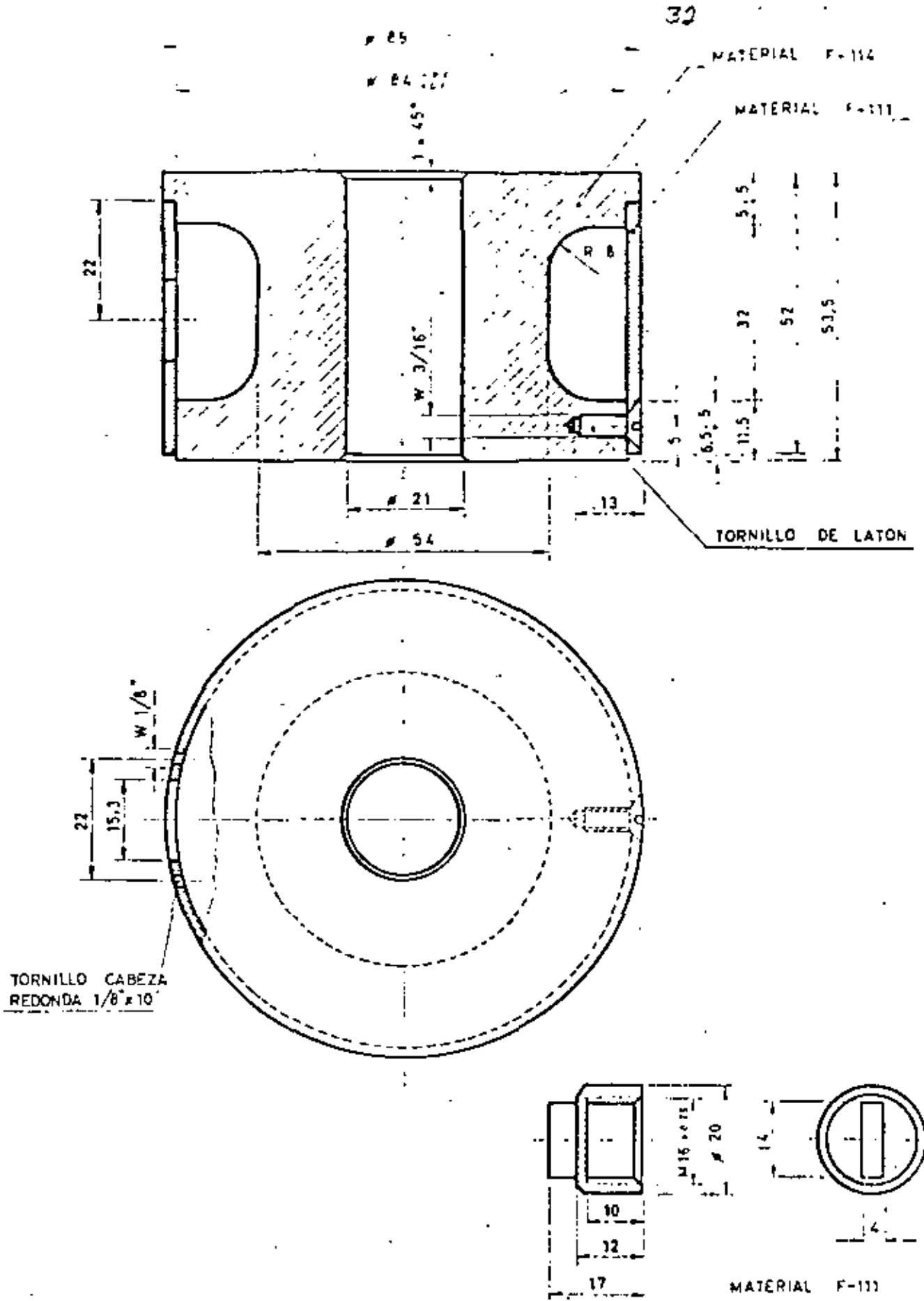
a.) - ELEMENTOS DE LA CELULA.



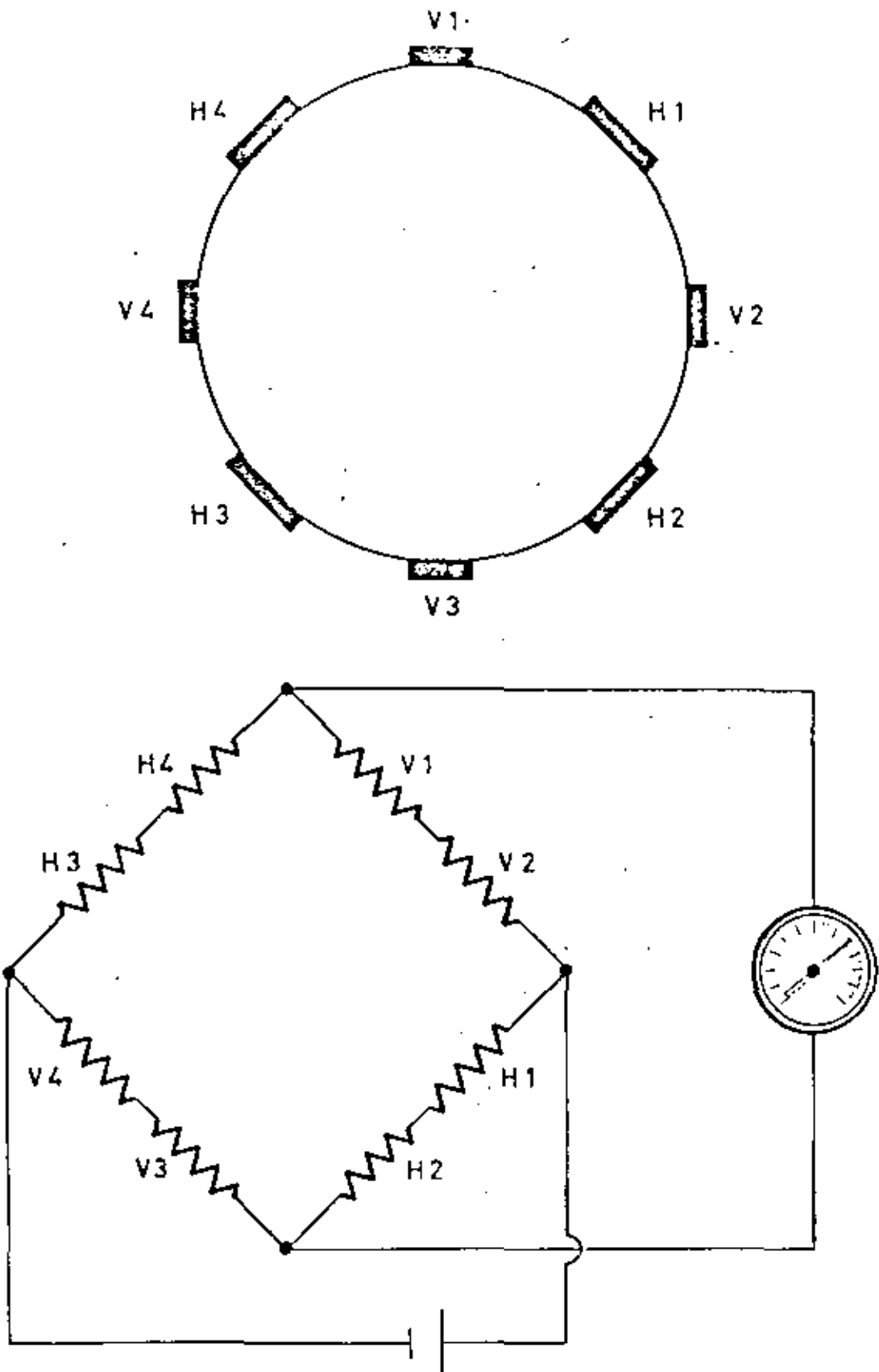
b.) - DIAGRAMA DE CALIBRADO.

Fig. 14 - CELULA DE CARGA "INTERFELS".





**Fig. 15** — CELULA DE CARGA PARA BULONES HASTA 20 t. UTILIZADA EN P.D.N.



**Fig. 16** - CONEXION DE LAS RESISTENCIAS DEL MEDIDOR DE TENSION UTILIZADO EN P.D.N.

IDENTIFICACION : 5-75  
FECHA INSTALACION : 10-6-75  
LUGAR : GALERIA JN-90  
PROFUNDIDAD DE LA GALERIA : 878 m.

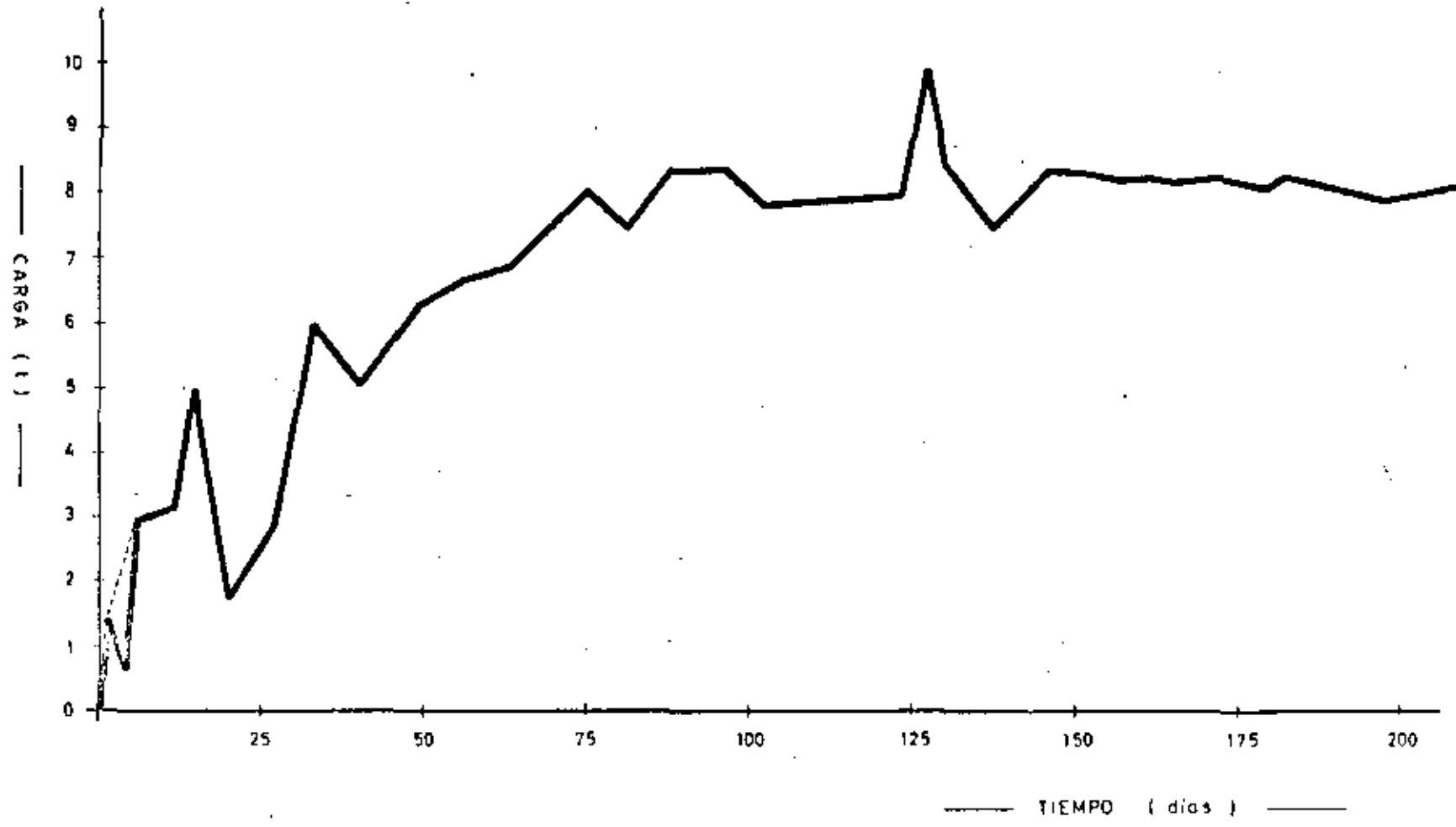
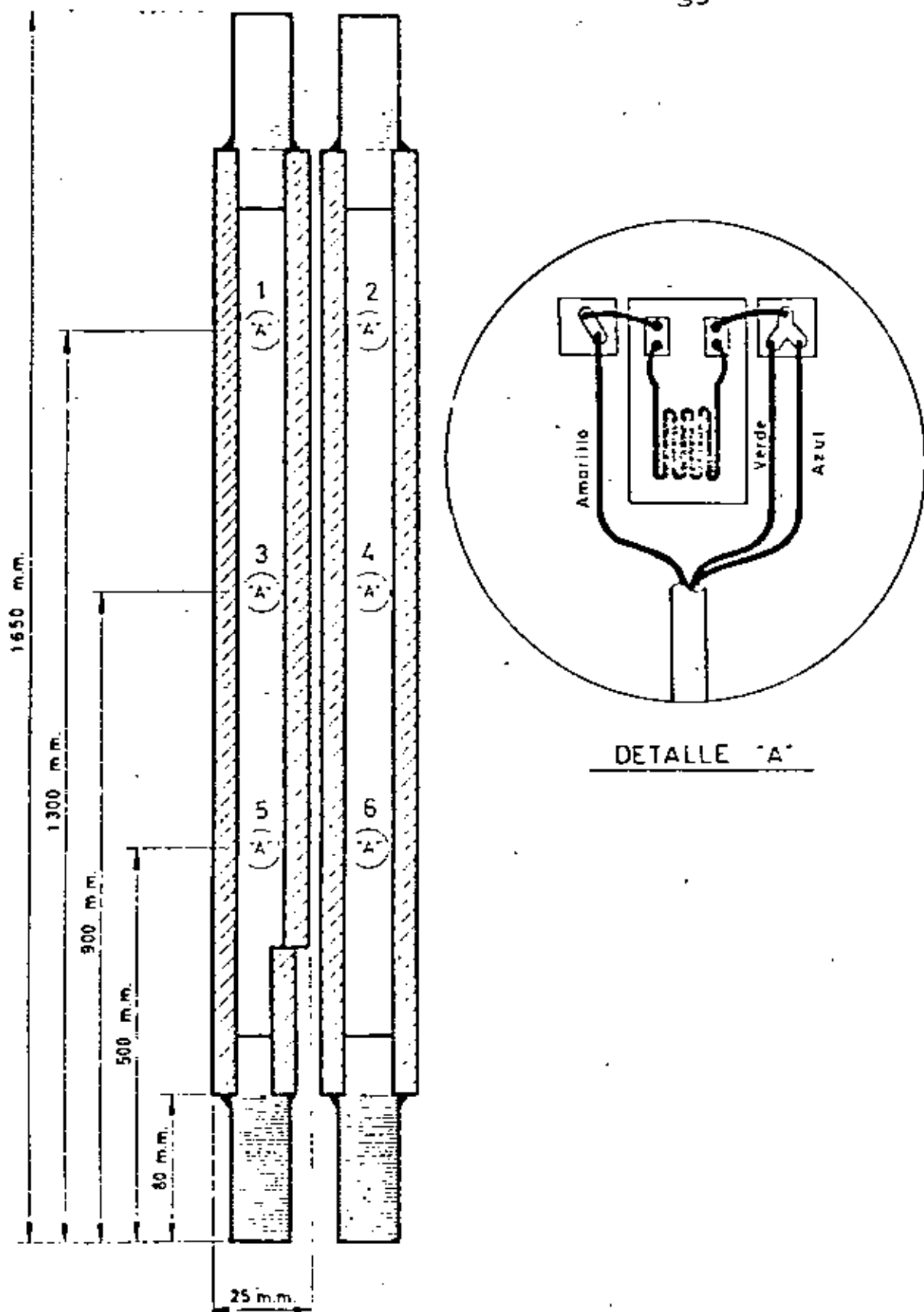


Fig. 17 - RESULTADOS OBTENIDOS CON UN MEDIDOR

DE TENSION PARA BULONES UTILIZADOS

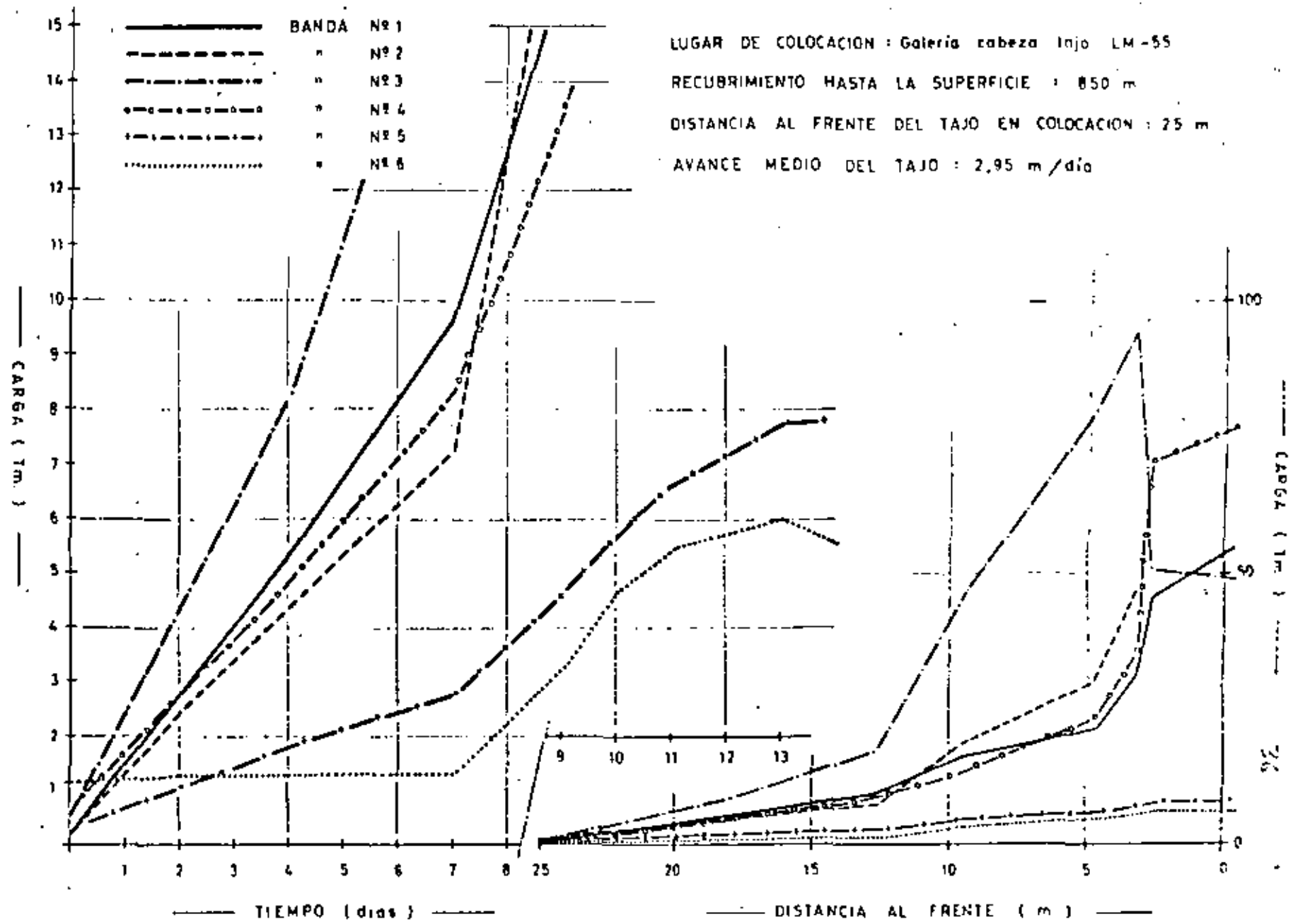
EN P.D.N.

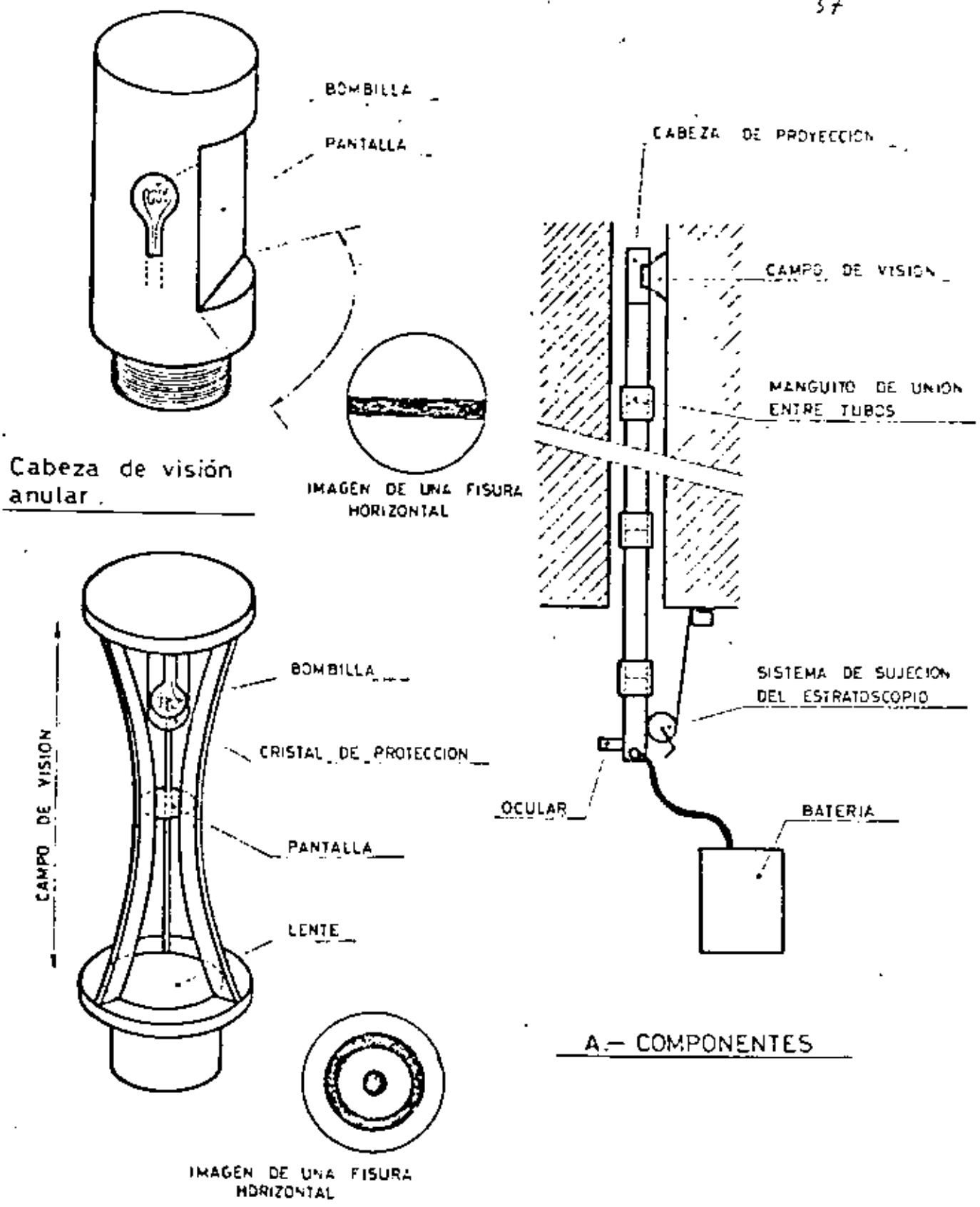


**Fig. 18** - DISPOSICION DE RESISTENCIAS EN EL BULON EXTENSOMETRICO UTILIZADO EN P.D.N.

EXTENSOMETRICO INSTALADO A 850 m. DE PROFUNDIDAD EN P.D.N.

Fig. 20 - MEDIDAS PROPORCIONADAS POR UN BULON





**Fig. 21 - PRINCIPIO DE FUNCIONAMIENTO DE UN ESTRATOSCOPIO.**

FASE I INSTRUMENTACION FASE II EXPLOTACION FASE III DECISION

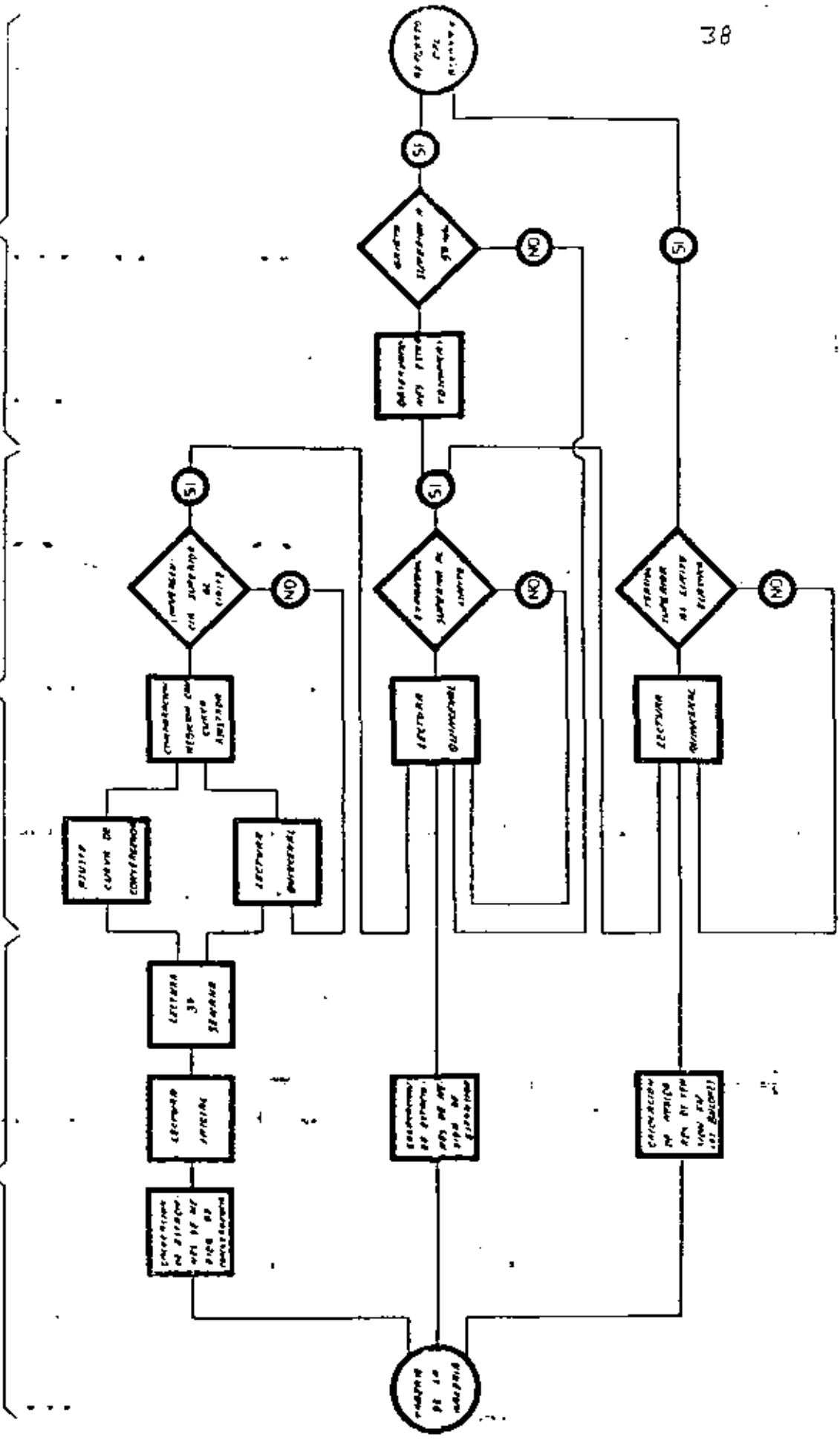


Fig. 23 - SISTEMA DE CONTROL DEL BULONAJE.

DIAGRAMA DE FLUJO DE INFORMACION



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION

DISEÑO DE ACCESOS SUBTERRANEOS

ING. ALBERTO S. MANACHÉ VARELA

MAYO, 1983



## DISEÑO DE ACCESOS A MINAS DE CARBÓN SUBTERRÁNEAS.

LA FORMERÍA QUE SE PRESENTA A CONTINUACIÓN TIENE COMO OBJETIVO MOSTRAR LOS ASPECTOS QUE DEBEN SER CONSIDERADOS EN EL DISEÑO DE ACCESOS A UNA MINA DE CARBÓN. ESTOS PUEDEN CLASIFICARSE DEL SIGUIENTE MODO:

- A).- UBICACION DEL MANTO DE CARBÓN.
- B).- TOPOGRAFIA.
- C).- COLECCION DE DATOS GEOLOGICOS Y GEOMORFOLOGICOS.
- D).- PRESENTACION DE LA INFORMACION GEOLOGICA Y CLASIFICACION MECANICA DE LAS ROCAS.
- E).- ESPESORES ALREDEDOR DE LAS EXCAVACIONES.
- F).- RESISTENCIA DE LA ROCA Y DE LA MASA ROCOSA.
- G).- MECANISMOS DE FALLA EN EXCAVACIONES SUBTERRANEAS.
- H).- TIPOS DE ARBE Y CRITERIOS DE DISEÑO.
- I).- DISEÑO DE EXPLOSIONES.
- J).- INSTRUMENTACION.

A CONTINUACION SE PROCEDERA A COMENZAR CADA UNO DE ESTOS PUNTOS.

### A).- UBICACION DEL MANTO DE CARBÓN.

ES DE PRIMORDIAL IMPORTANCIA CONOCER LA ZONA Y LA PROFUNDIDAD A QUE SE ENCUENTRA EL MANTO DE CARBÓN. EL CONOCIMIENTO DEL AREA GEOGRAFICA DARA UN PRIMER INDICIO DE LA GEOLOGIA REINANTE Y DEL GRADO DE SISMICIDAD DE LA REGION. ELLO PERMITIRA ELABORAR UN MEJOR PROGRAMA DE EXPLORACION DE LA MASA ROCOSA ASI COMO BUSCAR LA INFORMACION PERTINENTE QUE PERMITA EVALUAR LAS VARIABLES QUE PRESENTA EL DISEÑO DEL ACCESO. ASIMISMO ES NECESARIO TENER EN CUENTA OTROS FACTORES COMO SON CLIMA, VEGETACION, REGIMEN DE LLUVIAS E INTENSIDAD DE ESTA ULTIMA, YA QUE TODOS ELLOS CONTRIBUYEN A COMPLEMENTAR LA INFORMACION QUE SE VAYA OBTENIENDO SOBRE LOS FLUJOS DE AGUA SUBTERRANEA EN CASO DE QUE EXISTA POR ARRIBA DE LA PROFUNDIDAD DEL MANTO.

ES INDISPENSABLE CONTAR CON LOS PLANOS DE CONFIGURACION DEL MANTO, YA QUE SI ESTE SE ENCUENTRA EN UNA ZONA QUE SUFRA FUERTE TECTONISMO, ES PROBABLE

CURSO MECANICA DE ROCAS  
APLICADA A LA MINERIA -  
Y A LA CONSTRUCCION.

## DISEÑO DE ACCESOS SUBTERRANEOS.

ING. ALBERTO B. MENACHE VARELA.  
DIRECTOR GENERAL,  
PROYECTOS ESPECIALIZADOS DE -  
INGENIERIA, S.C.

SE ENCUENTRAN BLOQUES FUNDAMENTE DESPLAZADOS QUE LLEVEN A SUJETAR VARIOS ACCESOS EN VÍAS DE UNO SOLO.

b).- TOPOGRAFIA:

EN ESTE WENGLON SE ANALIZARAN LOS ACCIDENTES TOPOGRAFICOS DE IMPORTANCIA COMO SON:

DRENAJE NATURAL,  
POSICION DE RIOS O ARROYOS CERCANOS,  
ALTIMETRIA Y PLANIMETRIA.

UNA REGION MUY MONTAÑOSA CON FUERTES DIFERENCIAS DE NIVELES REPRESENTADA POR UNA TOPOGRAFIA ABRUPTA, SERA INDICIO DE TECTONISMO RECIENTE, DONDE TODAVIA PUEDEN EXISTIR IMPORTANTES ESFUERZOS RESIDUALES.

LAS POSICIONES MUY CERCANAS A RIOS PERENNES PODRAN INDICAR FUERTES FLUJOS DE AGUA SUBTERRANEA O INCLUSO EL DESBORDAMIENTO DEL RIO.

c).- COLECCION DE DATOS GEOLOGICOS E HIDROLOGICOS.

DEBIDO AL CARACTER DE ESTA PONENCIA, DESDE ESTE MOMENTO SE HARA REFERENCIA EXCLUSIVAMENTE A TIPOS DE ACCESO A MINAS SUBTERRANEAS DEJANDO PENDIENTE LA ABERTURA DE TAJOS A CIELO ABIERTO.

DURANTE LAS EXPLORACIONES DE PROSPECCION DEL CARBON SE ACOSTUMARA AVANZAR POR MEDIO DE UN SONDEO DESTRUCTIVO CON BROCA TRICONICA HASTA UNOS METROS POR ARRIBA DEL MANDO Y DESPUES CAMBIAR A UN SONDEO CON RECUPERACION, PARA EXTRAER LAS MUESTRAS DE CARBON Y CUANTIFICAR SUS ESPESORES.

AL PARECER ESTE TIPO DE SONDEO COMBINADO CON LA GEOFISICA, RESULTA SER EL MAS APROPIADO, PERO SE OLVIDA QUE PARA LLEGAR AL CARBON SERA NECESARIO CONSTRUIR UN ACCESO AL MISMO.

DESDE UN PUNTO DE VISTA ECONOMICO, NO SIEMPRE EL CENTRO GEOMETRICO DE LA MINA ES EL SITIO APROPIADO PARA LA UBICACION DEL ACCESO, A VECES EXISTEN CONDICIONES GEOLOGICAS O GEOHIDROLOGICAS QUE PUEDEN COMPLICAR Y ENCARDECER

EL PROYECTO EXTRAORDINARIAMENTE Y QUE QUIZAS CON UN SIMPLE DESPLAZAMIENTO PEQUENO O ROTACION DEL EJE PODRIAN EVITARSE.

POR ELLO SERIA ALTAMENTE RECOMENDABLE QUE CUANDO MENOS 1 DE CADA 10 O 15 SONDEOS DE PROSPECCION SE HICIERAN CON MUESTREO CONTINUO DESDE SUPERFICIE Y DE ESTA FORMA IR CLASIFICANDO AREAS E IDENTIFICANDO PROBLEMAS. ESTO AYUDARA A SELECCIONAR EL SITIO OPTIMO PARA EL EMPLEAMIENTO DEL ACCESO EN FORMA CONJUNTA CON LAS NECESIDADES DE LA MINA.

COMO SE VIO EN EL INCISO "A", SE CUENTA CON CARACTERISTICAS EXTERNAS QUE SIRVEN DE INDICIOS PARA AUXILIAR EN LA LOCALIZACION DEL ACCESO. POR ELLO ES RECOMENDABLE OBTENER LOS PARES ESTEREOSCOPICOS DEL AREA Y SI ES FACTIBLE REALIZAR UN VUELO A BAJA ALTURA YA SEA DE PREFERENCIA EN HELICOPTERO O EN SU DEFECTO EN AVIONETA.

UNA VEZ REUNIDA ESTA INFORMACION SE EXAMINARA EL ACERVO DE CONOCIMIENTOS CON UN CAMINAMIENTO DONDE SE ANALICEN A DETALLE LOS ASPECTOS MAS RELEVANTES.

CON LA INFORMACION RECOGIDA Y SI SE CONTO CON ALGUNOS SONDEOS PREVIOS EN EL AREA, COMO LOS YA RECOMENDADOS CON RECUPERACION CONTINUA, SE TENDRA UN PANORAMA MAS FIEL DEL TIERRONO A PERFORAR Y DE ESTA FORMA SE PODRA HACER UNA PRIMERA EVALUACION ECONOMICA Y DECIDIR SI ES MAS CONVENIENTE UN TIPO INCLINADO O UNO VERTICAL.

EL PASO SIGUIENTE CORRESPONDERA A LA ELABORACION DEL PROGRAMA DE EXPLORACION DE DETALLE DONDE SE PRETENDERA DETERMINAR LA ESTRATIGRAFIA ASI COMO LAS PROPIEDADES DE LOS MATERIALES PARA LLEGAR A FORMAR UN PERFIL GEOMECANICO.

EL PROGRAMA DE EXPLORACION DE DETALLE DEBERA INCLUIR LOS SIGUIENTES ASPECTOS:

I. TRABAJOS DE CAMPO:

- 1.- EXPLORACION CON MUESTREO MIXTO DE PENETRACION ESTANDAR Y MUESTREO INALTERADO (SHRELY O DENISON) EN LAS CAPAS DE SUELO.
- 2.- MUESTREO CON BARRIL DOBLE O TRIPLE GIRATORIO CON BROCA DE DIAMANTE CUTO DIENTRO MINIMO SERA EL "N".
- 3.- PRUEBAS DE PERMEABILIDAD PUNTUALES EN LOS ESTRATOS QUE FUNCIONEN COMO ACUIFEROS. ESTOS PODRAN SER TIPO LEFRANC O LUGUN DE ACUERDO AL TIPO DE TIERRONO.

- 4.- REGISTRO DE RESISTIVIDAD Y POTENCIAL NATURAL EN CASO DE EXISTENCIA DE ACUIFEROS.
- 5.- PRUEBAS DE BOMBEO EN CASO DE QUE EXISTA EL ACUIFERO Y SEA DE IMPORTANCIA.
- 6.- DETERMINACION DEL % DE RECUPERACION Y DEL R.Q.D.
- 7.- REGISTROS DE VELOCIDAD DE PENETRACION, PRESION SOBRE LA BARRA Y PAR DE TORCION.

LOS SONDEOS DEBERAN ESPACIARSE A CADA 30 M. CUANDO SE TRATA DE TIR # INCLINAD #, EN ZONAS DE SUELO BLANDO O DE ACUIFEROS. CUANDO SE ESPERE ESTRATIGRAFIA MAS O MENOS UNIFORME EN ROCA, PODRAN SEPARARSE A CADA 150 M. Y CERRAR EN CASO NECESARIO. EN ZONAS DE FALLAS DEBERAN HACERSE BARRIDOS ADICIONALES Y DE PREFERENCIA INCLINADOS.

EN CASO DE REALIZAR PRUEBAS DE BOMBEO, ESTAS SERAN DE LARGA DURACION ( 72 HRS. - MINIMO ) Y SE DISPONDRAN POZOS DE OBSERVACION EN FORMA RADIAL AL POZO DE BOMBEO - CUANDO MENOS EN TRES DIRECCIONES PARA OBSERVAR LA CONFIGURACION DE CONO DE ABASTECIMIENTO.

SI EN EL SISTEMA INTERVIENEN VARIOS ESTRATOS DE PROPIEDADES DISTINTAS CONVIENDE INSTALAR PIEZOMETROS PUNTUALES EN CADA UNO DE ELLOS, YA SEAN NEUMATICOS O ABIERTOS, SEGUN LAS CARACTERISTICAS DEL TERRENO.

## II. TRABAJOS DE LABORATORIO.

CON LAS MUESTRAS OBTENIDAS DE LOS BARRIDOS SE PROCEDERA A REALIZAR LOS SIGUIENTES ENSAYES:

- 1.- CLASIFICACION VISUAL Y OBTENCION DEL CONTENIDO NATURAL DE AGUA.
- 2.- LIMITES DE CONSISTENCIA EN SUELOS O ROCAS ARCILLOSAS QUE DEBERAN SER PREVIAMENTE MOLIDAS Y CRIBADAS POR LA MALLA #4.
- 3.- PESO VOLUMETRICO.
- 4.- GRANULOMETRIAS EN MANTOS DE GRAVA Y ARENA.
- 5.- POROSIDAD.
- 6.- PORCENTAJE DE ALTERACION.
- 7.- RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE, OBTENIENDO MODULO DE ELASTICIDAD.
- 8.- RESISTENCIA EN PRUEBA TRIAXIAL NO CONSOLIDADA NO DRENADA EN LOS ESTRATOS DEL SUELO.
- 9.- PRUEBA A LA TENSION BRASILEÑA

CUANDO EL REVESTIMIENTO DEFINITIVO ES A BASE DE CONCRETO ARMADO, EN EL DISEÑO DE INTERACCION INTERVIENE TAMPO EL MODULO DE ELASTICIDAD DE LA ROCA COMO DEL CONCRETO.

EL MODULO OBTENIDO EN LABORATORIO NO ES EL ADECUADO YA QUE SE OBTUVO DE UNA MUESTRA SANA Y NO DE LA MASA QUE SE ENCUENTRA AFECTADA POR SUS DISCONTINUIDADES. POR ELLO ES RECOMENDABLE LA OBTENCION APROPIADA DEL MODULO DEL MACIZO, QUE AUNQUE ES UNA PRUEBA CARA, PUEDE LLEGAR A REPRESENTAR UN AHORRO CONSIDERABLE EN EL COSTO DEL REVESTIMIENTO DEFINITIVO.

PARA LA OBTENCION DE ESTE MODULO HAY VARIOS CAMINOS:

- A) GEOFISICA SUPERFICIAL CUANDO LA COMPOSICION Y ACOMODO DE LOS ESTRATOS ASI LO PERMITA.
- B) GEOFISICA ENTRE LOS BARRIDOS ADYACENTES DE LOS UTILIZADOS EN LA EXPLORACION - DE DETALLE, EN ESTE CASO SE COLOCARA EN UNO DE ELLOS CARGAS EXPLOSIVAS EN CADA UNO DE LOS ESTRATOS Y EN EL OTRO SONDEO SE INSTALARAN LOS GEOFONOS QUE MIDAN LA VELOCIDAD DE TRANSMISION DE LA ONDA, ESTA PRUEBA DARA TAMBIEN UNA IDEA DEL GRADO DE FRACTURAMIENTO DEL MACIZO AL COMPARAR LAS VELOCIDADES OBTENIDAS CON LAS LEIDAS EN PRUEBAS DE LABORATORIO EFECTUADAS EN MUESTRAS SANAS DEL MISMO MATERIAL.
- C) PRUEBAS DE PLACA REALIZADAS EN SOCAVONES SACAVADOS EN UNA DE LAS PAREDES DEL ACCESO DURANTE LA CONSTRUCCION DE ESTE ULTIMO, EN LA ETAPA DE ADOS PRIMARIO.
- D) PRESENTACION DE LA INFORMACION GEOLOGICA Y CLASIFICACION MECANICA DE LAS ROCAS.

EN ESTE APARTADO UNICAMENTE SE PRETENDE DAR UNA IDEA DE ALGUNA DE LAS FORMAS EN QUE SE PUEDE PRESENTAR LA INFORMACION GEOLOGICA OBTENIDA DURANTE EL PROCESO DESCRITO CON ANTERIORIDAD.

EL INFORME DEBERA CONTENER LOS SIGUIENTES PUNTOS.

- PLANO GEOLOGICO REGIONAL.
- PLANO DE USO DEL SUELO.
- PLANO TOPOGRAFICO REGIONAL CON CURVAS DE NIVEL A CADA 10 o 20 M.
- PLANO TOPOGRAFICO DEL AREA DE LA MINA CON CURVAS DE NIVEL A CADA 1 M.
- INFORME GEOLOGICO QUE INCLUYA GEOLOGIA HISTORICA, GEOMORFOLOGIA Y GEOLOGIA ESTRUCTURAL.
- ROSETA DE FRACTURAS.
- ROSETA DE DENSIDAD Y DIRECCIONES DEL DRENAJE SUPERFICIAL.
- ROSETA DE ALINEACION DE CONCENTRACIONES DE VEGETACION.
- INFORME QUE INCLUYA CARACTERISTICAS CLIMATOLÓGICAS E HIDROLOGICAS ASI COMO FAUNA Y FLORA.

- FOTOGRAFÍAS TOMADAS DURANTE LOS CAMINAMIENTOS.
- FOTOGRAFÍAS OBTENIDAS DURANTE EL RECORRIDO AEREO.
- MOSAICO FOTOLOGICO HECHO CON LOS PAÑOS ESTEREOSCOPICOS.
- REGISTRO DE LOS SONDEOS DONDE SE INCLAYA:

COLUMNA ESTRATIGRAFICA,  
GAMA DE COLORES,  
DESCRIPCION LITOLÓGICA,  
% DE RECUPERACION.

R.Q.D.  
VARIACION DE LA PERMEABILIDAD CON LA PROFUNDIDAD  
VARIACION DEL PESO VOLUMETRICO CON LA PROFUNDIDAD.  
VARIACION DE RESISTENCIA Y MODULO DE ELASTICIDAD CON LA PROFUNDIDAD.  
VARIACION DEL INDICE DE ALTERACION.  
ZONAS DE FERTILIDAD DE AGUA.  
ZONAS DONDE BAGO SOLA LA HERRAMIENTA.  
REGISTRO DE PRESION, VELOCIDAD Y TORSION.

- PRESENTACION DE LOS RESULTADOS DE LABORATORIO.
- BLOQUE DIAGRAMATICA DEL AREA DE LA MINA.
- PERFIL GEOMECANICO A LO LARGO DEL EJE DEL ACCESO.

PARA LA ELABORACION DE ESTE PERFIL DEBE HACERSE CON ANTERIORIDAD LA CLASIFICACION DE LA ROCA DESDE UN PUNTO DE VISTA MAS INGENIERIL QUE GEOLOGICO. PARA ELLO EXISTEN VARIOS SISTEMAS. SE MENCIONARAN TRES DE ELLOS QUE A CONSIDERACION DEL AUTOR SON MUY COMPLETOS Y PERMITEN TENER UNA BUENA IDEA DE LA CALIDAD DEL TERRENO.

EL PRIMERO ES EL PROPUESTO POR DEERE Y MILLER, Y QUE BASADO EN LA RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE Y EL MODULO TANGENTE PARA EL S.O. DEL ESFUERZO DE RUPTURA, CLASIFICAN A LA ROCA BASA DESDE UN PUNTO DE VISTA MECANICO DE RESISTENCIA Y DE FORMABILIDAD.

LOS OTROS DOS SISTEMAS SE ENFOCAN A DESCRIBIR LA CALIDAD DEL MACIZO ROCOSO EN CONJUNTO. ESTOS SISTEMAS SON EL CSIR (SOUTH AFRICAN CONCIL FOR SCIENTIFIC AND INDUSTRIAL RESEARCH) PROPUESTO POR BIENIANSKI, Y EL NGI (NORWEGIAN GEOTECHNICAL INSTITUTE) PROPUESTO POR BARTON. EL AUTOR PROPONE UTILIZAR EL CSIR PARA CUALQUIER TIPO DE OBRA Y EL NGI EXCLUSIVAMENTE EN CASO DE TUNELES, AMBOS SISTEMAS SE APOYAN EN EL R.Q.D. DE LA ROCA, RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE, EL ESPACIAMIENTO DE LAS DISCONTINUIDADES, LAS CONDICIONES DE RUGOSIDAD O RELLENO DE LAS FISURAS, EL NUMERO DE FAMILIAS DE FISURAS, LA ORIENTACION DE LAS FRACTURAS CON RESPECTO A LA ESTRUCTURA Y LAS CONDICIONES DE FLUJO DE AGUA. DE ESTA FORMA LA ROCA SE CLASIFICA DE 1 A 100 Y SE LE ASIGNA UNA CALIDAD.

LAS TRES CLASIFICACIONES SE COMPLEMENTAN, POR LO CUAL ES RECOMENDABLE OBTENERLAS. UNA VEZ CLASIFICADA LA ROCA, ESTOS SISTEMAS PRESENTAN -- TABLAS DONDE SE INDICAN LOS PROBABLES PROBLEMAS A AFRONTAR Y UN PRIMER INDICIO DEL TIPO DE ADICION A EMPLEAR.

ESTO DEBE TOMARSE EXCLUSIVAMENTE COMO RECOMENDACION YA QUE HAY QUE ANALIZAR A FONDO LA GEOMETRIA DE LAS DISCONTINUIDADES.

LAS DIVERSAS FAMILIAS DE FRACTURAS PUEDEN PRESENTAR NUMEROSAS COMBINACIONES QUE HAY QUE ESTUDIAR PARA ENCONTRAR LA MAS DESFAVORABLE. ESTE ESTUDIO PUEDE HACERSE MATEMATICAMENTE A TRAVES DE UN ANALISIS VECTORIAL TRIDIMENSIONAL O EN FORMA GRAFICA BASANDOSE EN LA TECNICA DE PROYECCION ESTEREOGRAFICA, YA SEA EN PROYECCION DE AREAS IGUALES O DE ANGULOS IGUALES. POR ELLO EN LA EXPLORACION GEOLOGICA DEBERA PRESENTARSE UN DIAGRAMA DE SCHMIDT O WULF PARA PODER TRABAJAR CON LOS ESTEREOGRAMAS.

E) ESFUERZOS ALREDEDOR DE LAS EXCAVACIONES.

LOS ESFUERZOS QUE EXISTEN EN LA MASA DE ROCA INTACTA SON LOS DEBIDOS AL PESO PROPIO DE LOS MATERIALES SOBRE EL ESTRATO EN ESTUDIO Y LOS ESFUERZOS RESIDUALES DE ORIGEN TECTONICO QUE PUDIERAN AUN EXISTIR. EL CAMPO DE ESFUERZOS SE VE ALTERADO POR LA CREACION DE UNA EXCAVACION SUBTERRANEA Y, EN ALGUNOS CASOS, ESTA ALTERACION INDUCE ESFUERZOS QUE LLEGAN A SOBREPASAR LA RESISTENCIA DE LA ROCA. EN ESTOS CASOS LA FALLA DE LA ROCA ADYACENTE A LAS FRONTERAS DE LA EXCAVACION, CONDUCE A UNA INESTABILIDAD QUE PUEDE TOMAR LA FORMA DE UN CIERRE GRADUAL DE LA EXCAVACION, DESPRENDIMIENTOS DEL TECHO, DESLIZAMIENTO DE LAS PAREDES Y EN OCASIONES DEL ESTALLAMIENTO DE LA ROCA.

LOS ANALISIS QUE SE ACOSTUMBRA HACER SON DEL TIPO ELASTICO, POR CARECER DE HERRAMIENTAS SUFICIENTES PARA HACER ANALISIS CONFIABLES DESDE EL PUNTO DE VISTA ELASTICO O CONSIDERANDO LA COMPONENTE VISCOSA. ACTUALMENTE YA SE COMIENZA A INTEGRAR ESTE TIPO DE ANALISIS EN DEPOSITOS HOMOGENEOS DE SUELOS BLANDOS UTILIZANDO POR EJEMPLO EL MODELO DE BURGELS.

LOS ESFUERZOS QUE SE PRESENTAN DEPENDERAN DE LA PROFUNDIDAD DE LA EXCAVACION, DEL ESTADO DE ESFUERZOS RESIDUALES, DE LA GEOMETRIA DE LA SECCION TRANSVERSAL Y DE LA PROXIMIDAD A EXCAVACIONES CERCANAS ENTRE OTRAS. ESTE ULTIMO ASPECTO ES DE IMPORTANCIA FUNDAMENTAL EN MINAS DE CARBON EN QUE MUCHAS VECES SE LES

VAN TUNELES INCLINADOS PARALELOS Y ES NECESARIO ESTUDIAR EL PILAR INTERMEDIO. LO MISMO SUCEDE EN LA BONA DE PLANCHA DONDE SE CUENTA CON UNA REJICULA DE CORREDORES.

CON RESPECTO A LA FORMA DE LA SECCION, LAS ESQUINAS RECTAS PRODUCEN FUERTES CONCENTRACIONES DE ESFUERZOS, POR LO QUE ES MEJOR EVITARLAS. LAS SECCIONES CURVAS PERMITEN UNA REDUCCION DEL CLARO A SALVAR Y FAVORECEN EL ARQUEO DEL MATERIAL RELACIONADO LA DEFORMACION DEL MISMO Y FAVORECIENDO EL APROVECHAMIENTO DE LA RESISTENCIA AL CORTE, PROPIA DE LA ROCA.

EL METODO DEL ELEMENTO FINITO ES AUN UNA DE LAS MAS POPULARES Y PODEROSAS HERRAMIENTAS DISPONIBLES PARA EL ANALISIS DE ESFUERZOS, SIN EMBARGO LA TECNICA TIENE CIENTAS DESVENTAJAS. CUANDO SE REQUIERE REFINAMIENTO DEL ESTADO DE ESFUERZOS ALREDEDOR DEL PERIMETRO DE LA EXCAVACION O SE DESHA ANALIZAR PROBLEMAS DE GRAN ESCALA, EL ESFUERZO PARA PREPARAR LOS DATOS DE ENTRADA, LA DEMANDA EN ALMACENAMIENTO DE LA COMPUTADORA Y EL COSTO DE LA MISMA PUEDE LLEGAR A SER CONSIDERABLE. ALGUNOS DE ESTOS PROBLEMAS PUEDEN SER ALIVIADOS POR EL USO DE LA TECNICA ALTERNATIVA DENOMINADA METODO DE ELEMENTOS DE FRONTERA.

#### P) RESISTENCIA DE LA ROCA Y DE LA MASA ROCOSA.

LAS EXCAVACIONES SOMERAS SE VEN MAS FUERTEMENTE INFLUENCIADAS POR LAS CONDICIONES ESTRUCTURALES Y EL GRADO DE INTERPENETRACION DE LA MASA ROCOSA. LAS EXCAVACIONES PROFUNDAS DEPENDEN MAS DE LA RESPUESTA DE LA MASA AL CAMPO DE ESFUERZOS INDUCIDOS ALREDEDOR DE LA EXCAVACION.

DE FORMA DE PODER UTILIZARILOS CONOCIMIENTOS DE LOS ESFUERZOS INDUCIDOS ALREDEDOR DE UNA EXCAVACION SUBTERRANEA ES INDISPENSABLE POSEER UN CRITERIO O UNA SERIE DE REGLAS QUE PERMITAN PREDECIR LA RESPUESTA DE LA MASA DE ROCA A UN CAMPO DE ESFUERZOS PROVOCADO.

LOS PROCESOS DE BARRERACION Y EXPLOSION O EL USO DE MAQUINAS EXCAVADORAS SE ENCUENTRAN FUERTEMENTE INFLUENCIADAS POR LOS ESFUERZOS DE LA ROCA INTACTA.

TONANDO TODOS ESTOS FACTORES EN CUENTA, PUEDE VERSE QUE EL CRITERIO DE FALLA DE LA ROCA USADO DEBE SATISFACER LOS SIGUIENTES REQUISITOS:

- DEBERA DESCRIBIR ADECUADAMENTE LA RESPUESTA DE UNA MUESTRA DE ROCA INTACTA A TODO EL RANGO DE CONDICIONES DE ESFUERZOS QUE SE ENCONTRARAN EN LA EXCAVACION, ESTE RANGO DE CONDICIONES VA DESDE PRUEBAS UNIAIALES DE TENSION HASTA PRUEBAS TRIAXIALES DE COMPRESION.
- DEBERA SER CAPAZ DE PREDECIR LA INFLUENCIA DE UNA O MAS FAMILIAS DE DISCONTINUIDADES. ESTE COMPORTAMIENTO PUEDE SER ALTAMENTE ANISOTROPICO Y DEPENDERA DE LA INCLINACION DE LAS DISCONTINUIDADES CON LA DIRECCION DE LOS ESFUERZOS APLICADOS.
- DEBERA PROVEER ALGUNA FORMA DE EVALUACION, AUNQUE SEA APROXIMADA, PARA EL COMPORTAMIENTO A GRAN ESCALA DE LA MASA DE ROCA CONTIENENDO VARIOS SISTEMAS DE FRACTURAS.

UN CRITERIO EMPIRICO ES EL SIGUIENTE:

LA TEORIA PROPUESTA POR GRIFFITH Y MODIFICADA POR MC CLINTOCK Y MALLS FORMAN LA BASE PARA EL DESARROLLO DE LA TEORIA DE FALLA EMPIRICA PRESENTADA EN ESTA PONENCIA.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m \sigma_c (\sigma_1 + \sigma_3) + 5 \sigma_c^2}$$

ONOT

$\sigma_1$  = ESFUERZO PRINCIPAL MAYOR A LA FALLA,

$\sigma_3$  = ESFUERZO PRINCIPAL MENOR APLICADO AL ESPECIMEN.

$\sigma_c$  = RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE.

$m$  y  $5$  = CONSTANTES QUE DEPENDEN TANTO DE LAS PROPIEDADES DE LA ROCA COMO DEL GRADO DE FRACTURAMIENTO ALCANZADO ANTES DE QUEDAR SUJETA A LOS ESFUERZOS

ADONAS

$$\sigma_{cs} = \sqrt{5 \sigma_c^2}$$

PARA LA ROCA INTACTA  $\sigma_{cs} = \sigma_c$  y  $S=1$ . PARA ROCA PREVIAMENTE FRACTURADA.

$$S < 1$$

LA RESISTENCIA A LA TENSION AXIAL

$$\sigma_{cs} = \frac{1}{2} \sigma_c (m - \sqrt{m^2 + 4S})$$

ADICIONALMENTE A LA RELACION ENTRE LOS ESFUERZOS PRINCIPALES MAYOR Y MENOR, AVECES ES CONVENIENTE EXPRESAR EL CRITERIO DE FALLA EN TERMINOS DEL CORTANTE Y EL ESFUERZO NORMAL ACTUANTE EN UN PLANO INCLINADO A UN ANGULO  $\theta$  A LA DIRECCION DEL ESFUERZO PRINCIPAL MAYOR. CUANDO LA INCLINACION  $\theta$  DE LA SUPERFICIE DE FALLA ES CONOCIDA, LOS ESFUERZOS NORMALES Y CORTANTES PUEDEN DETERMINARSE DIRECTAMENTE DE LA ECUACION:

$$\tau = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \sin 2\theta$$

$$\sigma = \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_3) - \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\theta$$

CUANDO SE PRUEBA UN MATERIAL ISOTROPICO, USUALMENTE SE SUPONE QUE LA RELACION ENTRE LOS ESFUERZOS NORMAL Y CORTANTE QUEDA DEFINIDA POR LA ENVOLVENTE DEL CIRCULO DE MOHR. BAJO ESTAS CONSIDERACIONES SE SUPONE QUE LA INCLINACION  $\theta$  DE LA SUPERFICIE DE FALLA ESTA DETERMINADA POR LA NORMAL A LA ENVOLVENTE DE FALLA. ESTA SUPOSICION ESTA PROBABLEMENTE SOBRESIMPLIFICADA.

BALMER DERIVO UNA RELACION GENERAL ENTRE LOS ESFUERZOS NORMAL Y CORTANTE Y LOS ESFUERZOS PRINCIPALES A LOS CUALES LA FALLA DE ESPECIMENES ISOTROPICOS OCURRE.

$$\sigma = \sigma_3 + \frac{\tau_m^2}{\sigma_m + m \tau / \theta}$$

$$\tau = (\sigma_1 - \sigma_3) \sqrt{1 + m \tau / 4 \sigma_m}$$

DONDE

$$\sigma_m = \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_3)$$

Y

$$\sin 2\theta = \frac{\tau}{\sigma_m}$$

EXISTEN MUCHAS VARIABLES QUE INFLUYEN EN LA RESISTENCIA DE UN ESPECIMEN DE ROCA Y DEBEN DE SER EVALUADAS. SIN EMBARGO POR EL MOMENTO QUEDAN FUERA DEL ALCANCE DE ESTA PONENCIA.

G) MECANISMOS DE FALLA EN EXCAVACIONES SUBTERRANEAS.

EN LOS ACCESOS A MINAS SUBTERRANEAS DE CARBON LA MAYORIA DE LAS VECES EXISTEN EN QUE COMIENZAN EN EL TERRAZO SUPERFICIAL Y SE VAN PROFUNDIZANDO CON SU DESARROLLO. POR ELLO ATRAVIESAN POR UNA GAMA DE MATERIALES EN DONDE LAS CONDICIONES DE ESFUERZO Y PROPIEDADES MECANICAS VARIAN. EN FORMA GENERAL PODRIA DECIRSE QUE A POCA PROFUNDIDAD, EN MATERIALES QUE PUEDEN CLASIFICARSE COMO SUELOS O ALTAMENTE ALTERADOS Y POR TANTO DE MALA CALIDAD LOS PROBLEMAS SE ENCUENTRAN GENERALMENTE ASOCIADOS A SUELOS QUE TIENDEN A FLUIR HACIA LA EXCAVACION. ESTO SIGNIFICA QUE LAS TECNICAS DE TUNELER DEBERAN ESTAR ENFOCADAS A CORTAR Y RECIBIR INMEDIATAMENTE EL TERRENO QUE SE ENCUENTRA DETRAS DEL FRETE.

AL PROFUNDIZARSE MUCHAS VECES EL CONSTRUCTOR SE ENFRENTA A ROCAS FRACTURADAS EN FORMA DE BLOQUES Y LOS PROBLEMAS DE ESTABILIDAD VIENEN ASOCIADOS A DESPLAZAMIENTOS POR GRAVEDAD DE LOS BLOQUES SITUADOS EN LA CLAVE Y PAREDES. LOS ESFUERZOS EN LA ROCA A POCA PROFUNDIDAD SON LO SUFICIENTEMENTE PABOS QUE NO TIENEN GRAN IMPORTANCIA EN LOS PROCESOS DE FALLA LOS CUALES ESTAN CONTROLADOS POR LA GEOMETRIA DEL TUNEL Y DE LAS DESCONTINUIDADES DE LA ROCA.

LAS EXCAVACIONES EN ROCA MASIVA INALTERADA CON POCAS FRACTURAS NO PRESENTAN SERIOS PROBLEMAS DE ESTABILIDAD. SI LOS ESFUERZOS EN LA ROCA PERIFERICAL NO PASAN DE

## Chapter 7: Underground excavation failure mechanisms



Excavation in soil and heavily jointed rock - squeezing and flowing ground, short stand-up time



Blocky jointed rock partially weathered - gravity falls of blocks from roof and sidewalls



Massive rock with few unweathered joints - no serious stability problems



Massive rock at great depth - stress induced failures, spalling and popping with possible rockbursts

### Introduction

The left hand margin sketch gives a simplified plan of the underground excavation stability problems encountered with increasing depth below surface.

At shallow depth in overburden soil or heavily jointed poor quality rock, excavation problems are generally caused by squeezing or flowing ground and very on up times. This means that cut and cover or soft tunnelling techniques have to be used and a stand-up time has to be provided immediately behind the excavation. The stability of underground excavations in very good rock or soil will not be discussed in detail in this book and the interested reader is referred to books such as by Fairhurst<sup>10</sup>, Iscott and Johannesson<sup>11</sup> and Scott and to journals such as *Tunnelling* and *Tunnelling Today* details.

Stability problems in blocky jointed rock are generally associated with gravity falls of blocks from the roof and sidewalls. Rock stresses at shallow depth are generally low enough that they do not have a significant effect on this failure process which is controlled by the structural geometry of the excavation and of the rock.

Excavations in unweathered massive rock with few joints do not usually suffer from serious stability problems. Rock stresses in the rock surrounding the excavations are generally less than approximately one fifth of the uniaxial compressive strength of the rock. These are generally the normal conditions for the creation of large unsupported openings in rock.

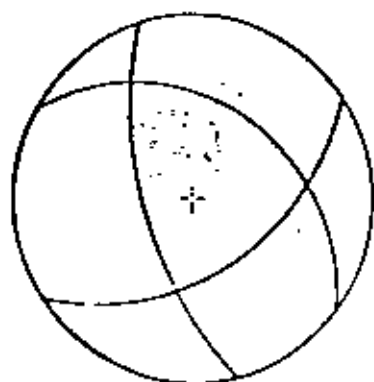
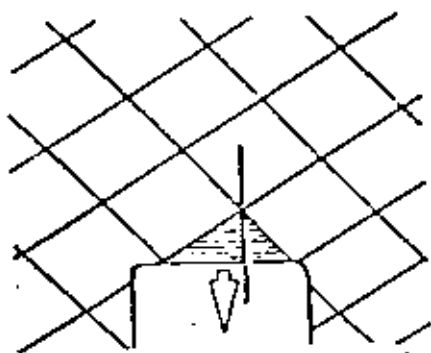
As the depth below surface increases or as a number of excavations are mined close to one another, as in road pillar mining, the rock stress increases to a level where failure is induced in the rock surrounding the excavations. This failure can range from minor spalling or slaking of the surface rock to major rockbursts in which explosive failure of significant volumes of rock can occur.

Obviously, there are many underground situations where two or more of these failure processes can occur simultaneously. Such cases can only be dealt with on an individual basis and the discussion which follows is intended to provide a background to tackle the more complex failure mechanisms encountered underground.

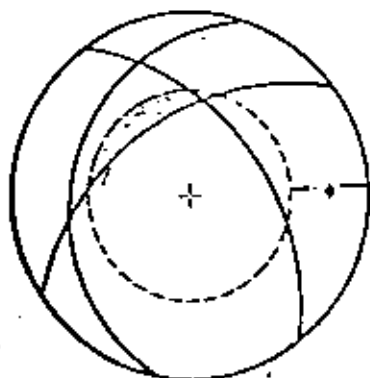
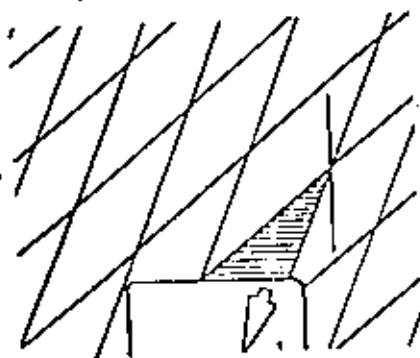
### Structurally controlled failure

Figure 86 shows a tunnel through a bench in an old quarry in Wales. This tunnel was constructed about 100 years ago without any form of support and the shape has stabilised to conform to the structural conditions in the slate. Another example of structurally controlled failure is illustrated in figure 87 which shows the conditions in jointed hard rock in a mine in Austria.

In order that a block of rock should be free to fall from the roof or the sidewalls of an excavation, it is necessary that this block should be separated from the surrounding rock by at least three intersecting structural discontinuities.



Conditions for gravity falls of roof wedges



Conditions for sliding failure of roof wedges

Structurally controlled failure can be analysed by means of the stereographic projection technique described in chapter 4 of this book. A simple example of the application of this method is illustrated in the margin sketch which shows a wedge of rock falling from the roof of an excavation in jointed rock. A vertical line drawn through the apex of the wedge must fall within the base of the wedge for failure to occur without sliding on at least one of the joint planes.

In the stereographic plot, the vertical line through the apex of the wedge is represented by the centre point of the net and the conditions stated above are satisfied if the great circles representing the joint planes form a closed figure which contains the centre of the net.

This very simple kinematic sketch is useful for evaluating the potential for roof falls during preliminary studies of structural geology data which have been collected for the design of an underground excavation. The stereographic method can also be used for a much more detailed evaluation of the shape and volume of potentially unstable wedges as illustrated in figure 88.

Three planes are represented by their great circles, marked A, B and C in figure 88. The strike lines of these planes are marked a, b and c and the traces of the vertical planes through the centre of the net and the great circle intersections are marked ab, ac and bc. Suppose that a square tunnel with a span of 5 runs in a direction from  $290^\circ$  to  $110^\circ$  as shown in the lower part of figure 88. The directions of the strike lines correspond to the traces of the planes A, B and C on the horizontal roof of the tunnel. These strike lines can be combined to give the maximum size of the triangular figure which can be accommodated within the tunnel roof span, as shown in figure 88.

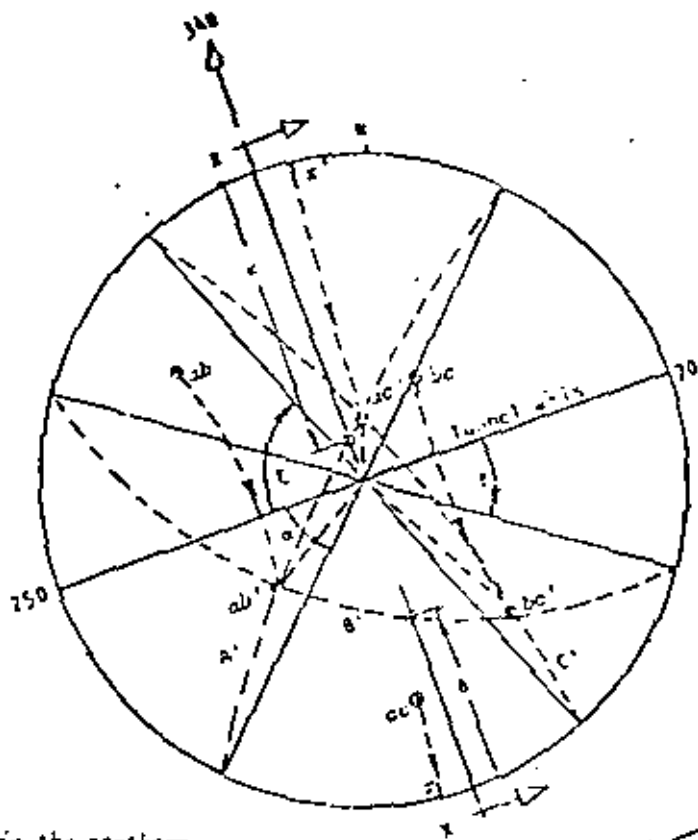
In the plan view, the apex of the wedge is defined by finding the intersection point of the lines ab, ac and bc, projected from the corners of the triangular wedge base as shown. The height h of the apex of the wedge above the horizontal tunnel roof is found by taking a section through the wedge apex and normal to the tunnel axis. This section, marked XX in figure 88, intersects the traces a and c at the points shown and these points define the base of the triangle as seen in view XX. The apparent dips of the planes C and A are given by the angles  $\alpha$  and  $\beta$  which are measured on the stereographic projection along the line XX through the centre of the net.

The volume of the wedge is given by  $\frac{1}{3} h \times$  the base area of the wedge as determined from the plan view in figure 88.

If three joints intersect to form a wedge in the roof of an underground excavation but the vertical line through the apex of the wedge does not fall within the base of the wedge, failure can only occur by sliding on one of the joint surfaces or along one of the lines of intersection. This condition is represented stereographically if the intersection figure formed by the three great circles falls to one side of the centre of the net as illustrated in the lower margin drawing.

An additional condition which must be satisfied for sliding





View of joint traces in the northern sidewall seen from the inside of the tunnel or in the southern sidewall seen from the outside of the tunnel, looking in a direction of 340°.

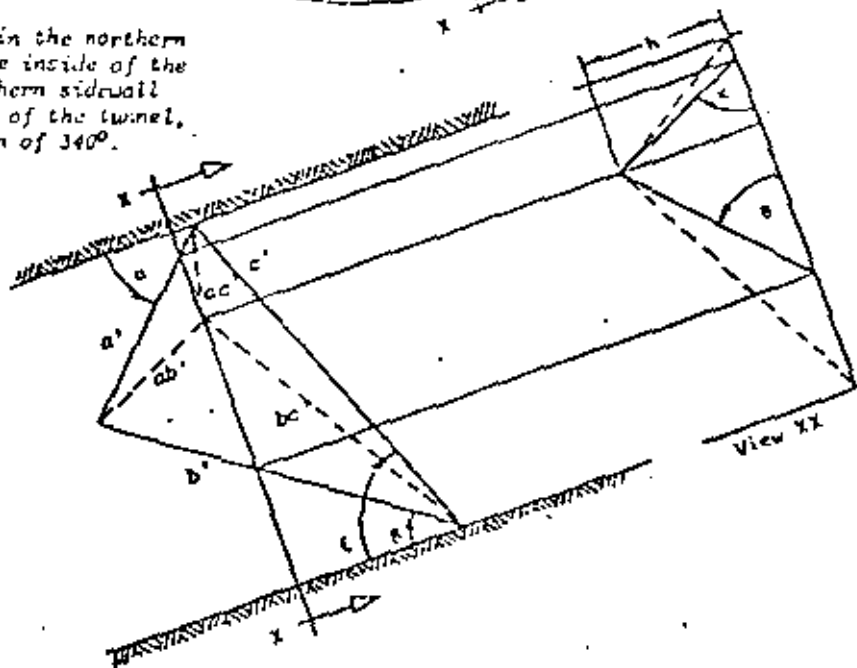


Figure 90: Construction of the true view of a wedge in the sidewall of a tunnel by Method 1.

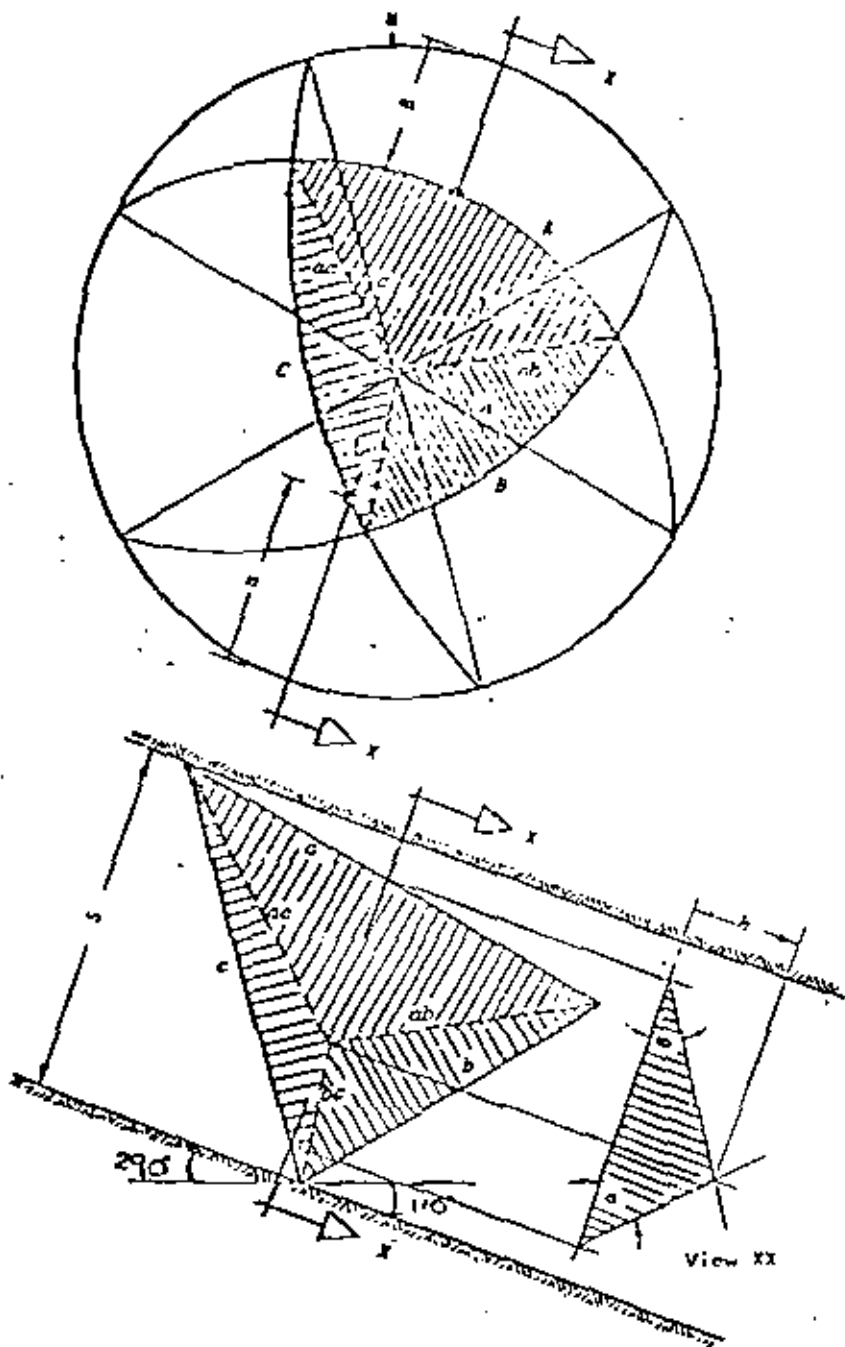


Figure 88: Supplementary construction in conjunction with a stereographic projection for the determination of the shape and volume of a structurally defined wedge in the roof of a tunnel.

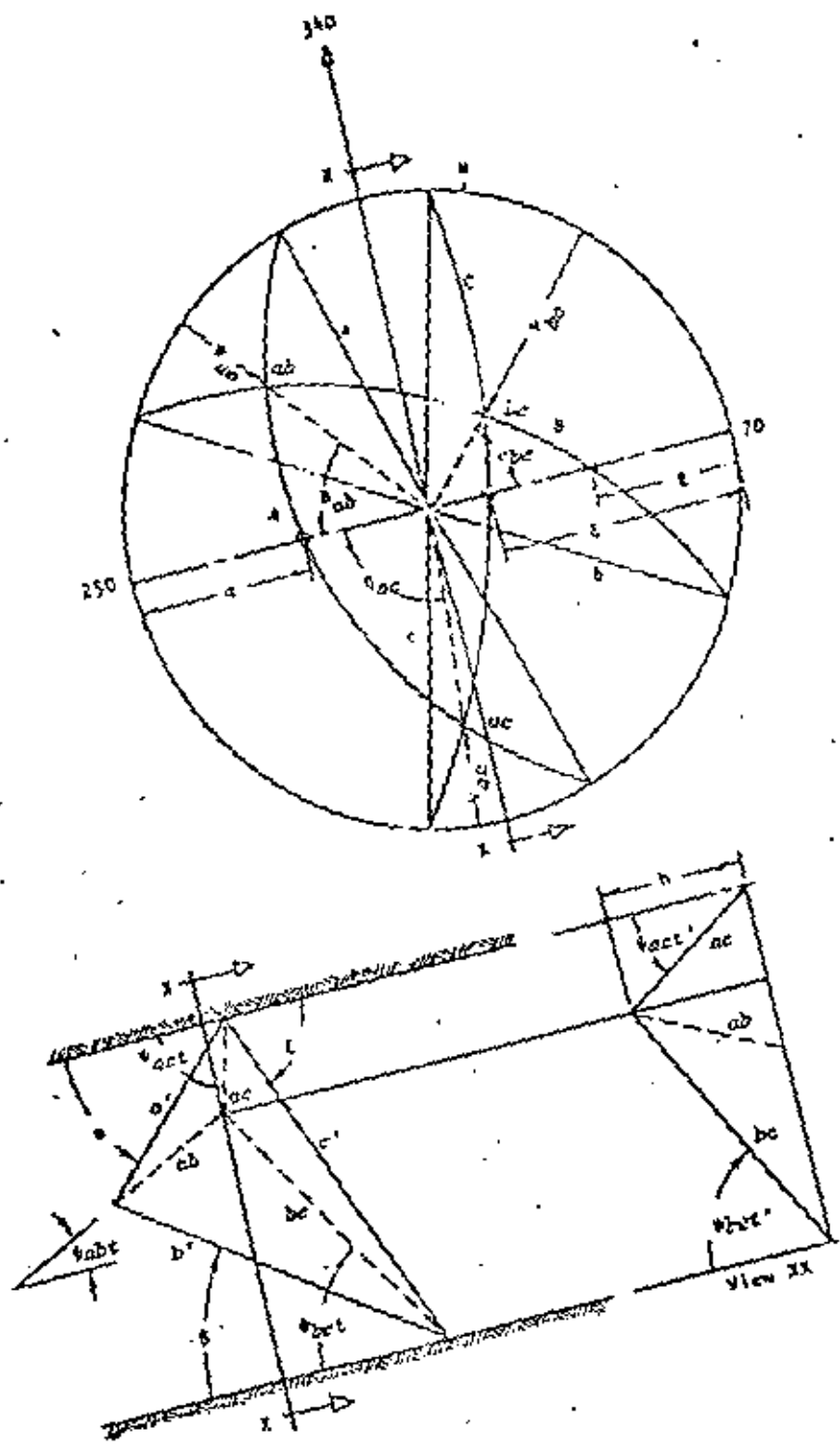


Figure 91 : Construction of the true view of a wedge in the sidewall of a tunnel by Method 2.

1/3 DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESION AXIAL SE PODRAN TENER GRANDES LONGITUDES SIN SOPORTE.

CUANDO LA PROFUNDIDAD DEBAJO DE LA SUPERFICIE SE INCREMENTA O EL NÚMERO DE ESCAVACIONES VECINAS SE ACERCAN UNAS A OTRAS, COMO ES EL CASO DE LOS PILARES DENTRO DE LA MINA, LOS ESFUERZOS EN LA ROCA SE INCREMENTAN A UN NIVEL DONDE LA FALLA DE LA MISMA ES INDUCIDA SOBRE TODO EN EL PERIMETRO DE LAS EXCAVACIONES. ESTE TIPO DE FALLAS PUEDEN QUEDAR DENTRO DE UN RANGO DE PEQUEÑOS ESTALLIDOS O DESLIZAMIENTOS A ESTALLIDOS DE FUERTES PROPORCIONES.

OBVIAMENTE EXISTEN MUCHAS SITUACIONES EN QUE LAS CONDICIONES DESCRITAS PUEDEN LLEGAR A COMBIARSE.

EN ESTE PUNTO ES DONDE LOS ANALISIS DE ESFUERZOS Y LAS REPRESENTACIONES ESTEREOGRAFICAS JUEGAN UN PAPEL MUY IMPORTANTE.

UN ASPECTO MUY IMPORTANTE ES EL QUE EL AUMENTO EN EL VOLUMEN DEL MATERIAL INESTABLE PROVOCADO POR EL INCREMENTO DE LA SECCION DE EXCAVACION, ES APROXIMADAMENTE PROPORCIONAL AL AUMENTO EN AREA DE LA SECCION TRANSVERSAL. DE AQUI, QUE EL COSTO DEL SOPORTE SEA PROXIMADAMENTE PROPORCIONAL AL VOLUMEN INESTABLE POR SOPORTAR. EN MUCHOS CASOS PODRIA ANTICIPARSE QUE EL COSTO DEL SOPORTE SERA PROPORCIONAL AL CUADRADO DEL LADO DE LA EXCAVACION.

#### A) TIPOS DE ADEME Y CRITERIOS DE DISEÑO

EL PRINCIPAL OBJETIVO EN EL DISEÑO DEL SOPORTE DE UNA EXCAVACION SUBTERRANEA ES AYUDAR A LA MASA DE ROCA A AUTOSOPORTARSE.

CONSIDERE EL EJEMPLO ILUSTRADO EN LA FIGURA ANEXA EN DONDE SE MUESTRA UN TUNEL SIENDO EXCAVADO A SECCION COMPLETA MEDIANTE EL METODO DE PERFORACION Y EXPLOSIONES, CON SOPORTE DE MARCOS DE ACERO. LOS CURLES SON INSTALADOS DESPUES DE REMOVER LA REZAGA. LOS ESFUERZOS HORIZONTALES Y VERTICALES SE SUPONEN IGUALES Y DE UNA MAGNITUD  $P_0$ .

EN EL PASO 1, LA MASA DE ROCA DENTRO DE LA SECCION PROPUESTA ESTA EN EQUILIBRIO CON LA ROCA CIRCUNDAANTE. LA PRESION DE SOPORTE INTERNA  $P_1$ , ACTUANTE A TRAVES DEL PERFIL DE LA SECCION PROPUESTA ES IGUAL A LOS ESFUERZOS IN SITU  $P_0$  (PUNTO A).

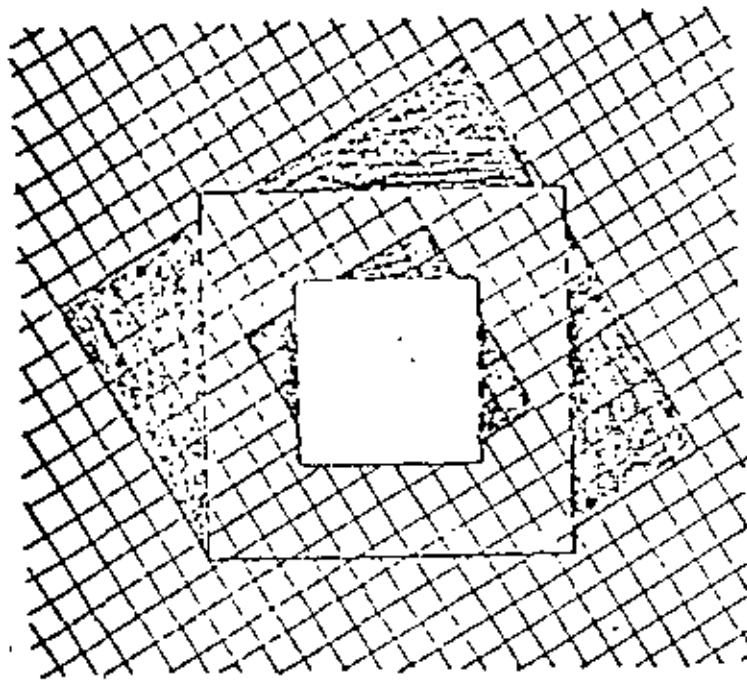


Figure 100 : Increase in unstable rock volume with increase in excavation size in example in which the excavation axis is parallel to the strike of the line of intersection of the joints.

many mines where the engineers have been surprised at the significant increase in stability problems and associated support costs involved in converting from scraper to mechanised operations. In some cases this problem is further compounded by lack of adequate control of blasting which results in serious overbreak and a further deterioration of excavation stability.

#### Influence of in situ stress on structurally controlled instability

In the preceding discussion, the influence of in situ rock stress has been ignored and it has been assumed that the kinematically unstable wedges and blocks are acted upon by gravity only. This is clearly an oversimplification, particularly in the case of excavations at considerable depth or in rock masses in which the horizontal stresses are exceptionally high.

Unfortunately, the current state of the art in rock mechanics does not extend to a satisfactory solution of this interactive problem and it is only possible to discuss the influence of in situ stresses, in very simple terms.

EN EL PASO 2, EL FRENTE HA AVANZADO MAS ALLA DE LA SECCION X-X Y LA PRESION DE SOPORTE  $P_1$  HA CAIDO A CEPO. DE CUALQUIR FORMA EL TUNEL NO SE COLAPSARA, YA QUE LA DEFORMACION RADIAL SE ENCUENTRA LIMITADA POR LA PROXIMIDAD DEL FRENTE QUE SIGNIFICA UNA RESTRICCION IMPORTANTE. SI ESTA RESTRICCION NO EXISTIERA, UNA PRESION INTERNA DE SOPORTE, DADA POR LOS PUNTOS B Y C SE REQUERIRIA PARA LIMITAR LA DEFORMACION RADIAL AL MISMO VALOR. NOTESE QUE LA PRESION DE SOPORTE,  $P_1$ , QUE SE REQUERIRIA PARA LIMITAR LA DEFORMACION DEL TECHO ES MAYOR QUE LA NECESARIA PARA PRODUCIR EL MISMO FENOMENO EN LAS PAREDES. ESTO SE DEBE AL PESO DE LA ZONA DE ROCA SUELTA QUE SE AÑADE A LA PRESION REQUERIDA PARA MANTENER LA DEFORMACION.

EN EL PASO 3, LA REZAGA SE HA REMOVIDO Y SE HA COLOCADO EL SOPORTE DE ACERO HASTA CERCA DEL FRENTE. EN ESTE ESTADO, EL SOPORTE NO RECIBE CARGA, COMO SE VE EN EL PUNTO D DE LA GRAFICA, PORQUE NO HAY UNA DEFORMACION ADICIONAL. ASUMIENDO QUE LA MASA DE ROCA NO EXHIBE DEFORMACIONES DEPENDIENTES DEL TIEMPO (EFECTO VISCOSO), LA DEFORMACION RADIAL SE MANTIENE AUN DEFINIDA POR LOS PUNTOS B Y C.

EN EL PASO 4, EL FRENTE HA AVANZADO 1-1/2 DIAMETROS DE LA SECCION X-X, Y LA RESTRICCION OFRECIDA POR LA PROXIMIDAD DE LA CARA SE ENCUENTRA CONSIDERABLEMENTE REDUCIDA. ESTO CAUSARA DEFORMACIONES RADIALES ADICIONALES DE LAS PAREDES Y TECHO DEL TUNEL COMO SE INDICA POR LAS CURVAS CEG Y BPH. LA DEFORMACION DE CONVERGENCIA INDUCE CARGAS EN EL SISTEMA DE SOPORTE EL CUAL ACTUA COMO UN RESORTE RIGIDO. LA PRESION DE SOPORTE  $P_1$ , DISPONIBLE POR EL SISTEMA DE ADEME CRECE CON LA DEFORMACION RADIAL DEL TUNEL COMO SE INDICA POR LA LINEA DEF.

EN EL PASO 5, EL FRENTE DE EXCAVACION HA AVANZADO TANTO QUE YA NO PROVEE NINGUNA RESTRICCION PARA LA MASA ROCOSA EN LA SECCION X-X. SI NO SE COLOCARA NINGUN SOPORTE, LA DEFORMACION RADIAL CRECERIA COMO SE INDICA EN LAS CURVAS MARCADAS EG X FH. EN EL CASO DE LAS PAREDES, LA PRESION REQUERIDA PARA LIMITAR DEFORMACIONES ADICIONALES SERIA 0 EN EL PUNTO G Y EN ESTE CASO, LAS PAREDES SE MANTENDRIAN EN EQUILIBRIO YA QUE NO EXISTEN FUERZAS ACUMULADAS QUE INDUZCA NUEVAS DEFORMACIONES. POR OTRO LADO, EL SOPORTE REQUERIDO PARA LIMITAR LAS DEFORMACIONES DEL TECHO PASA A UN MINIMO Y CRECE NUEVAMENTE. ESTO SE DEBE A LOS DESPLAZAMIENTOS HACIA ABAJO DE LA ROCA SUELTA EN EL TECHO.

COMO SE ILUSTRAN EN LA PARTE DE ABAJO DE LA FIGURA LA CURVA DE REACCION DEL SOPORTE DEL ADEME INTERSECTA LA CURVA DE DEFORMACION DE LA CARGA EN LOS PUNTOS E Y F. EN ESOS PUNTOS, LA PRESION DE SOPORTE REQUERIDA PARA LIMITAR MAYORES DEFORMACIONES SE ENCUENTRA EXACTAMENTE BALANCEADA POR LA PRESION DE SOPORTE PROPORCIONADA

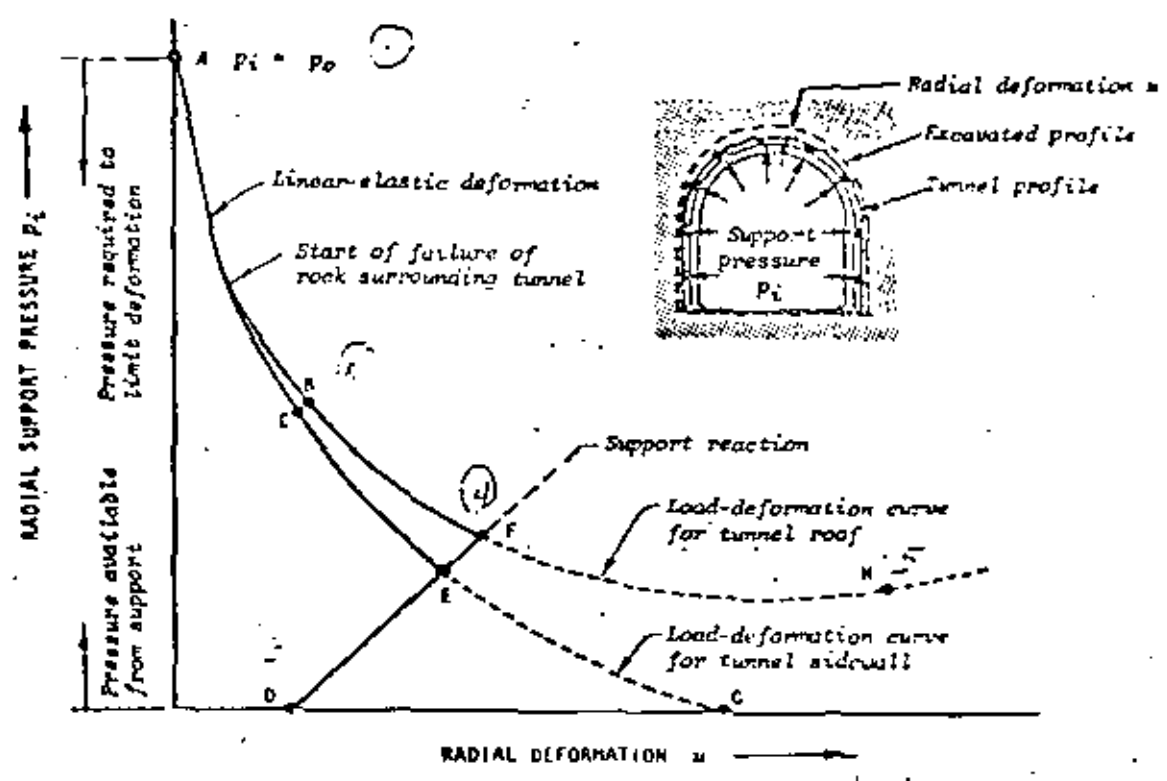
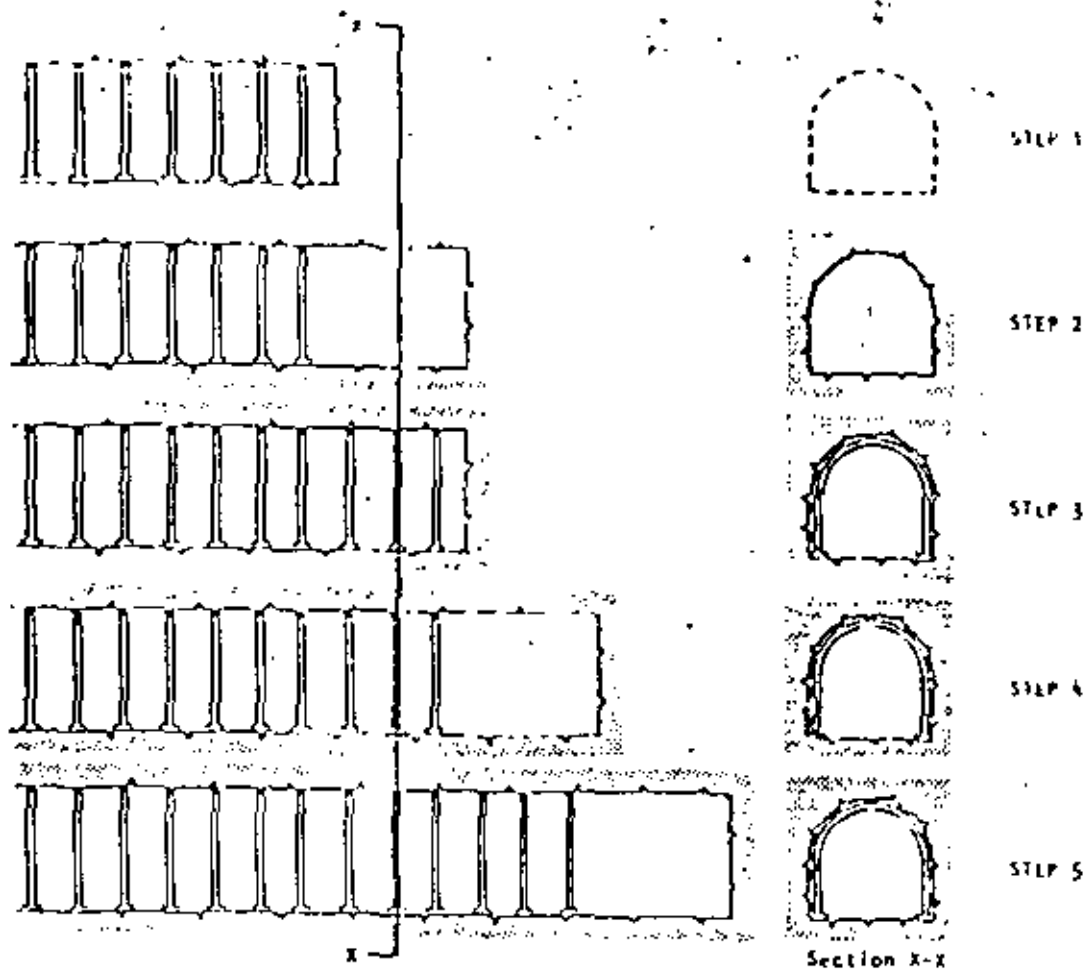


Figure 129: Hypothetical example of a tunnel being advanced by full face drill and blast methods with blocked steel sets being installed after each mucking cycle. The load-deformation curves for the rock mass and the support system are given in the lower part of the figure. (After Baerentzen, 1964).

DE LOS MARCOS DE ACERO Y EL TUNEL, Y POR TANTO EL SISTEMA DE SOPORTE ESTA EN EQUI-  
LIBRIO ESTABLE.

ES EVIDENTE, A TRAVÉS DE ESTE SIMPLE EJEMPLO CUALITATIVO, QUE EL DISEÑO RACIONAL -  
DEBEMOS ENTENDER QUE CONSIDERAR LA NATURALEZA INTERACTIVA DE LAS CARACTERÍSTICAS  
DE LA CARGA-DEFORMACION TANTO DE LA ROCA COMO DEL SISTEMA DE SOPORTE. EN ANÁLISIS  
GENERAL DE INTERACCIÓN SIGNIFICA UN PROBLEMA TEÓRICO EXCESIVAMENTE DIFÍCIL, Y  
A LA VEZ NO EXISTE AUN UNA SOLUCIÓN CUANTITATIVA SATISFACTORIA. EL SOPORTE DEBE  
SER DISEÑADO PARA RESISTIR LAS DEFORMACIONES INDUCIDAS POR EL PESO MUERTO DE LA  
ROCA ASÍ COMO AQUELLA INDUCIDA PARA CAMBIO DE ESFUERZOS EN LA ROCA CIRCUN-  
DANTE A LA EXCAVACIÓN. EN UN CASO EXTREMO, EL CUAL PUEDE OCURRIR EN MASAS ROCOSAS  
VERTICALES A GRAN PROFUNDIDAD, LAS DEFORMACIONES INDUCIDAS POR LOS ESFUERZOS PUEDEN  
SER INSIGNIFICANTES COMPARADAS CON LAS PRODUCIDAS POR EL PESO DE LOS BLOQUES DE RO-  
CA SUELTAS. OBTENIENDO UNA VEZ QUE EL PESO A SOPORTAR HA SIDO ESTABLECIDO, SOLO  
RESTA DISEÑAR UN SISTEMA DE SOPORTE QUE RESISTA DICHO PESO.

UNO DE LOS PRINCIPALES MÉTODOS DE DISEÑO DE SOPORTES, COMO EL PROPUESTO POR TER-  
ZAGHI, SE BASA EN EL DISEÑO DE SISTEMAS DE SOPORTE QUE RESISTIRAN LA CARGA -  
MUERTA, ESTOS TIPOS DE SOPORTE PASIVO SON MUY ÚTILES EN TUNELES SOMEROS DONDE EL  
PESO DE LA CARGA MUERTA DE ROCA JUEGA UN PAPEL DOMINANTE, PERO SU USO SE LIMITA EN  
EXCAVACIONES PROFUNDAS DONDE LAS DEFORMACIONES INDUCIDAS POR LOS ESFUERZOS SON IM-  
PORTANTES.

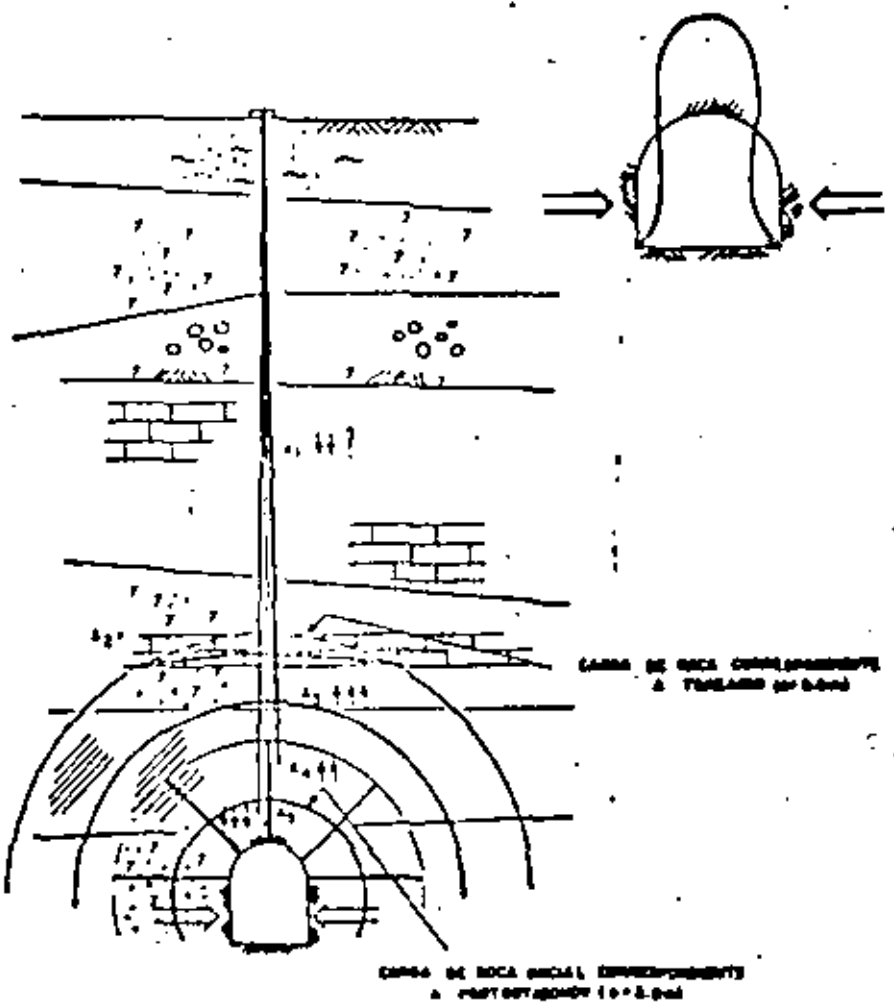
EN FORMA GENERAL EL AUTOR RECOMIENDA EL USO DE ANCLAS O CABLES PARA SOPORTAR CU-  
ERPOS INDIVIDUALES O BLOQUES QUE SON LIBRES DE DESLIZAR O CAER POR SU  
PROPIO PESO. ESTO SE DEBE A QUE ESOS BLOQUES O CUERPOS SE MUEVEN INDEPENDIEN-  
TEMENTE DEL PESO DE LA MASA DE ROCA Y DE AQUEL QUE APLICAN CARGAS CONCENTRADAS O EXCENTRI-  
CAS AL SISTEMA DE SOPORTE. LAS ANCLAS Y LOS CABLES SE ENCUENTRAN MEJOR CAPACITA-  
DOS PARA RESISTIR ESAS EXCENTRICIDADES QUE LOS MARCOS DE ACERO O LOS REVESTIMIE-  
NTO DE CONCRETO, Y POR ELLO ESTOS ÚLTIMOS DEBEN EVITARSE SIEMPRE QUE SEA POSIBLE.  
LA TÉCNICA DEBE ESCOGERSE DE FORMA QUE SE ASEGURE SU FIJACIÓN MÁS ALLÁ DE LAS  
FRONTERAS DEL BLOQUE. EN EL CASO DE ROCAS MASIVAS DURAS CON FRACTURAS MUY ESPACIA-  
DAS, EL USO DE CABLES PUEDE SER LA MEJOR Y MÁS ECONÓMICA SOLUCIÓN. POR OTRO LADO,  
SI LA ROCA SE ENCUENTRA MUY FISURADA, SERÍA PREFERIBLE EL USO DE ANCLAJES. COMO  
REGLA GENERAL EL PRÓXIMO ESPACIAMIENTO ENTRE ANCLAS O CABLES NO DEBE EXCEDER DE  
3 VECES EL ESPACIAMIENTO PROMEDIO DE LAS FISURAS EN LA MASA DE ROCA.

CUANDO SE TRABAJA EN ROCAS BLANDAS FISURADAS EL CONCRETO LANZADO PUEDE RESULTAR  
UNA HERRAMIENTA MUY PODEROSA, YA QUE PERMITE LA DEFORMACIÓN CONTROLADA DE LA RO-  
CA PERMITIENDO EL DESARROLLO DE ESFUERZOS CONTANTES EN EL INTERIOR DE LA MASA -  
ASÍ COMO DE ESFUERZOS TANGENCIALES EN EL CONTACTO CONCRETO-ROCA, QUE JUNTO CON  
LA PRESIÓN CONFINANTE DEL CONCRETO PRODUCE EL CASI AUTOSOPORTE. EN MULTIPLES  
OCASIONES RESULTA CONVENIENTE COMBINAR LOS BENEFICIOS DEL CONCRETO LANZADO CON  
EL DEL ANCLAJE YA QUE, DEBIDO A SUS CARACTERÍSTICAS SIMILARES DE DEFORMABILIDAD,  
FORMAN UN SISTEMA DE ADENE MUY PODEROSO.

HABLAR MÁS A FONDO DEL CONCRETO LANZADO Y DE LOS DIVERSOS TIPOS DE  
ANCLAS REQUERIRÍA DE UN CURSO COMPLETO, POR LO QUE EN ESTA OPORTUNIDAD  
SOLO SE MENCIONAN PARA QUE EL LECTOR LOS CONOZCA Y SI LE INTERESAN  
SE PROFUNDIRA EN EL TEMA.

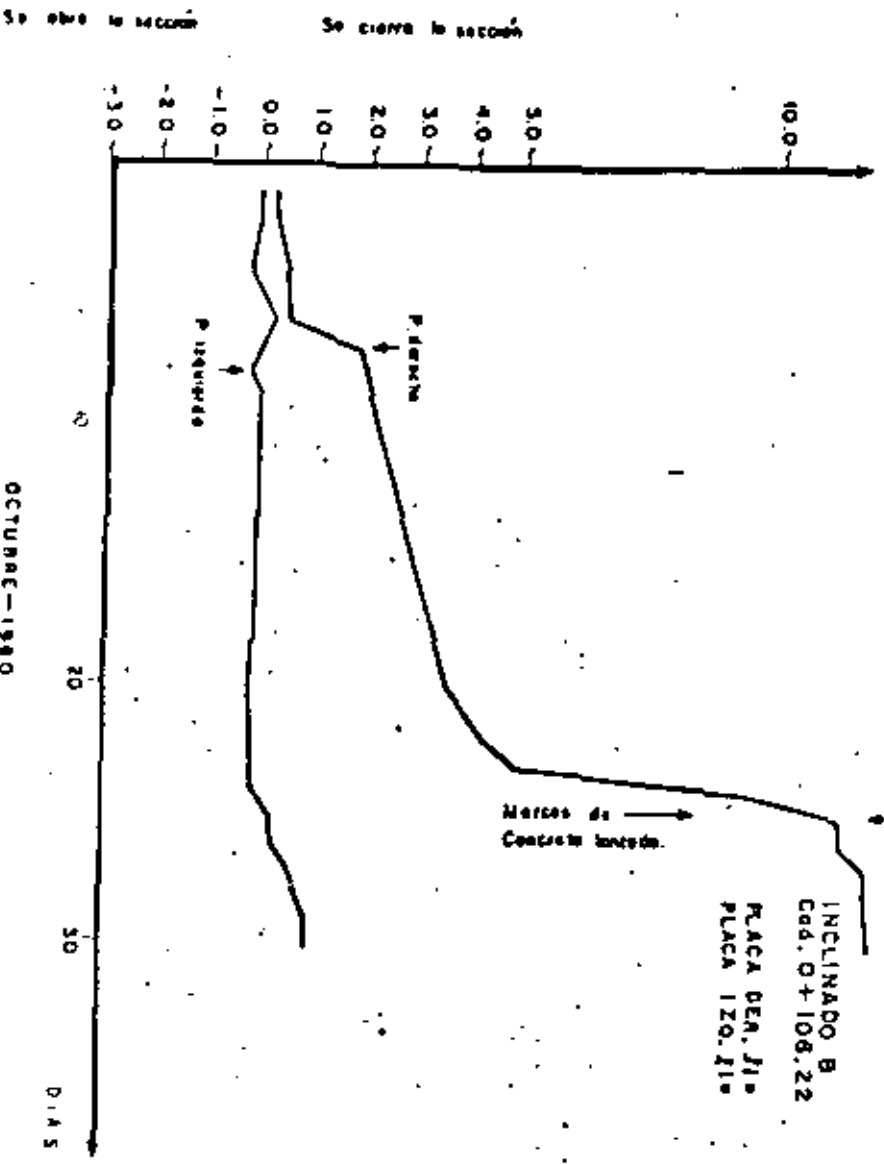


DERRUMBE DEL CADENAMIENTO 0+122.16  
INCLINADO "A"



TORNILLO MICROMETRICO

DEF. EN MM.



OCTUBRE-1980



DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION

CONTROL DE VIBRACIONES PRODUCIDAS POR VOLADURAS

DR. BENJAMÍN CELADA TAMAMES

MAYO, 1983

I CURSO SOBRE EL CONTROL DE VIBRACIONES  
PRODUCIDAS POR VOLADURAS

CONTROL DE VIBRACIONES PRODUCIDAS  
POR VOLADURAS

Benjamín Celada Tamames  
Dr. Ingeniero de Minas

- 1.- Introducción
- 2.- El fenómeno físico de la explosión
  - 2.1.- Energía de la voladura y su distribución
  - 2.2.- Onda aérea
  - 2.3.- Las vibraciones en el terreno.
- 3.- Leyes de propagación
- 4.- Vibraciones en edificios
  - 4.1.- Energía del tren de ondas y su transmisión a todo el edificio
  - 4.2.- Densidad de la excitación
  - 4.3.- Duración de la excitación
  - 4.4.- Tipo de terreno en el que se asienta el edificio
  - 4.5.- Tipo de cimentación
  - 4.6.- Tipo de estructura y altura del edificio
- 5.- Acciones sobre la roca remanente
- 6.- Conclusiones
- 7.- Bibliografía

1.- EFECTOS PRODUCIDOS POR LAS VOLADURAS

Benjamín Celada Tamames  
Dr. Ingeniero de Minas.

1.- Introducción

La técnica actual de voladuras se orienta hacia la producción de la rotura frágil de las rocas aprovechando para ello la energía proporcionada por la explosión y el efecto de disipación de las altas presiones generadas a través de las fracturas existentes en el macizo rocoso.

A partir de esta idea está claro que el estado estructural del macizo juega una importancia esencial que va a condicionar notablemente el correcto diseño de una voladura. En la realidad los macizos rocosos en muy pocas ocasiones pueden ser considerados como homogéneos de tal forma que normalmente en una voladura de dimensiones importantes habrá puntos en los que la carga de explosivos resulte excesiva y por el contrario en otros puntos la carga será insuficiente lo cual acarrea posteriores problemas para conseguir un frente de arranque uniforme. De todo esto se deduce que en la práctica existe una - -

cierta tendencia hacia el sobre-dimensionado de las voladuras.

También hay que tener en cuenta que la transmisión de la energía producida por la explosión se hace, en primer lugar, a través del aire con lo cual solo una parte de la energía producida es aprovechada para producir el efecto de fragmentación de las rocas.

A la vista de lo anterior hay que concluir que tanto por la tendencia a sobredimensionar la carga de la voladura como por el medio en que se transmite la energía de la explosión, tan solo una fracción de la energía disponible se emplea realmente en fragmentar la roca existiendo un exceso de energía que fundamentalmente se pierde en fenómenos perturbadores como son la proyección de rocas y ondas aéreas de sobrepresión y trenes de vibraciones que se propagan por el interior de los macizos rocosos afectando a todo tipo de estructuras que están asentadas en él, y consiguientemente, a las personas que las ocupan.

Por último hay que tener presente que las superficies de los macizos rocosos que se crean después de una voladura pueden presentar notables problemas de inestabi-

lidad si no se han tomado las medidas oportunas para que la roca remanente se vea afectada lo menos posible por los efectos de la explosión.

En lo que sigue expondremos el estado actual de conocimientos referente al fenómeno físico de la explosión, las leyes de propagación de las vibraciones, la transmisión de las vibraciones a los edificios y las acciones sobre la roca remanente.

## 2.- El fenómeno físico de la explosión

Esquemáticamente el proceso que caracteriza al fenómeno de una voladura, sería el siguiente:

- 1) El explosivo posee una cantidad de energía química -- que se transforma en energía física durante el disparo.
- 2) La energía física consiste en una liberación de gas que al estar confinados alcanzan unas presiones muy elevadas.

- 3) Las presiones rompen la roca a tracción y la energía se disipa, una vez abiertas grietas que liberan los gases, por pérdidas en calor, energía cinética de movimiento de bloques y efectos parásitos de onda aérea de choque y de vibraciones en el terreno.
- 4) La onda aérea provoca el ruido de la pega y el es de gran intensidad puede producir otros efectos indeseables como rotura de cristales, etc. etc.
- 5) Las vibraciones en el terreno se transmiten en forma de ondas de distintas características, según el tipo de movimiento que induzcan en la partícula, y con distintas velocidades, lo que permite diferenciar espacialmente tres áreas concéntricas con el punto de generación, a saber, el "near field", el "middle field" y el "far field".
- 6) En los distintos tipos de ondas pueden considerarse dos factores de amortiguamiento, el geométrico y el interno. El geométrico depende de la forma de expansión o de transmisión direccional de la onda, mientras que el interno son las pérdidas por rozamiento entre las partículas del suelo.

Dentro de todo este capítulo, se estudiarán con cierto detalle teórico los epígrafes 4, 5 y 6, que son los que deben considerarse de cara al establecimiento de una normativa para el control de daños por vibraciones y mantenimiento de un cierto confort a pesar de las vibraciones y el ruido.

## 2.1. Energía de la voladura y su distribución.

Los cambios químicos que se producen cuando un explosivo se transforma de sólido a gas, se desarrollan de distinta forma según el tipo de explosivo, e incluso con variaciones notables en un mismo explosivo según las condiciones de confinamiento. El proceso puede ser, en el límite, como el simple escape de los gases cuando se forman en el caso de confinamiento nulo, en cuyo caso la velocidad es muy lenta. Por el contrario, en el caso de confinamiento, el proceso se ve muy acelerado de forma que se completa antes de que los gases hayan podido expandirse apreciablemente, en cuyo caso se habla de explosión. Así las presiones originadas alcanzan valores de 150 a 300 kilobares, con temperaturas de los gases del orden de los  $5.000^{\circ}\text{K}$ .

De esta forma, la capacidad rompedora del explosivo dependería en principio no sólo de su energía específica, sino de la rapidez con que se libera esta energía.

El Bureau of Mines (Fogelson et al, 1.959) en varias pruebas realizadas en granito con distintos tipos de explosivos, obtuvo que sólo del 10 al 20% de la energía era transmitida a la roca. Asimismo, en estos ensayos se vio que la cantidad de energía transmitida era proporcional al producto de la densidad y la velocidad de detonación, definiendo un parámetro que llamaron impedancia característica del explosivo, asimismo definieron como impedancia característica de la roca el producto de su densidad por la velocidad de propagación de las ondas longitudinales. La conclusión principal era que los explosivos que tienen mayores impedancias características y por tanto más próximas a la de la roca, transfieren más energía a ésta.

Por tanto, para los explosivos que se emplean en España, según catálogo, se tendrían impedancias características variando de -

1.500 a 7.300 Kg.  $\times$  m/cm<sup>3</sup>  $\times$  seg., correspondiendo el valor más bajo a la nagolita y el más alto al la Goma 2-EC.

Más recientemente otros autores ( Johansson y Persson, 1.970 ) han estimado que el rendimiento del explosivo es más alto, con una transmisión a la roca del orden del 50% del que un 10% se disipa en energía cinética de lanzamiento de los fragmentos.

Evidentemente, en cualquier caso la energía que se transmite a la roca depende fundamentalmente de todos los factores de proyecto de la pega, esto es, profundidad de barrenos, retacado, situación de la carga, etc.

El efecto rompedor de la energía transmitida se debe a un conjunto escalonado de fenómenos, cuya duración debe ser mucho mayor que el tiempo de reacción total del explosivo (pocos milisegundos). De acuerdo con las últimas teorías, este efecto se debe a los siguientes fenómenos :

- a) Por la ignición del explosivo se produce una onda de choque en el interior del barrero, que puede asimilarse a una onda rectangular en caso de explosivos de rápida detonación. Esta onda provoca por un lado, una pulverización del material existente en las proximidades del barrero por impacto no ondulatorio (rotura de equicompresión) en un radio que puede suponerse proporcional al diámetro del barrero (Persen, 1.975). Así, se tiene :

$$a = K \cdot r_D$$

siendo

a : radio de la cavidad pulverizada

$r_D$  : radio del barrero

K : constante que experimentalmente se comprueba - que varía de 2 a 4 (Persen, 1975) o de 2 a 3 (Henrych, 1979).

- b) A partir de la zona pulverizada y sobre el material no roto impacta la onda de choque que induce sobre el terreno una onda plástica que al amortiguarse en su avance pasa rápidamente a ser onda elástica.

Esta onda que transmite compresiones en el sentido radial, induce tracciones en el sentido tangencial como - puede comprobarse mediante cálculo estático. En las zonas de tracciones se abren grietas (que serán radiales), en cuya apertura se disipa parte de la energía de la pega. Según Henrych (1.979) el diámetro de la zona de apertura de grietas es de 5 a 6 veces el diámetro del barrero.

- c) Los mecanismos de rotura serían prácticamente sólo los anteriores en el caso de barrenos sin frente libre (zapateras, etc.). En el caso de frente libre, la onda de -- compresión se refleja en el frente originando una onda de tracción que arranca la roca con grietas paralelas al frente, siendo éste el efecto rompedor fundamental de la voladura.
- d) La energía sobrante se disipa en movimiento de bloques (energía cinética), en onda aérea y en vibraciones (energía ondulatoria).

## 2.2.- La onda aérea.

Si una carga explosiva se detona al aire libre se forma una onda de presión que se traslada a velocidades superiores a la del sonido. Por ser el aire un material compresible, absorbe parte de la energía de la onda de presión que posteriormente libera mediante la expansión de estos gases calientes, lo que por efectos inerciales causa depresiones en esos puntos.

Al principio, la onda de presiones se traslada a velocidades muy altas, pero a distancias de 20 a 50 veces el diámetro de la carga la velocidad ha disminuido hasta niveles próximos a la sónica. A partir de esas distancias, esta onda se propaga de acuerdo con las condiciones de temperatura, viento y obstáculos como edificios, arboledas o colinas. En la fig. 1 se representa la relación entre la velocidad de la onda de choque y la sobrepresión de ésta, considerando compresión adiabática. En la tabla 1 se dan los distintos valores de la velocidad sónica en función de la temperatura.

En los puntos próximos a la explosión las ondas de presión abarcan un amplio rango de frecuencias, incluyendo las del espectro audible que producen el ruido de la pega. Sin embargo, la mayor parte de la energía corresponde a frecuencias menores de 100 Hz., con valores pico entre 4 y 40 Hz. (Lect. 1.960).

La máxima sobredepresión que llegue a un punto a determinada distancia del explosivo depende de muchos factores: cantidad de explosivo, grado de exposición al aire libre, condiciones atmosféricas, etc.

Aunque es muy difícil separar estos factores y poder determinar la importancia relativa de cada uno, si se ha podido comprobar que uno de -

FIG. 1 - Velocidad de la onda aérea en función de la sobrepresión pico.

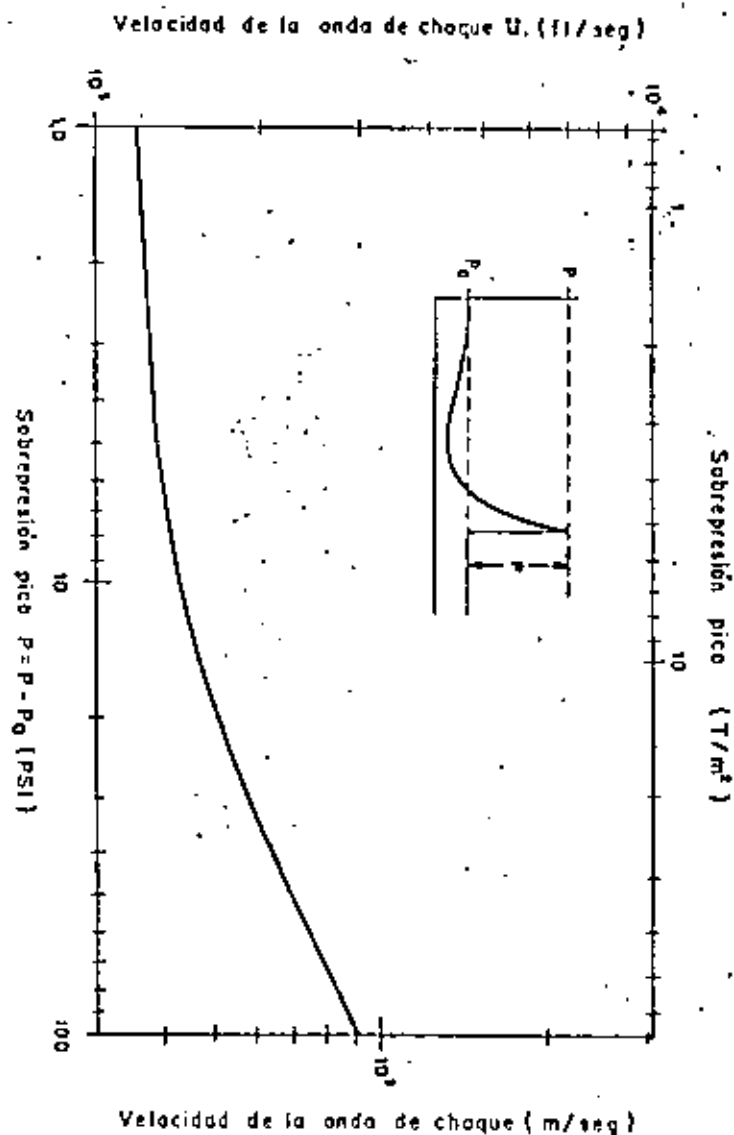


TABLA 1

Temperatura		velocidad	
F	C	ft/sec	m/seg.
-40	-40.0	1005	306.3
-30	-34.4	1017	310.0
-20	-28.9	1029	313.6
-10	-23.3	1040	317.0
0	-17.8	1052	320.6
10	-12.2	1063	324.0
20	- 6.7	1074	327.4
30	- 1.1	1085	330.7
40	4.4	1096	334.1
50	10.0	1107	337.4
60	15.6	1118	340.8
70	21.1	1129	344.1
80	26.7	1139	349.2
90	32.2	1150	350.5
100	37.8	1160	353.6
110	43.3	1170	356.6
120	48.9	1180	359.7
130	54.4	1190	362.7
140	60.0	1200	365.8
150	65.6	1210	368.8
160	71.1	1220	371.9
170	76.7	1230	374.9
180	82.2	1239	377.6

TABLA 1

Velocidad sónica en el aire en función de la temperatura.

los factores determinantes en mayor grado es la exposición de la carga al aire libre, esto es, para voladuras urbanas e industriales el grado de retacado del barreno. Así en la tabla 2, debida a Cook (1, 958), puede verse las máximas sobrepresiones para distintos grados de retacado, destacando que incluso para retacados de menos de 1 m. la reducción en la onda aérea es muy notable.

Con un análisis más detallado del fenómeno, puede verse que se producen dos ondas de presión diferentes, una debida a la deformación de la superficie del suelo y la otra al escape por las fisuras de los gases de la explosión. De ambas, la primera es la inicial en el tiempo y con valores poco mucho menores que la segunda (fig. 2). Así pues, el efecto de la onda aérea para el control de daños se reduce al estudio de la onda producida por el escape de los gases.

En general, para un punto situado a una determinada distancia del explosivo, el valor de la sobrepresión depende de la profundidad reducida considerando la raíz cúbica de la carga. Esto es definiendo una profundidad a escala :

$$D^* = D/W^{1/3} \quad (2)$$

con :

D = Profundidad de la carga.

W = Valor de la carga.

Para relacionar las sobrepresiones entre dos puntos situados a distintas distancias, se ha comprobado que su dependencia es asimismo respecto a la distancia reducida considerando la raíz cúbica de la carga.

Esto es :

$$R^* = R/W^{1/3} \quad (3)$$



Carga de explosivo (Kg)	Retacado ( m )	Frecuencia dominante Hz		Sobrepresión pico ( t/m <sup>2</sup> )	
		2000 m.	9000 m	2000 m	9000 m
45	0	12	5,5	0,002	0,00015
450	0,60	10	4,2	0,004	0,0002
4500	0,60	10	4,5	0,005	0,00015
22500	1,80	8	-	0,013	0,00015
22500	1,80	8	6,0	0,016	0,00007
45000	3,00	-	5,5	0,040	0,0002

TABLA 2.- Sobrepresión y frecuencias de la onda aérea, medidas a 2000. y 9000 m., de voladuras con T.N.T. en Toole Ordnance. Disparos en las mismas condiciones atmosféricas. (Cook, 1958).

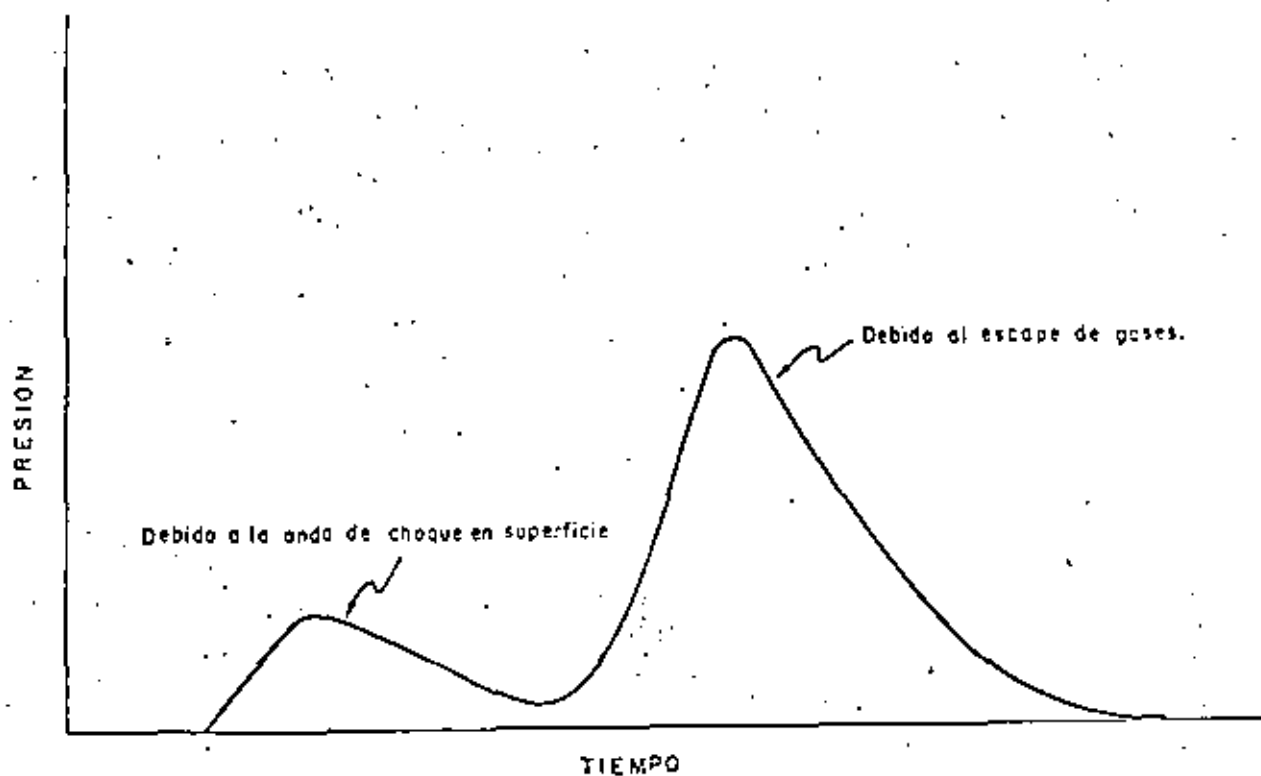


FIG. 2- Ondas aéreas producidas por la explosión

Con :

$R$  = Distancia del punto a la carga.

$W$  = Valor de la carga.

En la fig. 3 se representan las sobrepresiones para distintas profundidades de la carga debidas a la deformación del suelo y al escape de los gases. Como se ve, para una misma distancia reducida, puede encontrarse una correlación potencial que permite ajustar bastante bien todos estos puntos.

También para una misma profundidad reducida, las sobrepresiones en distintos puntos pueden correlacionarse en forma potencial con su distancia reducida. En la fig. 4, que refleja las experiencias realizadas por el Bureau of Mines, se representan las correlaciones entre la sobrepresión y la distancia reducida para distintos valores de la profundidad de barreno, relacionado éste último con la piedra dividida entre la raíz cúbica de la carga. Puesto que en la sobrepresión influye muy notablemente el ratacado, el Bureau recomienda una longitud de ratacado de 30 veces el diámetro del barreno.

El efecto del tipo de terreno en que se realice la voladura ha sido estudiado entre otros por Vortman (fig. 5), recogiendo datos de medidas realizadas en distintos puntos. Puede apreciarse que no hay diferencias significativas debidas a las características del material, aunque sí hay un descenso apreciable de la onda sónica con el contenido en humedad del terreno.

Por tanto, los conocimientos actuales respecto a la onda sónica pueden resumirse en los siguientes puntos :

- a) Para un punto situado a la misma distancia, la sobrepresión puede correlacionarse potencialmente con la profundidad reducida.
- b) Para una misma profundidad reducida, las sobrepresiones pueden correlacionarse potencialmente con la distancia reducida.
- c) El grado de ratacado es un factor que afecta fundamentalmente a la sobrepresión de la onda sónica.
- d) El tipo de terreno en que se realice la detonación no afecta en forma fundamental, salvo en sus propiedades derivadas de su grado de humectación. Los materiales húmedos reducen notablemente el nivel de la onda sónica.

### 2.3.- Las vibraciones en el terreno.

Como se ha comentado en el estudio de la dinámica de la voladura, la onda plástica generada por la onda de choque se transmite radialmente a partir de la pega pasando rápidamente a onda elástica, por la mayor amortiguación de la primera.

La amortiguación de una onda se debe a la conjunción de dos efectos :

- a) Un amortiguamiento geométrico debido a la propia expansión de la onda en que la energía debe repartirse progresivamente en cada vez mayor superficie.
- b) Un amortiguamiento interno por disipación de energía que se absorbe en el rozamiento entre partículas.

Las ondas plásticas disipan rápidamente su energía por amortiguamiento interno, ya que por un lado las deformaciones plásticas absorben -- gran cantidad de ésta, y por el otro lado las roturas frágiles a tracción transforman la energía ondulatoria en cinética al comunicar a los bloques rotos una fuerza impulsiva.

Por estas causas y a distancias muy reducidas del barrero ( 5 a 6 diámetros ), las ondas se han amortiguado lo suficiente para pasar a ondas elásticas.

Dentro de las ondas elásticas que se transmiten en un medio, pueden distinguirse varios tipos según el movimiento de partículas que induzcan. Además, cada tipo de ondas tiene su propia celeridad por lo que pueden separarse fácilmente en las mediciones. Actualmente se consideran los siguientes tipos de ondas elásticas :

- a) Ondas primarias, longitudinales o de compresión (P) . - Son ondas de compresión con movimiento de partículas en la dirección de propagación de la onda. Son las de mayor celeridad y se transmiten tanto por el interior del medio como por su superficie.
- b) Ondas secundarias, transversales o de cortante (S). Sólo se transmiten en materiales susceptibles de soportar esfuerzos de corte y el movimiento de las partículas es perpendicular a la dirección de propagación. Se transmiten tanto por el interior del medio como por su superficie, pero en el caso de terrenos incoherentes están polarizadas según la superficie de separación de ambos medios.
- c) Ondas Rayleigh (R). Sólo se transmiten por la superficie

del medio, (o por cualquier otra superficie de separación entre medios) y los movimientos de partículas asociados son elipses recorridas en sentido antihorario. Estas ondas fueron teóricamente predichas por Lord Rayleigh (1885) y comprobadas por primera vez en sismogramas de terremotos (Leet, 1931).

- d) Ondas Love (Q), con el nombre de su descubridor teórico ( Love, A., 1911 ). Son ondas que sólo se transmiten por la superficie con movimiento de partículas perpendicular a la dirección de propagación pero con componente nula según la normal a la superficie.
- e) Ondas C. Este tipo de ondas observado en las proximidades del punto de la pérga, por Leet (1939) se caracterizan porque los movimientos de sus partículas son equivalentes a las de un acoplamiento entre ondas P y S. Como se discutirá posteriormente, hasta cierto punto resulta impropia la definición de este fenómeno como un distinto tipo de onda.
- f) Ondas hidrodinámicas (H). Conocidas por ser el movimiento normal de una onda superficial en el agua, este tipo fue detectado en las pruebas de la primera bomba atómica (Leet, 1946). El movimiento es del mismo tipo que el de la onda R, pero con movimiento de partícula en sentido horario.

De todos estos tipos de ondas, sólo tiene interés en el estudio de vibraciones por voladuras las P, S y R. Esto se debe a que las ondas Love y C, no pueden separarse de las anteriores por lo que su distinción teórica no tiene mayor interés práctico, mientras que las ondas H solo se

producen en el caso de grandes explosiones y sobre materiales que de hecho estarían plastificados.

La celeridad o velocidad de propagación de las ondas suele suponerse que es función de las características del material e independiente de la frecuencia y amplitud de la vibración. En el caso de semiespacio elástico homogéneo, dichas velocidades vienen dadas por:

$$\text{- Ondas P} \quad V_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}} \quad (4)$$

$$\text{- Ondas S} \quad V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (5)$$

$$\text{- Ondas R} \quad V_r = K^2 \times V_s \quad (6), \text{ siendo } K \text{ función}$$

$$\text{de} \quad \frac{\lambda}{2(\lambda + G)}$$

$G$  y  $\lambda$  representan las constantes de Lamé.

En la fig. 6 se representa la relación entre las velocidades de las ondas P y R, respecto a la onda S en función del coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), en el caso teórico de semiespacio elástico homogéneo.

Conociendo las celeridades de los tres tipos de ondas fundamentales, puede predecirse fácilmente qué ondas llegarán a un punto dado suficientemente alejado del punto donde se produce la perturbación.

En el caso de semiespacio elástico homogéneo este fenómeno fue descrito por Lamb (1904), y sus conclusiones pueden resumirse en la fig.7 como se ve el movimiento del punto presenta tres picos correspondientes a la llegada de las ondas P, S y R. Los movimientos verticales y -----

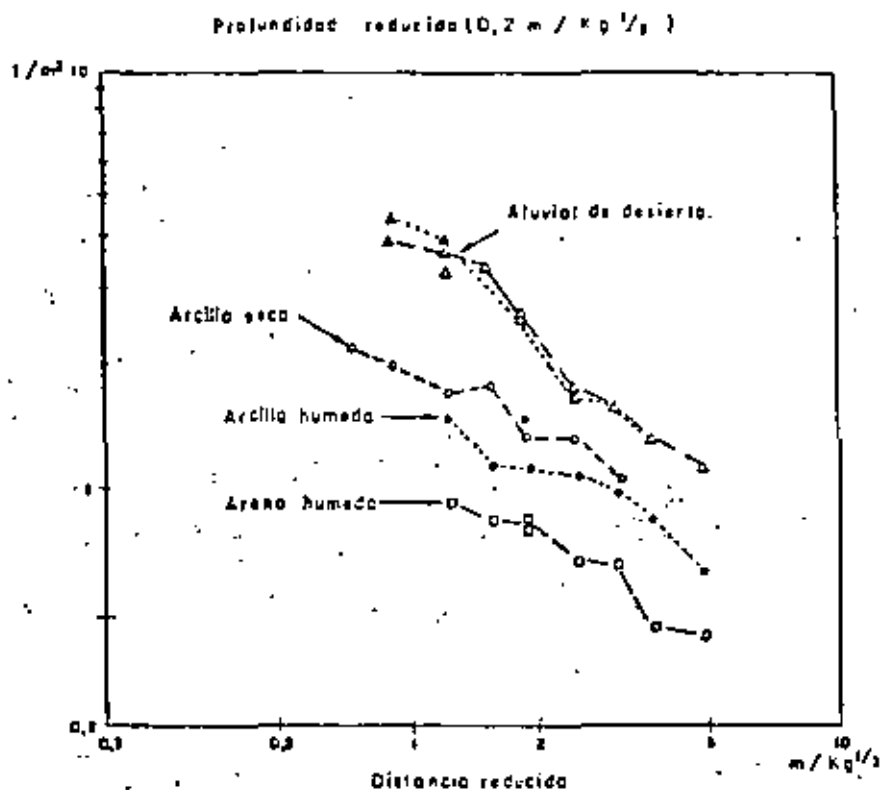


FIG. 5 - Efecto del medio en la sobrepresión debida al escape de gases. (VORTMAN)

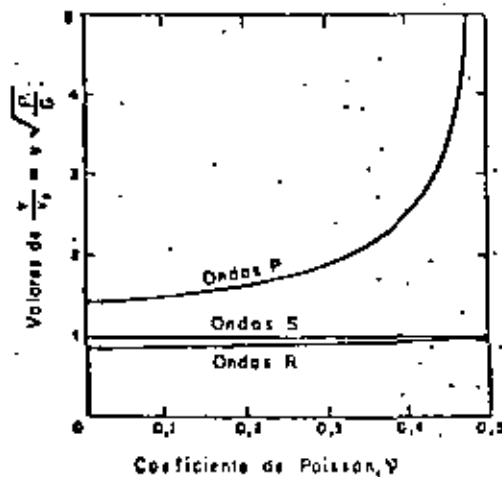


FIG. 6 - Relación entre el coeficiente de Poisson,  $\nu$  y las celeridades de las ondas P, S y R en un semiespacio elástico homogéneo. (RICHART, 1962)

horizontales longitudinales se representan separadamente. Una partícula en la superficie experimenta primeramente una oscilación a la llegada de la onda P, seguida de un periodo de reposo hasta la siguiente oscilación al llegar a la onda S. Estas oscilaciones se designan como perturbaciones menores ya que están seguidas por una de amplitud mucho mayor, la perturbación mayor, en el momento de la llegada de la onda S.

El intervalo entre las llegadas de las ondas se va haciendo mayor al aumentar la distancia al mismo tiempo que se amortiguan sus amplitudes, con mayor amortiguamiento en las perturbaciones menores que en la mayor, de forma que a distancia muy alejadas sólo se detecta la llegada de la onda R.

A partir de las componentes horizontal y transversal puede obtenerse el movimiento de la partícula que resulta ser una elipse recorrida en sentido antihorario.

Los registros de movimientos reales son mucho más complejos que los teóricos de la fig. 7, debido a la diferencia entre el semiespacio elástico homogéneo y un terreno real. Estas diferencias se deben a la estratificación del terreno, efecto de juntas, fuentes de impactos múltiples en vez de simple impacto, etc. Sin embargo, estos registros de movimientos reales coinciden con el caso teórico en el predominio de las ondas R sobre las P y S desde el punto de vista de amplitudes para puntos suficientemente alejados. Es de interés el conocer en estos puntos cuál es la distribución de energía entre los tres tipos fundamentales de ondas.

En la fig. 8, debida a Woods (1968) se representa la forma de propagación de las ondas y el porcentaje de energía en el caso de placa circular con vibración armónica vertical en un semiespacio elástico homogéneo.

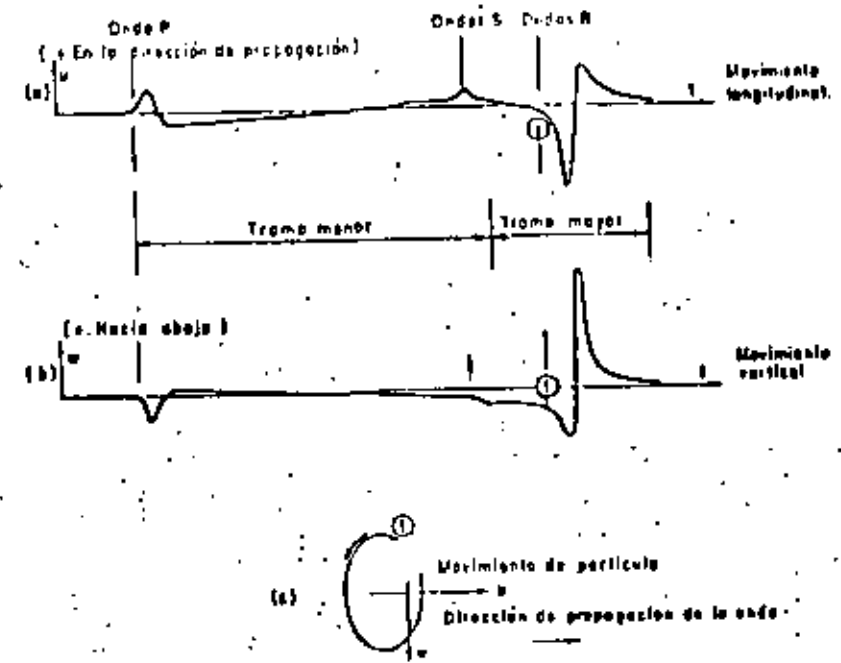


FIG. 7. Tren de ondas de una fuente superficial puntual en un medio ideal (LAMB, 1904)

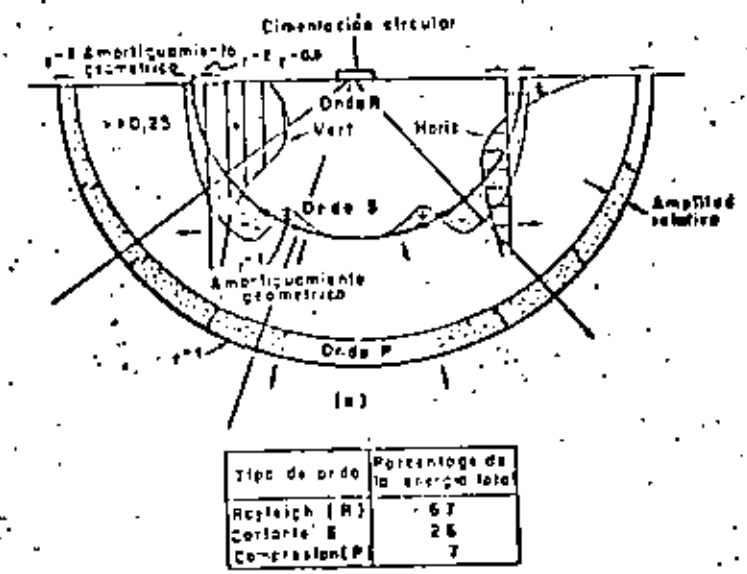


FIG. 8. Distribución de los ondas elásticas inducidas por la vibración de una cimentación circular en un semiespacio elástico homogéneo.

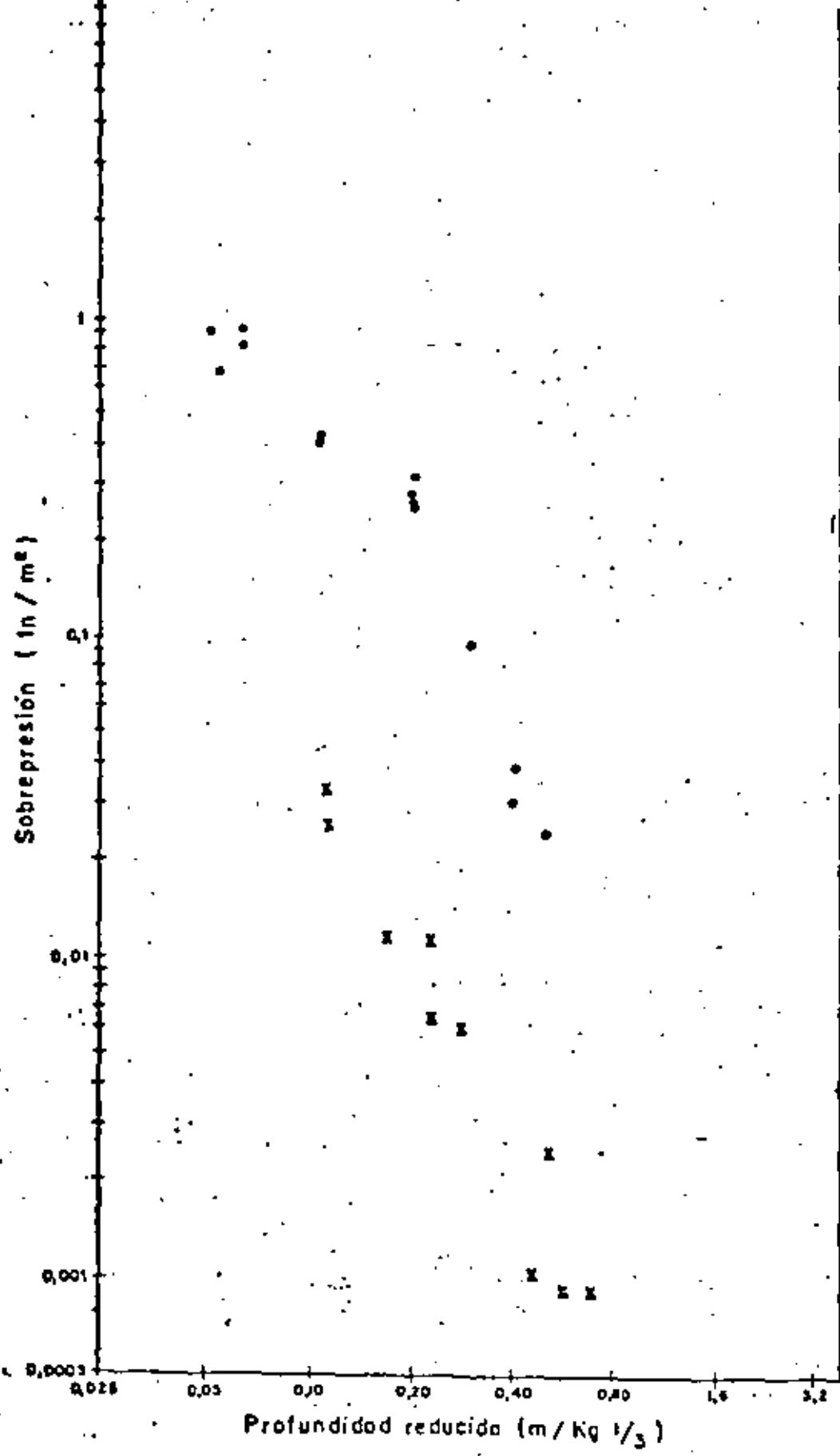
coeficiente de Poisson  $\nu = 0,25$ , y para un campo de ondas suficientemente alejado de la fuente. Como puede verse, las ondas P y S tienen una propagación radial con un frente de onda semiesférico y un amortiguamiento geométrico proporcional al inverso del cuadrado de la distancia, mientras que las ondas R tienen un frente de onda de propagación cilíndrica con un amortiguamiento geométrico proporcional al inverso de la raíz cuadrada de la distancia.

Para un mismo frente y un mismo instante, las amplitudes de una onda R se atenúan de forma notable con la profundidad como puede verse en la fig. 9 (Richart, 1970), con toda la energía concentrada prácticamente en una longitud de onda.

Siguiendo con la fig. 8, debe destacarse que el mayor porcentaje de la energía ondulatoria se transmite en forma de ondas R para el caso de vibración vertical armónica de una placa circular, en este supuesto las mayores amplitudes se tendrían en la dirección vertical y radial (que es el plano de movimiento de la onda R) y la componente transversal sería muy reducida.

No se han hecho estudios teóricos para el caso de vibraciones por impactos del tipo de las voladuras en que se haya determinado explícitamente el reparto de energía (Lamb en 1964 estudió la expansión de una cavidad esférica en un semiespacio elástico, pero no llegó a calcular la distribución energética), pero por las medidas realizadas puede estimarse que la distribución energética debe ser más equitativa entre los tres tipos de ondas en el caso teórico, y en el caso real por efecto de heterogeneidades no puede en principio conocerse cual es la dirección de mayor amplitud, sin embargo se admite en la práctica que la mayor parte de la energía es transportada por las ondas R, de acuerdo no sólo con la distribución original sino con el mayor amortiguamiento geométrico de los otros tipos de ondas.

74



- Escapa de gases.
- × Onda de choque en superficie.

FIG. 3.- Sobrepresión pico de la onda aérea



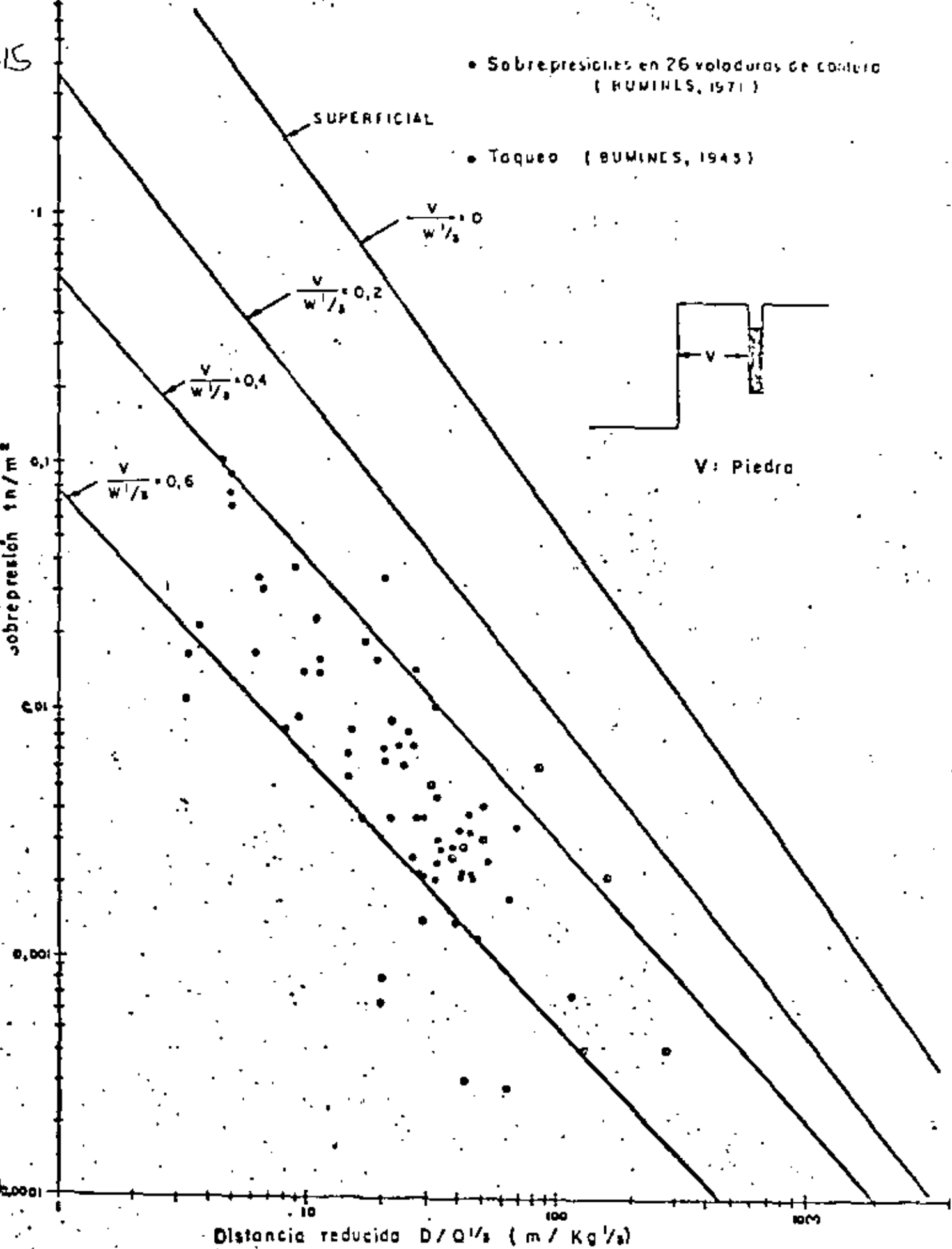


FIG. 4 - Sobrepresión en función de la distancia reducida para voladuras con frente libre.

16 En la fig. 10 (Skipp, 1978) se representa la relación entre el módulo del vector desplazamiento total y el valor del máximo desplazamiento direccional. Como puede verse en los datos recopilados en la figura no puede verse un predominio de ninguna de las componentes, aunque no se dan las condiciones de cada medición y por tanto estos resultados son bastante discutibles y se comprobaron con los obtenidos por el IGME en la campaña realizada.

Las celeridades de las ondas P están para los suelos y rocas en el rango de 100 a 5.000 m/seg. y las de las ondas R y S de 200 a 3.000 m/seg. En la tabla 3 (Clark, 1966 y Heiland, 1940) se dan los valores de la densidad y celeridades de las ondas en distintos tipos de materiales, supuesto un coeficiente de Poisson de 0,30.

Las longitudes de onda para el rango de frecuencias de 5 a 50 Hz., rango en el que se transmite la mayor parte de la energía para puntos suficientemente alejados, varían de 200 a 1.000 m. para las ondas P y de 4 a 400 m. para las ondas R y S. (Skipp, 1978). Se comprueba asimismo que los valores del periodo fundamental se conservan durante su recorrido hasta su total atenuación, a no ser que haya una variación fundamental en las características del terreno.

En el caso de voladuras, puede adoptarse (Ladegaard-Petersen y Dally, 1975) que el periodo fundamental de las ondas R corresponden a una longitud de onda de aproximadamente  $3,5h$ , donde  $h$  es la profundidad de la carga.

Así y como se desprende de todo lo anterior, desde el punto de generación pueden distinguirse dos zonas :

- a) La zona en que los puntos están suficientemente alejados de la pega (farfield) y en la que las ondas están totalmen

17

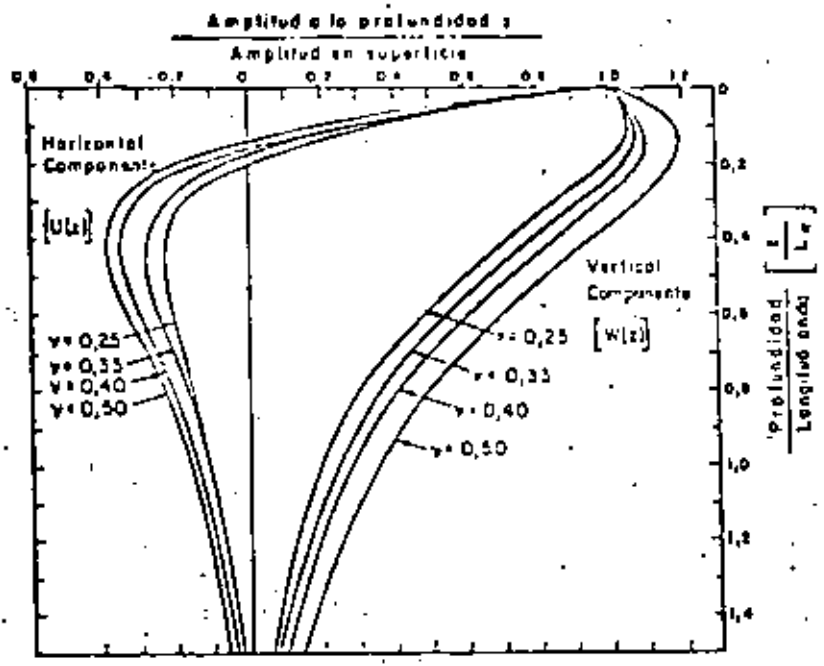
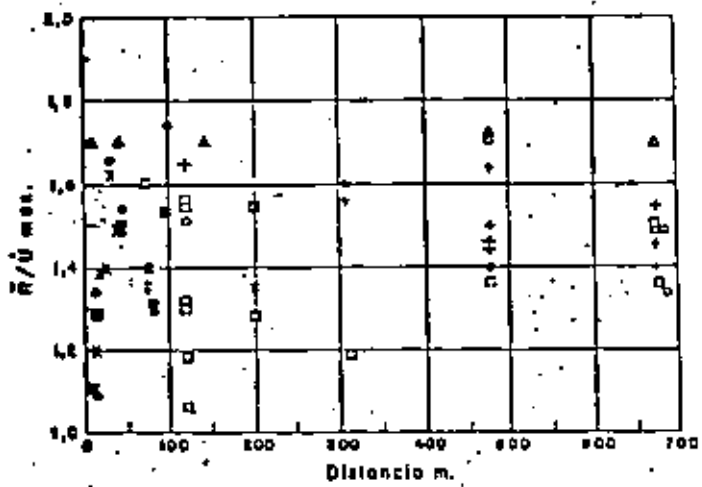


FIG. 9 - Variación de la ampliación con la profundidad para las ondas Rayleigh (R).



LEYENDA

IMPACTO	EXPLOSIVOS
●	Componente máximo
○	Vertical
⊙	Radial
⊕	Transversal
△	Iguales

FIG. 10 - Relación entre la componente de pico máxima y el módulo del vector pico ( $R^2 = x^2 + y^2 + z^2$ )

TABLA. 3

MATERIAL	P VELOCIDAD (m/seg)	S VELOCIDAD (m/seg)	DENSIDAD (g/cm <sup>3</sup> )
Granito	13,000-17,000	7,000-11,000	2.61
Goble	21,500	11,500	2.94
Basalto	18,100	10,600	3.00
Dunite	21,700	13,400	3.28
Albano	8,000-14,000	3,000-10,000	2.45
Limellita	10,000-20,000	8,000-10,000	2.65
Esquistos	6,000-13,000	3,500-7,500	2.35
Sol común	14,400-21,500	---	2.20
Yeso	7,000-12,000	3,500	2.30
Pizarra de techo	12,000-14,000	9,400	2.80
Marga	19,000	11,500	2.75
Cuarzo	19,850	---	2.85
Pizarra	14,900	9,500	2.80
Gnais	15,500-18,500	---	2.65
Aluviones	1,650-6,500	---	1.54
Arillo	3,700-9,200	1,900	1.10
Seda	500-2,500	300-1,800	1.1-2.0
Tritro	1,500	---	1.5-2.0
Arroz	4,000	1,500	1.95
Agua	4,900	0	1.0
Hielo	11,000	---	0.9
Aire	1,120	0	---
Acero	70,000	10,000	7.70
Hierro	19,000	10,500	7.85
Aluminio	21,500	9,800	2.70
Hormigón	11,700	7,100	2.7-3.0
Pedregos	7,700	5,000	---
Celulosa	11,600	5,600	---

TABLA.3.- Valores típicos de las celeridades de las ondas P, S y R.  
(Datos de Clark, 1966 y Helland, 1940)

18

te separadas y no identificables individualmente. En este área no hay interferencia primaria entre ondas, y al puede haber interferencias secundarias por efecto de discontinuidades y heterogeneidades del material (Prange, 1978). Los conceptos anteriormente expuestos sobre celeridades y movimientos son sólo aplicables a esta zona.

- b) La zona próxima al punto de generación (nearfield) en que actualmente no se conoce qué tipos de ondas son las que se propagan, si bien la tendencia práctica actual es considerarlas como un único tipo de onda.

Del nearfield se sabe que para distancias muy reducidas respecto al punto de generación empieza a propagarse una onda plástica, que pasa a ser rápidamente elástica por la alta amortiguación interna de la primera.

La onda elástica se admite que está constituida por el acoplamiento de los tres tipos fundamentales P, S y R que con variables frecuencias tienen en este área la misma celeridad. Este concepto, contrario a la teoría clásica ondulatoria, se justifica actualmente por el fenómeno de "soldadura" de ondas, según la que dos ondas con celeridades similares y que entren en interferencia tienden a acoplarse, y viceversa, para que se produzca el desacoplamiento entre ondas de distinta celeridad tiene que haberse recorrido un cierto espacio para que haya un cierto escalón de energía.

Ya se ha comentado la identificación de ondas C (Leet, 1946) en explosiones nucleares (en las que el nearfield tiene gran extensión) como acoplamiento entre ondas P y S.

Posteriormente Prange (1978) aplicando la solución de Bath (1968), ha demostrado matemáticamente el acoplamiento o interferencia primaria entre las ondas P y R, y R y S, en los casos de simetría cilíndrica y excitación armónica vertical y horizontal, respectivamente. Asimismo, este mismo autor demuestra en estos casos la preponderancia de las ondas R incluso en el "nearfield", aunque la contribución de las ondas P y S es del mismo orden.

Según los ensayos del mismo autor para la relación entre celeridades de ondas P y R igual a 2, la distribución de la razón de longitudes de onda entre P y R en las que se produce interferencia sigue una distribución normal (fig. 11), con un valor medio de 2 (igual frecuencia de ambas ondas) y puntos de inflexión aproximadamente en 1,9 y 2,1, en cuyo intervalo se situaría el 66,6 % de los casos de interferencias.

Otros autores definen entre el "farfield" y el "nearfield", una zona intermedia, el "middlefield", en que coexisten la separación y acoplamiento de las ondas. Para el objeto de este estudio, creemos más adecuado el considerar únicamente la separación entre "nearfield" en que las ondas van acopladas y no pueden individualizar y el "farfield" en que las ondas van llegando según su celeridad y sin interferencias primarias entre ellas.

En el "farfield" predominan las ondas tipo Rayleigh con lo que los movimientos de partícula serán predominantemente en el plano vertical que pasa por el punto de generación.

En el "nearfield" las ondas van acopladas y el movimiento de la partícula puede tener componentes del mismo orden en las tres direcciones, vertical, longitudinal y transversal.

En el "farfield" se conserva aproximadamente y para un mismo terreno

el valor del periodo fundamental de la vibración. Sin embargo, este valor es en general distinto del predominante en el "nearfield".

La definición de estas áreas tiene interés si podemos conocer la situación de la frontera entre ambas, y por tanto acotar su extensión.

Lybner y Richard (1966) consideran que una distancia de 2,5 veces la longitud de onda es un criterio de separación.

Prange (1978) utiliza el criterio de 5 longitudes de onda, aunque considera que para estas distancias las ondas P y S estarán casi totalmente amortiguadas, y por tanto es excesiva.

Hempt (1977) habla de 4 longitudes de onda para separación entre "nearfield" y "farfield".

Larocque (1979) en sus experiencias sobre colocación de captadores para medición de vibraciones por voladuras, parece sugerir un radio del "nearfield" de 50 veces el radio del barreno.

Henrych (1979) da un valor seguro del "farfield" para distancias del punto de generación mayores de 50 veces el radio del barreno (con rigor del radio de la carga). Las interferencias en el "nearfield" las atribuye a la existencia de una onda de tracción que en su origen es posterior a la de compresión pero que se acopla con ella una vez recorrida cierta distancia.

En la fig. 12 se representan las sucesivas posiciones del frente de onda en el caso de carga en barreno y la relación entre la sobrepresión de la onda de tracción (onda parásita) y la de compresión para distintas distancias para un determinado tipo de explosivo (Illno, K, 1959).

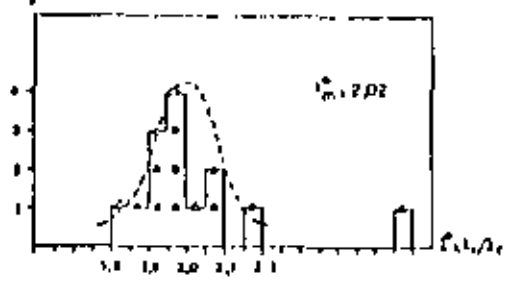
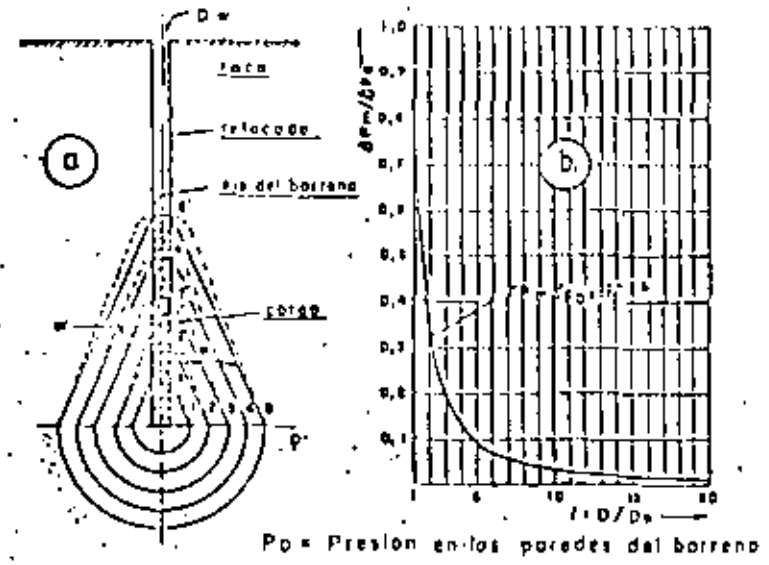


FIG. 11 - Distribución de los los longitudes de onda normalizadas que provocan interferencias. (FRANGE, 1977)



Po = Presión en las paredes del barrenado

FIG. 12 - Diagrama esquemático de la explosión de una carga cilíndrica en roca

- a) Sucesivas posiciones del frente de onda de presión (1, 2, 3, etc) para los posiciones de la onda de detonación (1, 2, 3, etc)
- b) Máxima sobrepresión de la onda de la explosión en función de la distancia relativa. (F)

9.0

Es de interés destacar que para este autor la sobrepresión de la onda parásita depende fundamentalmente del tipo de explosivo y muy poco del tipo de roca. Así, para dos tipos de explosivos con cargas equivalentes, se ha comprobado que a distancias de 20 radios las sobrepresiones pueden ser 5 veces mayores en uno que en otro, mientras que para 50 radios estas son prácticamente iguales.

Aceptando estas hipótesis, que se comprueban posteriormente con las medidas realizadas, puede preverse que las vibraciones tanto en el "nearfield" como en el "farfield" van a depender no sólo del equivalente en goma pura del explosivo (efecto rompedor) sino de su naturaleza (velocidad de detonación, densidad y energía específica).

En resumen, de los estudios realizados que figuran en la bibliografía consultada pueden obtenerse las siguientes conclusiones:

- a) Considerando las vibraciones en el terreno debidas a voladuras pueden diferenciarse dos regiones: el "nearfield" y el "farfield". La separación entre ellas se puede estimar a partir de la longitud de onda de las ondas Rayleigh o a partir del diámetro del barrenado.
- b) En el "farfield", prácticamente toda la energía ondulatoria corresponde a las ondas Rayleigh por estar las P y S muy amortiguadas. Los movimientos principales de la partícula serán en sentido vertical y en horizontal longitudinal a la dirección de propagación. La componente del movimiento transversal será en general despreciable, salvo que existan interferencias secundarias debido a cambios notables en las características del medio.
- c) En el "nearfield", la energía ondulatoria corresponde en

En mayor parte también a las ondas R pero las interferencias de las ondas P y S son del mismo orden y por tanto no despreciables. Los movimientos de la partícula tendrán por tanto componentes en las tres direcciones, no pudiéndose en principio determinar cuál será la mayor, aunque normalmente serán la vertical o la horizontal longitudinal por la mayor contribución de la onda R.

### 3.- Leyes de propagación

Una ley de propagación es una ley empírica o experimental que permite conocer la variación de uno o varios de los parámetros que definen una onda con la distancia al punto de generación.

Puesto que el objetivo fundamental del conocimiento de las leyes de propagación debidas a voladuras es el controlar el nivel de cargas de forma que no se produzcan daños en los edificios e instalaciones colindantes, debe primero definirse cual es el parámetro más significativo que represente el efecto de la vibración sobre el edificio y que al superar ciertos umbrales producen en éste un cierto nivel de daños.

En apartado posterior se resumen todos los criterios de daños utilizados actualmente. Sin embargo, conviene destacar que el fenómeno de daño en una estructura (entendida ésta en el más amplio sentido de la palabra) debida a vibraciones por voladuras se considera como un problema de valor umbral o valor pico, estadísticamente conocido por rotura por primera excursión, no considerándose en general la posibilidad de rotura por fatiga debida a la acumulación de tensiones que superan un cierto umbral más bajo.

En los criterios de daños se pone en cierta medida de manifiesto este

fenómeno, puesto que los autores que proponen límites para vibraciones estacionarias dan valores más bajos que los correspondientes a vibraciones tipo impacto como los inducidos por las voladuras.

Tras esta puntualización, se considera seguidamente el fenómeno según la tendencia actual de considerar rotura por primera excursión. En este caso, el problema es conocer los siguientes puntos:

- a) De todos los parámetros que definen el movimiento de una partícula cuál o cuáles nos pueden representar de forma más significativa la posibilidad de daños.
- b) Qué relación hay entre el valor máximo de ese o esos parámetros con las condiciones de la voladura y del terreno en donde se realiza la pega.
- c) Cómo varía o cómo se atenua ese o esos parámetros con la distancia.

Es claro que resueltas estas cuestiones podría predecirse con el margen de seguridad que se requiriera en cada caso, los valores de la carga para que no se produjeran o se limitaran los daños en los edificios o instalaciones colindantes.

Los primeros estudios sobre daños en estructuras se basaron en los parámetros de desplazamiento, aceleración y frecuencia (Thoenen y Windes, 1942, Crandell, 1949, Morris, 1950, Morris y Westwater, 1953, Langefors, Kihlstrom y Westerberg, 1958).

Crandell (1949) obtuvo incluso una ley de atenuación de la aceleración de partícula con la distancia (ley de propagación) y con el valor de la carga. Ambas leyes se representan en la fig. 13.

Todos estos criterios tenían en común en que de una forma o de otra intervenía la frecuencia de la vibración, lo que obligaba a utilizar sistemas de captación de forma de onda y su posterior análisis.

Posteriormente y según los trabajos de Edwards y Northwood (1960), Duvall y Fogelson (1962), Nicholls, Johnson y Duvall (1971), se adoptó la tendencia actual (seguida en casi todos los países excepto en los de la península escandinava) de considerar el criterio de velocidad de partícula como el más adecuado para poder predecir el nivel de años.

Así pues, y según este criterio, que es el mayormente utilizado, es el parámetro de velocidad el de mayor interés no siendo preciso conocer la forma de onda para estimar el nivel de carga necesario para que no se produzcan daños.

Actualmente McDearle (1979), ha estudiado la calidad de los parámetros velocidad y aceleración picos como índices de predicción de daños a partir de los registros de 74 voladuras industriales realizadas en Estados Unidos. Su conclusión es que ninguno de ambos parámetros permite conocer con la debida fiabilidad la probabilidad de daños en estructuras de edificación.

El mismo autor estudia la composición del espectro de Fourier y de los espectros de respuesta, sin que tampoco a partir de estos métodos pueda obtenerse unos parámetros efectivos, aunque la línea de investigación seguida sea del máximo interés. En la fig. 14 se representan los espectros de Fourier y de respuesta para edificios de 1 y 2 plantas obtenidos por este autor.

La siguiente cuestión a resolver era el predecir el valor pico del parámetro elegido en un lugar determinado conocidas las condiciones geométricas de la voladura

Excepcionalmente los suecos, en el resto de los países se supone una ley de propagación del tipo:

$$V = K \left( \frac{D}{W^n} \right)^{-b}$$

que corresponde a una correlación potencial entre la velocidad de partícula y la distancia reducida.

El valor de  $n$ , se tomó inicialmente igual a 1/3 de acuerdo con el principio de conformidad de Hopkinson.

En un estudio muy completo y con gran cantidad de medidas (Duvall y Fogelson, 1962, Devine y Duvall, 1963 y Devine et al. 1966), el U.S. Bureau of Mines recomendó el valor de 1/2 obtenido a partir de un análisis de regresión. A este estudio se le ha criticado el que sólo se utilizaron las medidas realizadas por el Bureau y que por eso sus resultados pueden considerarse como locales.

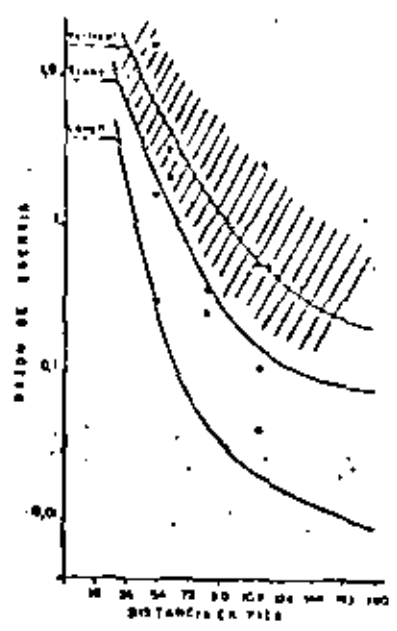
Con posterioridad Ambraseys y Hendron (1968) mediante un estudio dimensional, deduce que para que la ley de propagación sea dimensionalmente correcta el valor de  $n$  debe ser igual a 1/3, y rechaza el criterio del Bureau por dimensionalmente incorrecto.

Skipp y Taylor (1968) determinaron leyes de regresión con  $n = 1/2$ , obteniendo además que los coeficientes eran distintos para distancias reducidas (nearfield) que para distancias mayores (farfield).

Ball (1976) ha sugerido que las diferencias entre  $n = 1/2$  y  $n = 1/3$  son en general despreciables.

Actualmente tiende a utilizarse el criterio del Bureau por ser el que se ha comprobado como estadísticamente de mejor ajuste. El principal





a) Amortiguación con la distancia



b) Reducción con la carga de explosivo.

FIG. 13- Reducción de la razón de energía con la distancia y la carga (CRANDELL, 1949).

Inconveniente es según algunos autores que es incorrecto dimensionalmente, lo que seguidamente demostraremos que no es cierto y que por tanto deben descartarse las conclusiones de Ambraseys y Henderson --- (1968).

En efecto, sin considerar amortiguación, la energía por unidad de superficie que llega a un punto para ondas de propagación esférica (P y S) sería proporcional a :

$$E \propto \frac{W}{d^3}$$

Siendo

W : carga del explosivo,

d : distancia del punto estudiado al punto de generación.

En el caso de ondas de propagación cilíndrica, la energía por unidad de superficie horizontal (esto es energía entre dos generatrices separadas una unidad), valdría :

$$E \propto \frac{W}{d^2}$$

Considerando amortiguamiento, podemos suponer que la energía que llega es función de la que llegaría si no hubiese amortiguamiento. Asimismo podemos considerar la velocidad (u otro parámetro) función de la energía en la unidad de área para el caso de ondas de propagación esférica y función de la energía entre dos generatrices (ya que casi toda ella se concentra en la superficie) para el caso de ondas de propagación cilíndrica.

Luego :

0.4

$$v \propto \left( \frac{W}{d^3} \right) - \text{Ondas P y S.}$$

$$v \propto \left( \frac{W}{d^2} \right) - \text{Ondas R.}$$

Como se ha comentado en el "farfield" predominan las ondas R, luego el valor de n será 1/2. En el "nearfield" en que tienen importancia la interferencia entre ondas P, S y R, el valor de n estará comprendido entre 1/2 y 1/3, muy probablemente más próximo al primer valor.

Los suecos han seguido otro camino conceptualmente distinto para la estimación de la ley de propagación. Así, de acuerdo con Langefors, Kihlstrom y Westerberg, 1958, se toma :

$$v = K \cdot \sqrt{\frac{Q}{D^{3/2}}} \quad (7)$$

El parámetro  $Q/D^{3/2}$ , se denomina nivel de carga y en principio se correlaciona con el nivel de daños.

No se da, por tanto, ninguna justificación teórica a esta ley. Sin embargo, puede justificarse fácilmente esta fórmula, si consideramos un punto a distancia D del punto de generación, el valor de las amplitudes considerando sólo amortiguamiento geométrico valdrá :

$$v = K \times \frac{1}{D^2} \times \sqrt{Q} \quad \text{para ondas P y S.}$$

$$v = K \times \frac{1}{D} \times \sqrt{Q} \quad \text{para ondas R.}$$

Luego :

$$v = K \sqrt{\frac{Q}{D^n}} \quad \text{con } n = 1 \text{ para ondas R y } 4 \text{ para ondas P y S.}$$

Suponiendo una contribución 3 veces mayor de las ondas R y el resto de P y S, se podría tomar  $n = 3/2$ , obteniéndose la ley de propagación propuesta por los rusos.

Esta ley es poco utilizada en general, aunque para puntos próximos, esto es, del "nearfield", algunos autores (Feijoo y Llamas), han obtenido que da mejores correlaciones que la ley propuesta por el Bureau.

Aunque las leyes de propagación se han referido al parámetro de velocidad de partícula, pueden utilizarse leyes similares en el caso de que se quieran correlacionar desplazamientos y aceleraciones.

Otro punto a considerar es el de las variaciones en las frecuencias o periodos fundamentales con el recorrido de la onda.

En puntos próximos al de generación, el tren de ondas tiene su energía distribuida en torno a dos periodos fundamentales, uno de frecuencias bajas a medias y otro de altas frecuencias (Langeford y Kihlstrom, 1963). Las altas frecuencias se atenúan rápidamente, por lo que para distancias mayores (farfield) la energía se concentra en un periodo medio a alto cuya posición se conserva prácticamente durante todo el recorrido de la onda hasta su atenuación, siempre que no varíen fundamentalmente las características del terreno atravesado.

Por simple teoría de vibración, puede deducirse que las frecuencias bajas y medias corresponden a las frecuencias naturales del terreno, esto es, en estos periodos el terreno se mueve con vibración libre amortiguada.

No queda tan claro el origen y causa de las altas frecuencias. En principio pueden suponerse correspondientes también a la vibración libre en modos de vibración más altos y por tanto de más rápidamente atenuación por ser energéticamente más desfavorables. Otra suposición,

que nos parece más plausible, es de que se trate de la vibración forzada del terreno por efecto de la excitación de la voladura, para que esta teoría sea consistente, debe justificarse que la excitación debida a la voladura es una onda transitoria de alta frecuencia y no una onda tipo impacto como se ha considerado hasta ahora en toda la bibliografía.

De las mediciones realizadas por el IGME en varios tipos de terreno se han obtenido las siguientes conclusiones previas, a falta de su confirmación total.

- a) La onda sónica cuya frecuencia debe ser la del escape de gases y por tanto la forzada debido a la explosión, tiene una acumulación de energía en el entorno de los 500 Hz.
- b) En puntos próximos, la energía de la vibración en el terreno se concentra en una banda en torno a esta misma frecuencia (500 Hz), según se aleja el punto de medida del de generación, va disminuyendo la energía en las altas frecuencias y concentrándose en valores menores de 50 Hz.
- c) De lo anterior puede deducirse, que en las proximidades del punto de generación se transmite una vibración forzada de alta frecuencia (400-500 Hz), y que durante su recorrido espacial va transmitiendo energía a las bajas frecuencias en el entorno de la frecuencia natural del terreno por el que discurre.
- d) En el análisis temporal se comprueba que la celeridad de estas ondas depende de la frecuencia. Las altas frecuencias tienen una celeridad menor que las bajas, por

lo que el tren de las primeras va retrasándose del de las segundas según aumenta la distancia.

No es de sorprender este fenómeno que se ha comprobado en las ondas H trasladándose en su medio homogéneo como el agua. En este caso, las ondas de menor frecuencia se adelantan al resto del tren de ondas.

- e) En el "nearfield" el valor pico se corresponde con la vibración forzada, mientras que en el "farfield" el pico es libre, esto es, en la onda que tiene su frecuencia en el entorno de la natural del medio.
- f) El origen de la vibración forzada creemos es debido más que al fenómeno de la ignición, al de la apertura de grietas, en el que a la onda de presión se le superpondría otra parásita debida a la no continuidad en la apertura de grietas y a los movimientos inerciales de los gases para expandirse en esas grietas.

#### 4. - Las vibraciones en los edificios.

El comportamiento de los edificios frente al paso de trenes de ondas depende de gran cantidad de factores, unos referentes a las propias características de los edificios y otros a las características de la vibración.

Con respecto a las características de la respuesta, son factores fundamentales:

- 1) Energía del tren de ondas y su transmisión a todo el edificio.

2) Densidad espectral de energía.

3) Duración de la excitación.

Con respecto al edificio, intervienen los factores:

4) Tipo de terreno en el que se asienta el edificio.

5) Tipo de cimentación.

6) Tipo de estructura y altura del edificio.

Se desarrolla seguidamente la influencia relativa de cada uno de los anteriormente citados.

#### 4.1. - Energía del tren de ondas y su transmisión a todo el edificio.

Pueden considerarse dos tipos de trenes de ondas cuya actuación sobre el edificio es diferente:

- a) Tren de ondas de escasa energía y poco recorrido aunque con valores pico muy altos por estar el punto de generación cerca del edificio. En este caso, la densidad espectral suele dar una acumulación muy notable de energía en las altas frecuencias ( $> 100$  Hz.), pero que se atenúa muy rápidamente con el recorrido de la onda. Por esta causa, el tren de ondas en su transmisión por todo el basamento del edificio no lleva energía suficiente para superar el umbral inercial del movimiento conjunto de toda la estructura, hay movimientos locales que se reducen a las partes más próximas al punto de generación, consistentes en una vibración forzada de frecuencia alta

que pasa a una vibración libre según el período propio del elemento vibrante con las reacciones impuestas por el resto de la estructura. El factor de amortiguamiento a considerar es más alto que en el caso de vibración de todo el edificio, ya que las vigas y forjados actúan como amortiguadores entre los pilares de distinta amplitud de desplazamientos.

Este caso es el habitual en voladuras urbanas de desmontes y vaciados de solares, en que las cargas son reducidas y la energía del tren es baja, y los puntos de generación (barrenos) pueden estar muy próximos a los edificios colindantes.

En este tipo de vibraciones la respuesta del edificio tiene las siguientes características :

- Los sismogramas reflejan dos tipos de vibraciones - muy diferenciados, correspondiente el primero a una vibración forzada de período bajo a medio y el segundo a una vibración de mayor período fundamental que sería el del modo de vibración del edificio más próximo por encima al de la vibración forzada.
- La amplitud de las vibraciones disminuye con la altura, no pudiendo hablarse de amplificación con la altura.
- Las amplitudes son mayores en los elementos en contacto más directo con el terreno, esto es, mayores en pilares que en vigas y forjados.
- Así pues, frente a vibraciones horizontales puede así-

millarse el pilar o pilares a un oscilador lineal con masas concentradas en centros de pilares y muelles en contactos con forjados.

- Frente a vibraciones verticales, el pilar se comporta como una columna vibrante con amortiguación, en que la onda de compresión se propaga de abajo a arriba, reflejándose al llegar al extremo del pilar.

- Con respecto al tipo de vibración el terreno nos encontramos en el "nearfield", con sobrepuestos e interferencias entre los distintos tipos de ondas.

- b) Tren de ondas de energía media a alta y largo recorrido que dan simultáneamente vibraciones de amplitudes comparables entre los dos puntos más opuestos del edificio. En este caso el punto de generación debe estar alejado del edificio (ya que en caso contrario las vibraciones en los puntos próximos darían valores de los desplazamientos y esfuerzos que serían inadmisibles), por lo que los tipos de ondas llegan separados "farfield" con las P y S muy amortiguadas (efecto despreciable). El estudio de la densidad espectral refleja una concentración de energía en la banda menor de 100 Hz., y cuya frecuencia fundamental depende del tipo de terreno y no de las condiciones de la pega.

Estos trenes de ondas pueden llegar a movilizar y poner en vibración todo el edificio, siendo su efecto parecido al de los seísmos pero diferenciándose en el mayor filtrado de su espectro.

Es lógico, por tanto, el pensar que para este tipo de vibraciones pueda

aplicarse la metodología desarrollada en la ingeniería sísmica durante los últimos años.

Trenes de ondas de estas características se corresponden con los efectos de las voladuras industriales en canteras situadas a distancias medias de zonas urbanas.

La respuesta del edificio será de vibración con una componente forzada y una libre, esta última de mayor importancia, debida a la amplificación de la energía espectral de la excitación en las bandas de los periodos propios de la estructura. En el caso de que por las características del terreno, la energía de la excitación se concentre en las bajas frecuencias, pueden producirse problemas graves en los edificios por la mayor contribución en la respuesta del primer periodo natural de la estructura más favorable energéticamente y que por tanto dará mayores tensiones y desplazamientos.

Los desplazamientos, velocidades y aceleraciones serán mayores en los elementos exentos que puedan vibrar como cuerda o membrana (vigas, forjados, etc.) que en los elementos más directamente conectados con la cimentación (pilares).

Frente a vibraciones horizontales el edificio se comportará como un vibrador lineal amortiguado (en caso de que se considere comportamiento elástico) de tantos grados de libertad como correspondan a la discretización que se realice (el continuo tiene infinitos grados de libertad), y con fuerzas dinámicas crecientes de la base a la parte alta del edificio.

Frente a vibraciones verticales el comportamiento del edificio es similar, aunque en este caso se esquematizaría el mecanismo con un conjunto de vibradores lineales acoplados en serie. Los movimientos se am-

plificarían según la altura del edificio y llevarían un desfase igual al tiempo de recorrido de la onda desde la base al punto considerado. Cuando la onda alcanzara el techo se reflejaría y descendería hacia la base pudiendo producirse fenómenos de amplificación por interferencia en caso de vibraciones de duración larga o edificios muy altos, ya que en estos últimos casos se separarían las distintas frecuencias del tren de ondas ascendente.

Si definimos como factor de amplificación en una planta como la razón entre el valor pico de la respuesta en esa planta del parámetro medido y el valor pico de la excitación (medida en el terreno, en la base del edificio, o incluso en planta baja), este parámetro nos permitirá separar ambos casos de trenes de ondas.

Así, si el factor de amplificación resulta menor de la unidad estaremos en el primer caso (a) y si es mayor que la unidad en el segundo (b). Este concepto es totalmente convencional pero de utilidad práctica para explicar el comportamiento de la estructura.

#### 4.2. - Densidad espectral de energía.

En estadística se llama densidad espectral de energía a la transformada de Fourier de la función de autocorrelación de la muestra temporal. Su denominación y contenido físico se debe a que como se demuestra los componentes de cada armónico son proporcionales al cuadrado de la amplitud de la señal temporal para ese armónico; en el caso de que la señal medida sea una aceleración, la energía de la vibración sería proporcional al cuadrado de la amplitud, y por tanto, la energía transmitida en cada armónico proporcional a la densidad espectral de energía para ese mismo valor de la frecuencia. En el caso de que la señal sea una medida de velocidad o desplazamiento, se puede entender también por extensión este concepto como energía de la señal independiente de lo que represente.

Así pues, en principio, la densidad espectral de energía únicamente nos permite conocer la energía total de la señal y su distribución frecuencial. Su amplia utilización se debe a su fácil obtención por métodos de instrumentación analógica.

Como ya se ha comentado, la respuesta del edificio será tanto más acusada cuando la excitación presente una densidad espectral con mayor concentración en las bajas frecuencias ( $< 10$  Hz.) en las que está contenido el primer período natural de la estructura.

4.3. - Duración de la excitación.

La duración de la excitación condiciona la respuesta del edificio en varias formas. Por un lado, para alcanzar un nivel estacionario en la respuesta del edificio es necesario un tiempo mínimo de actuación de la excitación, lo que no suele darse en vibraciones tipo impacto como las voladuras salvo para grandes distancias en que el filtrado del terreno aumenta la duración del tren y para grandes cargas con empleo de muchos números de microrretardo. Por otro lado, en caso de vibraciones de duración apreciable puede haber interferencias que reduzcan o amplifiquen las amplitudes entre los trenes que induce la excitación y la respuesta reflejada una vez alcanzado el techo del edificio.

También es de interés señalar que frente a trenes largos o muy repetidos pueden presentarse fenómenos de fatiga en los elementos estructurales.

4.4. - Tipo de terreno en el que asienta el edificio.

El tipo de terreno en el que asienta el edificio interviene no sólo como filtro de la excitación, sino también por la posibilidad de que se produzcan en él fenómenos de licuefacción y rotura causados por las vibraciones.

La influencia del terreno como filtro de la excitación fue estudiada primeramente para el caso de seísmos, en que se comprobó que los registros de un mismo terremoto en puntos con condiciones del subsuelo distintas son diferentes. Wood (1908) analizó la variación de los daños causados por el terremoto de San Francisco en el área de la bahía, donde se pudo ver una diferencia notable de daños entre los lugares con coberturas escasas de suelos y los lugares con depósitos potentes. Desde entonces otros investigadores como Gutenberg (1957) y Kanai (1959), han demostrado que las aceleraciones medidas en suelos son considerablemente más elevadas que las medidas en afloramientos rocosos cercanos para terremotos de poca intensidad.

Sólo en los últimos años la instrumentación para grandes seísmos ha demostrado como la máxima aceleración varía dentro de un mismo área con las condiciones del suelo. No es infrecuente encontrar diferencias de aceleración máxima del 100% debido a condiciones de suelo distintas. No sólo es importante la diferencia de aceleraciones máximas provocadas por el suelo, sino también la diferencia de contenido en frecuencias del espectro del mismo.

Un ejemplo claro de la influencia del suelo en el espectro de respuesta se da en la fig. 16, que muestra resultados de Mizada et al (1965), donde se comparan seis espectros de respuesta según fueron registrados en seis partes de la misma ciudad con condiciones de suelo distintas. El período predominante de estos movimientos crece desde 0,3 seg. a 2,5 seg., y el contenido de bajas frecuencias se acentúa a medida que las condiciones del suelo empeoran.

Estos y otros datos demuestran que las condiciones del suelo modifican las características del movimiento, no sólo en intensidad (aceleración, velocidad y desplazamiento máximos), sino también en su contenido en frecuencias.

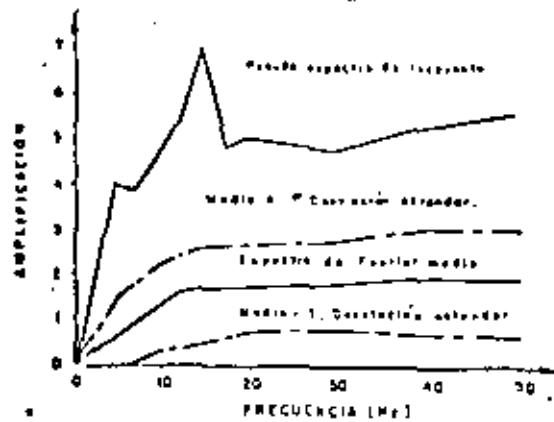


FIG. 14 - Pseudo espectro de velocidad. ( PSRV )  
y espectro de Fourier en un caso de  
voladuras. Factor de amortiguamiento  
del 50% ( Medaris, 1977. )

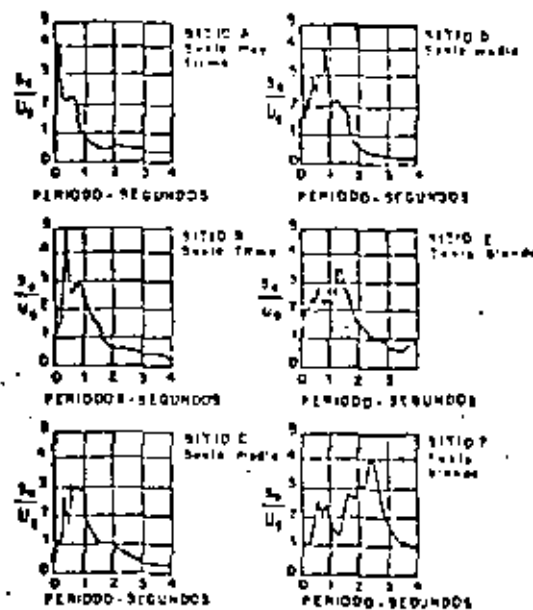


FIG. 15- Variación del espectro de respuesta  
con las condiciones del suelo.

( Hizado et al, 1965 ) .



En general los mayores riesgos se corresponden al caso de edificios altos sobre terrenos flojos en que las bajas frecuencias amplificadas por el terreno entran en el rango del primer periodo propio del edificio.

Otro efecto a considerar es el de licuefacción y rotura. Indudablemente, por las vibraciones producidas por voladuras tradicionales no puede producirse la licuefacción de un suelo, por lo que no es de interés considerar este efecto.

El efecto de rotura del suelo puesto de manifiesto por un incremento progresivo de los asentos, si puede producirse sobre todo por fatiga al acumularse los efectos de las voladuras periódicas que se realicen. Esto puede tener su importancia en el caso de niveles como los de escorias y piroclastos existentes en Canarias, en que la acumulación de los efectos de las vibraciones rompiendo los enlaces entre partículas conducen a un cambio en la estructura del material con asentos muy importantes.

#### 4.5. - Tipo de cimentación.

Puesto que las vibraciones del terreno se transmiten a los edificios a través de su cimentación, es claro que la tipología de ésta influirá notablemente.

En general, las cimentaciones muy rigidizadas mediante riostras de tamaño adecuado o mediante losa, hacen que todo el edificio deba moverse en la misma fase con lo que los movimientos diferenciales quedan muy atenuados.

Las cimentaciones especiales como pilotes, módulos de pantalla o similares, se comportan como si el edificio tuviera una altura mayor, correspondiente a la adición de la profundidad del empotramiento equivalente de estos elementos.

#### 4.6. - Tipo de estructura y altura del edificio.

El tipo de estructura y su arriostramiento influirá indudablemente en el comportamiento del edificio frente a vibraciones, aumentando en general el valor del primer periodo cuanto mayor sea la rigidización.

Por estas razones, al estudiar los límites de tolerabilidad, debe también conocerse en qué condiciones y para qué tipología estructural se elaboran dichas limitaciones. Además, puesto que en las leyes de propagación se incluye un cierto coeficiente de seguridad, dichas leyes están también en parte condicionadas por los tipos de edificios.

En principio, la normativa sueca (Langefors y Kihlstrom, 1963) está basada en edificios de altura media (4 a 8 plantas), en algunos casos antiguos, lo que da unas condiciones de edificios muy similares a las del resto de los países europeos. Lo mismo puede decirse de las normas alemanas (DIN 4150) aunque éstas resultan ser más conservadoras.

Por el contrario, la normativa americana (Bureau of Mines, 1960, 1962, 1963, etc., Medearis, 1978, 1980, etc.) estudia más de acuerdo con los condicionantes urbanísticos de norteamérica, los efectos sobre edificios de 1 ó 2 plantas, aunque estos estudios se hacen luego extensivos a todo tipo de estructuras.

Resulta así que las normativas europeas se adecúan más a los condicionantes urbanísticos españoles, y esta puede ser una justificación de su mayor aplicación.

En cualquier caso y con el estado actual de conocimientos es recomendable que cuando se aplique un determinado tipo de ley de propagación, se aplique también la normativa de daños correspondiente a esa ley.

La altura del edificio tiene importancia por el efecto de amplificación que puede producirse al aumentar el número de plantas. Este efecto es tanto más notable, cuanto más energía lleve la excitación en la banda próxima al primer periodo propio de la estructura.

Para estructuras reticuladas, metálicas o de hormigón armado, de tipología no singular, como son las habituales en edificación, - puede relacionarse el primer periodo de la estructura con el número de plantas de acuerdo con la relación (Okamoto, 1973).

$T = 0,06 - 0,10 N$ , con  $N$  = número de plantas. (8)

Para edificios singulares (instalaciones industriales, edificios antiguos o de características muy especiales, etc) el periodo propio deberá ser calculado especialmente.

La razón de amortiguación (amortiguamiento real dividido entre - amortiguamiento crítico) varía del 0,5 al 10% (Harris, 1976) para movimiento completo de la estructura. Para movimientos locales deben esperarse razones de amortiguación del 10 al 25%.

#### Acciones sobre la roca remanente

Las voladuras crean unas nuevas superficies libres que frecuentemente deben ser estables durante un largo periodo, como en el caso de los paramentos de un túnel, o en el caso más favorable es preciso garantizar temporalmente su estabilidad como sucedería con el talud de un banco en una explotación a cielo abierto.

En cualquiera de los casos es conveniente que la roca remanente, que es la que forma la superficie del macizo rocoso después de la voladura, mantenga sus propiedades mecánicas con el menor deterioro posible pues esto contribuirá a garantizar la estabilidad del macizo.

Se puede hacer una estimación de la incidencia de la voladura sobre la roca remanente basándonos en la teoría de la elasticidad ya que se supone que en esa roca el macizo rocoso la perturbación está lo suficientemente amortiguada como para no inducir deformaciones plásticas.

Por definición la deformación unitaria vale:

$$\xi = \frac{\Delta L}{L} \quad (9)$$

y también

$$\xi = \frac{\frac{\Delta L}{\Delta T}}{\frac{L}{\Delta T}} \quad (10)$$

$\frac{\Delta L}{\Delta T}$  puede asimilarse a la velocidad de vibración ( $v$ ) de un punto, situado a una distancia  $L$  del punto de la explosión, en un instante  $\Delta T$  después de la explosión.

$\frac{L}{\Delta T}$  puede asimilarse a la velocidad de propagación de la vibración, o celeridad, ( $C$ ), que recorre un espacio  $L$  en un tiempo  $\Delta T$  después de la explosión. Por lo tanto (10) puede escribirse.

$$\xi = \frac{v}{C} \quad (11)$$

Por la ley de HOOKE resulta

$$\sigma = \xi \cdot E \quad (12)$$

Entrando con (11) en (12) queda

$$\sigma = \frac{v \cdot E}{C} \quad (13)$$

Si las ondas se transmiten elásticamente se sabe que:

$$E = \rho \cdot c^2 \quad (14)$$

Donde  $f$  es la densidad del medio que transmite la vibración.

Entrando con (14) en (13) queda

$$\sigma = \frac{v \cdot f \cdot c^2}{c} = v \cdot f \cdot c \quad (15)$$

El producto de la densidad ( $f$ ) por la celeridad ( $c$ ) recibe el nombre de impedancia y ya ha sido empleado en el apartado 2.1

La expresión (15) nos indica que la tensión elástica inducida en un macizo rocoso por una onda de velocidad de vibración  $v$  es igual al producto de la impedancia del macizo rocoso por la velocidad de vibración

En general la rotura del macizo rocoso se producirá cuando en un punto la tensión inducida por la vibración supere la resistencia a tracción del macizo. Por lo tanto a partir de (15) la velocidad máxima de vibración admisible será:

$$v_{\text{crit}} = \frac{\sigma_t}{f \cdot c} \quad (16)$$

Para un macizo rocoso de tipo medio podemos admitir

$$\sigma_t = 50 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 5.000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$f = \frac{\gamma}{g} = \frac{27 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}}{9,8 \frac{\text{m}}{\text{seg}^2}} = 2,755 \frac{\text{KN} \cdot \text{seg}^2}{\text{m}^4}$$

$$c = 5.000 \text{ m/seg.}$$

Por lo tanto según (16) tenemos que:

$$v_{\text{crit}} = \frac{5000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}}{2,755 \frac{\text{KN} \cdot \text{seg}^2}{\text{m}^4} \cdot 5000 \text{ m/seg.}} = 0,363 \frac{\text{m}}{\text{seg}} = 363 \frac{\text{cm}}{\text{seg.}}$$

lógicamente esta velocidad de vibración tan elevada solo se dará en las proximidades de la voladura que es precisamente donde se va a producir la nueva superficie libre.

## 7.- Conclusiones

Puede suponerse que una voladura se traduce en la generación de una onda rectangular de sobre presión que en las inmediaciones del punto de disparo se transmite al macizo rocoso a través del aire. Debido a la naturaleza del medio de transmisión solo una parte de la energía disponible se transmite al macizo rocoso y sus efectos sucesivos son de pulverización, plastificación y perturbación elástica. La energía no transmitida a la roca se disipa en forma de onda aérea.

Los gases generados en la explosión, con presiones de varios miles de MPa, se introducen en las fisuras del macizo rocoso provocando la rotura de las rocas.

En general se admite que los valores pico de la onda aérea y de la velocidad de vibración en un punto del macizo rocoso siguen una ley de propagación que en función exclusiva de la distancia del punto considerado al centro de gravedad de la voladura y de la carga explosionada.

Los edificios asentados sobre macizos rocosos en los que produce la transmisión de los trenes de vibraciones, filtrando y amplificando los movimientos inducidos según las características de los edificios y de su cimentación.

La roca remanente en una voladura puede verse severamente afectada por los efectos de las vibraciones si no se toman medidas especiales que garanticen el mantenimiento de sus propiedades mecánicas como garantía de su estabilidad.

## 7.- Bibliografía

- Ambroseys, N.W., Hendron, A.J.  
Dynamic Behaviour of Rock Masses.  
Mecánica de Rocas en la Ingeniería Práctica.  
Ed. Blume, 1.970.

Ball, M. J.  
Discussion in Tunnelling 76,  
I. M. M. Londres 1. 976.

Cook, M. A.  
The Science of High Explosives.  
Reinhold Book Corporation, N. Y. 1. 968.

Crandell, F. J.  
Ground Vibration Due to Blasting and Its Effect Upon -  
Structures.  
J. Boston Civil Engineers, Vol 36-1. 949.

DIN 4150  
Erschütterungen im Bauwesen.  
Beuth Verlag GmbH, Berlin, Sep 1. 975.

Devine, J. F., Duvall, W. J., Johnson, C. F., Meyer, A. V. C.  
Vibrations from Blasting at Iowa Limestone Quarries.  
U. S. Dep. of Interior, Bureau of Mines, 1. 963.

Devine, J. F., Beck, H. H., Meyer, A. V. C., Duvall, W. J.  
Effects of Charge Weight on Vibration Levels from Quarry Blasting.  
U. S. Dep. of Interior, Bureau of Mines 1. 966.

Duvall, W. J. and Fogelson, D. E.  
Review of Criteria for Estimating Damage to Residences  
from Blasting Vibrations.  
U. S. Dept of the Interior, Bureau of Mines, 1. 962.

Duvall, W. J., Johnson, C. F., Meyer, A. V. C. and --  
Devine, J. F.  
Vibrations from Instantaneous and Millisecond-Delayed  
Quarry Blasts.  
U. S. Dept. of the Interior, Bureau of Mines, 1. 963.

Edwards, A. T., and Northwood, T. D.  
Experimental Studies of the Effects of Blasting on Structures.  
The Engineer, pp. 538-546, Sept. 30, 1. 960.

Fogelson, D. E., Duvall, W. J., Atchison, T. C.  
Strain Energy in Explosion Generated Strain Pulses.  
U. S. Dep. of Interior, Bureau of Mines, 1. 959.

Gutenberg, B.  
The Effects of Ground Earthquake Motion. Bull of the  
Seismological Society of America.  
Vol. 47 N<sup>o</sup> 3, 1. 957.

Haupt, W. A.  
Surface Waves in an Homogeneous Half-Space.  
Proc. of D. M. S. R. 77, Karlsruhe, Sep 1. 977.

Henrych, J.  
The Dynamics of Explosion and Its Use.  
Elsévier Scientific Pub. Co. 1. 979.

52

Hino, K.  
Theory and Practice of Blasting.  
Nippon Kayaku, Co. Ltd. 1. 959.

Johansson, C.H. and Pettersson, P.A.  
Detonics of High Explosives  
Academic Press, London & New York, 1. 970.

Kanoi, K., Tanaka, T. y Yoshisawa, S.  
Comparative Studies of Earthquake Motions on the Ground  
and Underground.  
Bull. of Earthquake Research Institute. Vol 37.  
University of Tokio. 1. 959.

Lamb, H.  
On the propagation of tremors over the surface of an elastic solid.  
Philosophical Transactions of the Royal Society.  
London, 1. 904.

Ladegaard - Pedersen, A., Dally, J.W.  
A review of Factors Affecting Damage in Blasting. National Science Foundation.  
Univ. of Maryland. Enero 1. 975.

Langefors, U., Kihlstrom, B.; and Westerberg, H.  
Ground Vibrations in Blasting.  
Water Power, pp. 335-338, 390-395, 421-424, 1. 958.

Larocque, G.  
Report to CRRM  
Sub-Committee on Underground Blasting and Instrument  
Standardization. Canada, 1. 979.

Leet, L.D.  
Empirical Investigation of Surface Waves Generated by  
Distant Earthquakes.  
Publications of the Dominion Observatory. Vol 7, 1. 931.

Leet, L.D.  
Ground Vibrations Near Dynamite Blasts.  
Bull. Seis. Soc. Am. 1. 939.

Leet, L.D.  
Earth Motion From the Atomic Bomb Test.  
Am. Scientist. 1. 946.

Leet, L.D.  
Vibrations from Blasting Rock.  
Harvard University Press, Cambridge, Massachusetts,  
1. 960.

Love, A.E.H.  
Some Problems of Geodynamics.  
Cambridge Un. Press. 1. 911.

Lysmer, J., Richard, F.E.  
Dynamic Response of Footings to Vertical Loading.  
J. Soil Mech. and Found Div. Proc ASCE. Enero 1. 966.

McCarris, K.  
The Development of Rational Damage Criteria for Low-  
Rise Structures Subjected to Blasting Vibrations.  
Proc. 18th U.S. Symposium on Rock Mechanics.  
Canada, 1. 977.

Medaris, K.

Dynamic Characteristics of Ground Motions due to Blasting.

Bull. of the Seismolog. Soc. of America April 1, 1979.

Morris, G. and Westwater, R.

Damage to Structures by Ground Vibrations Due to Blasting.

Mine & Quarry Eng., pp. 116-118, April 1, 1953.

Nicholls, H. R.

Blasting Vibrations and Their Effects on Structures

Bulletin 656, U. S. Dept. of the Interior, Bureau of Mines, 1, 1971.

Okamoto, S.

Introduction to Earthquake Engineering.

University of Tokio, 1, 1973.

Persen, L. N.

Rock Dynamics and Geophysical Exploration.

Elsevier Scientific Pub. Co. 1, 1975.

Prange, B.

Primary and Secondary Interferences in Wavefields.

Procc. of D. M. S. R. 77. Karlsruhe, Sep. 1, 1977.

Richardt, F. E., Hall, J. R., Woods, R. D.

Vibrations of Soils and Foundations

Prentice Hall, N. J., 1, 1970.

Skipp, B. O.

Ground Vibration Instrumentation, a General Review.

Instrumentation from Ground Vibration and Earthquakes.

Inst. of Civil Eng. London 1, 1978.

Thoenen, S. R. and Windes, S. L.

Seismic Effects of Quarry Blasting

U. S. Dept. of the Interior, Bureau of Mines, Bulletin N<sup>o</sup> 442, 1, 1942.

Vortman, L. J.

Air-Blast Suppression as Function of Explosive-Charge Burial Depth.

Acoust. Soc. Am. Jour. Vol. 40 N<sup>o</sup> 1, Julio 1, 1966.

Vortman, L. J.

Air-Blast from Underground Explosions as a Function of Charge Burial.

Annals of the N. Y. Academy of Science, Vol 152, 1, 1968.

William Strutt, J. (Baron Rayleigh)

On Waves Propagated Along the Plane Surface of an Elastic Solid.

Proc. London Math. Soc. 17, 1, 1885.

Wood, H. D.

Distribution of Apparent Intensity in the California Earthquake of April 8, 1, 1906.

Report of the State Earthquake Investigation Commission, 1, 1908.

Woods, R. D.

Screening of Surface Waves in Soils.

J. Soil Mech. and Found. Div. Proc. ASCE Vol. 94,



DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION



CAMPO DE APLICACION DE LOS MINEROS CONTINUOS EN EL DESARROLLO DE GALERIAS

DR. BENJAMÍN CELADA TAMAMÉS

MAYO, 1983

CAMPO DE APLICACION DE LOS MINEROS CONTINUOS EN EL  
DESARROLLO DE GALERIAS.

B. Celada Tamames  
Dr. Ingeniero de Minas  
GEOCONTROL S.A.

1.- INTRODUCCION

2.- CARACTERISTICAS GENERALES DE LOS MINADORES CONTINUOS

- 2.1. Elementos de corte de los minadores de brazo
- 2.2. Tipos de cabeza de corte
- 2.3. Tipos de minadores

3.- CRITERIOS PARA LA UTILIZACION DE MINADORES

- 3.1. Escuela de minas de Loeben (AUSTRIA)
- 3.2. Indice de Fourmentaux
- 3.3. Ensayo del Cone Identifier Number (NCB)
- 3.4. Indice de Jenny-Balissat
- 3.5. Martillo Schmidt modificado

4.- POSIBILIDADES DEL EMPLEO DE MINADORES EN LA MINERIA ESPAÑOLA DEL CARBON

- 4.1. Situación actual en las hulleras inglesas
- 4.2. Situación actual en las hulleras continentales
- 4.3. Campo de utilización en la minería española del carbón

5.- ANALISIS DE LA OFERTA ACTUAL DE MINADORES

- 5.1. Características actuales del sistema de corte
- 5.2. Características actuales del sistema de carga
- 5.3. Características actuales del sistema de tracción y servicios
- 5.4. Estudio de los parámetros de diseño
  - 5.4.1. Relación entre la potencia de corte y la resistencia a compresión simple de las rocas a arrancar
  - 5.4.2. Relación entre el peso del minador y la resistencia a compresión simple de las rocas a arrancar
  - 5.4.3. Relación entre la potencia de corte y la potencia total del minador

6.- CONCLUSIONES

7.- BIBLIOGRAFIA



CAMPO DE APLICACION DE LOS MINEROS CONTINUOS EN EL  
DESARROLLO DE GALERIAS.

B. Celada Tamames  
Dr. Ingeniero de Minas  
GEOCONTROL, S.A.

**1.- INTRODUCCION**

La evolución de los costes de materiales y mano de obra hace que la incidencia del trazado de galerías sobre el precio de coste de las materias extraídas en subterráneo alcance unas cotas importantes tanto a nivel mundial como en nuestro país, donde la irregularidad de los yacimientos existentes, hace necesario que se deban trazar un número mayor de metros por tonelada de mineral extraído. Esta circunstancia hace que en los próximos años sea necesario intensificar los esfuerzos para conseguir un progreso real en materia de avance de galerías.

Por otro lado existe una clara tendencia al incremento de la profundidad de las explotaciones lo cual trae consigo una mayor intensidad de las presiones existentes que debe ser contrarrestada con una mayor densidad de sostenimiento, lo cual incide también de manera negativa en el precio del coste final. Para paliar esta tendencia negativa el camino más idóneo es el de efec

tuar el avance de las galerías por medios mecánicos o recurriendo al empleo de las técnicas de voladura controlada.

De acuerdo con lo anteriormente expuesto el objeto de este estudio radica en el análisis de los minadores continuos, que actualmente ofrece el mercado, para seleccionar los que se pueden adaptar mejor a las condiciones específicas de la minería subterránea española.

Este informe consta de cuatro partes totalmente diferenciadas: en la primera se exponen las características generales de las máquinas objeto de este estudio, en la segunda se analizan los criterios actualmente admitidos para conocer la posibilidad de aplicar un determinado minador al avance de un macizo rocoso determinado. La tercera parte se dedica a exponer las características de los terrenos en los que deben trabajar estos minadores para acabar con el análisis de la oferta que actualmente existe en el mercado.

**2.- CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS MINADORES CONTINUOS**

Las máquinas que existen para arrancar mecánicamente las rocas pueden clasificarse en cuatro grandes grupos según RAMOS et. al.

- MINADORES CONTINUOS DE BRAZO
- MINADORES CONTINUOS DE SECCION PLENA
- TOPOS
- ESCUDOS

Los minadores continuos de brazo Fig nº 1 tienen la posibilidad de arrancar la roca de forma selectiva ya que el elemento de corte es una cabeza montada sobre un árbol que permite un ataque puntual. Los minadores continuos de sección plena (BORER) fig nº 2, atacan la roca en toda la sección a avanzar, al igual que los topes fig nº 3, pero en estas últimas máquinas el corte se realiza por discos frecuentemente llamados moletas. El escudo fig nº 4 es una estructura que permite el sostenimiento inmediatamente detrás del frente, a modo de un empquetado mecánico, realizándose el arranque por medio de un árbol de ataque puntual o por medios manuales ya que estas máquinas se emplean en terrenos incompetentes.

Los minadores continuos son máquinas integrales que resuelven todos los problemas del avance de galerías: arranque, carga y transporte de las rocas excavadas en el frente. Por ello además de los útiles de arranque, llamados picas, disponen de elementos de cargue y un transportador de raquetas para evacuar los escombros arrancados.

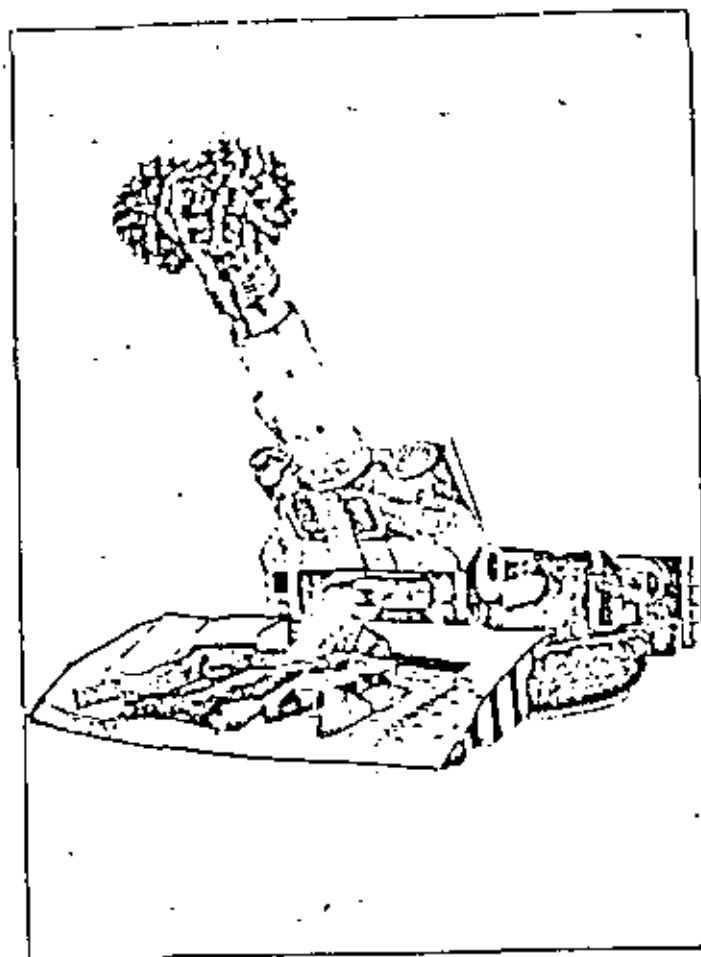


Fig. nº 1.- MINADOR CONTINUO DE ATAQUE PUNTUAL

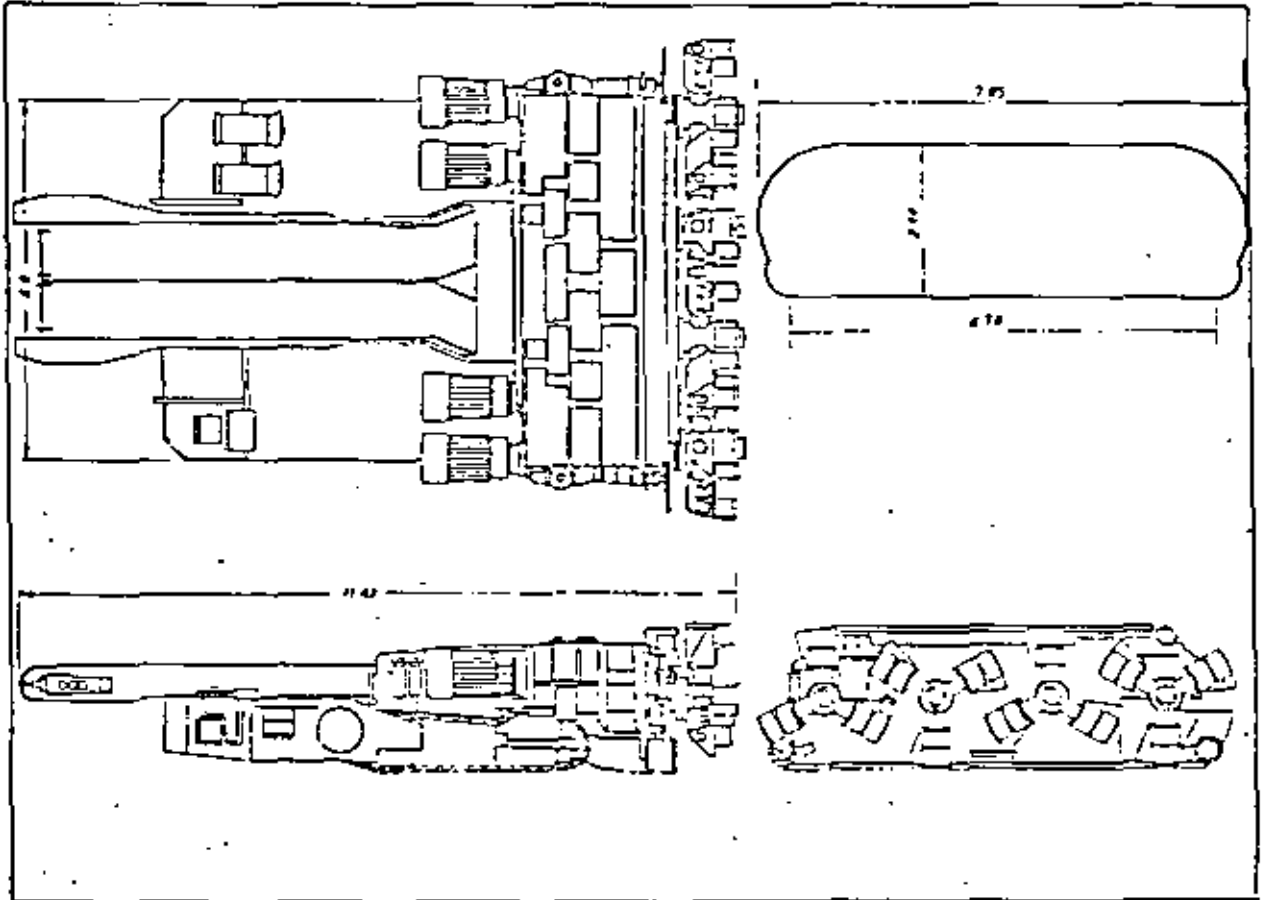


Fig. nº 2.- MINADOR CONTINUO DE SECCION PLENA

2.1. ELEMENTOS DE CORTE DE LOS MINADORES DE BRAZO

Aunque lo más característico de los minadores es la habilidad de la cabeza de corte para arrancar las rocas no hay que olvidar que existen muchos otros parámetros, dada su condición de máquina integral, que condicionan su diseño y posibles aplicaciones. Así por ejemplo el sistema de cargue condiciona el campo de aplicación de los minadores ya que influye en el ancho de la máquina y en la posibilidad de trabajar en galerías descendentes.

Existe una variedad de los minadores continuos que son los de cadenas que se emplean en el método de explotación por cámaras y pilares. Estas máquinas están específicamente pensadas para obtener elevados rendimientos y, aunque en algunos casos pueden emplearse para el avance de galerías, su aplicación normal se sale del ámbito de este estudio.

En cualquier estudio comparativo resulta imprescindible referirse a máquinas homogéneas, en este caso a minadores continuos de brazo, ya que en caso contrario los resultados obtenidos serán muy poco representativos debido a la gran disparidad de las características técnicas de las cuatro clases de máquinas de arranque mecánico para avance de galerías y túneles que hemos definido.

Los elementos encargados de fragmentar las rocas son las picas que están constituidas por una pieza de carburo de tungsteno (WIDIA) engarzada en un mango de acero. La figura nº 5 muestra el esquema típico de una pica que está caracterizada por tres ángulos fundamentales:

- ANGULO DE INCIDENCIA (  $\beta$  )
- ANGULO DE FILO (  $\gamma$  )
- ANGULO DE ATAQUE (  $\alpha$  )

Evidentemente se cumple

$$\alpha + \beta + \gamma = 90^\circ \quad (1)$$

Los valores más característicos de estos ángulos son:

$$\alpha = -5 \quad \beta = 10^\circ \quad \text{y} \quad \gamma = 85^\circ$$

El ángulo de ataque ( $\alpha$ ) puede variar entre  $+10^\circ$  y  $-15^\circ$ ; pero cuanto más negativo es, mayor es la masa de roca arrancada.

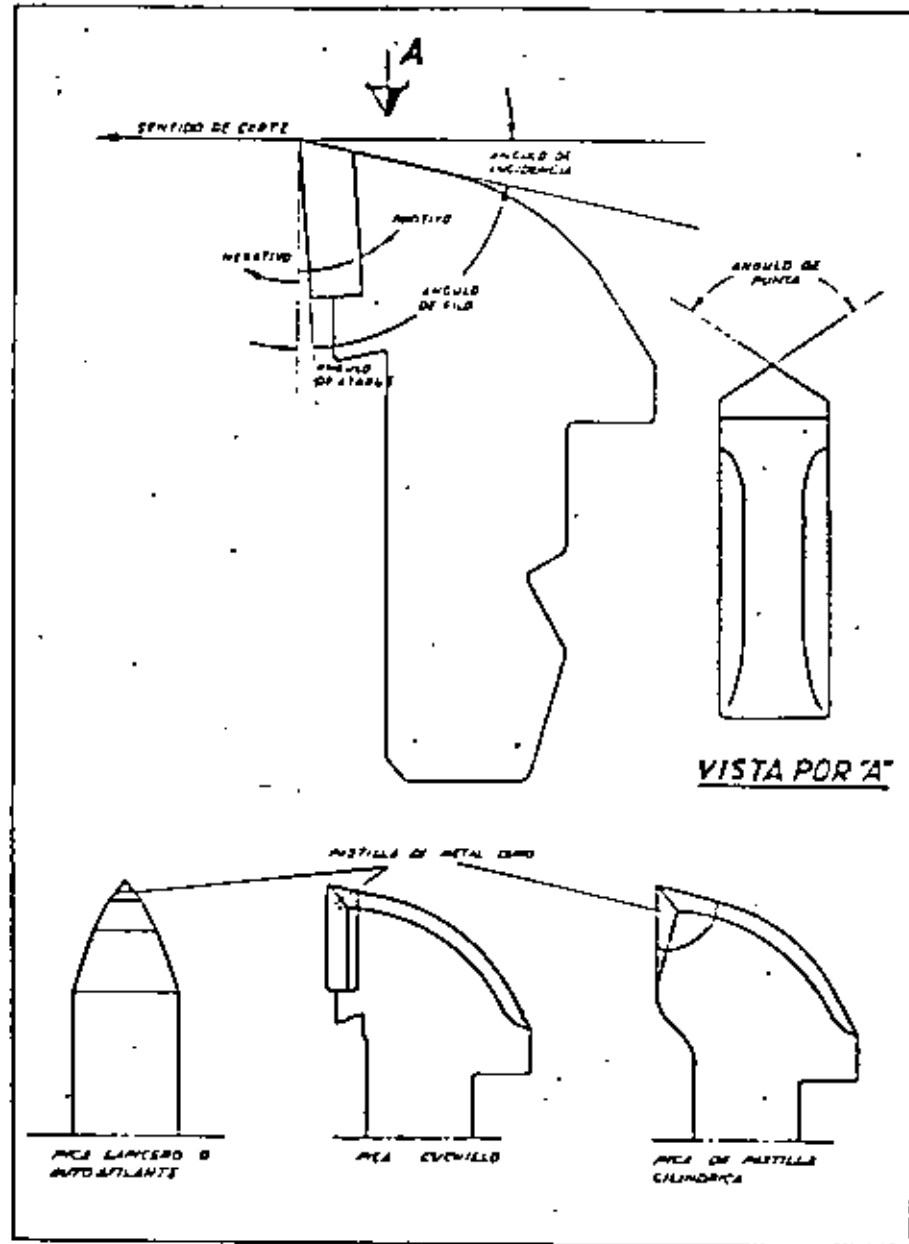


Fig. nº 5.- PICAS DE CORTE

A partir de  $\alpha = 15^\circ$  los esfuerzos sobre la pica aumentan considerablemente, por lo que este debe ser considerado el límite del ángulo de ataque.

En función de la forma de la WIDIA y fijación de la pica, podemos distinguir entre

PICAS AUTOAFILABLES - WIDIA CILINDRICA - PICA MOVIL

- POSICION FIJA
- PICAS AFILABLES
- POSICION VARIABLE

En las picas autoafilables la pica puede girar libremente en su alojamiento, de tal forma que teóricamente el desgaste de la pica se produce de forma homogénea y se necesita afilarlas con menor frecuencia que las picas tradicionales.

Habitualmente las picas ocupan una posición fija en la cabeza de corte con lo cual los ángulos del útil se desgastan y hay que afilar la pica para reconstruirlas.

Estas picas pueden tener una posición FIJA o VARIABLE ; en el primer caso la pica se fija en la cabeza de corte me

dante un telón elástico o un manguito a presión, en el segundo caso la pica se fija por medio de un tornillo. Las picas de posición fija son más fáciles de cambiar pero presentan el inconveniente de que al afilarlas hay que clasificarlas por alturas para conseguir un corte uniforme y al trabajar con rocas muy resistentes los alojamientos acaban por deformarse y se pierden las picas. Las picas de posición variable eliminan estos problemas a costa de ser más laboriosa la operación del cambio de picas.

Según se ha podido comprobar en la BERGBAU 81, Carrasco et. al. (1981) en el momento actual existe una tendencia unánime en casi todos los fabricantes en el sentido de equipar las cabezas de corte de los minadores con picas autoafilables.

Cuando la roca ofrece una excesiva resistencia frente a la potencia de la cabeza de corte las picas se deterioran rápidamente y los costes que se derivan hacen prohibitivo el empleo de estas máquinas.

Uno de los puntos de la investigación actual para aumentar el campo de aplicación de los mineros continuos radica precisamente en aumentar la capacidad de las picas para transmitir una potencia de corte cada vez mayor. Una de

las vías que aparecen como más prometedoras es la combinación del arranque hidráulico con el arranque mecánico. En Alemania se han hecho experiencias y construido prototipos para realizar el arranque en los tajos por este procedimiento a partir de una colaboración entre la BERGBAU-FORSCHUNG y MAN - GHH - Sterkrade. Se han utilizado dardos de agua con una presión de 70 MPa que permiten reducir en un 70% la potencia requerida en el arranque, CARRASCO et. al. (1981). En Inglaterra el MRDE ha realizado ensayos con una BOSCO MK-2A equipada con dardos de agua a una presión superior a 70 MPa y se ha podido rozar con éxito en rocas de resistencia a compresión simple superior a 120 MPa., ONU Comité du Charbon (1982).

2.2. TIPOS DE CABEZA DE CORTE

La posibilidad de que un minador pueda arrancar económicamente en un determinado macizo rocoso radica en la potencia que es capaz de transmitir a los útiles de corte. Estos se hayan alojados en la cabeza de corte que adopta la forma de una pila con disposición helicoidal de las picas y que está unida inmediatamente al reductor y motor de rozado que, en conjunto, forman el árbol o brazo de corte.

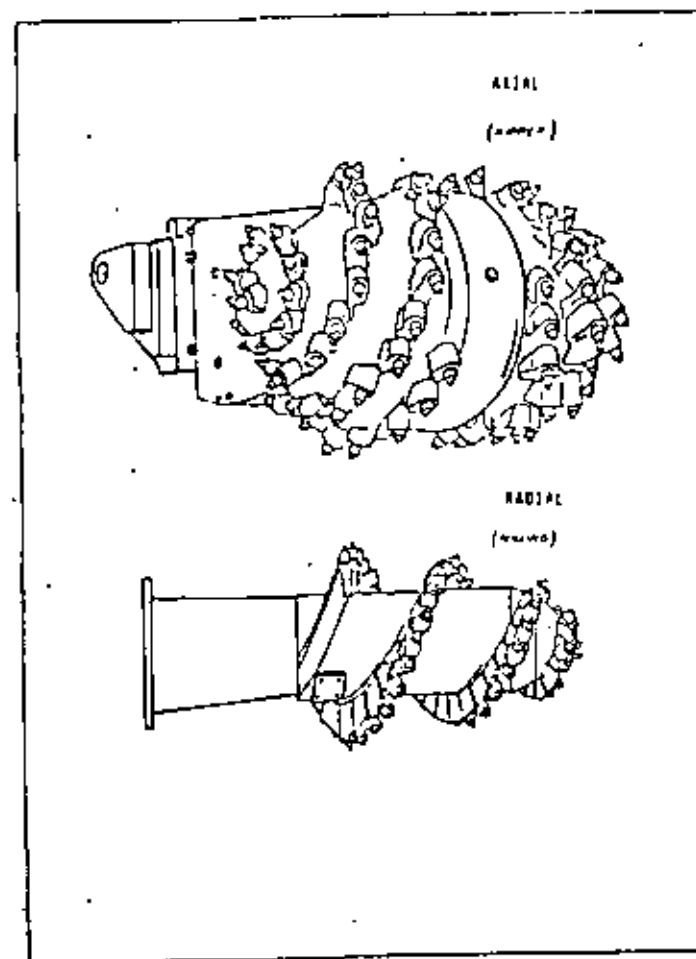


Fig. nº 6.- TIPOS DE CABEZAS DE CORTE

Se dice que un minador continuo tiene una cabeza de corte radial, fig nº 6, cuando el plano de la pica al atacar la roca es oblicuo respecto al eje del minador continuo; por otro lado la cabeza se llama de corte axial cuando el plano de la pica al cortar la roca es paralelo al eje del minador. Fig 6b Ambos tipos se conocen en inglés por las palabras MILLING y RIPPER respectivamente.

En los minadores continuos con corte radial la reacción de corte debe ser absorbida por la fuerza de rozamiento que se opone al deslizamiento lateral del minador, figura nº 7; suponiendo que el coeficiente de fricción entre el acero y la roca sea  $\mu = 0,25$  para un minador de peso  $p = 24 t$  la máxima reacción posible será:

$$R = \mu \cdot P = 0,25 \cdot 24 = 6t.$$

Esta reacción es muchas veces insuficiente cuando las rocas son excesivamente resistentes y, en este caso, se produce un rebote del minador al intentar entrar en roca. En este tipo de máquinas para aumentar la reacción R se tiende a aumentar el peso del minador lo cual, aunque puede mejorar su estabilidad y robustez, produce un encarecimiento del coste y unas dimensiones mayores del conjunto.

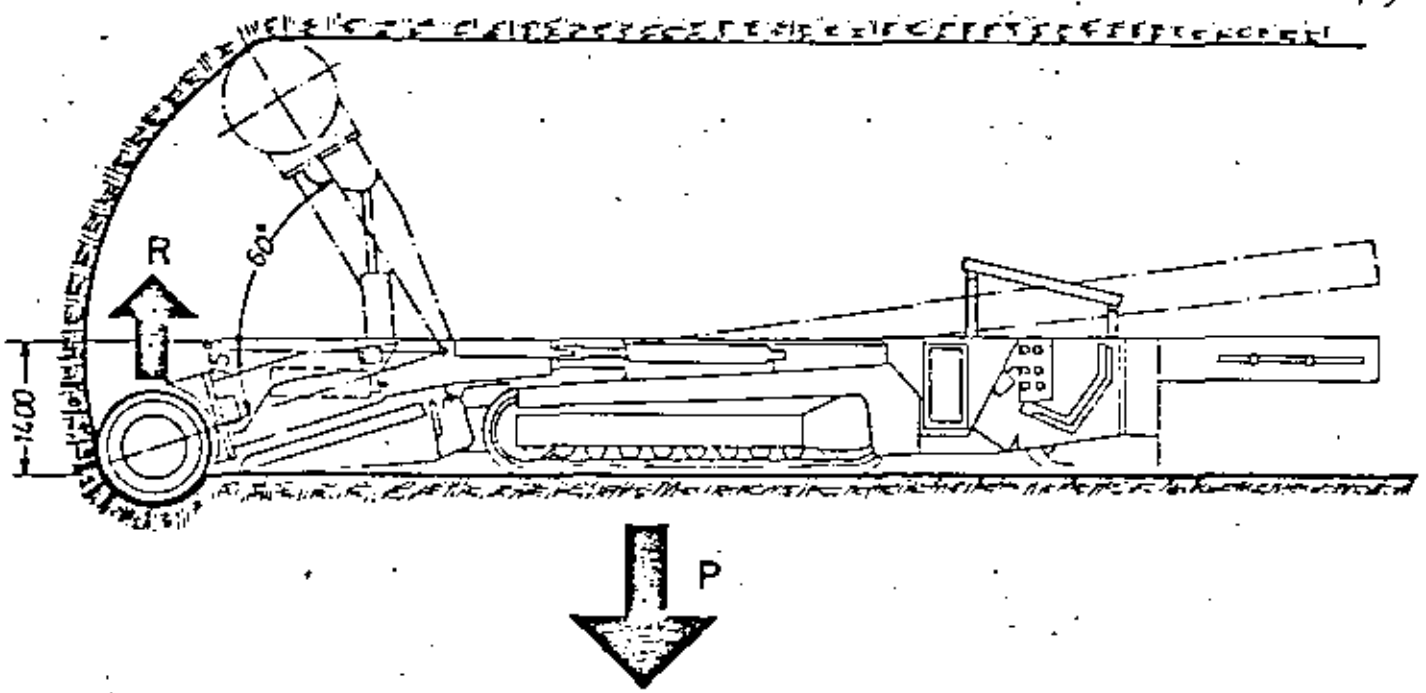
Con carácter general los minadores con cabeza de corte radial disponen de unos cilindros hidráulicos horizontales que anclan la máquina contra los paramentos de las galerías para aumentar la reacción. Esto disminuye notablemente la movilidad del minador y su capacidad de corte a no ser que se disponga de un brazo de roza telescópico; lo cual a su vez limita la potencia de roza por la menor rigidez del brazo de corte. Para combatir la falta de movilidad este tipo de minadores tienen una cabeza de corte con una profundidad de pasada mucho mayor que la de los de corte axial.

En los minadores continuos con corte axial fig nº 7b la reacción de corte puede ser absorbida por todo el peso de la máquina con lo cual este tipo de minadores puede cortar rocas sensiblemente más duras que las máquinas radiales a igualdad de peso.

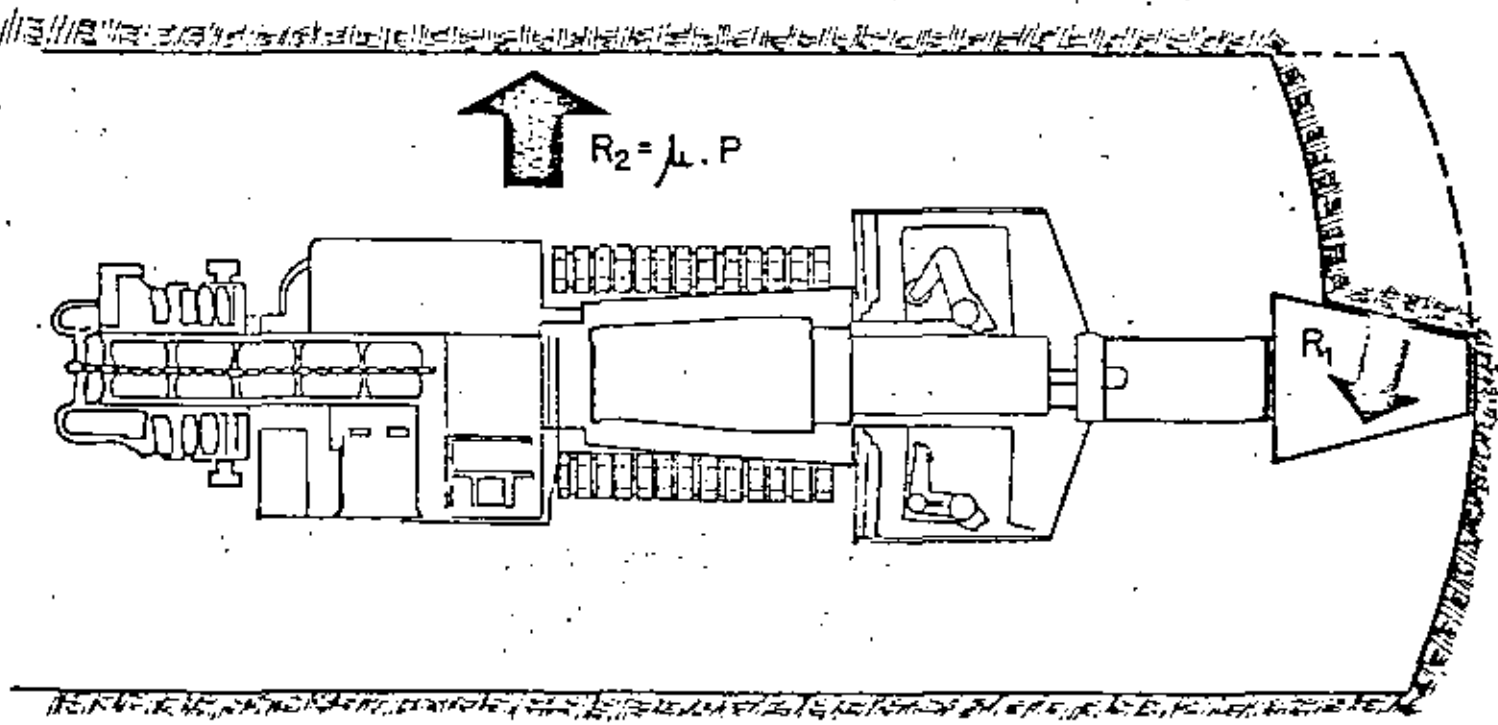
En general los minadores con cabeza de corte axial son mucho más compactos, maniobrables y ligeros que los de corte radial.

Hace unos pocos años, BOUGARD et. al. (1976), se afirmaba que las grandes potencias de corte estaban reservadas a las cabezas de tipo radial. Sin embargo la aparición posterior del ALPINE AM - 100, con cabeza de corte de 225 Kw,





A.- MINADOR CON CABEZA DE CORTE AXIAL (RIPPER.)



B.- MINADOR CON CABEZA DE CORTE RADIAL (MILLING)

FIG. Nº 7 - REACCIONES SOBRE LOS MINADORES CONTINUOS SEGUN SU CABEZA DE CORTE.

y del WESTFALIA BISONTE con 200 Kw en la cabeza, ambas de tipo axial, se encargaron de invalidar esta afirmación. En la actualidad la supremacía de un tipo de minador sobre otro no está muy clara pues de hecho coexisten ambos en el mercado. A título de anécdota indicaremos que la gran mayoría de los minadores de brazo ingleses y rusos son de corte radial mientras que los alemanes, austriacos y húngaros suelen ser de corte axial.

De hecho varios fabricantes como EICHOFF, SALZGITTER, AEC... ofrecen para un mismo modelo tanto cabezas de corte axial como radial.

### 2.3. TIPOS DE MINADORES

Probablemente fue el Ingeniero de Minas húngaro ZOLTAN AJTAY el padre de los actuales minadores continuos cuando en 1950 puso en servicio las máquinas F-4 que tan sólo pesaban 6,3 t. y tenían una potencia de 50 Kw.

Desde esa fecha la evolución de los minadores continuos ha sido muy intensa y hoy los podemos clasificar en cuatro generaciones o clases según los criterios que se indican en el cuadro 1. Carrasco et. al. (1981):

Tipo	Peso (t)	Potencia de corte (Kw)	Resistencia a compresión simple de las rocas (MPa)	Sección de galería (m <sup>2</sup> )
Pequeño	< 15	< 50	< 40	5-12
Medio	15-30	50-110	< 70	6-23
Intermedio	30-70	110-200	< 100	8-45
Grande	> 70	> 200	< 130	12-60

Cuadro 1.- TIPOS DE MINADORES

Cronológicamente la primera generación está constituida por los minadores de tipo pequeño que fundamentalmente se desarrollaron para abrir galerías en las minas subterráneas del lignito y para el avance de túneles en rocas blandas. El representante más característico lo constituye el F6 A; originario de Hungría donde sucedió al F.5 y luego construido en Austria por VOEST-ALPINE. En España han trabajado estas unidades en la Hullera Vasco-Leonesa, Sta. Lucía, y en muchos túneles trazados en terrenos terciarios. También hay que señalar la presencia del PK-3 soviético que ha dado origen a las máquinas DOSCO y MRDE.

La segunda generación corresponde a los minadores de tipo medio que se desarrollaron a finales de los años 60 y de los que los representantes más extendidos son el DOSCO MK-2A, el ALPINE AM-50 y la Ph-9 rusa.

Desde este nivel la tecnología dió un paso, probablemente excesivo, que llevó a la puesta a punto de minadores de la tercera generación: los más grandes entre los existentes. Este hito puede situarse a mediados de los años 70 con la aparición del ALPINE AM-100. La diferencia entre los minadores de tipo medio y los grandes era demasiado amplia, razón por la que en 1980 han aparecido los minadores de tipo intermedio que pretenden trabajar en rocas con resistencia a compresión simple de hasta 100 MPa. Los representantes más característicos de este grupo son por orden de aparición: SUPER ROC (AEC); SIM-160 (SALZGITTER) y AM-75 (VOEST-ALPINE).

**3.- CRITERIOS PARA LA UTILIZACION DE MINADORES**

Para que un minador cumpla satisfactoriamente su trabajo debe trazar una galería de dimensiones determinadas, en un macizo rocoso concreto y de una forma económicamente ventajosa respecto a los métodos tradicionales.

Los condicionantes geométricos de las galerías en las que se debe mover un minador se pueden especificar fácilmente. Los condicionantes económicos son mucho más difíciles de acotar pues además del precio de coste de cada metro de galería avanzada intervienen factores de tan difícil evaluación como: el mejor comportamiento de las galerías avanzadas por medios mecánicos respecto a las avanzadas con explosivos y la ventaja que supone sustituir a los barrenistas que desarrollan un trabajo muy duro que exige una alta profesionalidad muchas veces difícil de encontrar.

Interviene también la facilidad del montaje y desmontaje de los minadores cuando estos no pueden trasladarse por sí mismos de un frente de trabajo a otro. En el momento actual la National Coal Board, para las condiciones de la minería inglesa del carbón admite que el empleo de un minador es rentable si la longitud de galería que debe trazar es superior a 9m. por cada tonelada de peso del minador. Así un AM-50 de 24 t. de peso exigiría como mínimo a trazar galerías de 216 m. de longitud para que esa operación fuera económica.

La definición de los parámetros geomecánicos no debería presentar una dificultad apreciable ya que en el estado actual de conocimientos la caracterización de los macizos rocosos está totalmente conseguida. Sin embargo dado que estos parámetros

acotan de hecho el campo de aplicación de los minadores existe una clara tendencia por parte de los constructores hacia la ambigüedad e incluso, muchas veces, se produce una apreciación exagerada de las posibilidades reales de los minadores continuos.

Para definir el proceso de fragmentación resulta útil el concepto de energía Específica (o densidad de energía)  $E_s$  que se define como:

$$E_s = \frac{\text{Trabajo aplicado}}{\text{Volumen de roca}}$$

Nótese que sus dimensiones son las de una presión puesto que

$$[E_s] = \frac{F \cdot L}{L^3} = F \cdot L^{-2}$$

Como ya sabemos el medio rocoso puede caracterizarse por las propiedades de la matriz y sus discontinuidades. La forma más fácil de caracterizar la roca intacta es por su resistencia a compresión ( $\sigma_c$ ) y su resistencia a tracción ( $\sigma_T$ ). HINO ha definido un índice de fragilidad, mediante la relación  $\sigma_c / \sigma_T$ ; que puede ser muy útil en algunos casos.

En cualquier caso no conviene perder de vista que lo que el minador continuo debe arrancar es un macizo rocoso

que está integrado por la roca intacta y las discontinuidades presentes.

Las discontinuidades se caracterizan por el número de familias que forman y por el espaciamento medio; parámetros que están directamente relacionados con el RQD. Algunos autores han determinado el parámetro adimensional  $\sigma_c / E_s$  para algunos procesos típicos de fragmentación según se muestra en el cuadro II. FAIRHURST (1970) y HUGHES (1972).

PROCESO	TAMAÑO CARACTERISTICO	ENERGIA ESPECIFICA ( $\sigma_c / E_s$ )		
		HUGHES	N.C.B.	FAIRHURST
Perforación rotativa	1/3"	0.25-1	0,5	0,3-3
TOPDE	2"	2	1.6	
MINADOR	3"	3	3	-
ROZADORAS	3"-5"	8	8	-
PICO MECANICO	12"	20-50	50	-
PICO MANUAL	-	-	-	22
ROTURA FRAGIL A COMPRESION SIMPLE	-	700	-	-

Cuadro II.- ENERGIA ESPECIFICA EN PROCESOS TÍPICOS DE ROTURA

De estos valores pueden deducirse que  $E_c$ :

- CRECE AL DISMINUIR EL TAMAÑO CARACTERISTICO
- ES MENOR EN PROCESOS DE ROTURA FRAGIL
- ES MENOR EN PROCESOS LOGICOS (TOPO, MINADOR, RIPER, PICO).

Actualmente existen varios criterios para valorar la posibilidad de empleo de minadores continuos que exponemos a continuación.

### 3.1. ESCUELA DE MINAS DE LOEBEN (AUSTRIA)

Es uno de los criterios más antiguos que se conocen y utiliza dos parámetros, F y H, definidos a continuación:

$$F = \frac{\sigma_T \cdot D_C \cdot \% C}{100} \quad (2) \quad \text{siendo}$$

$\sigma_T$  = resistencia a compresión simple ( $\text{Kg/cm}^2$ )

$D_C$  = diámetro de los granos de cuarzo (cm)

$\% C$  = contenido en cuarzo de la roca

H es el índice de fragilidad de Hino, ya mencionado, definido por

$$H = \frac{\sigma_c}{\sigma_T} \quad (3) \quad \text{donde}$$

$\sigma_c$  = resistencia a compresión simple ( $\text{Kg/cm}^2$ )

Se considera que la roca puede ser rozable si se cumple simultaneamente que:

$$F < 0.04$$

$$H \approx 7$$

Estos índices son habitualmente empleados por VOEST ALPINE.

### 1.2. INDICE DE FOURMAINTREAU

FOURMAINTREAU sostiene que son las discontinuidades del macizo rocoso las que gobiernan el trabajo de las máquinas de avance de galerías; define un índice de avance (IA) como

$$IA = \sigma_c \cdot \frac{V_{1M}}{V_{im}} \times 100 \quad (4) \quad \text{siendo}$$

$\sigma_c$  = resistencia a compresión simple (MPa)

$V_{1M}$  = velocidad de propagación de las ondas longitudinales en el macizo (m/seg).

$V_{2m}$  = velocidad de propagación de las ondas longitudinales en la matriz rocosa (m/seg)

En el caso de los mineros continuos de ataque puntual su campo de aplicación está definido, de acuerdo con la expresión (4), por:

$$50 < IA < 900 \quad (5)$$

### 3.3. ENSAYO DEL CONE INDENTER NUMBER (CIN)

El Cone Indenter Number (CIN) es un ensayo de indentación bajo carga puntual puesto a punto por el MINING RESEARCH AND DEVELOPMENT ESTABLISHMENT (MRDE) para determinar de una forma rápida la resistencia a compresión de la roca intacta con vistas a predecir la posibilidad del empleo de máquinas de arranque mecánico en galerías.

El aparato para realizar el CIN trabaja de forma similar a los esclerómetros que determinan la dureza superficial de los metales. El aparato está constituido por un bastidor

metálico, cuya mayor dimensión es 175 mm, sobre el que actúa un tornillo micrométrico encargado de comunicar la fuerza del ensayo a la muestra de roca a través de un cono de carburo de tungsteno con un ángulo en la punta de 40°. La fuerza que se ejerce se mide por la flexión que se produce en un muelle laminar, sobre el que se apoya la muestra, que se mide por un comparador de esfera. El CIN se define como

$$I = \frac{D}{P} \quad (6) \quad \text{donde}$$

D = flecha laminar, que se mide en el comparador de esfera

P = penetración del cono en la muestra, que se mide por el tornillo micrométrico.

Las muestras de roca no deben ser mayores que 12x12x6 mm. El ensayo debe realizarse procurando que el cono de tungsteno ataque a la muestra próximo a uno de los bordes, tal como se indica en la figura n° 8.

Una vez colocada la muestra en el aparato se aprieta levemente el tornillo micrométrico, se pone a cero el comparador y se toma la lectura del tornillo micrométrico (Mo).

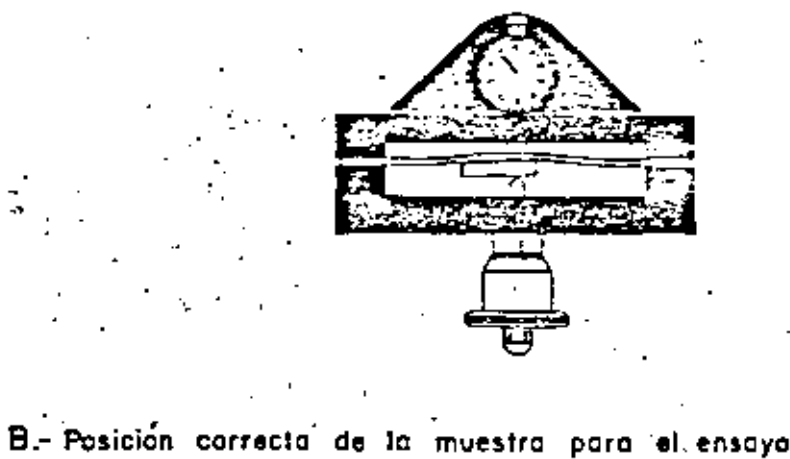
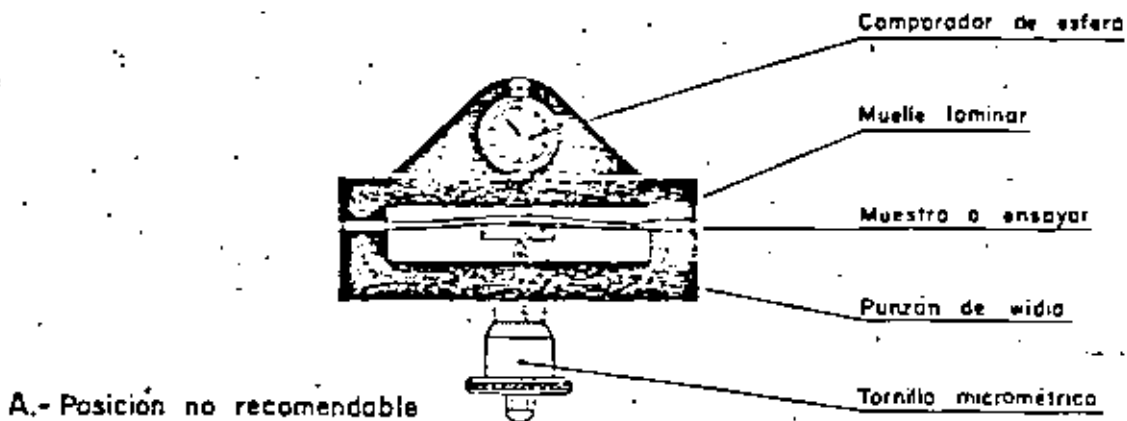


FIG. Nº 8.- ENSAYO DEL CONE IDENTER NUMBER ( C. I. N.)

A continuación se gira lentamente el tornillo micrométrico en sentido de las agujas del reloj, hasta que el comparador de esfera indique una flecha de 0,635 mm ( $D_1$ ). Se lee de nuevo el micrométrico ( $M_1$ ) y la penetración en la muestra está dada por

$$P_S = (M_1 - M_0) - D_1 \quad (7)$$

De acuerdo con (6) el índice de penetración vale:

$$I_S = \frac{D_1}{P_S} \quad (8)$$

Si  $P_S$  es menor que 0,2 mm hay que calcular el C.I.N. modificado aumentando más el esfuerzo de penetración. Se gira el tornillo micrométrico en sentido de las agujas del reloj, hasta leer en el comparador 1,27 ( $D_2$ ). En este momento se lee de nuevo el micrómetro ( $M_2$ ). La penetración en la muestra de roca está dada por

$$P_m = (M_2 - M_0) - D_2 \quad (9)$$

y el C.I.N. modificado vale

$$I_m = \frac{D_2}{P_m} \quad (10)$$

Este ensayo se considera representativo en rocas con diámetro medio de grano de 0,05 mm que corresponde a los granos que son visibles a simple vista. Para rocas con granos de mayor diámetro el ensayo no es representativo ya que el punzón puede penetrar por los espacios intergranulares.

Si se hace el ensayo con cuarzo se obtendrá un C.I.N. estandar que cumplirá la relación

$$8 < I_S < 12 \quad (11)$$

El C.I.N. fue puesto a punto por el MRDE para la NCB en 1969 y desde entonces se emplea habitualmente en la minería británica.

SZLAVIN (1971) ha correlacionado los C.I.N., estandar y modificado, con la resistencia a compresión simple de la roca intacta mediante las expresiones:

$$\sigma_c = 24.8 \cdot I_S \quad (\text{MN/m}^2) \quad (12)$$

$$\sigma_c = 35.8 \cdot I_m \quad (\text{MN/m}^2) \quad (13)$$



En el cuadro III se muestra la relación entre el C.I.N. y el tipo de máquina que se puede emplear para arrancar la roca.

4. ENSAYO DEL CERCHAR

El CERCHAR (1973) ha puesto a punto un método indirecto para conocer la sucesión de bancos en un determinado terreno con vistas a determinar la variabilidad de sus propiedades geomecánicas. Es necesario realizar un sondeo, con recuperación del testigo, en dirección perpendicular a la estratificación. Para que el método sea poco costoso y suficientemente rápido se ha escogido como diámetro el de 27 mm.

A partir de los testigos obtenidos se puede hacer una caracterización litológica no destructiva y una determinación de R.Q.D. A continuación se hace el ensayo de dureza que en esencia consiste en medir el tiempo en que se tarda en realizar un taladro en el testigo en unas condiciones determinadas.

Se emplea una broca de vidia con 99° de ángulo en la placa y 8 mm. de arista. Se realiza la perforación con

TIPO DE ROCA	$\sigma_c$ (MN/m <sup>2</sup> )	C. I. N.		TIPO DE MAQUINA DE CORTE
		Is	Im	
BLANDA Arcilla compacta Arcilla calcinada Carbón	10 20 30	0.5	0.5	Cualquier tipo de máquina
MEDIA Arcilla dura Rocas sedimentarias Pizarras	40 50 60 70 80	2 2.5 3	1.5 2	Si el frente no es masivo los minadores de brazo trabajan bien. Si hay bancos de más de 100 mm. se producen roturas de picas. Rocas ripables salvo los últimos lugares de la escala.
DURA Rocas sedimentarias abigarradas Areniscas medias Calizas	90 100 110 120	4 4.5	2.5 3	A partir de la mitad de la escala los minadores continuos no pueden trabajar económicamente
MUY DURA Arenisco muy cementado Caliza Micasal de hierro Rocas ígneas y metamórficas	130 140 150 160 170	5.5 6 6.5 7	4 4.5	Límite de los topes equipados con motelas. En otros casos hay que perforar con barrenos de vidia.
EXTREMADAMENTE DURAS Cuarcitas Rocas ígneas metamórficas compactas	190 200	7.5	5.5	Domio exclusiva de la perforación con percusión

Cuadro III.- Relación entre los C.I.N. el tipo de roca,  $\sigma_c$  y el tipo de máquina a emplear en el avance.

una fuerza constante de 20 Kg. sobre la broca, que gira a 190 r.p.m.

El índice de dureza,  $d$ , se define como el tiempo necesario para realizar una perforación de 1 cm. suponiendo que se mantienen las condiciones iniciales.

El índice de dureza está relacionado estadísticamente con la resistencia a compresión de las rocas mediante la expresión

$$\sigma_c = 1400 \log \frac{d}{4} \quad (14)$$

Para los valores de dureza inferior a 20 puntos puede aplicarse la expresión aproximada

$$\sigma_c = 55 \cdot d \quad (15)$$

### 3.5. INDICE DE JENNY-BALISSAT

En el 5º Congreso de la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas Jenny-Balissat (1979) ha presentado un índice muy completo que contempla: la resistencia a compresión simple de la roca intacta, el índice de rebote del martillo Schmidt,

el ensayo de la abrasión de los Angeles y el contenido en cuarzo de la roca.

El índice de perforabilidad está definido por:

$$b_q = \frac{I_S \cdot \sqrt{H_R} \cdot (1+Q)}{A} \quad (16) \quad \text{donde}$$

$I_S$  = Índice de rotura bajo carga puntual (N/mm<sup>2</sup>)

$H_R$  = Índice de rebote con el martillo Schmidt. Se ha empleado un martillo de tipo N, con energía de percusión de 2,25 N.m. El martillo se debe orientar de tal forma que su eje sea perpendicular al plano de impacto.

$Q$  = Contenido en cuarzo y minerales de dureza de la escala de MOHS superior a 6,5 en % del peso total.

$A$  = Pérdida en % del peso de la muestra determinada en el ensayo de Los Angeles según la norma ASTM-C-131.

A partir del índice definido por la ecuación (16) las rocas se clasifican en los cuatro grupos siguientes:

CLASE I  $bq \geq 100$  Son rocas extremadamente duras en las cuales no pueden emplearse máquinas de arranque mecánico de ningún tipo.

CLASE II  $99,9 > bq > 10,0$  Son rocas bastante duras o abrasivas en las que es posible el empleo de las máquinas de arranque mecánico más potentes aunque con costes elevados. Son típicas de este grupo las areniscas y los granitos de grano fino.

CLASE III  $9,9 > bq > 0,1$  Rocas de tipo medio en las que resulta especialmente indicado el empleo de máquinas para el arranque de las rocas. Son típicas de este grupo las calizas, dolomitas, pizarras y muchas rocas cristalinas.

CLASE IV  $0,1 > bq$  Son rocas muy blandas como argilitas, lutitas, areniscas muy poco cementadas, gravas... El empleo de máquinas para realizar el arranque es posible pero deberá preverse el empleo de escudos en algunos casos.

Aunque este índice está fundamentalmente orientado hacia los topos y todavía no está avalado por una práctica intensa, parece que es uno de los más completos que existen actualmente.

### 3.5. MARTILLO SCHMIDT MODIFICADO

Muy recientemente JANACH et al. (1982) han puesto a punto un método de predicción del avance de máquinas de avance de galerías tipo topo mediante ensayos "in situ" con un martillo Schmidt modificado cuyo uso podría extenderse para predecir las condiciones de trabajo de los minadores continuos de brazo.

Este es un ensayo de desgaste que en esencia consiste en hacer golpear un cilindro de acero sobre la roca a ensayar midiendo la pérdida de peso en el cilindro de acero, para relacionar este parámetro con el desgaste de las moletas de los topos.

En este ensayo se emplea un martillo Schmidt de tipo M, que es unas 3 veces mayor de tamaño que el normal, que se modifica engastando en el extremo del vástago que hace contacto con la roca un cilindro de acero que, para simplificar el ensayo, está constituido por un rodillo de rodamiento comercial. El rodillo está inclinado  $45^\circ$  de tal forma que se apoya como una cuña sobre la roca a ensayar. El cilindro de acero tiene una dureza de 62 HRC, un diámetro de 11 mm. y una longitud de 12 mm. La energía de golpeo que recibe del martillo es de 30 J. En las rocas duras el cilindro

penetra fácilmente unos 2-3 mm y se alcanza una fuerza de pico de 2000-3000 KN.

Para realizar el ensayo se hace un número de impactos comprendidos entre 20 y 50 en lugares distintos de la misma clase de roca. Finalizada la serie de impactos se desmonta el cilindro de acero, que pesa unos 9 g. y se haya pa pérdida de peso en una balanza con precisión de  $\pm 0.1$  mg.

El índice de desgaste de la roca se mide por el cociente entre la pérdida de peso del cilindro y la energía aportada que se calcula multiplicando 30 J por el número de impactos realizados. Se supone que el rendimiento del impacto del martillo es 100%. Como unos resultados típicos se puede señalar que en 20 impactos en granito la pérdida de masa será de unos 15 mg. o, si se trata de arenisca dura, se perderán unos 7 mg. al cabo de 40 impactos. En el caso de rocas poco abrasivas la pérdida de masa no será significativa más que si el número de impactos es extraordinariamente alto lo cual hará poco operativo el ensayo; pero, en este caso con toda seguridad las máquinas de avance mecánico no tendrán ningún problema.

En el cuadro IV se muestran algunos de los resultados típicos que se han obtenido en este ensayo.

38

TIPO DE ROCA Y LOCALIZACION	Nº DE IMPACTOS	PERDIDA DE MASA (mg)	INDICE MEDIO DE ABRASIVIDAD (mg/K)
GRANITO Bohus (Suecia)	20	17,1	30
	20	16,3	
	20	20,0	
	20	18,7	
GNEISS Washington DC (USA)	50	25,3	19
	50	31,7	
ARENISCA Albringhausen (RFA)	20	3,9	7,4
	20	4,9	
	20	3,2	
	20	4,8	
	40	9,7	
PIZARRA MICACEA Atlanta, GA (USA)	30	6,0	4,6
	50	5,1	
CALIZA SILICEA Balmholz (Suiza)	40	2,4	2,0
DOLOMITA CALIZA Chicago IL (USA)	500	3,5	0,23

Cuadro IV RESULTADOS OBTENIDOS CON EL MARTILLO SCHMIDT MODIFICADO

Este índice de abrasividad ha sido comparado con el desgaste de las moletas de los topes empleando el ensayo en laboratorio con "mini-moletas" conservando los parámetros a escala para que el ensayo sea representativo. el ensayo se hace con testigos cilíndricos de roca, con diámetros comprendidos entre 75-150 mm., que son cortados por una mini-moleta de 35 mm. de diámetro hecha con un acero de dureza 58 HRC.

En la figura nº 9 se muestra la correlación entre el consumo de mini-moletas expresado por el logaritmo del cociente de la pérdida de masa de moleta (g) y el volumen de roca arrancada (m<sup>3</sup>) y el índice de abrasividad ya definido

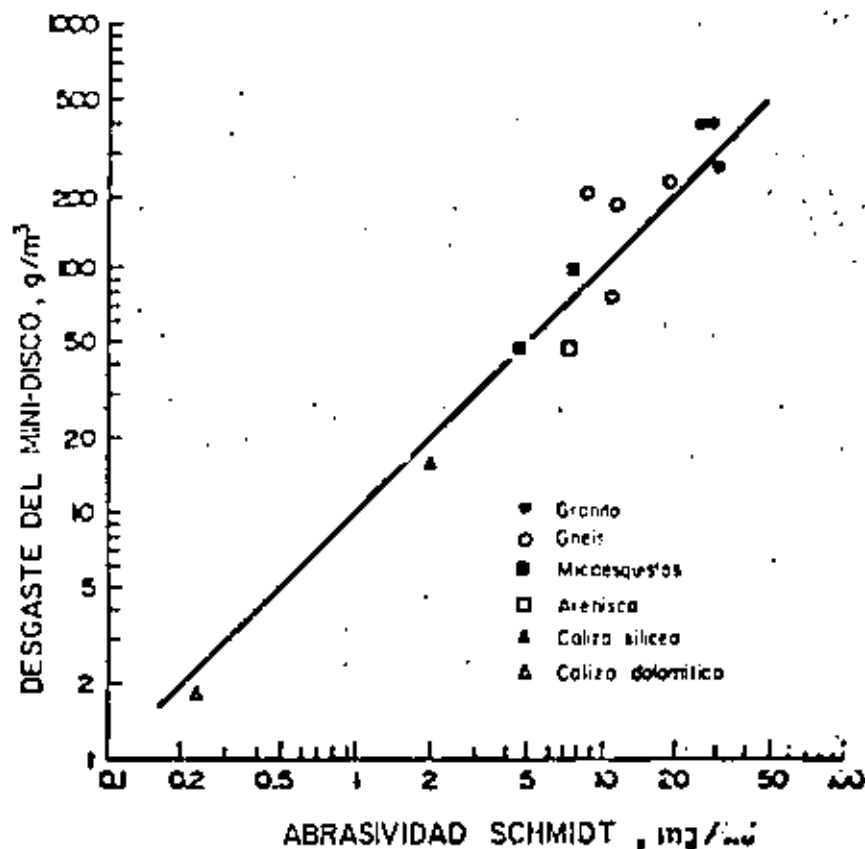


FIG. Nº 9.- COMPARACION ENTRE LA ABRASIVIDAD SCHMIDT Y EL DESGASTE DEL MINI-DISCO.

4. POSIBILIDADES DEL EMPLEO DE MINADORES EN LA MINERIA

ESPAÑOLA

Desde hace muchos años se emplean minadores en algunas minas subterráneas españolas. Este es el caso de las explotaciones de lignito de andorra de Teruel donde se empleaban minadores del tipo PK-3, de la Hullera Vasco-Leonesa que empleó hace más de 10 años un ALPINE F6-A para el trazado de las galerías en carbón. También en los yacimientos potásicos, tanto en Navarra como en

FABRICANTE	TIPO DE MAQUINA	Nº DE UNIDADES
ANDERSON MAVOR	RH - 22	12
	RH - 1/3	7
	RH - 1/4	2
	Escudos con arbol de corte	10
TOTAL ANDERSON MAVOR		31
DOSCO	MK - 2	193
	MK - 2A	561
	MK - 240	4
	MK - 2B	4
	MK - 3	12
	TB - 600	1
	MH - 105	1
	LH - 100	5
	SL - 120	1
TOTAL DOSCO		783
THYSSEN	TITAN 134	5
	TITAN 169	2
TOTAL THYSSEN		7
TOTAL GENERAL		821

Cuadro V DISTRIBUCION DE LOS MINADORES DE ATAQUE PUNTUAL  
ADQUIRIDOS POR LA NCB

una resistencia a compresión simple de 70 MPa. Recuérdese que en los tajos frecuentemente el carbón es más duro que los hastiales lo cual ha llevado a la práctica de dejar unos 25 cm. de carbón al techo de la capa, "top coal", para facilitar el sostenimiento de los tajos.

#### 4.2. SITUACION ACTUAL EN LAS HULLERAS CONTINENTALES

En los yacimientos carboníferos continentales de los países que pertenecen a la C.E.E. la naturaleza de los terrenos presentes en cada uno de ellos es la que se indica en el cuadro VI, de acuerdo con una encuesta realizada por DUBOIS (1969).

CUENCA	TIPO DE ROCA				
	CARBON (%)	PIZARRA (%)	PIZARRA ARENISCOSA (%)	ARENISCA (%)	CONGLOMERADO (%)
RHUR	4	31	29	36	---
SARRE	14	21	36	28	1
N.P.D.C.	11,5	37,5	27,5	23,5	---
LORENA	13,5	31	21	23,5	11
CAMPINE	2	70,5	18	9,5	---

Cuadro VI.- TIPO DE ROCAS EN LAS CUENCAS EUROPEAS CONTINENTALES

Por lo que se refiere a la resistencia a compresión simple de las rocas presentes en estos yacimientos puede servir de orientación las indicaciones contenidas en el cuadro VII.

CUENCA	RESISTENCIA A COMPRESION SIMPLE		
	< 100 MPa	100 - 150 MPa	> 150 MPa
RHUR	33.6 %	25.1 %	38.3 %
N.P.D.C.	47 %	31.3 %	21.7 %
CAMPINE	52 %	48 %	----

Cuadro VII.- RESISTENCIAS DE LAS ROCAS PRESENTES EN LAS CUENCAS CARBONIFERAS CONTINENTALES DE LOS PAISES DE LA C.E.E.

A la vista de los datos anteriores la cuenca que mayores dificultades presenta y la que más se parece en características geomecánicas a las cuencas carboníferas españolas es la del Rhur. Por ello resultan de especial interés los datos de los avances con minadores que son operativos en estos terrenos.

MERTENS (1973) indica que, en el Rhur, con los minadores ALPINE AM-50 en galerías rectangulares, de sección bruta

de 14 a 17 m<sup>2</sup>, en las que el porcentaje de la sección correspondiente a hastiales variaba entre el 18 y 50%, se ha logrado en el mejor mes un avance medio de 12 m/día que es francamente bueno.

Conforme se indica en la figura nº 10 a partir de 1972 se ha incrementado en las hulleras alemanas sin cesar el número de los minadores continuos de ataque puntual, en detrimento de los minadores de cadena.

En el cuadro VIII se muestra la distribución de minadores continuos de ataque puntual trabajando en las hulleras de la Alemania del Oeste según una publicación del Comité del Carbón (1982).

En las hulleras de Alemania Federal se han trazado en 1980 110 Km de galerías en roca y 440 Km de galerías en capa de los cuales se han avanzado mediante minadores continuos el 10.5% y el 27% respectivamente, MERTENS (1981). En los próximos años se espera llegar a avanzar con minadores continuos entre el 60 y 70% de las galerías en capa. Para ello se han considerado como más idóneos los siguientes modelos: EICKHOFF ET-160 (65 t.), SALZGITTER STM-160 (41t), DEMAG VS 3/2 (75 t.) y VS-4 (67 t.), ALPINE AM-75 (41 t.), WESTFALIA WAV-300 (60 t.), PAURAT E-200 (110 t.). Como



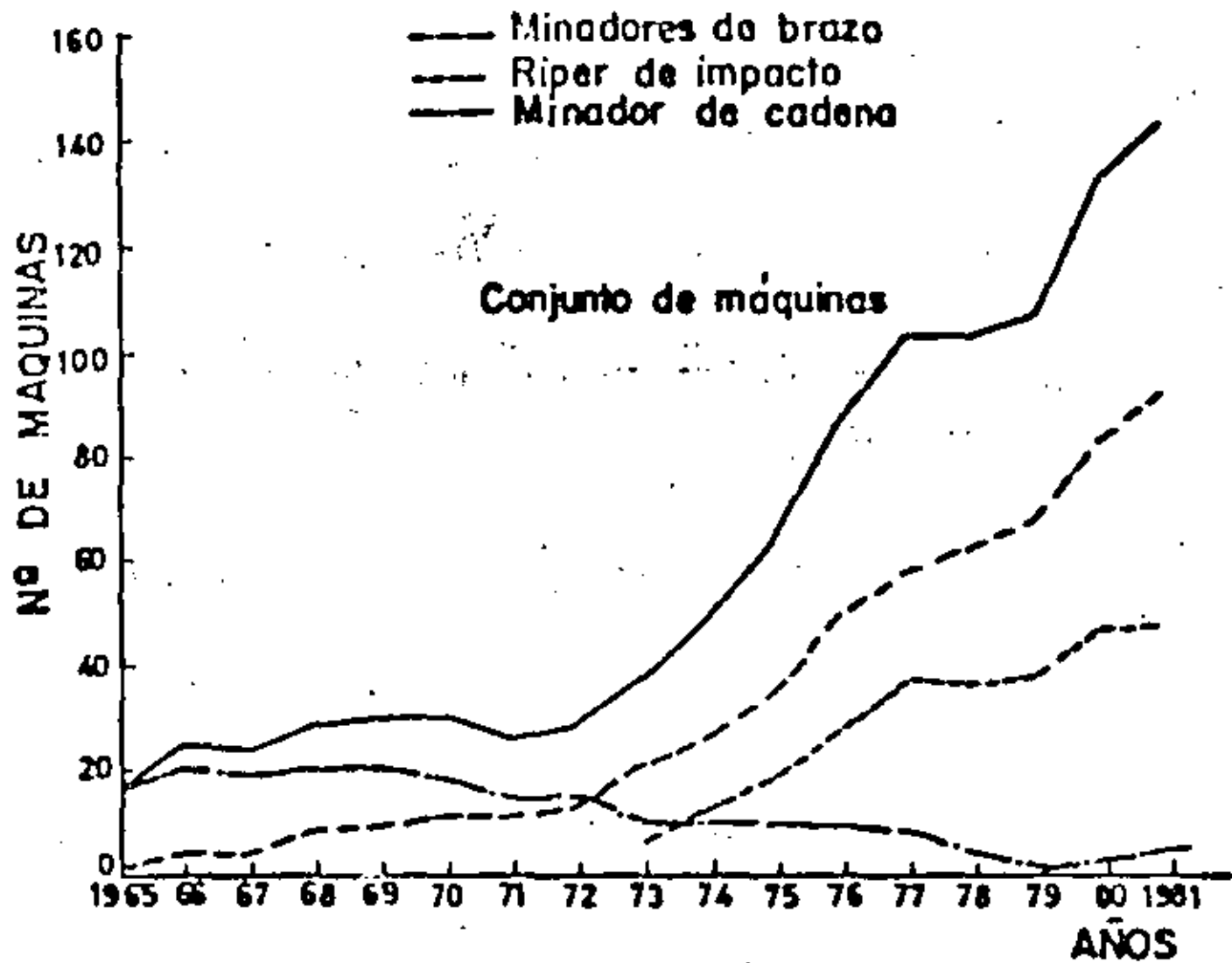


FIG. Nº 10.- EVOLUCION MAQUINAS DE AVANCE DE GALERIAS EN LA R.F.A.

puede observarse estos minadores corresponden a los grupos INTERMEDIO y GRANDES de acuerdo con lo expuesto en el apartado 2.3. Esto es coherente con la sección medio de las galerías a avanzar que es de unos  $20 \text{ m}^2$ . Con estos minadores se espera poder rozar sin problemas rocas cuya resistencia a compresión simple llegue a  $80 \text{ MPa}$  y tengan un grado de abrasión apreciable.

#### 4.3. CAMPO DE UTILIZACIÓN EN LA MINERÍA ESPAÑOLA DEL CARBÓN

Para poder estimar las posibilidades de aplicación de los minadores continuos de ataque puntual en la minería española del carbón el punto de partida debe ser un buen conocimiento acerca de las propiedades geomecánicas de los terrenos que se deben arrancar.

Las informaciones más fiables que se tienen se refieren a la Cuenca Central Asturiana, y en concreto a la Cuenca del Aller, donde el ICME (1972) realizó un proyecto de investigación fundamentado en 695 ensayos a compresión simple y 220 ensayos brasileños para determinar la resistencia a tracción de las rocas. A partir de los resultados de estos ensayos se ha elaborado el cuadro IX.

FABRICANTE	TIPO DE MAQUINA	Nº DE UNIDADES
VOEST ALPINE	AM - 50	19
	AM - 100	5
TOTAL VOEST ALPINE		24
DEMAG	VS - 3	1
DOSCO	DK - 2A	1
EICKHOFF	ET - 160	1
	EVA - 160	7
	EVR - 160	6
TOTAL EICKHOFF		14
PAURAT	ROBOTER E - 132	33
	E - 169	7
	E - 200	1
TOTAL PAURAT		41
WESTFALIA	WAV - 200	1
TOTAL GENERAL		82

Cuadro VIII.- DISTRIBUCION DE MINADORES EN LAS HULLERAS DE ALEMANIA FEDERAL

TIPO DE ROCA	RESISTENCIA MEDIA		INDICE DE FRAGILIDAD
	A COMPRESION SIN PLE	A TRACCION	
	$\sigma_c$ (MPa)	$\sigma_t$ (MPa)	$\sigma_c / \sigma_t$
PIZARRA	81,4	6,5	12,5
ARENISCA	141,6	5,4	26,2
ARENISCA GRANO FINO	145,0	---	---
ARENISCA GRANO MEDIO	134,4	---	---
CUARÇITA	180,0	8,3	21,6
CALIZA GRIOTTE	108,3	5,4	20,0
CALIZA GRIS	97,4	6,0	16,2
CALIZA DE MONTAÑA	98,8	6,2	15,9

Cuadro IX.- CARACTERISTICAS GEOMECANICAS DE LAS ROCAS TÍPICAS DE LA CUENCA DEL ALLER (IGME, 1972)

Se puede considerar, a efectos prácticos, que en el carbonífero español el 80% de los terrenos corresponden a pizarras y el 20% restante a arenisca. Con esta hipótesis y los datos del Cuadro IX, resulta que la resistencia media de los terrenos del carbonífero español se sitúa aproximadamente entorno a 93 MPa.

En 1973 se realizó una investigación en el yacimiento de HUNOSA para determinar las posibilidades de aplicación del bulonaje en el que se realizó una extensa campaña para determinar las características geomecánicas de estos terrenos. A partir de los ensayos realizados en esta investigación se ha elaborado el cuadro X en el que se han agrupado los resultados en cada uno de los pozos estudiados.

Los resultados medios de los cuadros IX y X son sensiblemente coincidentes y, a partir de ellos, se puede estimar que la resistencia media a compresión simple de las rocas del carbonífero español estará próxima a los 100 MPa en el casco de las galerías en capa. A la vista de los datos incluidos en el cuadro VII cabe deducir que la situación del carbonífero asturiano, en cuanto a posibilidades de aplicación de los minadores continuos para el avance de galerías, es similar a la existente en la Cuenca del Rhur.

Hemos indicado que, según MERTENS (1981), en el Rhur se espera llegar a emplear minadores continuos en el avance del 60-70% de las galerías en capa; pero esta meta va a ser algo difícil de alcanzar en España debido a dos razones suplementarias que todavía complican más el problema:

- \* La menor sección de las galerías
- \* La menor potencia de las capas

POZO	RESISTENCIA A COMPRESION SIMPLE (MPa)	
	GALERIAS EN CAPA	GALERIAS EN ROCA
M <sup>a</sup> Luisa	121,0	151,1
Samuño	133,2	277,9
Venturo	122,8	129,7
Soton	166,1	126,6
Entrego	143,9	136,1
Carrío	8,30	140,1
S. Nemes	107,3	131,1
Pumatabule	117,1	144,4
Llascaras	105,0	120,5
Poljo	94,6	118,8
Llansa	84,1	121,9
Barredo	107,4	98,9
Tres Amigos	92,8	65,5
Mont-Sacro	80,9	147,6
San Nicolas	137,2	155,0
Santiago	179,1	165,7
San Antonio	125,9	181,7
Aller	101,1	190,4
Sta. Barbara	94,5	101,3
S. Jose	73,6	74,8
MEDIA	113,5	139,2

Cuadro 1.- RESISTENCIA A COMPRESION DE LAS GALERIAS DE LOS POZOS DE HUNOSA

En Alemania Federal la sección media de las galerías en capa está próxima a los 20 m<sup>2</sup> mientras que en España no llega a 10 m<sup>2</sup>. Esto supone una dificultad grande para emplear minadores potentes que son necesarios para cortar estas rocas. Recuérdese que, según NERTENS (1981), en el Rhur se espera emplear minadores con potencia de corte mínima de 160 Kw. Aunque teóricamente los minadores del grupo intermedio, cuadro 1, podrían trabajar en secciones de 9 m<sup>2</sup> su operatividad y rendimientos estaría notablemente limitada.

En Alemania Federal la potencia media de las capas está comprendida entre 1,5 y 2 m, mientras que en el carbónífero asturiano la potencia media está comprendida entre 1 y 1,5 m. Esto hace que en el frente a excavar exista una mayor proporción de rocas con lo cual se dificulta el trabajo de los minadores.

Por lo que se refiere a otras cuencas se puede estimar, a partir de datos tomados en recientes investigaciones, que la situación es dispar. Así en Sta. Lucía, Sabero, La Camocha y Peñarroya las rocas, en general, son de peor calidad que en el caso de La Cuenca Central Asturiana. Por el contrario en El Bierzo las rocas son, por lo menos, de igual competencia y presentan menos discontinuidades lo cual, a efectos del avance con minadores, hace el problema más difícil.

A la vista de todo lo anterior se puede estimar que en el caso de conseguir hacer operativos minadores con cabezas de corte de 160 Kw se podría esperar trazar con estos medios entre el 30 y 40% de las galerías en capa que se deben avanzar en la minería subterránea del carbón en España. Naturalmente la dispersión de cada cuenca sobre esta estimación global será grande y por ello, será necesario realizar en cada caso un estudio más detallado para poder tener una visión más real de la situación.

En cuanto a las galerías en roca hay que decir que en general, cuadro X, atraviesan terrenos de mayor competencia lo cual es lógico pues se escogen los mejores terrenos para que los problemas de conservación sean mínimos. Por ello parece que el futuro del arranque mecánico en el avance de galerías en roca dentro del carbonífero español no se resolverá hasta que se plantee el uso de los topes; pues aun los minadores continuos de ataque puntual más pesados no podrán trabajar económicamente en estos terrenos.

#### 5.- ANALISIS DE LA OFERTA ACTUAL DE MINADORES

En los últimos años se han publicado numerosos estudios sobre la oferta de máquinas de avance mecánico de galerías entre los que cabe destacar los debidos a DUBOIS (1969), MORRIS (1973)

VAN DUYSSE (1973) y ROUGARD et. al. (1976); sin embargo estos trabajos, que constituyen una excelente guía para enfocar el problema, se han quedado obsoletos prácticamente en su totalidad debido al gran avance tecnológico que se ha producido en los últimos años.

Para la realización de este análisis hemos empleado la información recogida durante la celebración de la BERGBAU 61 en Düsseldorf en donde se han expuesto los equipos de tecnología más avanzada. Se han seleccionado 27 minadores continuos que se incluyen en el cuadro XI.

A la vista de las características de las secciones que se trazan en la minería subterránea española no hemos incluido en este análisis ningún minador de la serie grande según el cuadro I, ya que estas máquinas no serían operativas en las condiciones de nuestras galerías. De hecho las pocas máquinas de este tipo que están en servicio en España están dedicadas a labores de producción en explotaciones por cámaras y pilares como es el caso de las ALPINE AM-100 de Potasa del Llobregat.

En el anejo I se incluyen las fichas técnicas de los minadores seleccionados. Las características de todos ellos se han obtenido a partir de los datos suministrados por el fabricante salvo en los casos en que ha habido que recurrir a otras fuentes y, en este caso los datos están acompañados de un asterisco.

56

Nº	MODELO	FABRICANTE	NACIONALIDAD	TIPO (Cuadro I)
1	ROC - MINER	A.E.C.	U.S.A.	MEDIO
2	SUPER-ROC	A.E.C.	U.S.A.	INTERMEDIO
3	F - 6A	VOEST-ALPINE	AUSTRIA	PEQUEÑO
4	AM - 50	VOEST-ALPINE	AUSTRIA	MEDIO
5	AM - 75	VOEST-ALPINE	AUSTRIA	INTERMEDIO
6	RH 13	ANDERSON-MAVOR	U.K.	MEDIO
7	RH 22	ANDERSON-MAVOR	U.K.	MEDIO
8	BOOM MINER	ANDERSON-MAVOR	U.K.	MEDIO
9	WEBSTER 2000	ATLAS-COPCO	SUECIA	PEQUEÑO
10	VS - 3/2	DEMAG	R.F.A.	INTERMEDIO
11	VS - 4	DEMAG	R.F.A.	INTERMEDIO
12	MK - 2A	DOSCO	U.K.	MEDIO
13	MK - 2B	DOSCO	U.K.	MEDIO
14	MK - III	DOSCO	U.K.	INTERMEDIO
15	ET - 160	EICKHOFF	R.F.A.	INTERMEDIO
16	PK - 3	MACHINO EXPORT	U.R.S.S.	PEQUEÑO
17	PK - 7	MACHINO EXPORT	U.R.S.S.	MEDIO
18	PK - 9	MACHINO EXPORT	U.R.S.S.	MEDIO
19	F6 - HYF	N.K.V.	HUNGRIA	PEQUEÑO
20	F8 - 1	N.K.V.	HUNGRIA	MEDIO
21	TITAN E-134	PAURAT/THYSSEN	RFA/U.K.	INTERMEDIO
22	TITAN E-169	PAURAT/THYSSEN	RFA/UK	MEDIO
23	S.T.M. 160	SALZGITTER	R.F.A.	INTERMEDIO
24	FUCHS	WESTFALIA-LUNEN	R.F.A.	PEQUEÑO
25	DACHS	WESTFALIA-LUNEN	R.F.A.	PEQUEÑO
26	LUCHS	WESTFALIA-LUNEN	R.F.A.	MEDIO
27	BUFFEL	WESTFALIA-LUNEN	R.F.A.	INTERMEDIO

5.1. CARACTERISTICAS ACTUALES DE LOS SISTEMAS DE CORTE

La tendencia actual se dirige hacia cabezas de corte con potencias cada vez mayores lo cual plantea importantes problemas mecánicos ya que la potencia que hay que transmitir es elevada.

Por lo que se refiere a las picas hay práctica unanimidad en que sean del tipo autoafilables fundamentalmente por la mayor robustez que se consigue en su fijación a la cabeza de corte. Es práctica generalizada el riego de agua durante el corte pues, además de favorecer la eliminación del polvo que se produce en el corte, es necesario refrigerar las picas para facilitar su trabajo y mejorar su eficacia.

En cuanto a la disposición de las picas hay que volver a decir que no parece que haya ventajas esenciales que diferencien las de corte axial de las radiales. Más adelante veremos que existe una incidencia en el peso de los minadores que, a igualdad de potencia, es mayor en los de cabeza radial. De hecho ambos tipos de cabezas de corte coexisten pues los fabricantes tradicionales de minadores de cabeza radial (DOSCO, ANDERSON...) y los de cabeza axial (ALPINE, WESTFALIA...) siguen sin variar sus posturas mientras que los nuevos fabricantes (SALZGITER, EICKHOFF, PURAT...) ofrecen ambas versiones.

Las velocidades tangenciales de corte suelen estar comprendidas entre 1.31 y 4.5 m/seg. Muchos de los fabricantes ofrecen la posibilidad de modificar las velocidades de corte, dentro del margen indicado, cambiando las relaciones del reductor de corte. Ningún minador entre los encuestados dispone de caja de cambios para modificar sobre la marcha la velocidad de corte. Merece la pena destacar las posibilidades de la cabeza de corte del WEBSTER 2000 que al estar accionada directamente, sin reductor de rozado, por motor hidráulico STAFFA permite variar el régimen de rotación conservando el par máximo.

En el cuadro XII se muestran las velocidades tangenciales de corte en aquellos minadores encuestados de los que ha sido posible obtener este dato.

Si consideramos por separado las cabezas de corte axial y las de corte radial y si tenemos en cuenta la velocidad más baja cuando existe opción entre varias; tenemos los siguientes resultados:

TIPO DE CABEZA	VELOCIDAD TANGENCIAL
AXIAL	2,77 m/seg
RADIAL	1,94 m/seg

Esta apreciable diferencia puede deberse, en muchos casos, al mayor diámetro de las cabezas de corte radial respecto a las axiales.

Se aprecia una clara tendencia a la desaparición de los brazos telescópicos, lo cual es lógico pues esta disposición es incompatible con las grandes potencias que se deben transmitir.

Como líneas de desarrollo futuro se puede enunciar el empleo de agua a alta presión, más de 70 MPa, con lo cual conseguirá aumentar la capacidad de corte. En el momento actual no hay un minador comercial que disponga de esta tecnología. También es preciso destacar la posibilidad de lograr a corto plazo una orientación total de la cabeza de corte en el espacio, caso del WEBSTER 2000, con lo cual se puede conseguir en todas las posiciones el mejor ángulo de ataque.

Nº	MINADOR	VELOCIDAD TANGENCIAL DE CORTE (m/seg)	TIPO DE CABEZA
1	ROC - MINER	2.5	AXIAL
2	SUPER - ROC	3.0	AXIAL
3	ALPINE F6 A	2.5; 4.7	AXIAL
4	ALPINE AM - 50	2.9; 3.5	AXIAL
5	ALPINE AM - 75	2.9; 3.5	AXIAL
8	BOOM - MINER	1.95; 3.18	RADIAL
9	WEBSTER	2.17	RADIAL
12	DOSCO MK - 2A	1.71	RADIAL
14	DOSCO MK - 111	1.31; 2.62	RADIAL
15	EICKHOFF ET-160	2.3; 2.8; 3.2 2.0; 2.5; 2.9	AXIAL RADIAL
18	PK - 9	2.5; 4.10	RADIAL
20	FB - 1	3.5; 4.5	AXIAL
23	SALZGITTER STM-160	2.6	AXIAL

Cuadro XII.- VELOCIDADES TANGENCIALES DE CORTE

## 5.2. CARACTERÍSTICAS ACTUALES DE LOS SISTEMAS DE CARGA

En el momento actual hay unánimemente una tendencia a emplear como sistema de carga la mesa móvil equipada con pinzas en detrimento de los transportadores periféricos de raíles



que equipaban por ejemplo a los BOSCO Mk-2B. Esto es debido a la gran rigidez que supone el transportador periférico que prácticamente condiciona la anchura del minador; por el contrario la mesa de carga puede ser ampliada, si es necesario, con suplementos fácilmente desmontables.

Como transporte intermedio se emplea en todos los casos un transportador de raquetas de una o dos cadenas aunque hay cierta tendencia hacia el transportador monocadena que, al permitir abordar curvas de radio reducido, facilita notablemente los movimientos de la cola del minador en la operación de cargue.

Como novedad podemos destacar el sistema adoptado por WESTFALIA-LUNEN para el cargue que lo realiza directamente la cabeza de corte hasta la que llega el propio transportador intermedio que con sus raquetas se encarga de conducir el escombros hacia atrás. A este sistema se pueden oponer un inconveniente: el cargue es incompatible con el arranque y el transportador debe funcionar de forma continuada. El hecho de que no se pueda simultanear el arranque y cargue no es, en general grave, máxime si tenemos en cuenta que el tiempo real de funcionamiento de un minador supera raras veces el 50% del tiempo de presencia y que la capacidad del sistema de carga es importante, superior a los

200 m<sup>3</sup>/h, de tal forma que el cargue se realiza rápidamente y el tiempo perdido es mínimo.

Queda por resolver un problema importante: el paso de los costeros gruesos por el interior del minador. Para resolverlo hay dos tendencias; la más general consiste en aumentar el paso del "túnel" que necesita el transportador intermedio al pasar de la mesa de carga a la cola. En este caso se tiende a que la posición del transportador al pasar bajo la torreta sea lo más baja posible para que la sección del "túnel" sea la mayor posible. La otra solución consiste en hacer pasar el transportador por el exterior del minador, como hace WESTFALIA-LUNEN, en casi todos sus modelos con lo cual el problema de atasco desaparece radicalmente.

### 5.3. CARACTERÍSTICAS DEL SISTEMA DE TRASLACION Y SERVICIOS

Tradicionalmente los minadores se apoyan en el suelo mediante orugas que transmiten una presión próxima a 0,1 MPa y son capaces de desplazarse a una velocidad comprendida entre 5 y 30 m/min. Frecuentemente las orugas tienen dos escalones de velocidad; uno lento para los desplazamientos dentro del frente de trabajo y otro más rápido para ir de un frente a otro.

Casi todos los minadores son capaces de trabajar en pendiente de hasta 18° en sentido descendente sin montar mecanismos especiales de retención. Las posibilidades de trabajo en pendiente ascendente son algo menores pudiéndose cifrar en unos 16° salvo en el caso de los minadores de WESTFALIA-LUNEN que tienen teóricamente un campo de utilización mucho mayor. Estas máquinas son muy sensibles a las pendientes transversales que en general deben limitarse a unos 7°.

Como tendencias observadas cabe señalar el escalonamiento progresivo de la velocidad de traslación mediante motores hidráulicos; esto no es muy difícil de conseguir habida cuenta que la potencia consumida por las orugas raras veces supera los 25 Kw, y la adopción de trenes de orugas totalmente comerciales como son los CARTERPILLAR que emplea el SUPER-ROC de AEC y el MK-III de DOSCO.

Por lo que se refiere a los servicios generales de los minadores, en el capítulo de energía hay que señalar la tendencia clara a emplear dos únicos motores: el de corte y el de accionamiento de una potente bomba hidráulica que se encarga de mover los motores hidráulicos del transportador, las orugas y el sistema de carga. La tensión de alimentación puede escogerse entre 500 y 1000 V.

Todos los minadores están provistos de un equipo de iluminación, de riego de agua para refrigerar las picas y combatir el polvo en el frente y algunos disponen de un sistema propio de captación de polvo.

Dado que las operaciones de sostenimiento son las que ocupan la mayor parte del tiempo en el ciclo de trabajo y, además, su mecanización no está conseguida; en algunos minadores se ha previsto la posibilidad de mecanizar la colocación del sostenimiento. Así una de las ventajas del STM-160 de Salzgitter es su pequeña altura que permite la adopción de una torreta de bulenaje. En otros casos los minadores están equipados con plataformas accionadas hidráulicamente, a veces como en los DENAG telescópicas, que facilitan la colocación de los cuadros metálicos.

5.4. ESTUDIO DE LOS PARAMETROS DE DISEÑO

Para intentar cuantificar más aún las diferencias existentes entre los tipos de minadores que actualmente se ofrecen en el mercado y para facilitar su elección a partir de unas necesidades de utilización concretas hemos definido los parámetros de diseño siguientes:

(5)

$$A = \frac{\text{Potencia de corte (KW)}}{\text{Resistencia a compresión de las rocas (MPa)}}$$

$$B = \frac{\text{Peso del minador (t)}}{\text{Resistencia a compresión de las rocas (MPa)}}$$

$$C = \frac{\text{Potencia de corte (KW)}}{\text{Potencia total (KW)}}$$

En los apartados siguientes analizaremos estos parámetros para el conjunto de minadores estudiados.

#### 5.4.1 Relación entre la potencia de corte y la resistencia a compresión simple de la roca a arrancar

En el cuadro XIII se muestran, para cada uno de los minadores estudiados, la potencia disponible en la cabeza de corte (PC) expresada en Kw y la resistencia a compresión máxima de las rocas ( $\sigma_c$ ) expresada en MPa que cada minador es capaz de cortar con éxito.

	MINADOR	POTENCIA CORTE PC (KW)	RESISTENCIA A COMPRESION $\sigma_c$ (MPa)	TIP CABEZA	$A = PC / \sigma_c$ (KW/MPa)
1	ROC - MINER	112	70	AXIAL	1.6
2	SUPER - ROC	160	126,5	AXIAL	1.26
3	ALPINE F6 A	33	50	AXIAL	0.66
4	ALPINE AN-50	100	70	AXIAL	1.42
5	ALPINE AN-75	160	100	AXIAL	1.6
6	RH - 13	90	70	RADIAL	1.28
7	RH - 22	90	70	RADIAL	1.28
8	ROOM - MINER	60	60	RADIAL	1.00
9	WEBSTER	45	--	RADIAL	--
10	VS - 3/2	200	100	RADIAL	2.0
11	VS - 4	200	100	RADIAL	2.0
12	MK - 2A	67	60	RADIAL	1.116
13	MK - 2B	81	--	--	--
14	MK - 111	142.5	100	RADIAL	1.425
15	ET - 160	200	80	RAD/AXI	2.5
16	FK - 3	32	40	RADIAL	0.8
17	PK - 7	22 (?)	40	RADIAL	0.55
18	PK - 9	93	60	RADIAL	1.55
19	F6 - HKF	30	50	AXIAL	0.6
20	FB - 1	50	60	AXIAL	1.166
21	TITAN E - 134	200	100	RADIAL	2
22	TITAN E - 169	80	50	RADIAL	1.6
23	STM - 160	160	100	AXIAL	1.6
24	FUCHS	40	30	AXIAL	1.33
25	DACHS	53	40	AXIAL	1.325
26	LÜCHS	110	70	AXIAL	1.57
27	BUFFEL	200	100	AXIAL	2.0

Cuadro XIII.- POTENCIA DE CORTE PC (KW) Y RESISTENCIA A COMPRESION

También se incluye el tipo de cabeza de corte y el cociente entre los dos primeros parámetros.

Si hacemos la distinción entre los minadores que tienen cabeza de corte axial y radial tenemos las siguientes relaciones:

	$A = \frac{PC}{\sigma_c}$ ( $\frac{KW}{MPa}$ )	COEFICIENTE DE VARIACION
MINADORES DE CORTE AXIAL	1,34	29,7%
MINADORES DE CORTE RADIAL	1,54	32,3%

De acuerdo con estos datos resulta que los minadores equipados con cabeza de corte axial exigen menor potencia para cortar rocas de la misma resistencia a compresión simple.

Los minadores que tienen un mejor diseño desde este punto de vista son el F6-HKF (A = 0,6); ALPINE F6-A (A = 0,66) y PK-B (A = 0,8). Todos estos minadores corresponden al tipo pequeño. Entre los que son

capaces de afrontar el corte de las rocas de mayor resistencia destacan el SUPER-ROC (A = 1,26), el MK-111 (A = 1,42) y ALPINE AN-75 (A = 1,6).

Si se efectúa un ajuste por mínimos cuadrados se obtienen en el caso de una regresión lineal los siguientes resultados, cuya representación se muestra en las figuras nº 11 y 12.

	AJUSTE OBTENIDO	COEFICIENTE DE CORRELACION
MINADOR DE CORTE AXIAL	$PC = 28,87 + 1,817 \cdot \sigma_c$	$r = 0,906$
MINADOR DE CORTE RADIAL	$PC = 80,7 + 2,7 \cdot \sigma_c$	$r = 0,877$

Los coeficientes de correlación obtenidos son realmente altos y, por lo tanto, las expresiones anteriores pueden emplearse para definir la potencia de corte de que es necesario disponer para poder cortar rocas de una resistencia determinada. A título de ejemplo si las rocas a arrancar tienen una resistencia a compresión simple de unos 100 MPa serán necesarios 152,83

LINEAR

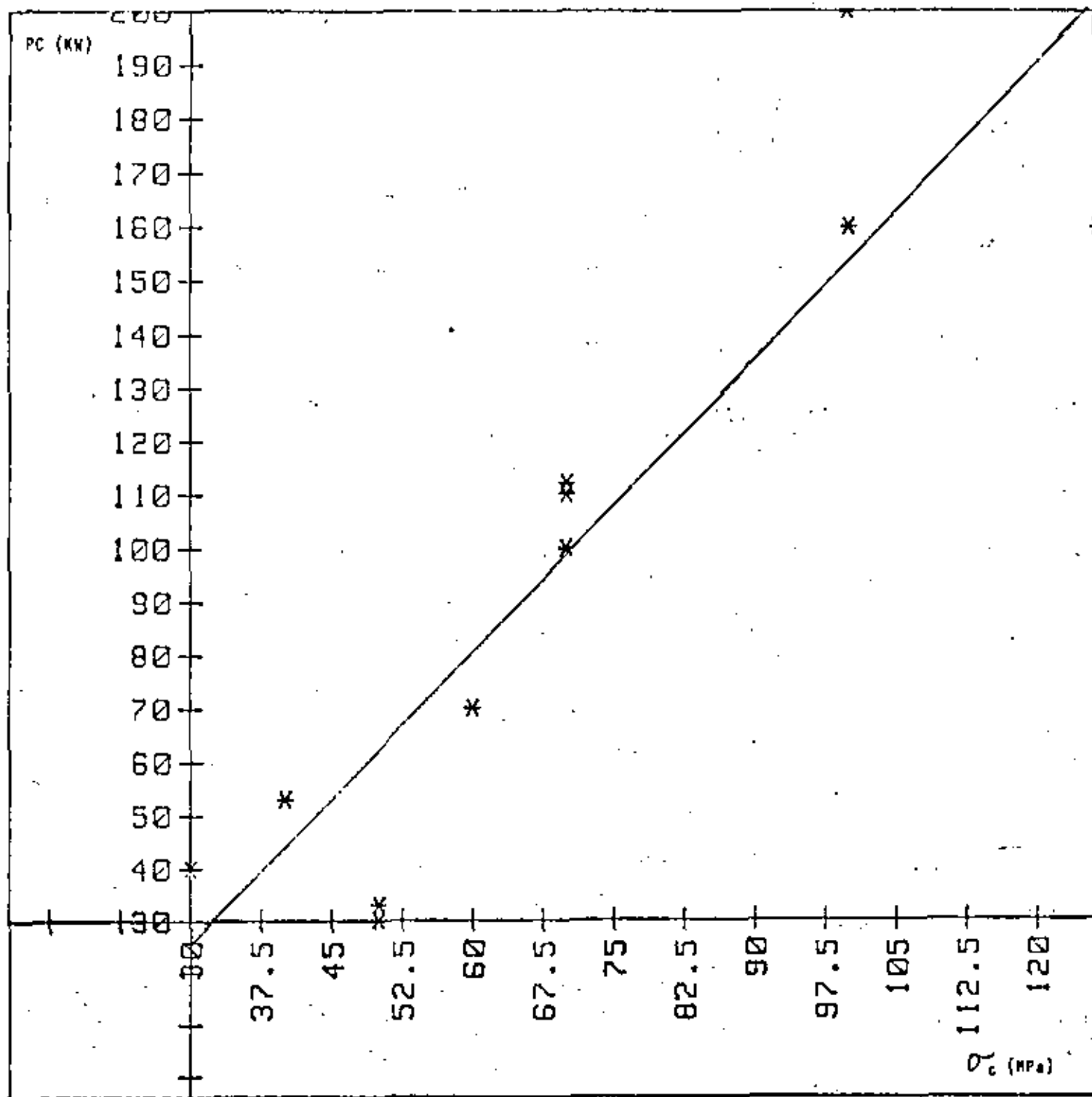


Fig nº 11.- Relación entre la potencia de corte (PC) y la resistencia a compresión simple ( $\sigma_c$ ) en los minadores de corte axial

20

LINEAR

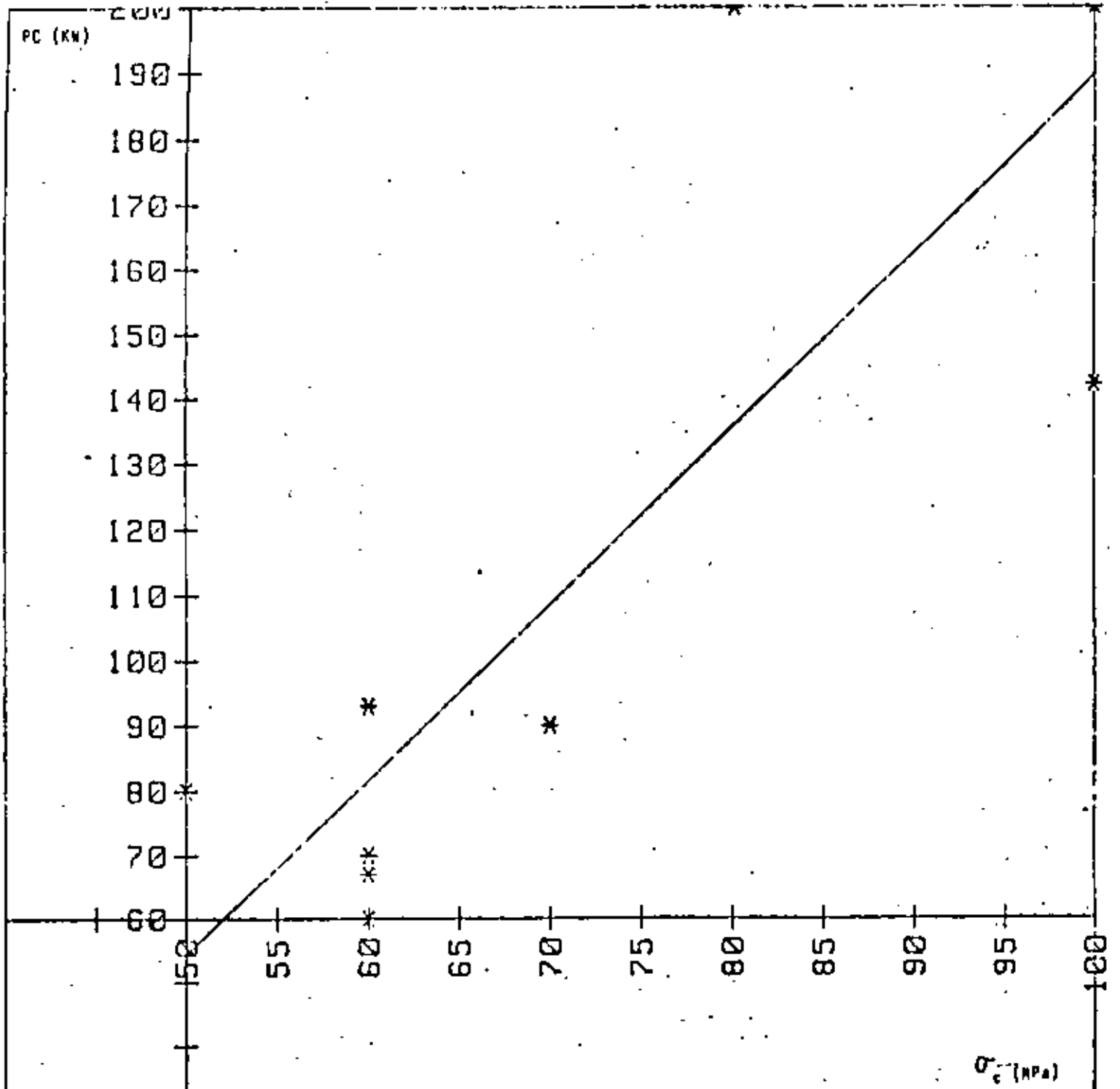


Fig No 12.- Relación entre la potencia de corte (PC) y la resistencia a compresión simple ( $\sigma_c$ ) en los minadores de corte radial

$$PC = 80,7 + 2,7 \cdot \sigma_c$$

$$r = 0,877$$

$\sigma_c$  (MPa)

Kw en la cabeza de corte si esta es axial y 189,3 Kw si es radial. Estos valores se reducen respectivamente a 98,32 Kw y a 108,3 Kw la resistencia de las rocas baja a 70 Mpa.

5.4.2 Relación entre el peso del minador y la resistencia a compresión simple de las rocas a arrancar

En el cuadro XIV se muestran, para cada uno de los minadores estudiados, los valores del peso del minador (PM) expresado en t. y el de la resistencia a compresión simple de las rocas a arrancar ( $\sigma_c$ ) expresada en MPa que cada minador es capaz de cortar con éxito. Se indica también el tipo de cabeza de corte de cada minador y el valor del parámetro B definido como el cociente de los dos anteriores.

Distinguiendo nuevamente entre los minadores con cabeza axial y cabeza radial encontramos los siguientes valores medios para el grupo estudiado.

	MINADOR	PESO MINADOR PM (t)	RESISTENCIA A COMPRESION $\sigma_c$ (MPa)	TIPO DE C ZA	B = PM/ $\sigma_c$ (t/MPa)
1	FOCK-MINER	23,5	70	AXIAL	0,335
2	SUPER-ROC	41	126,5	AXIAL	0,324
3	ALPINE F6 A	12	50	AXIAL	0,24
4	ALPINE AM-50	24	70	AXIAL	0,34
5	ALPINE AM-75	43	100	AXIAL	0,43
6	RH - 13	32	70	RADIAL	0,45
7	RH - 22	30	70	RADIAL	0,428
8	BOOM MINER	18	60	RADIAL	0,300
9	WEBSTER	10	--	RADIAL	---
10	VS - 3/2	75	100	RADIAL	0,75
11	VS - 4	45	100	RADIAL	0,45
12	MK - 2A	23,4	60	RADIAL	0,39
13	MK - 2B	37	--	RADIAL	---
14	MK - 111	71	100	RADIAL	0,71
15	ET - 160	70	80	RAD/AXI	0,875
16	PK - 3	12,5	40	RADIAL	0,312
17	PK - 7	12,14	40	RADIAL	0,30
18	PK - 9	30	60	RADIAL	0,5
19	F6 - HNF	11	50	AXIAL	0,22
20	F8 - 1	20	60	AXIAL	0,332
21	TITAN E-136	65	100	RADIAL	0,65
22	TITAN E-169	46	50	RADIAL	0,92
23	ETM - 160	45	100	AXIAL	0,45
24	FUCHS	9	30	AXIAL	0,3
25	DACHS	13	40	AXIAL	0,325
26	LUCHS	25	70	AXIAL	0,357
27	BUFFEL	55	100	AXIAL	0,55

Cuadro XIV.- PESO DEL MINADOR PM(t) Y RESISTENCIA A COMPRESION SIMPLE  $\sigma_c$  (MPa) EN LOS MINADORES ESTUDIADOS

	$B = \frac{PM}{\sigma_c} \left( \frac{1}{MPa} \right)$	COEFICIENTE DE VARIACION
MINADORES DE CORTE AXIAL	0,354	26,3%
MINADORES DE CORTE RADIAL	0,541	39,9%

De estos datos podemos deducir que para poder cortar una roca de la misma resistencia a compresión simple un minador con cabeza de corte axial tendrá que tener un peso menor que uno de corte axial.

Los minadores que tienen menor parámetro B, que corresponderían a los de mejor diseño, son el F6-HNF (B = 0,22); ALPINE F-6A (B = 0,24) y WESTFALIA FUCHS (B = 0,3) todos ellos también pertenecientes al grupo denominado de pequeños conforme a la clasificación que se ha hecho. En el caso de las rocas de elevada resistencia los minadores de mejor diseño, en este aspecto, corresponden al ALPINE AM-75 (B = 0,43), SALZGITTER STM-160 (B = 0,45) y DEMAG VS-4 (B = 0,45). Entre todos ellos la mayoría están equipados con cabeza de corte axial.

Effectuando un ajuste por mínimos cuadrados se obtienen en el caso de una regresión lineal los siguientes resultados cuya representación se muestra en las figuras nº 13 y 14.

	AJUSTE OBTENIDO	COEFICIENTE DE CORRELACION
MINADOR DE CORTE AXIAL	$PM = 8,29 + 0,485 \cdot \sigma_c$	$r = 0,909$
MINADOR DE CORTE RADIAL	$PM = 22,21 + 0,871 \cdot \sigma_c$	$r = 0,822$

Los coeficientes de correlación obtenidos son también altos y por lo tanto la fiabilidad de las expresiones anteriores es alta y se pueden emplear para definir el peso de que es necesario dotar a los minadores a fin de que estos puedan hacer frente al arranque de rocas de una determinada resistencia.

En el caso de que las rocas tuvieran una resistencia a compresión simple de unos 100 MPa sería necesario un minador de cabeza axial que pesará del orden de 40,21 t. mientras que si la cabeza es de corte ra



74

LINEAR

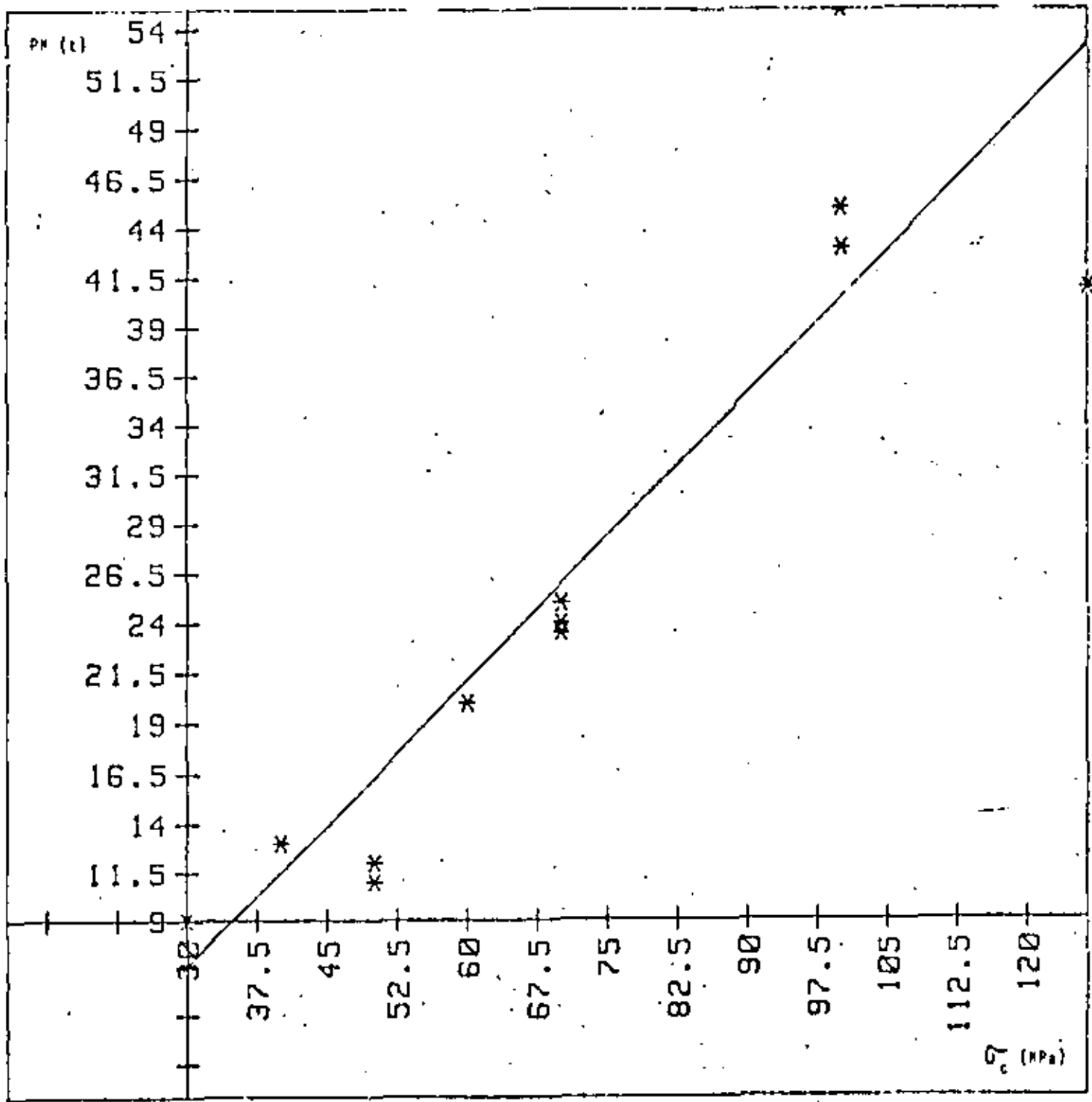


Fig nº 13.- Relación entre el peso del minador (PM) y la resistencia a compresión simple ( $\sigma_c$ ) en los minadores de corte axial

$$PM = 0,29 + 0,485 \cdot \sigma_c$$

r = 0,909

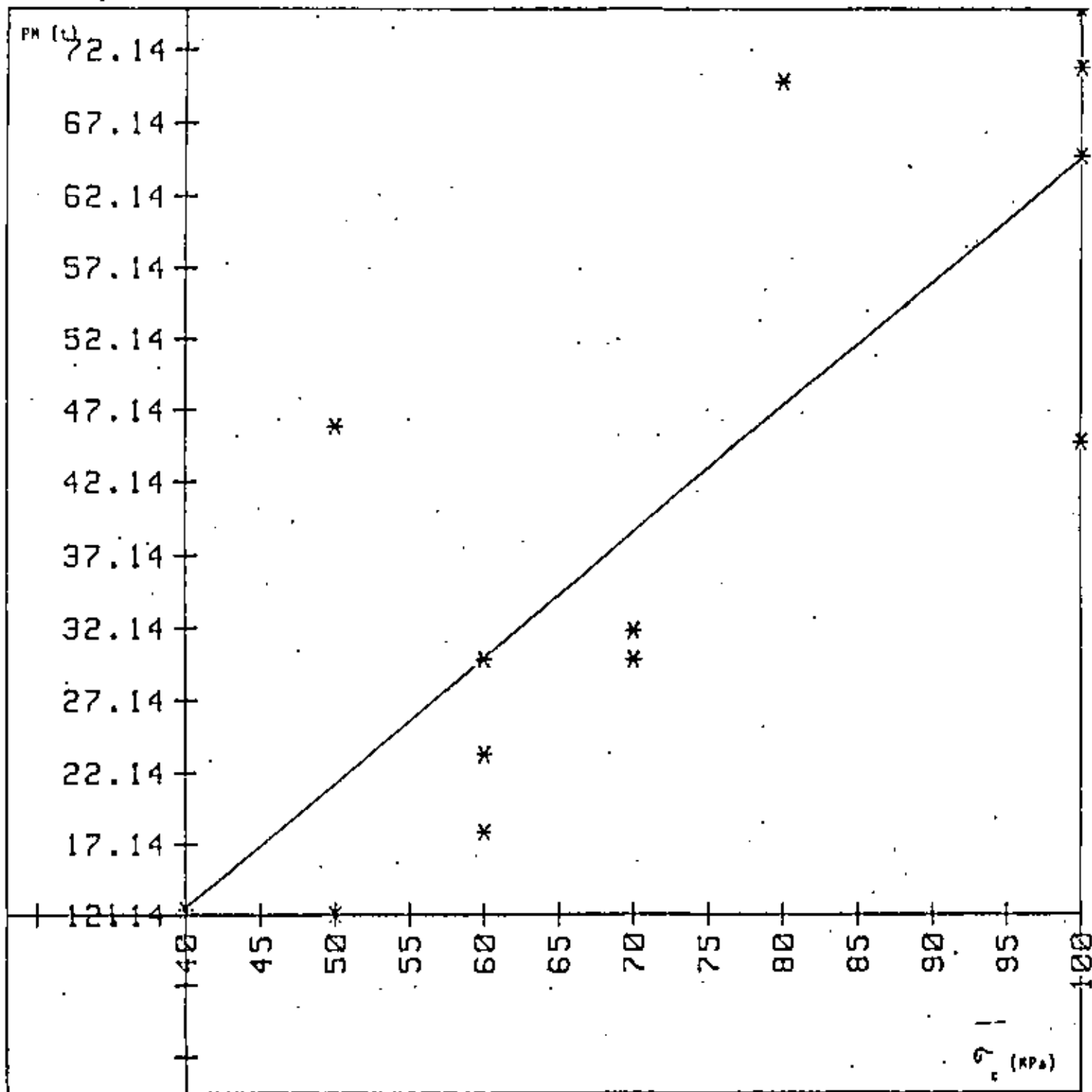
75

LINEAR

Fig nº 14.- Relación entre el peso del minador (PM) y la resistencia a compresión simple ( $\sigma_c$ ) en los minadores de corte radial

$$PM = 22,21 + 0,871 \cdot \sigma_c$$

$$r = 0,822$$



76  
 dial el peso deberá ser de 64,89 t. En el caso de rocas de 70 MPa de resistencia a compresión simple estos valores se reducen respectivamente a 25,6 t. y 38,76 t.

#### 5.4.3 Relación entre la potencia de corte y la potencia total del minador

Dado que el principal problema de los minadores lo constituye la competencia de las rocas que se deben arrancar interesa que la potencia de corte del minador sea la mayor posible en cada caso. Como evidentemente la potencia total a instalar en un minador está limitada, hemos definido un tercer parámetro de diseño C, que es igual al cociente entre la potencia en la cabeza de corte (PC) y la potencia total instalada (PT). En el cuadro XV se muestran los datos para calcular el parámetro C en cada uno de los minadores estudiados.

Si calculamos el valor medio del parámetro C para los minadores de corte axial, radial y para el conjunto de todos ellos obtenemos los siguientes datos.

Nº	MINADOR	POTENCIA CORTE PC (KW)	POTENCIA TOTAL (x) PT (KW)	TIPO DE EZA	C = PC/PT
1	FCC-MINER	112	187	AXIAL	0,598
2	SUPER-ROC	160	321	AXIAL	0,498
3	ALPINE F-6A	33	66	AXIAL	0,5
4	ALPINE AM-50	100	155	AXIAL	0,64
5	ALPINE AM-75	160	295	AXIAL	0,54
6	RH - 13	90	180	RADIAL	0,5
7	RH - 22	90	138	RADIAL	0,65
8	BOOM MINER	60	120	RADIAL	0,5
9	WEBSTER	45	45	RADIAL	1,0
10	VE 3/2	200	---	RADIAL	---
11	VE - 4	200	300	RADIAL	0,66
12	MK - 2A	67	150	RADIAL	0,446
13	MK - 2B	81	---	RADIAL	---
14	MK - 111	142,5	300	RADIAL	0,475
15	ET - 160	200	397	RAD/AXI	0,50
16	PK - 3	32	---	RADIAL	---
17	PK - 7	22 (7)	---	RADIAL	---
18	PK - 9	93	175	RADIAL	0,53
19	F6 - HKF	30	65,8	AXIAL	0,455
20	F8 - 1	70	132,2	AXIAL	0,529
21	TITAN E-134	200	290	RADIAL	0,689
22	TITAN E-169	80	165	RADIAL	0,48
23	STM - 160	160	257	AXIAL	0,622
24	FUCHS	40	73	AXIAL	0,547
25	DACHS	53	101	AXIAL	0,524
26	LUCHS	110	195	AXIAL	0,564
27	BUFFEL	200	290	AXIAL	0,689

Cuadro XV.- POTENCIA DE CORTE PC (KW) Y POTENCIA TOTAL PT (KW) EN LOS MINADORES ESTUDIADOS

	$C = \frac{PC}{PT}$	COEFICIENTE DE VARIACION
MINADORES DE CORTE AXIAL	0,558	12%
MINADORES DE CORTE RADIAL	0,543	16%
TOTAL DE MINADORES	0,551	13,7%

Puede comprobarse que tanto en los minadores con cabeza radial como axial, se emplea, por término medio, el mismo porcentaje de la potencia total instalada para accionar la cabeza de corte. Esto es lógico pues este parámetro depende fundamentalmente del diseño del conjunto de la máquina y no sólo de la cabeza de corte. A la vista de lo anterior resulta más significativo retener la cifra media relativa al total de minadores que nos indica que el 55% de la potencia instalada en los minadores se dedica a accionar la cabeza de corte.

Si se analiza el cuadro XV observamos que el WEBSTER 2000 es el que mejor valor tiene para el pará

metro C ya que en este caso al ser el motor de roza hidráulico se puede aprovechar toda la potencia instalada. Esta es una solución a tener muy en cuenta en los futuros desarrollos. Conviene destacar que los minadores que tienen un parámetro C claramente por encima de la media: ALPINE AM-50 (C = 0,64); ANDERSON RH-22 (C = 0,65), DEMAG V-54 (C = 0,66); TITAN E-134 (C = 0,689); SALZGITTER SIM-160 (C = 0,622) y WESTFALIA BUFFEL (C = 0,689) son precisamente los de diseño más moderno en los que o bien se ha autilizado muy bien la potencia necesaria para los servicios generales, caso del ALPINE AM-50, o se va a un diseño con dos motores uno de rozado y otro hidráulico para atender a los servicios.

En la fig. nº 15 se muestra el ajuste lineal por mínimos cuadrados entre la potencia de corte (PC) y la potencia total (PT), expresado en KW, que está establecido por la relación

$$PT = 17,98 + 1,596 \cdot PC$$

con un coeficiente de correlación  $r = 0,95$  que es muy alto.

En el caso de los ejemplos típicos anteriormente establecidos las potencias totales de los minadores, si se fuera a un diseño normal, serían las siguientes:

RESISTENCIA A COMPRESION DE LA ROCA	POTENCIA DE CORTE (KW)		POTENCIA TOTAL (KW)	
	AXIAL	RADIAL	AXIAL	RADIAL
$\sigma_c < 100 \text{ MPa}$	152,83	189,3	262	320
$\sigma_c < 70 \text{ MPa}$	98,32	108,3	174,9	191

**6.- CONCLUSIONES**

En el momento actual los minadores continuos de ataque puntual pueden clasificarse en cuatro grandes grupos, Cuadro I, atendiendo a sus dimensiones y prestaciones. Dentro de cada grupo de minadores puede efectuarse la distinción entre los que están equipados con cabezas de corte axial o radial.

Con los minadores disponibles resulta económico realizar el arranque en rocas con resistencia a la compresión simple hasta de 100 MPa. Habitualmente se emplea la resistencia a compresión simple de la roca intacta como parámetro para estimar

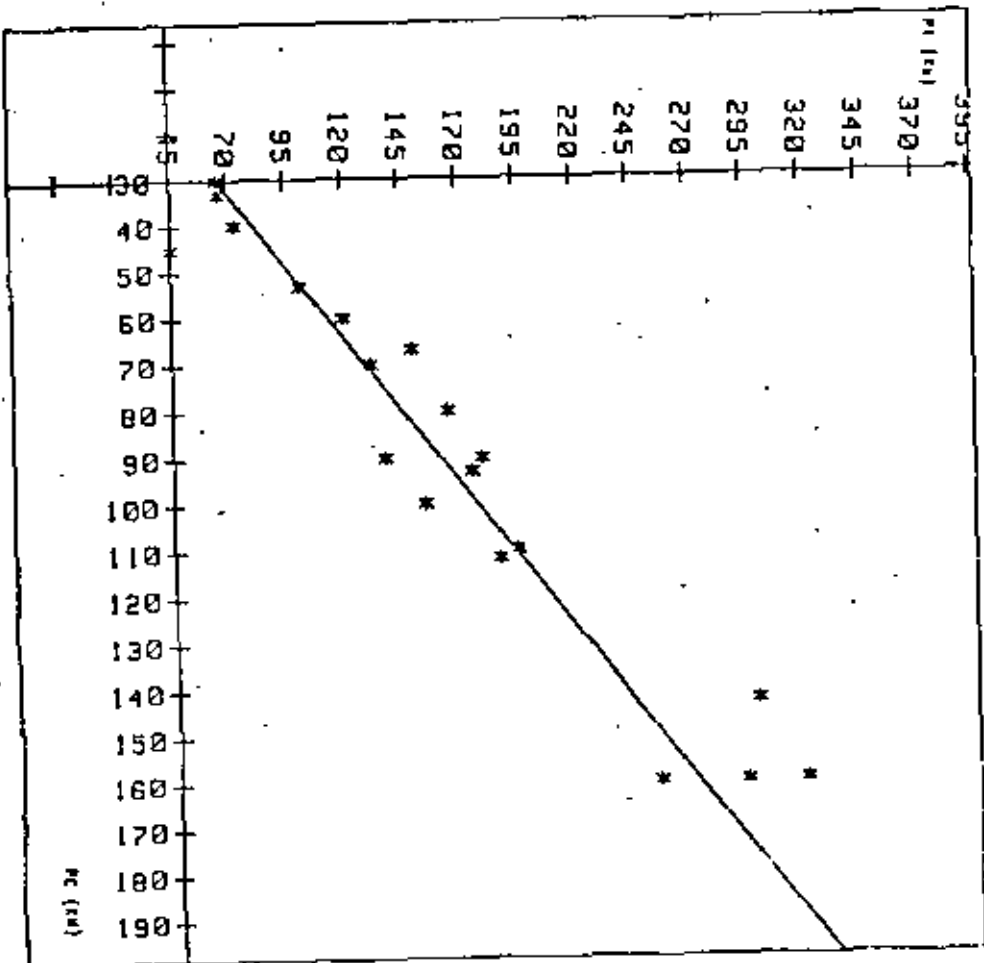
80

LINER

Fig. 15.- Relación entre la potencia total del minador (PI) y la potencia de corte (PC)

$P_t = 17,98 \cdot P_c + 1,596 \text{ PC}$

$r = 0,95$



las posibilidades de trabajo de los minadores; pero resulta fundamental completar este parámetro con el estado de fracturación del macizo a arrancar y la abrasividad de la matriz rocosa.

Por lo que se refiere a la minería subterránea española parece poco probable que puedan emplearse minadores continuos de ataque puntual para el avance de galerías en minas metálicas ya que, en general, la resistencia a compresión de estas rocas supera los 100 MPa.

En la minería potásica y del lignito los minadores continuos están implantados desde hace años, y sin embargo en la minería de la hulla y de la antracita es donde se puede esperar un desarrollo a corto plazo del empleo de minadores continuos.

A la vista de la información existente puede estimarse que la resistencia media a compresión simple de las rocas del carbonífero español está entorno a los 100 MPa con apreciables variaciones de unas cuencas a otras y, sobre todo, en el caso concreto de una galería en particular. Aunque serán precisos estudios más detallados para definir las características reales de aplicación; en principio puede admitirse que la situación de la Cuenca Central Asturiana es similar a la del Rhur por lo que a la resistencia de las rocas se refiere y algo más desfavorable debido a la menor potencia de las capas y más reducida sección

de las galerías. Por ello se puede estimar que, a medio plazo, será posible realizar con minadores continuos entre el 30 y 40% de las galerías en carbón que se avancen.

De acuerdo con el análisis efectuado sobre las características técnicas de 27 minadores de ataque puntual actualmente existentes en el mercado parece que los minadores equipados con cabeza de corte axial tienen más capacidad de corte a igualdad de peso y aprovechan mejor la potencia instalada que los equipados con cabeza de corte radial. No obstante lo anterior para poder tomar una decisión firme sobre un tipo u otro será preciso realizar un estudio de la operatividad de cada uno definiendo un ciclo de trabajo para una galería tipo perfectamente definida, complementándolo con un estudio de costes.

A título orientativo, se pueden establecer las características básicas que deberían reunir los minadores capaces de ser empleados en las galerías de la minería del carbón español que; basándose en los datos de este estudio, resultan ser las siguientes

		RESISTENCIA A COMPRESION DE LA ROCA INTACTA $\sigma_c$ (MPa)	
		< 70	< 100
POTENCIA DE CORTE	AXIAL	98,3 KW	152,8 KW
	RADIAL	108,3 KW	169,3 KW
PESO DEL MINADOR	AXIAL	25,6 t	40,2 t
	RADIAL	38,7 t	62,6 t
POTENCIA TOTAL	AXIAL	174,9 KW	262 KW
	RADIAL	191 KW	320 KW

A la vista de las características técnicas de los minadores analizados los que mejor se acomodan a estas características tipo son los que se indican a continuación

TIPO DE MINADOR MAS IDONEO	RESISTENCIA A COMPRESION DE LA ROCA INTACTA $\sigma_c$ (MPa)	
	< 70	< 100
CABEZA DE CORTE AXIAL	AEC ROCK MINER ALPINE AM - 50 WESTFALIA LUCHS	AEC SUPER ROCK ALPINE AM - 72 SALZGITTER STM-160
CABEZA DE CORTE RADIAL	ANDERSON RH-1/3 (*) DOSCO MK - 2B (*)	DOSCO MK - 111 EICKHOFF ET - 160 TITAN - E - 164

(\*) Estos minadores están, teóricamente, escasos de potencia de corte

**7.- BIBLIOGRAFIA**

- BOUGARD, J.F.; COURTECUISE, G.  
Enquete relative aux machines a forer a attaque ponctuelle Tunnels et Ouvrages Souterrains, Julio-Agosto 1.976
- CARRASCO GALAN, J.; CELADA TAMAMES, B.  
La exposición de equipos de minería de Dusseldorf (RFA) Industria Minera, Octubre 1.981
- CATEDRA DE LABOREO DE MINAS  
E.T.S.]. Minas de Oviedo  
Investigación sobre las aplicaciones del bulonaje a la resina Oviedo 1974
- CELADA TAMAMES, B.  
Minadores y precorte  
II Curso sobre sostenimientos activos en galerías y túneles Fundación Gómez-Pardo, Madrid 1980
- DEL RIO, J.A.; PARRA FERNANDEZ, J.  
Excavación sin explosivos en los túneles del canal de ALHAMA-LORCA  
Simposio Nacional sobre Rocas Blandas, Madrid 1975
- DUBART, J.CH.; JOSTEN, J.P.  
Methode de caracterisation des epontes rocheuses  
Revue de L'Industrie Minerale, Nov. 1973

85

• DUBOIS, M.

Etude et expertise sur le creusement des galeries au rocher  
Revue de L'Industrie Minerale, Oct. 1969

• FAIRHURST, C.

"Comminution" General Report Theme 5  
2nd Int. Conference on Rock Mechanics, Belgrado 1970

• FOURMAINTRAUX, D.

Machines foreuses pour tunnels et galeries. Techniques et bases  
theoriques de l'abatage mecanique des roches  
Raport de Recherche n° 20. Laboratoire Central des Ponts et  
Chaussees  
Paris, Nov. 1972

• GOUVERNEMENT DU ROYAUME-UNI

Creusement, exploitation et soutènement des galeries et des tal  
lles dans les mines profondes, 1000 metres o plus, et, par con  
sequent, dans des conditions minières, geologiques et climatiques  
Nations Unies, Conseil Economique et Social, Comite du Charbon  
19-23 Avril 1982, ESSEN (RFA)

• HUGHES, H. M.

Some aspects of rock cutting  
Int. J. Rock Mechanics, Vol 9 1972

• INSTITUTO GEOLOGICO Y MINERO DE ESPAÑA

Caracterización geomecánica de la Cuenca Hullera Asturiana  
Madrid, 1972

• JANACH, W.; MERNINOD, A.

Rock Abrasivity Test with a Modified Schmidt Hammer  
Int. J. Rock Mechanics, Vol- 19, pg. 44-45. 1982

• JENNI, J.-P.; BALISSAT, M.

Rock Testing Methods Performed to Predict the utilization  
possibilities of a Tunnels Boring Machine  
2<sup>e</sup> Congreso Internacional de Mecánica de Rocas, Montreux 1977

• MERTENS, V.

Resultats obtenus dans le creusement entierement mecanise des  
tracages au moyen de machines a attaque partielle.  
Commission des Communautés Europeennes  
Techniques de Creusement dans les charbonnages.  
Luxemburg, Nov. 1973

• MERTENS, V.

Maschineller Streckenvortrieb im deutschen Steinkohlenbergbau  
Glückauf 117 (1981) N° 17

• NORRIS, A.H.

Mecanisation du creusement des galeries entierement en charbon  
Techniques de treusement dans les charbonnages.  
Luxemburg, Nov. 1973



- RAMOS GONZALEZ, S.; RUIZ ALVAREZ, G.; EDO TOMAS, J.; GALVEZ SUAREZ, J.

Minadores contínuos en potasa  
VI Jornadas Minero-Metalúrgicas, Huelva, Sep 1980

- SZLAVIN, J.

Relationships between some Physical Properties of Stone  
Determined by Laboratory Tests  
NVB. MRDE. Report N° 19, March 1971

- VAN DUYSE, H.

Creusement entierement mecanise des tracages au moyen de ma-  
chines a attaque partielle  
Techniques de creusement dans les charbonnages.  
Luxemburg Nov. 1973

Madrid, Abril 1982

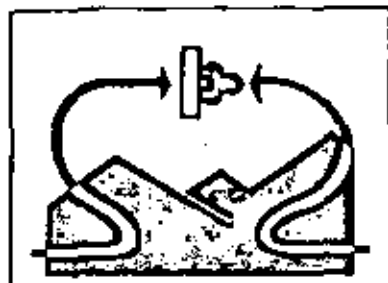


**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA · U.N.A.M.**

**MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION**

**PROSPECTIVAS DEL SOSTENIMIENTO AUTODESPLAZABLE**

**MAYO, 1983**



INFORMES TECNICOS

# PROSPECTIVAS DEL SOSTENIMIENTO AUTODESPLAZABLE

## PARTE I

Carrasco Galán, José  
Ingeniero de Minas  
Jefe Maquinaria de Mina. Potasas de Navarra, S.A.

Colada Tamames, Benjamín  
Ingeniero de Minas  
Jefe de Explotación de Mina. Potasas de Navarra, S.A.

Valcarlos García, Antonio  
Dr. Ingeniero de Minas  
Presidente Ejecutivo de Potasas de Navarra, S.A.  
Catedrático de Ampliación de Laboreo de Minas, Sondos,  
Túneles, Pozos y Valoración de Minerales.

## PROLOGO

En el momento actual las características que conforman la actividad de la industria minera pueden concretarse en tres aspectos:

- Limitación de las posibilidades mundiales en materia de energía.
- Aumento de las exigencias en la Seguridad y calidad del trabajo.
- Encarecimiento de la mano de obra.

Ante esta situación, el único camino viable resulta la puesta a punto de una tecnología apropiada que haga aumentar la rentabilidad de las explotaciones ya rentables y que convierta en rentables aquellas que hasta ahora no lo son, compaginando este objetivo económico con unas exigencias, cada vez más estrictas, sobre la calidad del trabajo humano.

En la minería subterránea el sistema de tajo largo, con todas sus variantes, es con mucho el método de explotación más empleado. El tajo largo permite obtener elevadas producciones unitarias y es una vía segura hacia la automatización.

El auge del tajo largo está íntimamente ligado con el desarrollo de la entibación autodesplazable.

Aunque el origen de la entibación autodesplazable se remonta sólo treinta años atrás, su desarrollo ha sido tan espectacular que la moderna tecnología plantea soluciones y posibilidades muchas veces desconocidas.

A pesar de las circunstancias adversas que caracterizan la industria minera española, es evidente que, a corto plazo, la entibación autodesplazable se irá extendiendo progresivamente en nuestras explotaciones.

En este trabajo pretendemos exponer el estado actual de la tecnología, por lo que el sostenimiento autodesplazable se refiere, aprovechando la experiencia adquirida en Potasas de Navarra, S.A. sobre este tema.

Este trabajo está dividido en cuatro partes con entidad propia particular:

**PARTE I**  
Desarrollo actual y tendencias futuras del sostenimiento autodesplazable.

**PARTE II**  
Criterios geotécnicos sobre la utilización del sostenimiento autodesplazable.

**PARTE III**  
Criterios mecánicos sobre la utilización del sostenimiento autodesplazable.

**PARTE IV**  
Criterios económicos sobre la utilización del sostenimiento autodesplazable.

## DESARROLLO ACTUAL Y TENDENCIAS FUTURAS DEL SOSTENIMIENTO AUTODESPLAZABLE

### 1.1. INTRODUCCION

En los yacimientos sedimentarios se emplean tradicionalmente dos métodos de explotación: El de cámaras y pilares y el de tajo largo.

Todo parece indicar que la evolución inmediata de los sistemas de explotación se dirige hacia una preponderancia del tajo largo en sus diversas variantes.

Por lo que se refiere al carbón, puede afirmarse que en Europa ya no existen prácticamente sistemas de cámaras y pilares. En los Estados Unidos de América, donde por las peculiares características de sus yacimientos el sistema de cámaras y pilares ha sido prácticamente el único utilizado, ya ha empezado a emplearse el tajo largo. Así, en 1974 la producción obtenida de los tajos largos en USA ha sido el 3 por 100 de la producción total de carbón (1).

En la minería de la potasa coexisten ambos métodos de explotación. En las dos Alemanias (2), Canadá (3) e Inglaterra (4), sólo se explota por cámaras y pilares. En la URSS (5) y en España (6) coexisten ambos métodos de explotación, mientras que en Francia (7) prácticamente toda la explotación se realiza por tajo largo.

En cuanto al laboreo de otros minerales, podemos indicar que la minería subterránea del fosfato hace años que se desarrolla, en Marruecos, por tajo largo y en Francia, donde la minería del hierro siempre ha estado asociada a las cámaras y pilares, se están empezando a poner a punto sistemas de explotación por tajo largo (8).

Esta expansión del tajo largo está íntimamente ligada con el desarrollo de la entibación autodesplazable. Así, por lo que se refiere a la minería del carbón de la C.E.E., resulta concluyente que en 1975 el 82 por 100 de la producción se obtuviera en tajos largos, equipados con entibación autodesplazable. En Inglaterra se ha llegado a una mecanización total del sostenimiento en los tajos de carbón ya que en 1973, con un parque de 201.558 unidades de sostenimiento autodesplazable, se equiparon los tajos que obtuvieron el 96 por 100 de la producción total (10). Por lo que se refiere a Alemania Federal, en 1974 el 76 por 100 de la producción de carbón provino de tajos equipados con sostenimiento autodesplazable (11).

Todas las explotaciones por tajo largo de Potasa, Hierro y Fosfatos están equipadas con sostenimiento autodesplazable.

El gran auge de la entibación autodesplazable se debe a que este sistema de sostenimiento proporciona una gran fiabilidad en el funcionamiento de los tajos y consecuentemente una mayor seguridad y mejor calidad del trabajo de los mineros.

La experiencia pone de manifiesto que un trabajo regular, exento de anomalías en la maquinaria instalada, produce inmediatamente una disminución del número de accidentes.

Una vez conseguida la regularidad de funcionamiento de los tajos largos de elevada producción, se ha cubierto el primer paso para aumentar la productividad y llegar, en último término, a la automatización total (1).

En España, por circunstancias diversas, la situación es bastante distinta, aunque el tajo largo, con muchas variantes

respecto al concepto general, es el método de explotación más utilizado.

El parque actual español de elementos de sostenimiento autodesplazable, es de 3.025 unidades, distribuidas conforme se muestra en el Cuadro núm. 1.

Puede observarse que el 54,4 por 100 de las unidades de sostenimiento autodesplazable existentes en España corresponde a Potasa de Navarra, S.A., que las viene utilizando desde 1966.

Los tajos equipados con sostenimiento autodesplazable proporcionan menos del 10 por 100 de la producción subterránea de carbón en España. No obstante lo anterior, es de destacar que en los últimos años la iniciativa privada está haciendo importantes esfuerzos para implantar esta tecnología en la explotación de nuestros difíciles yacimientos.

En el futuro parece probable que, con la comercialización de las notables innovaciones tecnológicas exhibidas en la pasada exposición de maquinaria de mina en Düsseldorf, el sostenimiento autodesplazable podrá ser utilizado en la explotación de yacimientos en los cuales se creía que no podría implantarse esta técnica.

## 1.2. DEFINICION DEL SOSTENIMIENTO AUTODESPLAZABLE

Se entiende por sostenimiento autodesplazable el conjunto de elementos mecánicos que se desplazan autónomamente, accionados manual o automáticamente, con el avance del tajo donde es-

tán colocados y son capaces de asegurar la estabilidad del techo del tajo en la zona de trabajo.

El sostenimiento autodesplazable nació como evolución natural de un intento de mecanizar el avance de los estemos individuales que se utilizaban para sostener el techo en los tajos de arranque.

Inicialmente la idea operativa consistió en unir varios estemos, dentro de una estructura de caudera, animándolos de movimiento por medio de un cilindro hidráulico horizontal que unía la unidad al transportador del tajo. Esta idea ha perdurado en el tiempo y, hasta hace poco, bastaba para definir un sostenimiento autodesplazable. Sin embargo, el gran desarrollo de la tecnología actual hace necesario proceder a una clasificación del sostenimiento autodesplazable en tres grandes grupos (9):

### 1.2.1. Pilas

Las pilas están constituidas por dos bastidores metálicos entre los que están colocados, perpendicularmente a ellos, un número variable de cilindros hidráulicos verticales. Habitualmente el número de cilindros verticales que poseen las pilas suele ser 4, 5 ó 6. Además disponen de otro cilindro, situado en el bastidor inferior, en posición horizontal que permite desplazar la unidad.

El bastidor superior suele llamarse comúnmente "sombrero" y el inferior, base o "pie".

La palabra pila corresponde a la palabra "Bock" en alemán, "Pile" en francés y "Chock" en inglés.

El origen de las pilas parece que está situado en Inglaterra donde en 1947 se

CUADRO NUM. 1. DISTRIBUCION DE LAS UNIDADES DE SOSTENIMIENTO AUTODESPLAZABLES EXISTENTES EN ESPAÑA

SOCIEDAD	FABRICANTE	TIPO	UNIDADES EXISTENTES	OBSERVACIONES
MULL DEL COTO CORTES	GULLICH	6 x 740	129	Tajo largo con pendiente entre 40° - 45°
ABRACIAS DE BAZTARRO	WESTFALIA	6 x 51	300	Tajo largo con pendiente entre 17° - 25°
MULLERA VASCO-LEonesa	MARRELL-TACA	SOUTIRAGE	20	Souirage en tramos horizontales de 5 m
ENCESA (Lanero de Tolosa)	U R S S	6 x 41	480	Tajo largo, tramos descendentes ascendente entre 40° - 35°
LIGNITOS DE FIGOLS	U R S S	1 x 403	410	Tajo largo con pendiente de 25°
MINAS Y FERROCARRILES DE UTRILLAS	GULLICH	6 x 740	119	Tajo largo con pendiente de 25°
POTASAS DE NAVARRA	MARRELL-TACA	MONORILLO	263	Tajo largo con pendiente entre 10° - 35°
	MARRELL-TACA	FLECHA 16/77	647	
	UHS-FOMO	MONORILLO	341	
	TOTAL P. D. N.		1.244	
TOTAL UNIDADES EXISTENTES			3.025	

instaló el primer tajo con sostenimiento autodesplazable (12), aunque autores soviéticos (13) atribuyen a este país la originalidad del sistema.

Como características más importantes de este tipo de entibación autodesplazable podemos destacar:

- El esfuerzo suministrado por los cilindros verticales se transmite íntegramente al techo del tajo.
- Constructivamente las pilas son elementos compactos, sencillos y de fácil mantenimiento.

Dentro de las pilas existen dos subgrupos bien diferenciados: las pilas Monobloc, Figura 1a1, y las pilas de Cuadros, Figura 1a2. Las pilas monobloc se caracterizan porque todos los cilindros, los verticales y el de desplazamiento, están integrados en una estructura única.

Las pilas Monobloc están unidas al transportador del tajo por medio del cilindro de desplazamiento, ya que necesitan que el transportador ofrezca un punto fijo para desplazar las pilas.

Las pilas de cuadros se caracterizan porque los estompes, generalmente cuatro, están colocados en dos estructuras independientes, paralelas, llamadas cuadros. En las pilas de Cuadros el desplazamiento se logra por la acción recíproca de los dos cuadros entre sí, mediante una doble articulación accionada hidráulicamente. Estas pilas no están unidas al transportador del tajo y constituye una unidad independiente de él. En la Figura núm. 2 se muestra la fotografía de un tajo de pilas Monobloc de Potasas de Navarra, S.A.

### 1.2.2. Escudos

Los escudos constituyen la siguiente etapa en la evolución histórica del sostenimiento autodesplazable. Al igual que las pilas, los escudos constan de dos bastidores y varios cilindros verticales, normalmente dos. Sin embargo, los escudos se caracterizan porque el bastidor superior (sombbrero) y el inferior (pie) están unidos mediante sendas articulaciones por una pieza metálica rígida llamada flecha.

La palabra escudo corresponde a "Schild" en alemán, "Bouclier" en francés y "Shield" en inglés.

El origen de los escudos radica, indiscutiblemente, en la Unión Soviética, donde fueron puestos a punto los sostenimientos del tipo OMKT para la explotación de capas de carbón con techos muy poco resistentes (14). En la Figura núm. 3 se muestra el esquema del sostenimiento OMKT.

En los primeros escudos que datan de 1967 la flecha estaba unida al pie por medio de una soal articulación, Figura 1b1. Al variar la abertura de la pila el extremo anterior del sombrero describe un círculo y varía también la longitud de techo descubierta, conforme se muestra en la Figura núm. 4.

En la Figura núm. 5 se muestra un escudo fabricado por Marrel, instalado en Potasas de Navarra, S.A.

Recientemente se han empezado a comercializar los escudos con unión entre flecha-pie a base de dos bieletas y cuatro articulaciones, según se muestra en la Figura 1b2.

Debido al sistema de dos bieletas y cuatro articulaciones, al variar la abertura del escudo el extremo del sombrero describe un cuarto de lemniscata y, en consecuencia, la longitud del techo descubierta es prácticamente constante conforme se muestra en la Figura núm. 6.

Como característica más importante de los escudos podemos destacar:

El esfuerzo realizado por los cilindros de sustentación de los escudos por una simple ley de palanca no se transmite íntegramente al techo del tajo.

Presentan una estructura rígida y compacta al estar unidos el sombrero y el pie por la flecha.

Los escudos ofrecen una excelente protección de la zona de trabajo, tanto por lo que se refiere a la superficie de techo descubierta como a la protección contra la caída de costeros de hundimiento.

En la actualidad los escudos circulares, con una sola articulación, ya no son operativos y han sido desplazados por los escudos de lemniscata provistos con cuatro articulaciones.

### 1.2.3. Pilas - Escudo

Las pilas-escudo constituyen el último grado de evolución, en el momento actual, de las unidades de sostenimiento autodesplazable. Las pilas-escudo reúnen las ventajas de las pilas Monobloc y de los Escudos: por ello constan de dos bastidores, flecha de unión y los cilindros de sustentación que actúan directamente sobre el sombrero.

Las pilas-escudo disponen de cuádruple articulación, con dos bieletas entre fle-

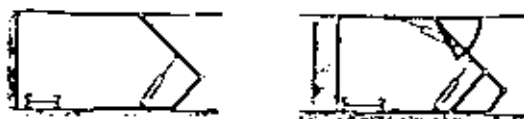


Fig. 5. Tajo de Potasas de Navarra, S.A. equipado con escudos flecha de Marrel.



1a1 - Pila Monobloc

1a2 - Pila de cuadros gemelos



1b1 - Escudo circular

1b2 - Escudo de lemniscata



1c - Pila-escudo

Fig. 1. Tipos de sostenimiento autodesplazables.



Fig. 2. Tajo de PDN equipado con pilas Taca-Monobloc.

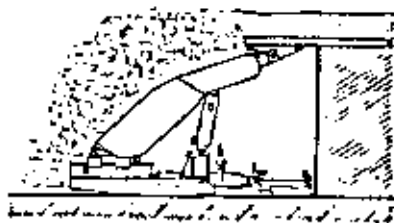


Fig. 3. Sostenimiento autodesplazable OMKT.

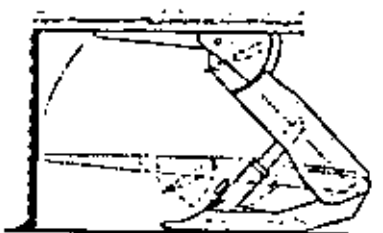


Fig. 4. Variación de la superficie descubierta en un tajo equipado con escudos circulares.

cha y pie, según se muestra en la Figura 1c.

La palabra pila-escudo corresponde, en alemán, a la palabra "bockschild", en francés a "pile-boucher" y en inglés a "chock-shield".

Como características más importantes de las pilas-escudo podemos destacar:

- Las pilas-escudo poseen una gran resistencia ante cualquier tipo de esfuerzos a que puedan verse sometidas.
- Las pilas-escudo ofrecen una perfecta protección de la zona de trabajo en el tajo frente a la invasión de las rocas procedentes del hundimiento.
- Las pilas-escudo ofrecen una superficie de techo descubierta mínima, lo cual favorece notablemente las condiciones de seguridad.
- Las pilas-escudo, mediante una juiciosa combinación de cilindros de sustentación, pueden proporcionar portancias elevadas.

En la Figura núm. 7 se muestra una fotografía de una pila-escudo de 280 t fabricada por Dowty.

### 1.3. EXIGENCIAS DEL SOSTENIMIENTO AUTODESPLAZABLE

Hemos visto que básicamente existen tres clases de sostenimiento autodesplazable, pero en la realidad son muy numerosos los tipos de sostenimiento comercializados dentro de estas clases. Existen dos fenómenos claros en este campo; uno, la necesidad de resolver el sostenimiento de una capa determinada que genera un tipo de sostenimiento particular. Otra tendencia, que se ha expresado claramente, en la exposición de Düsseldorf de 1976, es el intento de lograr una entibación autodesplazable polivalente que sea aplicable en el mayor número de los

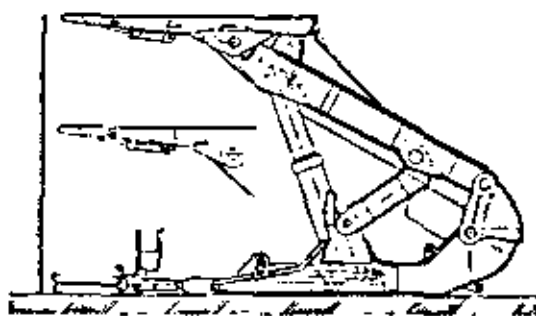


Fig. 6. Variación de la superficie de techo descubierta en un tajo equipado con escudos de Lemnicata.

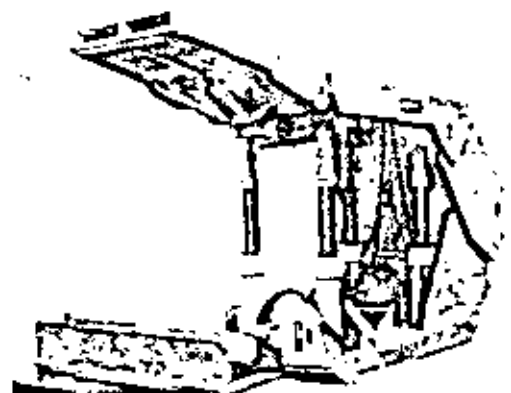


Fig. 7. Pila-escudo "Dowty" de 280 t.

casos. Esta última tendencia lleva consigo una evolución técnica notable y un costo elevado que muchas veces hace que las soluciones encontradas sean admiradas, pero no puedan ser económicamente utilizadas.

No hay que olvidar que la explotación de una determinada capa plantea exigencias particulares y sólo resolviendo exclusivamente éstas llegaremos a la solución más segura y económica.

En el Cuadro núm. 2 se muestran los factores técnicos que forman parte de la decisión de adoptar un determinado tipo de sostenimiento autodesplazable. Cada factor implica un objetivo a alcanzar y esto se logra a base de añadir determinadas innovaciones tecnológicas al sostenimiento, lo cual aumentará, inevitablemente, su costo.

En los apartados siguientes analizaremos las exigencias que deben satisfacer un tipo de sostenimiento autodesplazable, de acuerdo con los factores técnicos indicados en el Cuadro núm. 2.

#### 1.3.1. Exigencias Geológicas

Las exigencias geológicas para determinar el sostenimiento autodesplazable, dónco para una capa dada, provienen de la potencia de la capa a explotar y de su inclinación.

### CUADRO NUM. 2. ELECCIÓN DEL SOSTENIMIENTO AUTODESPLAZABLE

FACTORES TÉCNICOS DE DECISIÓN	OBJETIVOS PROPUESTOS	EXIGENCIAS TECNOLÓGICAS
GEOLOGICOS	IGUALDAD RESPECTO A LA POTENCIA DE LA CAPA	Adaptabilidad a las variaciones de potencia
	TRABAJO EN CAPAS INCLINADAS	Estabilidad estática
DEL MÉTODO DE EXPLOTACIÓN	HUNDIMIENTO INTEGRAL	Estabilidad dinámica
	TAJO LARGO EN BLOQUE	Esfuerzos adecuados de desplazamiento
	SQUELTING	Protección contra los efectos del hundimiento
	CAMARAS Y PILARES	Potencialidad de proceder al hundimiento del techo
		Ventana para rotación
ECONOMICOS	CONTROL DEL TECHO EN EL TAJO	Desplazamientos de la tubería de rotación
	CONTROL DEL TECHO TRAS EL TAJO	Quantidad de dos ejes de trabajo
	ESTABILIDAD DE MASTIALES	Sistemas de protección
	SEGURIDAD EN EL TAJO	Patrón de entrada
	MÍNIMO EN EL TAJO	Planación suplementaria del tipo de trabajo
DE AMBIENTACIÓN		Superficie descubierta del techo
		Carga de rotación en el interior del tambor
		Carga de sustentación
		Carga de desplazamiento
		Resistencia a efectos del hundimiento
	Resistencia adecuada a los golpes de techo	
	Proximidad adecuada	
	Peso mínimo de personal	
	Peso mínimo de la ventilación	
	Exhaustión de gases en el tambor	

### 1311 Idoneidad respecto a la potencia

Resulta imprescindible que la potencia mínima de la capa a explotar sea mayor que la apertura mínima; habitualmente suele tomarse un margen de seguridad de 15 cm entre la potencia mínima de la capa y la apertura mínima del sostenimiento (15). Un error en este aspecto tiene una importancia considerable, pues en caso de que uno de los hastiales no pueda ser arrancado por la máquina del tajo, no hay más solución que recurrir al uso de explosivos o desmontar el tajo.

Una capa con pocas variaciones de potencia permite utilizar sostenimientos autodesplazables con cilindros normales; si, por el contrario, son de prever fuertes variaciones de potencia en la capa, hay que recurrir a sostenimientos autodesplazables con cilindros doblemente telescópicos.

Una unidad de sostenimiento autodesplazable debiera ser estable estáticamente en cualquiera de las condiciones de trabajo en que se va a emplear. En particular los cilindros verticales, con sus elementos auxiliares, deben estar adecuadamente diseñados para que resistan los esfuerzos que sufren cuando trabajan en la abertura máxima.

Debe preverse que será necesario efectuar operaciones de sustitución de elementos del sostenimiento y la estabilidad de éste deberá permitir realizarlas con toda seguridad.

Las unidades de sostenimiento deben desplazarse con el avance del tajo y también deberán ser estables durante esta operación; para ello deberán disponer de los elementos de guiado, centrado y estabilización adecuados.

### 1312 Trabajo en pendiente

La pendiente aporta, debido a la fuerza de la gravedad, esfuerzos transversales a los ejemplares que deben soportar éstos, y el resto de la estructura del sostenimiento autodesplazable. Esto condiciona sensiblemente la estabilidad estática y dinámica de la entibación en cuanto la pendiente supera los 15°. A pesar de ello, como veremos más adelante, actualmente existen soluciones para trabajar con sostenimiento autodesplazable en cualquier tipo de pendientes.

A medida que aumenta la pendiente de la capa, la operación de desplazamiento se hace más difícil, sobre todo cuando debe instalarse un transportador blindado a lo largo del tajo. Esto implica que los cilindros de desplazamiento de las pilas deban estar adecuadamente dimensionados para vencer los mayores esfuerzos de rozamiento que se generan entre dos unidades contiguas de sostenimiento.

Cuando la pendiente del tajo sea elevada será necesario compensar, en cada desplazamiento, el descenso progresivo de todo el material del tajo. Para ello

será preciso subir materialmente contra la pendiente del tajo, las unidades de sostenimiento. Esto creará esfuerzos suplementarios que deberán ser soportados por el sostenimiento.

### 1.3.2. Exigencias del método de explotación

Aunque el gran auge que ha alcanzado el sostenimiento autodesplazable se debe a la masiva utilización del tajo largo, recientemente se está extendiendo el empleo del sostenimiento autodesplazable a otros métodos de explotación.

Cada método de explotación impone determinadas exigencias al sostenimiento. Así el tajo largo, con hundimiento integral, exige que la estructura del sostenimiento ofrezca una protección adecuada ante la invasión del área de trabajo por parte de los bloques procedentes del hundimiento del techo.

Algunas veces, sobre todo cuando el sostenimiento no posee la portancia adecuada, es necesario provocar la caída del techo mediante el empleo de explosivos. En este caso es necesario que el sostenimiento autodesplazable disponga de unas ventanas para permitir la ejecución de los disparos de hundimiento.

Los tajos largos rellenos plantean problemas específicos tales como la necesidad de que las unidades de sostenimiento dispongan de una ventana para la proyección del relleno. Igualmente es necesario resolver el problema que plantea el desplazamiento de la tubería de relleno con el avance del tajo.

El soutirage es un método de explotación de gran aplicación en las capas potentes que admite una mecanización total. Las unidades de sostenimiento de los tajos de soutirage deben garantizar dos áreas de trabajo, una para avanzar el frente y otra para realizar el soutirage.

También es preciso disponer de una ventana de soutirage que permita la caída del carbón, protegiendo integralmente la zona de trabajo.

La explotación por cámaras y pilares

presenta el inconveniente de que parte del yacimiento debe ser abandonado en forma de pilares que aseguren la estabilidad del sistema. En Estados Unidos de América y Australia se emplean pilas hidráulicas para disminuir la dimensión de los pilares abandonados y recientemente en las Minas de Hierro de Lorena (8) se han puesto a punto pilas de cámaras y pilares que permitirán un grado de extracción superior al 90 por 100.

El sostenimiento autodesplazable de cámaras y pilares debe reunir los caracteres específicos. En primer lugar el sostenimiento autodesplazable de cámaras y pilares debe poseer una portancia particularmente elevada para que realice el efecto de un auténtico pilar mecánico autodesplazable. Por otro lado, el sostenimiento de cámaras y pilares debe ofrecer una protección adecuada al personal que trabaja en el arranque, carga y transporte del mineral de las cámaras, lo cual exige una superficie de techo sostenida mucho mayor que en los sistemas de tajo largo.

### 1.3.3. Exigencias geotécnicas

Las exigencias que plantea la geotecnia de un tajo pueden ser satisfechas por el sostenimiento autodesplazable, siempre que en su concepción se hayan tenido en cuenta los factores que condicionan un buen control del techo.

El control del techo en la zona de trabajo del tajo exige que el sostenimiento asegure la mínima superficie descubierta de techo. Es importante disponer, en el extremo del sombrero, de una carga de colocación que impida la caída de costeros superficiales.

El control del techo detrás del tajo exige disponer de una carga de colocación del sostenimiento adecuada y otro tanto sucede con la carga de deslizamiento.

El sostenimiento autodesplazable debe resistir adecuadamente la caída de los bloques provocados por el hundimiento. Este proceso es habitual en los

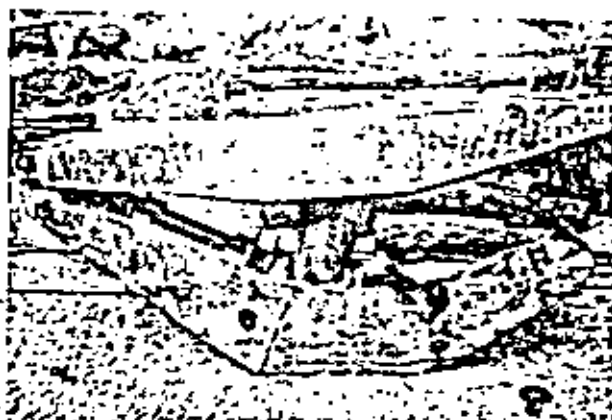


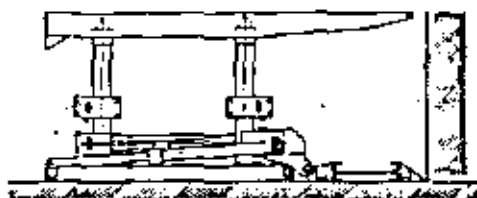
Fig. 8.  
Escudo flecha  
dañado por  
un golpe de  
carga.

tajos largos con hundimiento integral y no tiene nada que ver con los llamados golpes de techo. Aunque parezca evidente que los elementos de sostenimiento deben soportar este trabajo, muchas veces esto no ocurre así.

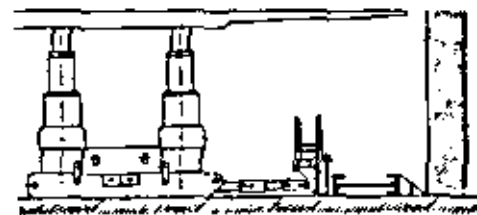
En la Figura núm. 8 se muestran los efectos del hundimiento del techo sobre una pila Taca Marrel, tipo Flecha 14.27, instalada en un tajo de Potasas de Navarra, S.A.

Un fenómeno especial es el de los golpes de techo que pueden destruir el sostenimiento de un tajo si éste no ha sido adecuadamente concebido para soportarlos. En la segunda y tercera parte de este trabajo trataremos este tema adecuadamente, pero podemos adelantar que el problema de los golpes de techo exige, para su resolución, grandes portancias y cargas de colocación muy próximas a la de deslizamiento.

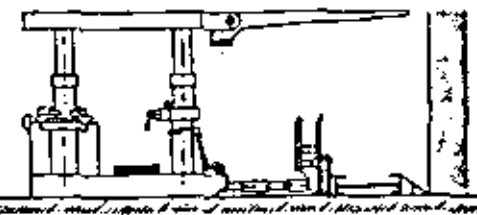
La estabilidad del sostenimiento respecto a los hastiales puede suponer un serio problema cuando éstos, o uno de ellos, son muy poco competentes. En este caso es necesario que la presión específica del sostenimiento contra el hastial menos competente sea lo suficientemente pequeña para que no fuera punzonado.



Sistema rígido que cubre la totalidad del transportador de rozar.



Sistema rígido que cubre la totalidad del transportador de rozar (sistema de peso alto).



Sombrero articulado que cubre la totalidad del transportador después de rozar (sistema de peso alto).

Fig. 9. Evolución de los sombreros de las pilas.

1) 1 MPa  $\approx$  10 kg/cm<sup>2</sup>

### 1.3.4. Exigencias de ambientación

La instalación de un sostenimiento autodesplazable debe permitir un seguro paso del personal a lo largo del tajo. En muchos países, como Inglaterra (16), están perfectamente definidas las dimensiones que deben respetarse para el paso del personal.

Debido a las fuertes producciones que puedan obtenerse en los tajos de carbón equipados con sostenimiento autodesplazable, los caudales de ventilación necesarios suelen ser muy importantes. Otro tanto sucede en los tajos situados a gran profundidad donde el problema que se plantea es la gran temperatura ambiente. En ambos casos la sección que deja libre el sostenimiento para el paso del aire es de una gran importancia.

Recientes estudios realizados en la R.F. Alemana (9) han puesto de manifiesto que una gran promoción de los polvos nocivos existentes en el ambiente se producen durante el desplazamiento del sostenimiento. Para evitar la producción de polvo hay que colocar en las unidades de sostenimiento difusores de agua y disponer, entre dos unidades contiguas, de diéres adecuados que impidan la formación de polvo en el área de trabajo cuando se realice el desplazamiento del sostenimiento.

## 1.4: INDICES-TECNICOS DE UN SOSTENIMIENTO AUTODESPLAZABLE

Frecuentemente se plantea el problema de elegir, entre varios tipos de entibación autodesplazable, el que resulta más idóneo para un tajo determinado. Para resolver este problema se debe recurrir a unos índices técnicos que clasificaremos en dos grandes grupos: Índices básicos e índices de comparación.

### 1.4.1. Índices básicos

Los índices básicos definen los principios fundamentales de utilización del sostenimiento autodesplazable.

**Presión de colocación.** Define la presión de alimentación del circuito hidráulico del sostenimiento autodesplazable. La presión de utilización está directamente relacionada con la carga de colocación del sostenimiento. Habitualmente en Inglaterra las presiones de colocación son bajas ya que rara vez se llega a 20 MPa (1) (200 kg/cm<sup>2</sup>). Por el contrario, en la R.F. Alemana, las presiones de colocación son elevadas, superándose frecuentemente 30 MPa (300 kg/cm<sup>2</sup>).

Las bajas presiones favorecen el mantenimiento de los circuitos hidráulicos y de los elementos de mando del sostenimiento; en contrapartida, las bajas presiones

proporcionan una carga de colocación pequeña. Si se desea obtener una carga de colocación elevada con una presión de colocación baja, puede recurrirse a cilindros de gran diámetro; esto plantea un grave inconveniente en las válvulas de seguridad, ya que para pequeños descensos del techo deberán evacuar gran caudal de líquido hidráulico.

**Abertura mínima.** Define la potencia mínima de la capa en la que pueden ser utilizadas las unidades de sostenimiento. Actualmente se comercializan sostenimientos autodesplazables con abertura mínima de 45 cm.

**Pendiente máxima de trabajo.** Se refiere a la máxima pendiente del tajo que puede ser equipado con un cierto tipo de sostenimiento autodesplazable de tal forma que éste resulte operativo. Es muy importante tener presente que la máxima pendiente de trabajo está ligada al concepto de operatividad para que el desplazamiento del sostenimiento no influya en el ciclo de trabajo del tajo.

**Anchura.** Habitualmente la anchura de las unidades de sostenimiento autodesplazable es la misma que la longitud de las chapas del transportador del tajo que suele ser de 1,5 m. No obstante existen unidades de sostenimiento autodesplazable con anchura distinta a 1,5 m.

**Carrera del cilindro desplazador.** Normalmente este índice tiene gran importancia en los tajos equipados con rozadora, ya que de él depende que detrás de la rozadora sea necesario efectuar uno o dos desplazamientos. En los tajos equipados con cepillo este índice tiene menos importancia.

**Empujes del cilindro desplazador.** El cilindro desplazador debe realizar el trabajo de desplazar el transportador del tajo, empujándolo apoyándose en el sostenimiento y trasladar las unidades de sostenimiento apoyándose en el transportador del tajo.

El trabajo más duro es desplazar las unidades de sostenimiento, ya que deben vencerse los efectos de la pendiente, el peso de las unidades de sostenimiento y el rozamiento entre ellas. Interesa que los esfuerzos que pueda realizar el cilindro desplazador sean los mayores posibles.

**Esfuerzo en el extremo del sombrero.** Del esfuerzo que puede realizar la unidad de sostenimiento, en el extremo del sombrero, depende que se consiga impedir la caída de pequeños costeros sobre el área de trabajo.

**Longitud descubierta de techo.** Se entiende como tal la distancia del extremo del sombrero al frente de arranque. Hay que tener presente que cuanto menor sea la longitud descubierta de techo, menor será la probabilidad de caída de costeros superficiales en la calle de trabajo.

**Presión específica contra los hastiales.** Se entiende como tal la relación entre la carga de deslizamiento y la superficie de contacto entre los bastidores y los hastiales. Este índice solamente tiene



importancia cuando uno, o los dos, hastiales son poco competentes y pueden ser punzonados por el sostenimiento.

Peso. El peso de las unidades de sostenimiento autodesplazable es importante para poder decidir sobre los medios de su transporte y colocación en los montajes de los tajos y para definir los esfuerzos del cilindro desplazador.

#### 1.4.2. Índices comparativos

Estos índices permiten la posible comparación de distintos tipos de sostenimientos autodesplazables y son los siguientes:

**Adaptabilidad.** Este índice muestra las posibilidades de la unidad de sostenimiento autodesplazable de adaptarse a las variaciones de potencia de la capa a explotar. Este índice está definido por:

$$A = \frac{\text{Abertura máxima (m)}}{\text{Abertura mínima (m)}} \times 100$$

Este índice suele estar comprendido entre 120 y 350 para las unidades de sostenimiento autodesplazable comercializadas actualmente. Una de las máximas posibilidades de adaptación corresponde al escudo Komag I de Kopex con A = 328, ya que su abertura mínima es de 0,7 m y la máxima de 2,3 m.

**Potencia.** Este índice define el esfuerzo que es capaz de aplicar la unidad de sostenimiento autodesplazable contra el techo del tajo. Este índice está definido por:

$$P = \frac{\text{Carga de deslizamiento (MN)}}{\text{Anchura de la unidad (m)}} \quad (1)$$

Las primeras unidades de sostenimiento autodesplazable apenas superaban los 0,5 MN/m; en la actualidad son corrientes valores de 3 MN/m y en algunos casos se llega a valores del orden de 5 MN/m, como en el caso de la pila Gullick 4 x 800 y ACM, C4-800.

**Rigidez hidráulica.** Este índice define las posibilidades de adaptación de la entibación a las variaciones del régimen de carga que ejercen los hastiales del tajo. Suele definirse por la relación

$$R = \frac{\text{Presión hidráulica de colocación (MPa)}}{\text{Presión hidráulica de deslizamiento (MPa)}}$$

Los valores de R están comprendidos entre 0,2 y 0,9. Uno de los valores más elevados corresponde a la Pila A.C.M. (Minex), tipo B4/340, que, con una presión de deslizamiento de 30 MPa (300 kg/cm<sup>2</sup>), tiene una presión de deslizamiento de 34 MPa (340 kg/cm<sup>2</sup>), lo cual da una rigidez hidráulica R = 0,88.

En general, las unidades de entibación autodesplazable, procedentes de In-

glaterra, tienen valores de R muy bajos, mientras que las procedentes de Alemania y Francia tienen los valores de R más altos.

**Diseño.** Este índice mide los resultados del diseño de la unidad del sostenimiento autodesplazable en relación con su peso, carga de colocación, potencia máxima arrancada y pendiente máxima de la capa a explotar.

Este índice está definido por:

$$D = \frac{\text{Carga deslizamiento (KN)} \times \text{Potencia máxima rozable (m)} \times \text{Pendiente máxima (}^\circ\text{)}}{\text{Total Peso (kg)}}$$

Este índice es sumamente variable para cada tipo de sostenimiento autodesplazable; pero, para un tipo dado, puede utilizarse para distinguir las cualidades de las diferentes unidades fabricadas.

## 1.5. TENDENCIAS FUTURAS DEL SOSTENIMIENTO AUTODESPLAZABLE

Las tendencias futuras de los distintos tipos de sostenimiento autodesplazable se dirigen a obtener la máxima seguridad y economía de utilización.

La estructura de los sostenimientos autodesplazables tiende hacia la máxima robustez y simplicidad. Para su fabricación se utilizan gruesas chapas plegadas de alta calidad con refuerzos soldados visibles.

Las unidades de sostenimiento autodesplazable deben ofrecer un paso seguro para el personal del tajo, una excelente estanqueidad al paso del escombros del hundimiento y estar provistas de diluores de riesgo de agua para la eliminación del polvo que se pueda formar.

CUADRO NUM. 3. CARACTERÍSTICAS DE ALGUNAS PILAS MONOBLOC

TIPO	ABERTURA MINIMA (m)	ADAPTABILIDAD % Anm	RIGIDEZ HIDRÁULICA	POTENCIA MN/m	DISEÑO
COMTE 5 x 340 Bata Flexible	0,445	285	0,123	1,78	32,47
COMTE 5 x 340 Bata Flexible	0,457	333	0,246	2,14	23,88
COMTE 5 x 340 Bata Rigida	0,610	267	0,246	1,78	26,19
COMTE 5 x 340 Bata Rigida	0,818	260	0,300	2,22	28,80
COMTE 5 x 340 Bata Rigida	0,940	259	0,300	2,50	43,05
COMTE 4 x 280	1,067	299	0,248	4,22	117,81
COMTE 4 x 280 Bata Rigida	1,075	260	0,260	2,25	70,56
COMTE 4 x 280 Bata Rigida	1,180	219	0,267	2,46	23,01
COMTE 4 x 280 Bata Semi Rigida	1,250	180	0,262	2,67	63
MARRELL PE 4 x 300	1,050	166	0,750	2,13	40,16
MARRELL MONOBLOC MS 15-25	1,50	166	0,564	2,03	40,99
TACA-MARRELL MONOBLOC (C.P.D.N.F.)	1,60	137	0,545	1,14	22,74
MARRELL PE 4 x 300	2,25	143	0,730	2,16	44,80
ALPINE 4 x 4	0,85	211	0,620	1,95	21,60
ALPINE 4 x 4	1,07	294	0,710	2,60	35,43
ALPINE 4 x 4	1,40	242	0,710	3,13	31,50

1) 1 MN = 100 t.

CUADRO NUM. 4. CARACTERISTICAS DE ALGUNAS PILAS MONOBLOC

TIPO	ABERTURA MINIMA (m)	ADAPTABILIDAD % A/A	RIGIDEZ HIDRAULICA	POTENCIA MN/M	DISEÑO
ACM 64/370	1,050	166	0,768	1,63	—
ACM 84/340	1,350	162	0,682	2,26	—
ACM 114/480	2,395	140	0,720	2,12	68,85
GULLIER 3 x 350	0,673	144	—	1,75	—
GULLIER 5 x 300	0,736	140	—	2,18	—
GULLIER 4 x 300 LFB	0,847	130	—	2,80	—
GULLIER 4 x 300	0,872	179	—	2,00	—
GULLIER 4 x 350 LFB	0,979	175	—	5,53	—
GULLIER 4 x 370 LFB	1,016	161	—	5,97	—
GULLIER 5 x 240	1,180	177	—	2,62	—
GULLIER 4 x 410	1,728	153	0,330	3,93	78,14

Los cilindros hidráulicos son siempre de doble efecto. Los cilindros de sustentación están anclados en sus dos extremos y frecuentemente son doblemente telescópicos. Los sombreros de las unidades de sostenimiento nunca están sostenidos por un único cilindro de sustentación.

Los latiguillos hidráulicos están ocultos en la calderería de las unidades de sostenimiento y se generalizará el empleo de acoplamientos de alta presión rápidos del tipo Steck "O" o Hy-Flex.

En los apartados siguientes expondremos la evolución y tendencias futuras de los distintos tipos de sostenimiento auto-desplazable.

### 1.5.1. Pilas

La concepción de las pilas nació de la necesidad de mecanizar el sostenimiento de los tajos cuando éste se realizaba con mampostas individuales. Las pilas hidráulicas presentaban, en los diseños iniciales, grandes limitaciones que fueron evolucionando paulatinamente como indicamos a continuación.

#### 1511 Evolución de las pilas Monobloc

##### Adaptabilidad.

Adaptabilidad. La adaptabilidad de las primitivas pilas a las variaciones de potencia de la capa a explotar era muy

limitada. Basta considerar, conforme indicamos en el Cuadro núm. 3, que las pilas Taca-Marrel Monobloc instaladas en Potasas de Navarra, S.A. tienen una adaptabilidad del 137 por 100 de la abertura mínima. Actualmente muchas pilas Monobloc poseen una adaptabilidad del 250 por 100 de la abertura mínima y la pila Dowty 6 x 180 de base flexible llega a una adaptabilidad del 333 por 100 de la abertura mínima. Este progreso solamente ha sido posible gracias a la utilización de cilindros doblemente telescópicos que permiten un notable recorrido hidráulico de la pila.

En la tercera parte de este trabajo se analizarán las diversas soluciones adoptadas por los distintos fabricantes, pero podemos adelantar que los cilindros doblemente telescópicos son más caros que los cilindros normales y limitan la máxima pendiente en la que pueden utilizarse las pilas, ya que resisten peor los esfuerzos transversales.

En cualquier caso, en los Cuadros números 3 y 4 se pone claramente de manifiesto que las pilas, actualmente disponibles, han resuelto muy satisfactoriamente el problema de la adaptabilidad a las variaciones de potencia de la capa explotada.

Superficie de techo descubierta. La superficie de techo descubierta ha sido uno de los grandes problemas que presentaban las pilas Monobloc. Este inconveniente se ha intentado eliminar en diversas etapas. En la primera los sombros

ros de las pilas han sido provistos de prolongadores hidráulicos o mecánicos que se avanzan después del paso de la máquina de arranque. Figura 9.1. Posteriormente se intentó aumentar la acción de la pila sobre el techo descubierta, Figura 9.2, a base de utilizar un sombrero de gran longitud y mantener la entibación un "paso atrás", es decir, con los cilindros de desplazamiento normalmente en posición de extendidos. Esto planteaba problemas si en el techo existían resacas, ya que entonces había puntos con enorme acumulación de tensión.

La última solución, Figura 9.3, consiste en emplear grandes sombreros articulados, activados con cilindros hidráulicos, que permiten una excelente protección del techo inmediatamente después de efectuado el arranque. Este tipo de pilas Monobloc se conoce como I.F.S. (Immediate forward support).

A pesar de los recientes avances tecnológicos, cuando se produce un hundimiento local en la zona de arranque de un tajo equipado con pilas Monobloc, es preciso rellenar el hueco producido antes de avanzar las pilas. Esto supone un retraso notable para el avance del tajo.

El sombrero único hace que sea conveniente accionar simultáneamente todos los cilindros de sustentación, lo cual plantea problemas en los circuitos hidráulicos, que serán analizados en la tercera parte de este trabajo.

Protección contra el hundimiento. A pesar de que las pilas modernas estén equipadas con cortinas metálicas o estructuras metálicas que las separan del hundimiento, la zona de paso de personal no está perfectamente protegida de la caída de las rocas del hundimiento.

Al desplazar las pilas, las rocas del hundimiento pueden producir una apreciable cantidad de polvo que no tiene ningún impedimento para invadir el área de trabajo. Igualmente el aire de ventilación puede derivarse a la zona de hundimiento con relativa facilidad.

Trabajo en pendiente. Por su propia concepción, las pilas soportan mal los esfuerzos transversales a los cilindros de sustentación. Esto hace que el trabajo de las pilas sea difícil si la pendiente del tajo aumenta.

Por otro lado, las pilas Monobloc presentan un difícil guiado en su desplazamiento respecto a las pilas contiguas, haciendo que sea difícil la operación de automatizar el desplazamiento de las pilas.

Capas potentes. Por su propia concepción estructural, las pilas están bastante limitadas en su aplicación a las capas potentes. Actualmente parece que una potencia de 3,5 m constituye un límite para la utilización de las pilas.

Por último, las pilas presentan unas ventajas, que se derivan de su propia concepción, tales como:

- Ofrecen un buen paso para el personal que trabaja en el tajo.
- Son, dentro de las unidades de sostenimiento, las más baratas.

- Poseen una calderería muy simple y robusta.
- Son de fácil mantenimiento.
- Al actuar el esfuerzo de los cilindros directamente sobre el techo, permiten obtener elevadas portancias.

En la Figura núm. 10 se muestra una moderna pila Monobloc de Klöcher-Ferromatik.

### 15.12. Utilización de pilas Monobloc

A la vista de la evolución sufrida por las pilas Monobloc, podemos afirmar que su utilización está ligada a aquellas capas en las que el techo no presenta problemas de caída de costeros superficiales. Resulta esclarecedora la Figura núm. 11.

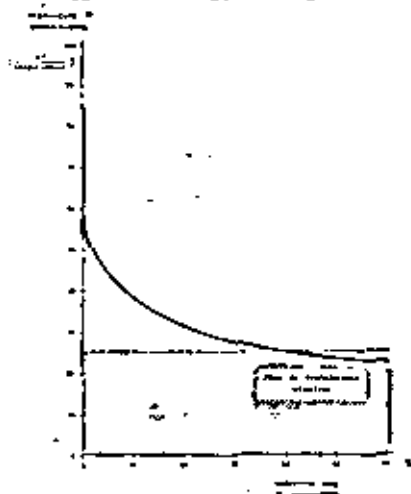


Fig. 11. Rendimiento del sostenimiento de los tajos equipados con pilas en función de la susceptibilidad de hundimiento.

donde se aprecia que en las capas con susceptibilidad de hundimiento (1) superior al 70 por 100, las pilas Monobloc no ofrecen un rendimiento adecuado.

Partiendo de esta premisa, existen tres ámbitos de aplicación de las pilas Monobloc, según se indica en el Cuadro núm. 5.

Capas horizontales con techos rígidos. Este es el caso de las capas susceptibles de provocar golpes de techo y de las cámaras y pilares en las que se emplean sostenimientos autodesplazables. Una variante es el tajo corto (shortwall), cuyo esquema de trabajo se muestra en la Figura núm. 12.

Estas capas exigen pilas Monobloc de alta portancia, con elevada carga de colocación (gran rigidez hidráulica) y pequeña adaptabilidad, ya que no existen convergencias en la zona de trabajo. El sombrero de la pila será rígido sin que sea necesario cubrir gran superficie del techo.

Capas horizontales con grandes variaciones de potencia. Estas capas pueden ser sostenidas con pilas Monobloc con cilindros telescópicos en razón de su gran adaptabilidad a las variaciones de potencia de la capa explotada. Estas pilas contarán de una base rígida, un sombrero único IFS y dispondrán de una gran adaptabilidad. Su rigidez hidráulica no tendrá que ser elevada, podrá ser menor que 0,6 y su portancia podrá ser moderada del orden de 1,5 MN/m. Estas pilas dispondrán de una protección contra la caída de rocas del hundimiento.

Capas con inclinación hasta 45° y potencia 2,0 M. Las pilas Monobloc provistas de elementos estabilizadores y de guiado, pueden ser utilizadas con éxito en el sostenimiento de capas de carbón, con buen techo, pendiente hasta 45° y potencia hasta 2 m (16). En estos casos la adaptabilidad de las pilas no puede ser elevada, ya que no puede contarse con la utilización de cilindros doblemente telescópicos en razón de la pendiente del tajo. Una adaptabilidad razonable es del orden del 200 por 100 de la apertura mínima. La portancia puede ser moderada, del orden de 1,5 MN/m y es conveniente, en razón del efecto de la pendiente,

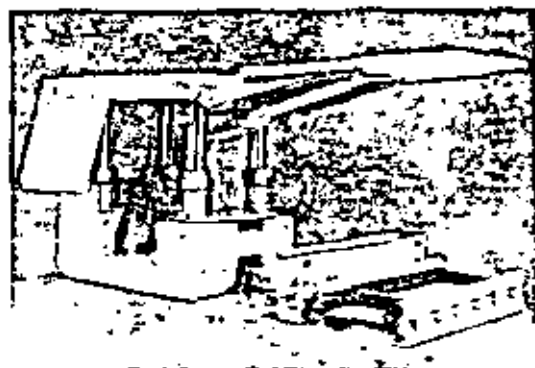


Fig. 10. Pila Monobloc de "Klöcher-Ferromatik".

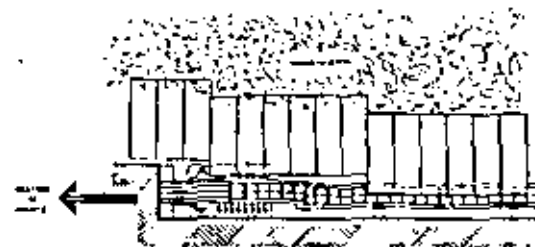
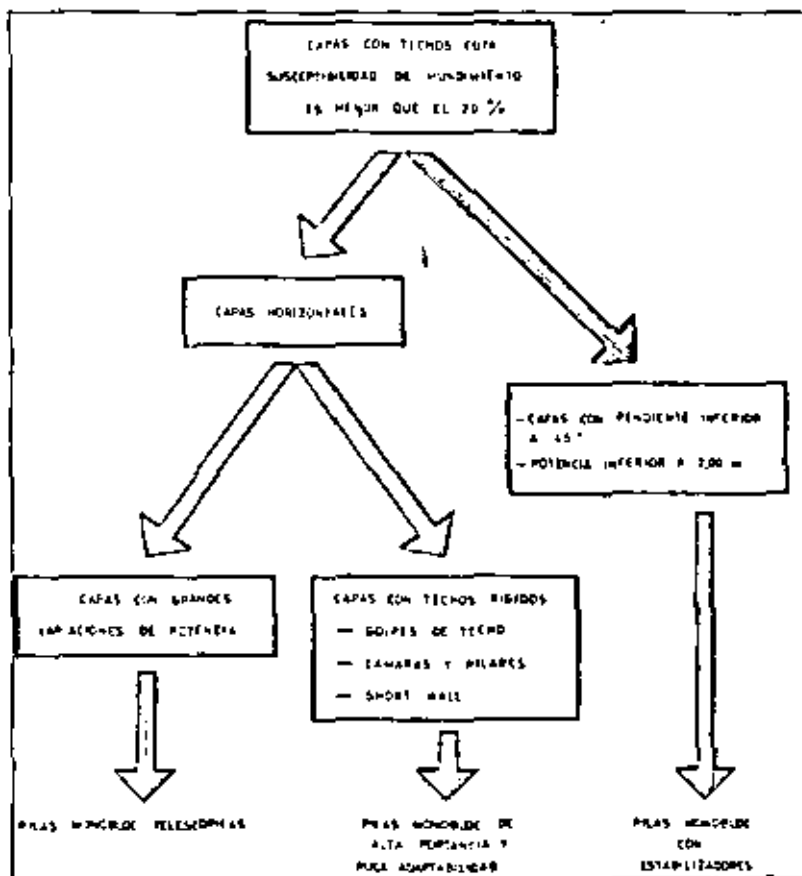


Fig. 12. Short-Wall.

### CUADRO NUM. 5. UTILIZACION DE PILAS MONOBLOC



Superficie hundida de techo en 1 m próximo al frente

1). Susceptibilidad de hundimiento =

Longitud del tajo

te sobre la caída de costeros, utilizar sombreros A.F.S. En estas pilas es muy importante disponer de una adecuada protección frente a la caída de rocas del hundimiento.

### 1.5.2. Escudos

Las pilas Monobloc representaron un notable avance en la mecanización del sostenimiento en los tajos, pero, como hemos dicho anteriormente, una condición imprescindible para que su utilización fuera rentable es que el techo de la capa presentara una susceptibilidad al hundimiento, inferior al 20 por 100. Esta condición era muy restrictiva y el sostenimiento autodesplazable, en el caso de pilas Monobloc, sólo se empleaba en los capos que no presentaban problemas de sostenimiento, que eran los menos.

Sólo con la aparición de los escudos ha sido posible generalizar la utilización del sostenimiento autodesplazable a capas cada vez más difíciles.

#### 1.5.2.1. Evolución de los escudos

Los escudos son de origen soviético y están inspirados en el sostenimiento OMKT. El sostenimiento OMKT fue concebido para ser usado en los tajos de capas de lignito con techos arenosos. En estos tajos de capas de lignito resultaba muy difícil mantener en buenas condiciones una superficie normal de techo y por eso se diseñaron los escudos OMKT, Figura núm. 13, que poseen un sombrero muy reducido y una pieza metálica, llamada flecha, que une herméticamente el sombrero con la base de la pila. Entre la flecha y la base actúa el cilindro de sustentación. El escudo OMKT presentaba además dos innovaciones importantes:

- Cuna para el transportador del tajo.
- Centro de giro de la flecha variable.

La cuna para el transportador del tajo ofrece una protección y unas condiciones de trabajo muy favorables para esta máquina, que es la que desarrolla el trabajo más duro del tajo.

En el caso de que se produzca un hundimiento local, la prolongación de la base del escudo, por la parte inferior del transportador del tajo, impide el basculamiento del escudo afectado.

Como el escudo OMKT solamente tiene un punto de articulación entre la flecha y la base, al elevar la flecha, para aumentar la abertura de la pila, el extremo del sombrero describirá un arco de círculo y la superficie de techo descubierta aumentará notablemente. Para eliminar este problema el sostenimiento OMKT tiene un cilindro que hace variar la posición de la articulación entre la flecha y la base, acercándola al frente al subir el escudo, de tal forma que el desplazamiento del sombrero se hace sobre la vertical.

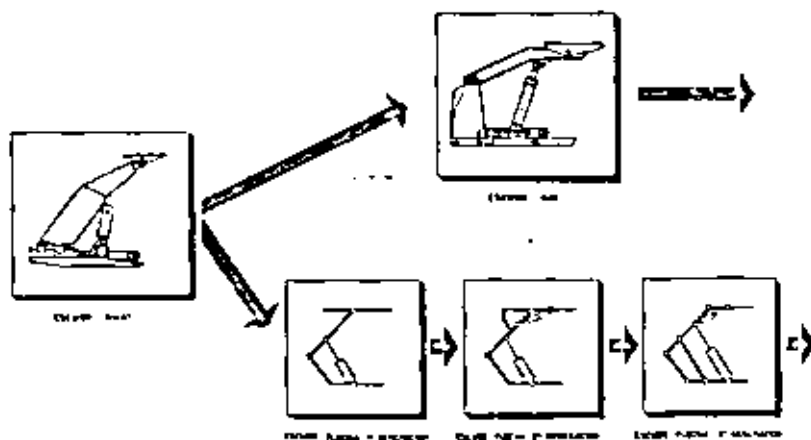


Fig. 13. Evolución de los escudos.

A partir de esta idea se han desarrollado todos los escudos, que se han empleado en Europa a partir de 1970, utilizando dos caminos distintos según se muestra en la Figura núm. 13.

Nixx ha comercializado los escudos de la serie VOB, Figura núm. 14, que conservan respecto al OMKT la cuna de guiado del transportador del tajo. Sin embargo han prescindido del centro de giro variable, entre flecha y base, lo cual induce a tener una superficie de techo descubierta variable. En los escudos VOB la estructura ha sido modificada para adecuarla a su empleo en capas de carbón con hastiales competentes, y, en consecuencia, el peso del escudo se aproxima a las 10 t. En Alemania estos escudos han sido ligeramente modificados por Klöcher-Ferromatix, conservando los conceptos constructivos.

Los escudos VOB alcanzaron una notable difusión tanto en Europa como en Estados Unidos (18), en particular entre 1970 y 1975 se instalaron en la R.F. Alemana 2.787 escudos VOB.

En 1966 Marrel-Gydró-Somemi construyó para la Houillères du Bassin de Provence, el primer escudo tipo Flecha que es el mismo que, cuatro años más tarde, se implantó en Potasio de Navarra, S.A. Figura núm. 5.

Las pilas Flecha de Marrell, aunque inspiradas en los escudos OMKT, eran constructivamente diferentes. No disponían de cuna de guiado para el transportador y tampoco tenían la posibilidad de variar el centro de giro de la flecha y la base. Para adaptar estos escudos al trabajo en capas con hastiales competentes, se aumentó la anchura de los sombreros y se rigidificó el escudo, respecto al OMKT, pasando una pila Flecha de 1,5 m de ancho unas 5,5 t.

A pesar de que la pila Flecha de Marrell presentaba notables características, su resistencia estructural dejaba mucho que desear. En febrero de 1968, se iniciaron en el bando de pruebas de Essen Kray, R.F. Alemana, ensayos con las pilas Flecha de Marrell que rápidamente mostraron la debilidad estructural de estos escudos (17); a pesar de ello, dada



Fig. 14. Escudo "VOB".

las ventajas de este sostenimiento, se inició una evolución tecnológica que ha conducido a importantes mejoras.

En la segunda generación de pilas Flecha se cambió la situación del centro de giro entre la flecha y la base del escudo, se construyó un sombrero único activado por un cilindro hidráulico, se alargó el sombrero hacia el frente y se cerró por detrás. Simultáneamente se rigidificó la estructura pasando a pesar el escudo 12/29, que se muestra en la Figura núm. 15, unas 7,8 t.

La segunda generación de escudos, a pesar de ser muy superior a la primera, presentaba algunos inconvenientes. El in-

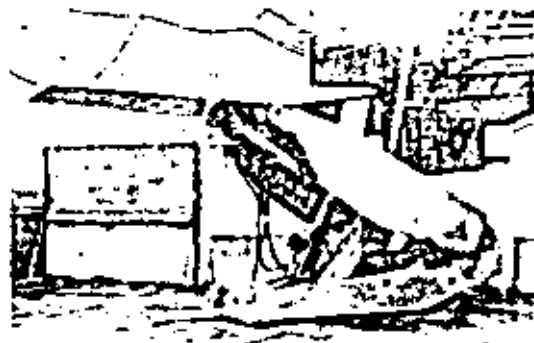


Fig. 15. Escudo "Marrel 12/29".

conveniente más grave radicaba en la trayectoria circular que describía el sombrero del escudo al variar la abertura. Esto hacía que la superficie de techo descubierta aumentara al hacerlo la abertura del escudo; precisamente cuando la estabilidad del techo es más problemática.

Este inconveniente se ha eliminado en los escudos de la tercera generación. En éstos, la flecha está unida a la base mediante dos brazos articulados con cuatro centros de giro. Esto hace que, al variar la abertura del escudo, el sombrero describa un cuarto de Lemniscata y la superficie de techo descubierta apenas varíe.

El sombrero de la pila sigue siendo único, pero no presenta voladizo detrás del eje de giro con la flecha, lo cual exige la existencia de un cilindro estabilizador.

Los cilindros de sustentación actúan entre la base y la flecha del escudo. En la Figura núm. 16 se muestra un escudo de la tercera generación fabricado por Westfalia Lünan.

En el Cuadro núm. 6 se muestran las características de algunos de los escudos existentes en el mercado.

Puede observarse que la adaptabilidad de los escudos actuales es buena aunque, en general, es algo inferior a la de las pilas Monobloc con cilindros doblemente

telescopicos. La rigidez hidráulica es, en general, elevada, incluso en los modelos procedentes de Inglaterra. La portancia de los escudos es en general inferior a la de las pilas Monobloc, ya que difícilmente la portancia se acerca a 2 MN/m. El índice de diseño es también menor que

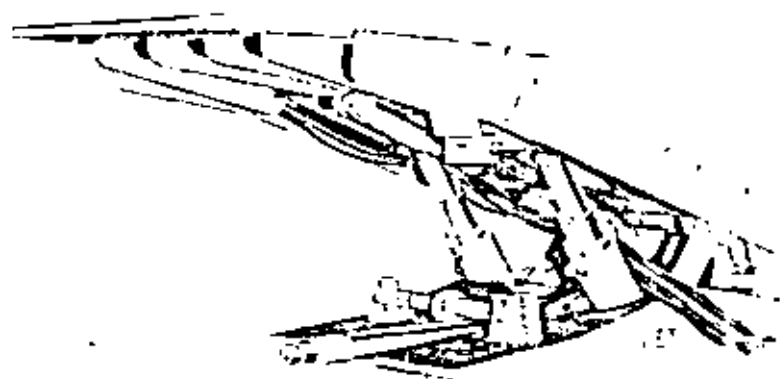


Fig. 16.  
Escudo "Westfalia WS 15".

#### CUADRO NUM. 6. CARACTERISTICAS DE ALGUNOS ESCUDOS

TIPO	ABERTURA MÍNIMA (cm)	ADAPTABILIDAD % mín	ÍNDICE HIDRÁULICA	PORTANCA MN/m	DISEÑO
DOWR THIN SEAM	0,888	2,02	0,719	1,54	—
DOWR MEDIUM SEAM	1,179	2,26	0,730	1,93	—
DOWR THICK SEAM	1,600	2,25	0,770	2,65	—
WESTFALIA WS 13	1,500	213	0,63	1,86	30,20
AKM FD 2/200	1,70	200	0,75	1,33	—
HEINZMAN 9,3/20,4-14	0,60	233	0,76	1,86	—
HEINZMAN 9/25/15M	0,93	283	0,80	1,89	18,66
TACA MAREL FLECHA 10-27 (90-4)	1,40	192	0,66	1,01	13,63
MAREL FLECHA 6-15	0,60	250	0,70	0,64	8,47
MAREL FLECHA 8-21	0,80	262	0,63	1,29	15,11
MAREL FLECHA 10-19	1,00	195	0,63	1,16	12,92
MAREL FLECHA 12-23	1,17	251	0,64	1,94	27,51
MAREL FLECHA 14-28	1,64	220	0,77	1,82	26,58
MAREL VOR	1,60	187	0,84	1,33	24,00
MAREL KOMA 6 I	0,70	328	0,40	1,33	24,00
MAREL KOMA 6 II	1,90	168	0,50	2,00	24,00
MAREL KOMA 6 III	3,00	150	0,50	2,00	15,00

el de las pilas Monobloc, debido al mayor peso de su estructura que permite un funcionamiento mejor que las pilas si el tajo tiene pendiente que, en cualquier caso, no debe superar los 35°.

#### 1522. Utilización de los escudos

Fundamentalmente los escudos deben utilizarse en aquellas capas cuya susceptibilidad de hundimiento sea superior al 20 por 100. Grotowsky (9) ha puesto de manifiesto este hecho que recoge la Figura núm. 17.

Por lo que se refiere a la pendiente, la estructura mecánica de los escudos resiste muy bien los esfuerzos transversales y pueden ser empleados sin dificultad hasta pendientes de unos 35°, dotándolos de simples cilindros centradores.

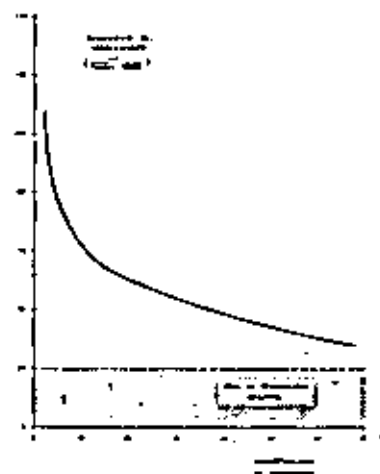


Fig. 17. Rendimiento del sostenimiento en los tajos equipados con escudos en función de la susceptibilidad de hundimiento.

Los escudos, actualmente comercializados, pueden ser instalados en capas cuya potencia alcance los 4 m.

Los escudos presentan una excelente estanqueidad frente a la invasión de rocas procedentes del hundimiento, ya que crean una pantalla metálica entre ésta y la zona de trabajo.

Dada su reducida portancia no es recomendable la utilización de los escudos en capas con techos muy competentes, que son susceptibles de provocar golpes de techo.

### 1.5.3. Pilas - Escudo

Las pilas-escudo aúnan, como hemos dicho en el apartado 1.2.3., las ventajas de las pilas Monobloc y de los escudos más evolucionados. Constituyen, actualmente, el tipo de sostenimiento autodesplazable que reúne las mejores condiciones de utilización. Paralelamente su precio es elevado, razón por la cual sólo es realmente rentable recurrir a las pilas-escudo cuando el empleo de las pilas Monobloc o de los escudos no es posible.

#### 1531. Evolución de las pilas-escudo

Las pilas-escudo se caracterizan porque los cilindros de sustentación actúan directamente sobre el sombrero de las pilas y, además, el conjunto posee una rígida estructura metálica que, por medio de articulaciones tipo Lemniscata, unen el sombrero y la base absorbiendo los esfuerzos transversales.

A este concepto de sostenimiento autodesplazable, desarrollado a partir de 1974 por Dowty, se ha llegado desde la tercera generación de escudos. En éstos el sombrero estaba activado por un cilindro de sustentación transversal que en las pilas-escudo es eliminado al actuar directamente los cilindros de sustentación sobre el sombrero.

En la Figura núm. 18 se muestra una pila-escudo de Hemscheidt, para capas de potencia comprendida entre 0,55 y 1,5 m, en las posiciones de abertura máxima y mínima.

Las pilas-escudo para potencias de capa hasta 5 m se derivan directamente del escudo VDB, añadiéndole los dos brazos articulados tipo Lemniscata y aplicando, directamente sobre el sombrero, el empuje de los cilindros de sustentación conforme se muestra en la Figura núm. 19.

Más recientemente se han desarrollado las pilas-escudo con cuatro cilindros de sustentación, dos actuando sobre el sombrero y otros dos sobre la ficha. Estas pilas-escudo ofrecen, además de las ventajas anteriores, una portancia muy elevada.

En la Figura núm. 20 se muestra una pila-escudo desarrollada por Dowty bajo este concepto.

En el Cuadro núm. 7 se muestran las características de algunas de las pilas-escudo actualmente existentes en el mercado.

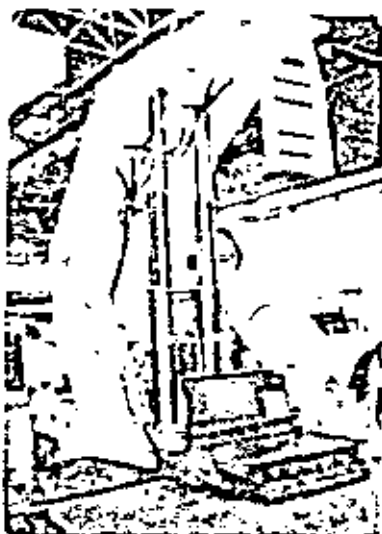


Fig. 19. Pila-escudo Hemscheidt para capa de gran potencia.

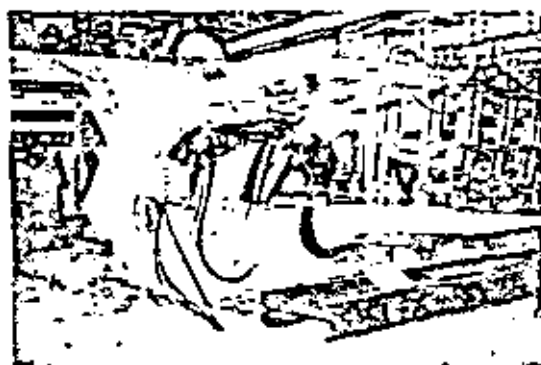


Fig. 18. Pila-escudo Hemscheidt para capas de pequeña potencia.

monobloc con cilindros telescópicos. En general la adaptabilidad de las pilas-escudo es del orden de un 200 por 100 de la abertura mínima.

2 La portancia de las pilas-escudo es mucho más elevada que la de los escudos, ya que se superan ampliamente los 2 MN/m.

### CUADRO NUM. 7. CARACTERÍSTICAS DE ALGUNAS PILAS-ESCUDO

TIPO	ABERTURA MÍNIMA (m)	ADAPTABILIDAD % ABM	RIGIDEZ HIDRAULICA	PORTANCIA MN/m	DISEÑO
ALPINE 11/1710	1,70	200	0,75	1,73	32,50
WESTFALIA HS 3,1 113/1710	0,815	210	0,71	2,00	—
WESTFALIA HS 3,1 1003/1500	1,095	182	0,71	2,33	—
WESTFALIA HS 3,1 1020/2020	2,02	179	0,71	3,33	—
DOWTY A 240	0,69	230	0,54	1,57	—
DOWTY A 200	0,932	208	0,30	1,93	—
DOWTY A 320	1,75	194	0,34	2,28	—
DOWTY A 450	1,80	161	0,25	3,10	—
ALPINE 11/1500 HY	1,00	200	—	1,10	—
ALPINE 11/1500 HY	1,25	200	—	1,16	—
ALPINE 11/1500	1,50	166	—	1,16	—
ALPINE 13/2100 HY	1,60	197	—	2,18	—
ALPINE 13/2022 HY	1,90	205	—	2,33	—
ALPINE 13/2100	1,95	161	—	2,18	—
ALPINE 13/2100	2,15	176	—	2,33	—

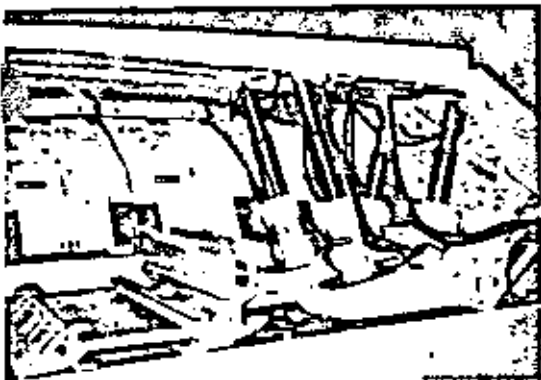


Fig. 20.  
Pila-escudo Dowty de alta potencia.

### 1532. Utilización de las pilas-escudo

Como regla general, debido a su alto coste, las pilas-escudo solamente se deben emplear allí donde no es posible utilizar las pilas Monobloc o los escudos.

Existen dos campos claramente definidos que exigen la utilización de las pilas-escudo. Uno de ellos está constituido por las capas con pendiente menor de  $15^\circ$ , cuya potencia llega hasta los 5 m. El otro campo de aplicación de las pilas-escudo está constituido por aquellas capas de potencia media, cuya susceptibilidad al hundimiento es superior al 20 por 100 y es necesaria una potencia elevada.

#### 1.5.4. Sostenimiento autodesplazable para capas inclinadas

El concepto de capa "inclinada" es muy relativo, ya que en Inglaterra, donde la pendiente de las capas es realmente pequeña como norma general, se considera una capa "inclinada" si su pendiente supera  $27^\circ$  (20). En España, donde las condiciones son generalmente más adversas, una capa con pendiente de  $27^\circ$  debe ser considerada como "horizontal".

Nosotros entendemos que el límite entre capas "horizontales" e "inclinadas" debe establecerse en función del método de laboreo que es preciso aplicar en cada caso. Así definimos como capas "inclinadas" aquellas en las cuales el mineral arrancado puede descender libremente por el tajo hasta el punto de carga en la galería inferior del tajo.

En los tajos sobre capas inclinadas se puede, por lo tanto, prescindir del transportador del tajo y esto es una característica esencial que condiciona el diseño de la entibación autodesplazable para capas inclinadas.

En capas horizontales no es posible concebir, actualmente, un sostenimiento autodesplazable sin contar con las características del transportador del tajo: El sostenimiento autodesplazable debe desplazar el transportador del tajo y debe apoyarse en él para desplazarse. En las capas inclinadas el efecto de la gravedad

es preponderante y el transportador del tajo, cuando existe, no proporciona un medio eficaz por sí solo para desplazar la entibación.

Hay que tener presente que el desarrollo de las distintas fases de trabajo en un tajo sobre una capa inclinada requiere un estudio específico de las condiciones de seguridad en el ciclo de trabajo. De este estudio deben determinarse unas prescripciones claras y precisas que eviten las interferencias y garanticen la seguridad de los operarios que trabajan en el tajo.

Los efectos de la gravedad condicionan fundamentalmente las características de los sostenimientos autodesplazables para capas inclinadas que deben resolver los siguientes problemas:

**Paso del personal.** Debido al efecto de la pendiente, la caída de cualquier objeto (herramientas, piezas metálicas, costeros, piedras del hundimiento) puede provocar graves accidentes en el personal del tajo si éste no dispone de una calle de paso adecuadamente protegida.

**Estabilización.** Las unidades de sostenimiento autodesplazable instaladas en capas inclinadas deben tener dispositivos estabilizadores que contrarresten los efectos de la pendiente y, lo que es más importante muchas veces, los efectos dinámicos de la caída de los bloques de hundimiento. Si el sistema de estabilización no está adecuadamente resuelto se producen frecuentes averías en los cilindros de sustentación y, en casos extremos, las unidades de sostenimiento se ven lanzadas hacia el frente por los efectos del hundimiento.

**Desplazamiento y centrado.** La operación de desplazamiento se ve dificultada al aumentar la pendiente debido al mayor rozamiento entre unidades vecinas y a la tendencia natural de las unidades a descender por el tajo abandonando su posición inicial. Para corregir estos efectos es preciso disponer de unos cilindros de desplazamiento sobredimensionados y de otros para centrar las pilas y poder colocarlas en la posición adecuada.

Todas las unidades de sostenimiento autodesplazable para capas inclinadas resuelven las exigencias antes planteadas de distinta forma, según exponemos a continuación.

En lo que sigue consideraremos el efecto de la pendiente sobre el sostenimiento en sentido absoluto, con independencia de la orientación del avance del tajo respecto a la máxima pendiente de la capa.

En la segunda parte de este trabajo trataremos sobre las posibles disposiciones de los tajos largos en las capas inclinadas.

#### 1541. Unidades madre

Este sistema consiste en distribuir las unidades de entibación autodesplazable del tajo en grupos semejantes: cada uno

de ellos está equipado con una unidad especial llamada "madre" que permite controlar el desplazamiento del grupo.

La unidad madre puede estar constituida por una o dos pilas Monobloc provistas de elementos especiales (guías, cilindros o anclajes específicos) que aseguran el desplazamiento de la unidad contrarrestando los efectos de la pendiente.

Todas las pilas Monobloc que vayan a emplearse en capas inclinadas, siguiendo la técnica de las unidades madre, deben disponer de elementos estabilizadores adicionales respecto a los modelos para capas horizontales. Estos elementos estabilizadores están colocados a nivel de los sombreros y del pie y deben guiar perfectamente la pila en su desplazamiento. En la Figura núm. 21 se muestra un equipo estándar de estabilización de la casa Alpine, que está integrado por una guíadera y una biela articulada.

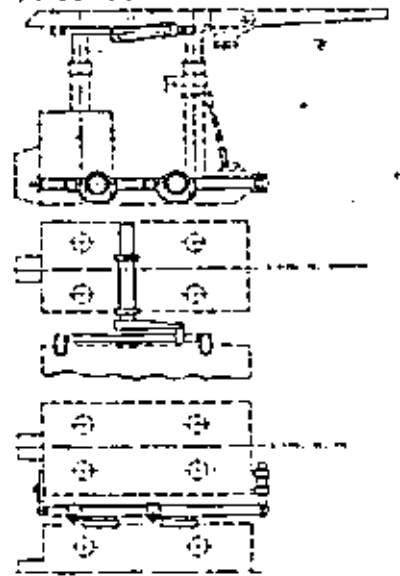


Fig. 21.  
Elementos estabilizadores adicionales "Alpine".

Otros sistemas de unión entre las unidades de cada grupo están concebidos utilizando cilindros hidráulicos de doble efecto.

Para mantener los cilindros de sustentación en posición perpendicular a los hastiales, en contra de los efectos de la pendiente, hay que recurrir a elementos centradores, que pueden ser mecánicos o hidráulicos. Los elementos centradores mecánicos están constituidos por resortes de láminas o barras y, más recientemente, por camisas de acero que centran los cilindros mediante un collar de caucho. Los elementos hidráulicos son cilindros colocados transversalmente que unen los cilindros de sustentación a la estructura de la pila.

Las pilas Monobloc que pueden emplearse en capas inclinadas disponen de una cortina metálica, situada sobre los cilindros de sustentación traseros para proteger el paso del personal de la caída de los costeros del hundimiento.

El límite de utilización de las pilas Monobloc, en capas inclinadas, se encuentra actualmente entre los 45-50° para una capa de unos 2 m de potencia.

Uno de los ejemplos más notables de utilización de este tipo de pilas lo constituyen los dos Talleres en explotación sobre la capa Rosario de la S.A. Hulleras del Coto Cortés (España). Estos tajos están equipados con pilas Monobloc Gu-lick 6 x 240 t, trabajando en pendientes de 45° con una potencia de capa de unos 2 m. La utilización de estas pilas, en estas condiciones, ha alcanzado una operatividad total, habiéndose resuelto con satisfacción los problemas que se plantearon (17). Figura núm. 22.

#### 1542. Ternas de escudos

Las ternas de escudos están constituidas por grupos de tres escudos unidos entre sí por una viga e independizados del transportador del tajo. De los tres elementos de la terna el central es el que inicia el desplazamiento del conjunto y sirve de guía al movimiento de los otros dos.

Las ternas de escudos se inspiraron en las unidades de sostenimiento autodesplazable tipo K-3 de Westfalia Lünen. Estas unidades estaban constituidas por tres cuadros gemelos articulados entre sí independientemente del transportador del tajo, tal como se muestra en la Figura núm. 23. Posteriormente, siguiendo este mismo principio, Westfalia Lünen ha construido las ternas de escudos WS 3,3 y WS 3,5. El modelo más reciente WS 3,7 incorpora tres pilas escudo WS 1,7.

A partir de 1972 Hemscheidt, basándose en la idea de las ternas de Westfalia, empezó a desarrollar un sostenimiento autodesplazable para capas inclinadas mucho más completo y eficaz.

Este sostenimiento, conocido por Troika, se compone de tres escudos circulares, con sombreros activados, acoplados a una viga rígida. El escudo central de la Troika está rigidamente unido a la viga, mientras que los otros dos están unidos a la viga mediante sendos cilindros hidráulicos de doble efecto.

El desplazamiento de la Troika se inicia avanzando la unidad central con la viga para, a continuación, apoyándose en ésta, avanzar las dos unidades restantes.

Los tres escudos de la Troika disponen de faldones laterales activados hidráulicamente. Estos faldones impiden la formación de polvo a partir de las rocas del hundimiento y proporcionan un excelente guiado de los escudos en su desplazamiento.

La unidad central está enlazada por dos cilindros hidráulicos centradores a la unidad inferior de la Troika, lo cual permite el correcto posicionado de ambas unidades tras el desplazamiento.

Para impedir que la unidad inferior de la última Troika del tajo se caiga hacia la galería de pie, al no tener ningún apoyo lateral, esta Troika dispone de una cadena situada en el muro del tajo del lado del hundimiento, tal como se muestra en la Figura núm. 24. Esta cadena está activada por un cilindro hidráulico de doble efecto que está alojado en la unidad central de la última Troika del tajo.

A partir de este diseño inicial Hemscheidt ha perfeccionado la Troika notablemente, hasta llegar al modelo exhibido en la Bergbau 75 de Düsseldorf, que se muestra en la Figura núm. 25. Las unidades de esta Troika están constituidas por pilas-escudo de la más avanzada tecnología.

En la tercera parte de este trabajo nos referimos con detalle al sistema hidráulico de mando del sostenimiento Troika, que supone una gran innovación en este campo.

Con las ternas de escudos se puede lograr una operatividad aceptable en tajos sobre capas con pendiente de hasta 65°.

Las ternas de escudos presentan una protección total, frente a la caída de costeros del hundimiento tal como se muestra en la Figura núm. 24.

A nuestro juicio, las ternas de escudos, a pesar de constituir la más reciente innovación tecnológica en materia de sostenimiento autodesplazable, son el fruto de un intento extremo de aplicar en capas muy inclinadas la tecnología de capas horizontales.



Fig. 22. Tallet de fuerte pendiente en capa "Rosario" de la S.A. Hulleras del Coto Cortés, España.

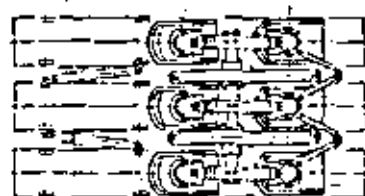
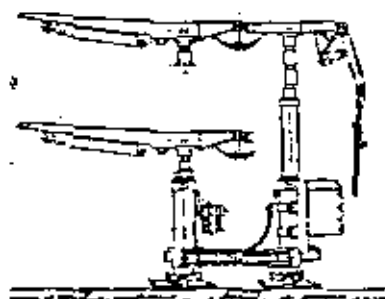


Fig. 23. Sostenimiento autodesplazable K-3 de Westfalia Lünen.



Fig. 24. Vista trasera del sostenimiento Troika.



Fig. 25. Vista delantera del sostenimiento Troika.

Las capas muy inclinadas plantean el problema de luchar contra los efectos de la gravedad dentro del tajo. Las máquinas de arranque tienen resuelto este problema con la utilización de cabrestantes de retención y dando el frente del tajo un grado adecuado de inclinación respecto a la máxima pendiente.



En las capas inclinadas el transportador del tajo es evidentemente superfluo.

Así, pues, en capas inclinadas las unidades de sostenimiento autodesplazable se ven liberadas de los esfuerzos que sobre la entibación induce la máquina de arranque y el transportador del tajo.

Por otro lado, como veremos en la segunda parte de este trabajo, en capas inclinadas la potencia necesaria del sostenimiento es menor que en capas horizontales semejantes.

Todo lo anterior nos lleva a la conclusión de que intentar colocar en una capa muy inclinada unidades de sostenimiento para capas horizontales, aun con las reformas necesarias, no es una solución satisfactoria. La entibación autodesplazable para capas muy inclinadas debe tener una concepción específica y, sobre todo, distinta de la que se emplea en capas horizontales.

### 1543. Cadenas flexibles de sostenimiento

Si pensamos en una capa muy inclinada, incluso absolutamente vertical, parece que el sostenimiento autodesplazable para equipar los tajos montados en estas capas debe cumplir exclusivamente la misión de separar la zona de trabajo de la zona abandonada, luchando eficazmente contra el efecto de la gravedad.

Quizás la idea que se adapta mejor a las necesidades de sostenimiento autodesplazable para una capa muy inclinada sea la creación de una cadena flexible, en la cual cada uno de los eslabones estaría constituido por una unidad de sostenimiento autodesplazable.

Las creaciones tecnológicas sobre este tema se han desarrollado exclusivamente en la Europa del Este, donde la producción que proviene de capas inclinadas alcanza una importancia notable.

En la Figura núm. 26 se muestra una fotografía de la entibación autodesplazable SOW-40 de Kopeks (Polonia) que está concebida para trabajar en capas con pendientes de 90°.

En el cuadro núm. 8 se muestran las características de algunas cadenas flexibles de sostenimiento, concebidas exclusivamente para trabajar en capas verticales.

Como puede observarse, la adaptabilidad de las cadenas flexibles de sostenimiento autodesplazable es menor que la

de los otros tipos de sostenimiento autodesplazable.

Su potencia es también pequeña, comparada con la de las entibaciones de capas horizontales, pero suficiente para las necesidades de las capas verticales.

El hecho más sobresaliente de las cadenas flexibles de sostenimiento radica en su bajo peso, que oscila entre 800 - 1.300 kg por metro de tajo; consecuentemente su índice de diseño es elevado.

La flexibilidad de la cadena de sostenimiento, hecho esencial para permitir su desplazamiento, se consigue con la actuación simultánea de brazos telescópicos con muelles opoñentes y cilindros hidráulicos de doble efecto. Ambos dispositivos permiten el desplazamiento de cada unidad sin romper la continuidad de la cadena en ningún momento.

En nuestra opinión, las cadenas flexibles de sostenimiento constituyen el camino más idóneo para implantar el sostenimiento autodesplazable en capas verticales.

### 1.5.5. Sostenimiento autodesplazable de soutirage

Tradicionalmente la entibación autodesplazable para tajos de soutirage está constituida por una pila de pies gemelos en la que cada cuadro dispone de un bastidor trasero suplementario, llamado "banana", para controlar la operación de soutirage. En la Figura núm. 27 se muestra una unidad de sostenimiento para soutirage de tipo clásico.

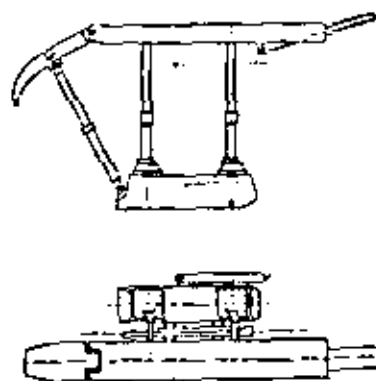


Fig. 27. Sostenimiento autodesplazable de Soutirage "Marreil" de tipo clásico.

Cadenas flexibles	Abertura mínima (m)	Adaptabilidad % Amin	Rigidez Hidráulica	Potencia (MN/m)	Diseño
SOW-4DI Polonia	0,9	188	0,4	0,47	85
SOW-40II Polonia	1,25	192	0,4	0,47	120
KA-2 URSS	0,67	178	0,62	1,43	115

Cuadro Núm. 8. Características de algunas cadenas flexibles de sostenimiento para capas verticales.

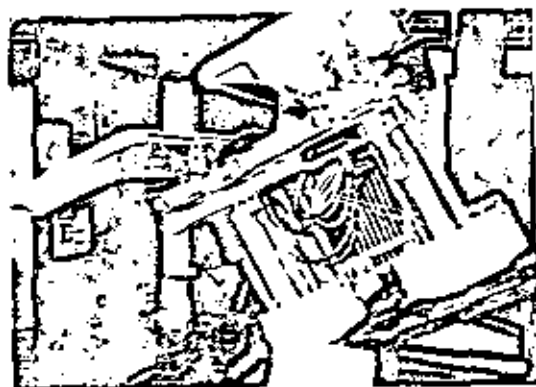


Fig. 26. Sostenimiento autodesplazable para capas verticales SOW-40.

Aunque este tipo de sostenimiento se ha mostrado eficaz en el laboreo por soutirage, presenta la importante limitación de no permitir la mecanización total del soutirage, ya que al avanzar el sostenimiento es preciso colocar una tela metálica al techo y al retirarse hay que cortarla, para dejar pasar el carbón.

Minex (Ateliers et Chantiers de la Moselle) ha puesto a punto un nuevo modelo de sostenimiento autodesplazable para soutirage, que es el que se muestra en la Figura núm. 28.

Este nuevo sistema está constituido por una pila-escudo provista, en la flecha, de una trampilla de 700x500 mm, accionada hidráulicamente, para permitir el paso del carbón soutirado. Estas pila-escudo disponen de un sombrero activado hidráulicamente que permite cubrir totalmente el techo del tajo antes y después de rozar, empleando la técnica del "paso atrás". Disponen de unos taldores laterales activados hidráulicamente que aseguran una perfecta estanqueidad ante el peso del polvo a la zona de trabajo, durante el desplazamiento del sostenimiento. Estos taldores ejercen también una función de guiado y centrado que permite emplear estas pila-escudo en capas con pendiente de hasta 30°.

El peso del carbón soutirado, a través de la trampilla, se facilita por la acción

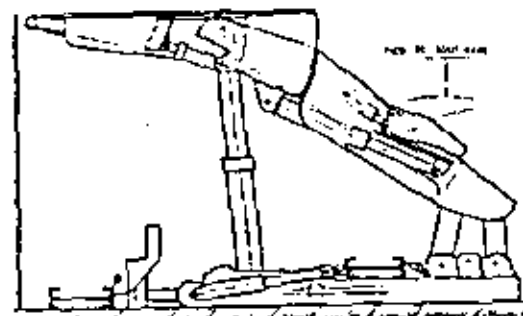


Fig. 28. Sostenimiento autodesplazable de Soutirage "Minex".

de un pico metálico que hidráulicamente es obligado a salir de la pila-escudo removiendo el carbón a soterrar.

Con la utilización de estas pila-escudo no es necesario colocar tela metálica entre el sostenimiento y el techo del tajo de soutirage, razón por la cual se consigue una mecanización total con notables incrementos de productividad. Por otro lado, la concepción de la pila-escudo de soutirage ofrece una excelente protección del personal en las dos calles de trabajo.

## 1.6. CONCLUSIONES

En este trabajo hemos dado una visión general de las posibilidades que actualmente ofrece la tecnología del sostenimiento autodesplazable y las posibles vías de progreso que cabe esperar a corto plazo para la extensión de esta tecnología en las explotaciones de yacimientos sedimentarios.

El sostenimiento autodesplazable es un elemento imprescindible en los tajos de altos rendimientos y elevada producción, ya que permite armonizar las exigencias de Seguridad y Productividad en condiciones de explotación difíciles y variadas.

Con el nivel tecnológico actual es posible extender la utilización del sostenimiento autodesplazable a la explotación de capas que, hace muy pocos años, no se consideraban susceptibles de ser integralmente mecanizadas.

La tecnología actual pone al servicio de los explotadores unidades sofisticadas de sostenimiento autodesplazable con unos campos de aplicación muy amplios; pero, consecuentemente, el coste de estas unidades es muy elevado. Por ello, antes de implantar un sostenimiento autodesplazable en un tajo dado, resulta imprescindible realizar un completo estudio de las características geomecánicas del tajo, considerando su posible evolución a lo largo del tiempo para determinar las exigencias mínimas del sostenimiento autodesplazable que se debe emplear. Desde este punto de vista resulta conveniente utilizar unidades de sostenimiento autodesplazable de concepción simple, pero moderna, en aquellos tajos cuyos condicionantes de explotación resulten poco exigentes.

Actualmente los límites de aplicación del sostenimiento autodesplazable se han ampliado notablemente, pero están todavía muy condicionados por la pendiente y la potencia de la capa a explotar. En líneas generales podemos admitir los siguientes límites:

Por último conviene recordar que la utilización del sostenimiento autodesplazable es una condición imprescindible

para llegar al tajo automatizado, que es una meta cada vez más próxima a la vista de los progresos recientemente realizados.

## 1.7. BIBLIOGRAFIA

- 1) Schmidt, W.B.  
Investigación de la explotación automática del carbón.  
IX Congreso Mundial de Minería, IV. 5. Düsseldorf 1976.
- 2) Luis Andre Romero, Angel.  
El método LHD en la minería de sales alcalinas de la R.F.A.  
Industria Minera 1977.
- 3) Hedley, D.G.F.  
Métodos de minería subterránea en el Canadá.  
IX Congreso Mundial de Minería, IV. 17. Düsseldorf 1976.
- 4) Progress at Boulby  
World Mining, Dec. 1976.
- 5) Permjakow, R.S.; Sergejew W.I.; Iachchenko, A.W.; Darowak, I.J.  
Modernas tendencias en el proyecto y explotación de minas de potasa.  
IX Congreso Mundial de Minería, III-26, Düsseldorf 1976.
- 6) Carrasco Galón, J.; Celada Tarnames, B.; Valcarlos García, A.  
Recientes experiencias en un tajo largo totalmente mecanizado con producción media de 2.000 t/día.  
IX Congreso Mundial de Minería IV. 18. Düsseldorf mayo 1976.
- 7) Soubroviillard, G.  
L'évolution technique du fond dans les mines de potasse d'Alsace.  
Annales des Mines, Francia, mayo 1975.
- 8) Tincelin, E.  
L'avenir de la mécanisation en "chambres et piliers" une impasse, une voie royale, un leurre?  
Congreso de la Société de L'Industrie Minière, Barritz 1977.
- 9) Grotowsky, U.  
Maîtrise du soutènement et du toit dans les veines en plateaux de moins de trois mètres de puissance.  
Journées d'information sur les chantiers d'abatage a haute performance dans les charbonnages.  
Luxembourg 29 sep. 1976.
- 10) Nations Unies; Conseil Economique et Social. Comité du Charbon.  
Progres accomplis dans les soutènements mecanisés mobiles.  
Coal/GE.1/R.5/Add.1. 5 avril 1974.
- 11) Weber, Hennes.  
Tendencias en el desarrollo de la minería de la hulla en la R.F. Alemania.  
IX Congreso Mundial de Minería, Düsseldorf 1976. IV. 1.

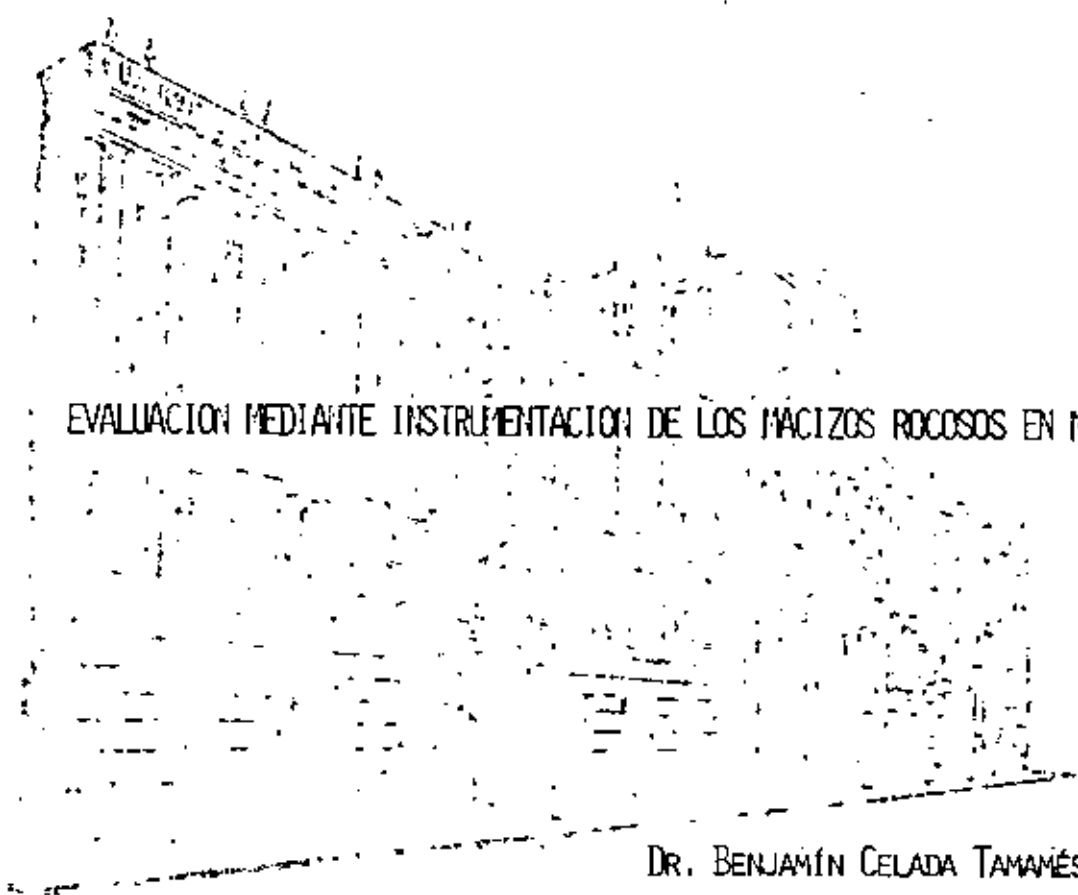
- 12) Carver J.; Nicholas, E.J.H.  
The prop-free front and its development Symposium on Mining Methods 1974.  
The Institution of Mining Engineers.
- 13) Arkhangelski, A.S.  
Le soutènement mecanisé considéré en tant que machine et les critères d'évaluation de ses qualités Ugol (Moscou) marzo 1970. Trad 694-70 Cerchar.
- 14) Adam, R.  
Le soutènement marchant Marrel - Hydro Somèmi à Ilèche. R.I.M. Nov. 1968.
- 15) Adam, R.  
Domaine d'utilisation des divers types de soutènements marchants connus.  
Annales des Mines de Belgique, Octobre 1967.
- 16) Ashwin, D.P.; Campbell, S.G.; Kibble, J.D.; Has Kayne, J.D.; Moore, J.F.A.; Shephard, R.  
Some fundamental aspects of face powered support desing.  
The Mining Engineer, August 1970.
- 17) Suárez Alonso, José María.  
Experiencia de mecanización en capas muy inclinadas en la S.A. Hulleas del Coto Cortés. Españ.  
Conferencia pronunciada en Instituto Ingenieros de Minas, Universidad de Edimburgo, 16.2.77.
- 18) Le soutènement marchant Marrel-Hydro somèmi a Ilèche.  
Charbonnages de France. Service Exploitation.  
AE 5 núm. 1.041, 9 de mayo de 1968.
- 19) Curth, E.A.  
Roof support problems in longwall mining: a study in the United States and Germany in 1971.  
U.S. Bureau of Mines. Ground Control Aspects of Coal Mine Design. IC. 8.630-1974.
- 20) Cowan, J.R.  
Mecanización en capas muy pendientes.

Conferencia pronunciada en la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Minas, de Madrid, el 12 de mayo de 1977.



DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION



EVALUACION MEDIANTE INSTRUMENTACION DE LOS MACIZOS ROCOSOS EN MINERIA

DR. BENJAMÍN CELADA TAMAMÉS

MAYO, 1983

EVALUACION MEDIANTE INSTRUMENTACION DE LOS  
MACIZOS ROCOSOS EN MINERIA

Benjamín Celada Tamames  
Dr. Ingeniero de Minas  
GEOCONTROL, S.A.

1.- INTRODUCCION

2.- MEDIDA DE DEFORMACIONES EN GALERIAS

2.1. Parámetros de deformación

2.1.1. Medida de convergencias

2.1.2. Medida de expansiones

2.2. Aparatos de medida

2.2.1. Medida de convergencias

2.2.2. Medida de expansiones

2.2.3. Colocación de las estaciones de medida

3.- MEDIDAS EN LAS EXPLOTACIONES POR FRENTE LARGO

3.1. Captador de presión

3.2. Acondicionador de señal

3.3. Registrador

3.4. Protección en atmósfera potencialmente explosivas

4.- CONCLUSIONES

5.- BIBLIOGRAFIA

EVALUACION MEDIANTE INSTRUMENTACION DE LOS  
MACIZOS ROCOSOS EN MINERIA

Benjamín Celada Tamames  
Dr. Ingeniero de Minas  
GEOCONTROL, S.A.

1.- INTRODUCCION

Las técnicas de auscultación de los macizos rocosos han evolucionado mucho en los últimos años y actualmente, si hacemos abstracción del coste que se deriva de estas operaciones, podemos afirmar que la tecnología actual permite resolver los problemas de: Cálculo del modelo de deformación, evaluación del estado tensional inicial y posterior a la ejecución de la obra y control de las deformaciones.

No obstante lo anterior existe una clara barrera debido al elevado coste de los aparatos y equipos de medida lo cual frena el progreso real en este campo. El coste de las mediciones está ligado a la precisión requerida en los resultados y esto es muy importante tenerlo presente ya que el nivel de deformación de las galerías de mina es notablemente superior al de las construcciones de Ingeniería Civil. Esta circunstancia hace que la instrumentación a emplear en Minería, aunque conceptualmente sea idéntica a la usada en Ingeniería Civil, resulta mucho más económica y pueda abordarse con instrumentos simples.

En lo que sigue expondremos las características y modo de utilización de la instrumentación que puede ser empleada en galerías y frentes.

2.- MEDIDA DE DEFORMACIONES EN GALERIAS

Aunque la determinación directa de la carga sobre un adorno de galería precise la utilización de elementos de medida de

tensiones, sin embargo las imperfecciones de los métodos de medida, el coste extraordinariamente elevado de la instrumentación y el de la subsiguiente implementación en obra, hacen que se recurra a un procedimiento de determinación indirecta de las presiones sobre el adernado, como es la medida de las deformaciones de la estructura en el transcurso del tiempo.

En efecto, la implantación de un método de control de deformaciones en galerías, permite obtener, a bajo costo, una información de las presiones que reinan en el entorno de la galería y en consecuencia establecer criterios sobre la eficacia del adernado implantado.

2.1. Parámetros de dormación

Tradicionalmente los dos parámetros que definen el grado de estabilidad y conservación de una galería son la expansión o despegue entre estratos del techo (fig. 1) y la convergencia o aproximación de sus parámetros (entre hastiales ó entre techo y muro) (fig. 2).

Desde el punto de vista de estabilidad, hemos de fijarnos en la expansión. En efecto, sabemos que la respuesta del macizo rocoso ante el campo de tensiones que crea la apertura de la galería y ante la colocación del adernado, se traduce, con el paso del tiempo, en una disminución de la sección del hueco abierto. Esta disminución de sección se debe a la expansión de los terrenos que rodean la estructura, como consecuencia de la fracturación del macizo rocoso al superar las tensiones inducidas su límite de rotura. Por el contrario, la convergencia es un parámetro ligado directamente al estado de conservación de la galería y en consecuencia su importancia resulta ser extremadamente elevada para los responsables de una explotación minera; pues puede suceder que una galería sea inutilizable pero sea perfectamente estable. Las figuras 3 y 4 aclaran suficientemente esta cuestión.

2.1.1. Definición de convergencias

Después de haber definido la convergencia como la aproximación entre paramentos ó, dicho de otro modo; como el movimiento relativo entre paramentos de una galería, la convergencia suele expresarse como una variación de longitud ó referirse, en tanto por ciento, a la altura inicial de la galería.

Como criterio de referencia en cuanto al estado de conservación, podemos citar el de PROUST, válido para galerías de tajo de 9 m<sup>2</sup> de sección adernadas con arcos cedentes de perfil TH.

CONVERGENCIA Y ALTURA INICIAL.	ESTADO DE LOS ARCOS	ESTADO DE LA GALERIA.	TRABAJOS DE CONSERVACION
0 - 20%	Poco deformados.	Correcto	Mínimos
20-33%	Deformados o muy deformados.	Malo	Normales
33%	Muy deformados a irreuperables.	Pésimo	Rebajas y Estajas

En el caso de galerías de infraestructura, los límites admisibles se reducen notablemente y, habitualmente, se adopta el criterio de no admitir deformaciones superiores al 5%.

Las medidas se realizan según esquemas como los de las figuras 5 y 6, correspondientes a las estaciones de medida implantadas en las galerías de infraestructura de la S.A. Hullera Vasca Leonesa y de Hulleras de Sabero y Anexas; en ambos casos las

medidas de convergencia se realizan entre techo y muro y entre hastiales.

No obstante la configuración de las estaciones puede variar según el nivel de información requerido. Así pueden situarse estaciones según diversas direcciones y detectar de este modo la dirección preferente de los empujes (fig. 7).

### 2.1.2.- Medida de expansiones

Como hemos definido con anterioridad, la expansión es la variación relativa de la distancia entre estratos. Normalmente la expansión se representa como una deformación unitaria, dividiendo la variación de distancia entre los dos puntos de referencia por la distancia original entre ellos. Como criterio de estabilidad de la estructura, derivado de la medida de expansiones, podemos establecer, como primera aproximación, el de 10 mm/m que corresponde a la deformación unitaria a la rotura de las rocas más frecuentes del carbonífero (11).

En cualquier caso dicho límite debe ser contrastado con la realidad, puesto que la fracturación del macizo no es síntoma definitivo de inestabilidad ya que se puede producir un efecto de interacción de los bloques individualizados entre sí que pueden garantizar la estabilidad.

### 2.2.- Aparatos de medida

Antes de implantar un sistema de control del adiado, es preciso conocer la magnitud de las deformaciones que se pretenden medir con objeto de seleccionar la instrumentación adecuada. No es lo mismo hablar de deformaciones del orden de centímetros e incluso del metro, como ocurre con la convergencia de las galerías de acceso a los frentes, influenciadas directamente por la explotación que hablar de deformaciones del orden de milímetros como ocurre en el caso de las galerías generales de transporte, poco ó nada influenciadas por los frentes. En el primer caso,

bastará con la realización de una serie de marcas sobre la entibación (fig. 8 ó la colocación de unos pernos de referencia junto con el empleo de una simple cinta métrica (fig. 9 y 10 para medir la distancia entre ambas marcas ó punto de referencia, y habremos conseguido implantar un sistema de medida de deformaciones que, con una precisión del orden del milímetro, satisfará plenamente nuestras necesidades.

En el segundo caso es preciso acudir a instrumentos de medida más sofisticados con una precisión acorde con la magnitud de las deformaciones a medir. Aunque existen diversos dispositivos de medida de convergencias y expansiones, basados en la aplicación de transformadores diferenciales, potenciómetros, topógrafos, etc, nos vamos a ceñir al extensómetro mecánico por su bajo costo, facilidad de instalación y manejo y elevada precisión.

El extensómetro que describimos a continuación (fig. 11), ha sido intensamente empleado en España, CELADA (1980), actualmente esta comercializado por ATEMIN (Madrid) y corresponde al tipo AE-25. Este modelo de extensómetro puede utilizarse tanto para medida de convergencias como de expansiones (fig. 12), sin más que invertir la posición del cuerpo central de medida. De todas maneras, es conveniente utilizar en la campaña de medidas dos aparatos, colocados uno en posición de medida de convergencia y otro en posición de medida de expansiones, al objeto de no descalibrarlo durante el desmontaje y hacer el método operativo.

El extensómetro consta de un cuerpo exterior de acero cromado, acabado en un casquillo roscado que permite su fijación a uno de los puntos de referencia y un elemento interior móvil en sentido longitudinal que permite la lectura de deformaciones mediante micrómetro y comparador.

### 2.2.1.- Medida de convergencias.

La medida de convergencias se realiza fijando el extensómetro a uno de los puntos de referencia y colocando entre su extremo y el otro punto de referencia, una cinta perforada de acero, con orificios perforados cada 10 mm, que se mantiene a tensión constante mediante un muelle tarado.

Seguidamente se tensa la cinta mediante el tornillo micrométrico hasta que el comparador registre la deformación del muelle correspondiente al esfuerzo de tensado predeterminado. En general conviene tensar la cinta hasta un valor de la deformación registrada por el comparador de 3 a 4 mm.

La medida de convergencia corresponde a la diferencia entre la lectura actual del micrómetro y la inmediata anterior.

Conviene realizar siempre varias medidas conseguir que las lecturas sean coincidentes (generalmente dos ó tres son suficientes).

La Precisión del extensómetro es de 0,01 mm y su resolución de 0,1 mm, valores más que suficientes para la medida de deformaciones en galerías de mina. La capacidad de medida del extensómetro es de 25 mm sin necesidad de cambiar de orificio en la cinta.

### 2.2.2.- Medida de expansiones

En este caso, el extensómetro se fija al anclaje de boca del sondeo, en el cual se hallan colocados el resto de los puntos de referencia. El procedimiento consiste al igual que en el caso anterior, en tensar el hilo de acero que asoma por la boca del sondeo y que está unido a una de las estaciones situadas en el interior del mismo. En cuanto al tarado del aparato se realiza en el mismo bastidor que en el caso del extensómetro de convergencias y aplicando la misma metodología.

### 2.2.3.- Colocación de las estaciones de medida

Habitualmente se miden en una misma sección de galería tanto convergencias como expansiones.

En el caso general de medida de convergencias y expansiones, las estaciones de medida están constituidas por un anclaje situado en el piso de la galería, formado por un redondo de acero corrugado de 40 ó 50 cm, de longitud, cementado mediante mortero ó resina y una serie de anclajes de expansión situados en el techo o hastiales a diferentes profundidades, desde la boca hasta un punto situado fuera de la zona influenciada por la galería.

Los anclajes de fondo como los intermedios (figuras 21, 22 y 23) se realizan con cabezas de expansión de 3/4" (19,05 mm) de diámetro, Fig. 13, convenientemente reformados para:

- Ofrecer una fijación idónea de los hilos de medida.
- Garantizar un agarre inicial que permita el posterior apretado contra la pared del sondeo.
- Permitir el paso de los hilos de medida a su través.

El anclaje de boca tan sólo debe permitir el paso de los hilos de medida, y ofrecer un acoplamiento adecuado al extensómetro.

La fijación del extensómetro al anclaje de boca precisa la realización de una pieza de acoplamiento, formada por un casquillo roscado macho y hembra, con las roscas correspondientes al bulón y extensómetro, respectivamente. Del mismo modo, para el anclaje situado en el piso de la galería hay que preparar una pieza que lleve el tetón correspondiente para la fijación de la cinta y que pueda fijarse a dicho anclaje.

En la fig. nº 14 se muestra el montaje de una estación de convergencia mientras que en la nº 15 se muestra una estación para medir tanto convergencias como expansiones.

El barreno para alojar las cabezas de anclaje debe tener un diámetro comprendido entre 35 y 37 mm y puede realizarse con cualquier martillo convencional, auxiliándose de un stopper en el caso de taladros verticales. La longitud del taladro puede ser, en primera aproximación, 1,5 x D, siendo D el diámetro de la galería.

Es conveniente instalar las cabezas de anclaje inmediatamente después de la apertura del barreno al objeto de impedir que se obture o reduzca sensiblemente su diámetro. Es conveniente también, sanear la boca del sondeo y rodearla de una capa de mortero; del mismo modo también conviene proteger el agujero del anclaje del piso.

En la fig. 16 y 17 se muestra la realización práctica de las medidas de convergencia y expansión en el interior de la mina.

3.- MEDIDA EN LAS EXPLOTACIONES POR FRENTE LARGA

Las explotaciones por frente larga se caracterizan porque la distribución de tensiones que induce la propia explotación varían continuamente. Por ello a diferencia de las galerías el tiempo de observación es muy pequeño, lo cual a la falta de espacio en la calle de trabajo hace necesario que la instrumentación a emplear este perfectamente adaptada a este medio. Por lo que se refiere a las medidas de deformación solo resultan operativas las de convergencia que deben realizarse empleando los mismos aparatos y metodología antes descritos.

En las frentes largas existe un ademsdo que actualmente, basa la transmisión del esfuerzo entre el techo y muro en la compresión de un líquido hidráulico. Por ello una medida indirecta

del comportamiento de los terreros en las frentes largas puede obtenerse controlando la evolución de la posición hidráulica en los ademas caminantes. El problema que se plantea es que los fenómenos dinámicos de rotura de rocas, golpes de techo, son extraordinariamente rápidos y es preciso disponer de una línea de medida y registro adecuado.

En lo que sigue describiremos un equipo de medida y registro puesto a punto por AITEMIN, para la detección de fenómenos dinámicos en las explotaciones por frente larga. CARRASCO (1982).

3.1.- Captador de presión

Los captadores de presión (fig. 16), que constituyen la base del sistema de medida; son del tipo placa y se basan en la medida indirecta de la presión que actúa sobre una placa circular metálica empotrada en su borse (placa soporte), a través de la medida de sus deformaciones tangenciales y radiales. El registro de tales deformaciones se consigue mediante una roseta de cuatro galgas extensométricas, convenientemente orientadas y adheridas a la superficie de la placa, conectadas en forma de puente de Wheastonne. El captador lleva incorporadas las resistencias de compensación térmica, de desequilibrio inicial y de variación del módulo de elasticidad.

En la fig. nº 17 se muestra el conjunto del captador y en la nº 18 sus componentes.

Las características del captador son:

- Presión nominal (rango): 100 MPa (1000 Kg/cm<sup>2</sup>)
- Salida fondo escala: 2±1% m V/V
- Excitación máxima: 10V c.c.
- Resistencia entrada/salida: 350 Ω
- Sensibilidad: 0,02 m V/V.MPa
- Linealidad: ± 0,1%
- Presión máxima: 200 MPa



La calibración se realiza mediante un aparato de presiones tan precisas que da un error del 1% en medidas de presión de hasta 70 MPa. Por encima de esta presión se contrasta el captador mediante una bomba SKF y manómetro de hasta 250 MPa. La precisión en este segundo intervalo de calibración es inferior al primero, pero el objetivo es confirmar la linealidad y verificar el límite del captador (Fig. 19). En las figs. 20, 21 y 22 se muestran sendas aplicaciones del captador de presión en un ensayo.

3.2.- Acondicionador de señal

Es el elemento encargado de generar la excitación para alimentar el puente del captador y amplificar y filtrar la señal.

Está compuesto por dos acondicionadores de características idénticas (fig. 23) alimentadas por una fuente estabilizada simétrica, común a ambas.

El acondicionador lleva el ajuste de cero del captador y de los amplificadores de señal. La ganancia de amplificación es seleccionable en x2, x6, x20, x60, x200 y x600, incorporando además un ajuste fino.

3.3.- Registrador

Está constituido por un osciloscopio digital NICOLET INSTRUMENT - EXPLORER III de dos canales, con capacidad de muestreo de 4 K palabras con longitudes de palabra de 12 bits. Lleva incorporada una unidad de almacenamiento en disco, con capacidad de 32 K palabras por disco. Dispone además de Entradas/salidas digitales con posibilidad de acoplar interfases paralelo (IEEE 488) ó bien serie (RS 232 C), para conectar a ordenador.

3.4.- Protección en atmosferas potencialmente explosivas

Para el empleo de la línea de medida en instalaciones mineras con atmósfera potencialmente explosiva, como minas de carbón es preciso proporcionar al conjunto de varios modos de protección que lo hagan apto para tal uso. En nuestro caso los modos

de protección aplicados han sido:

- Captadores de presión, con su circuito de señal, en seguridad intrínseca, según CEI 79-11.
- Acondicionador de señal construido en envolvente anti-flagrante "d" según CEI 79-1.
- Registrador de transitorios ejecutado en sobrepresión interna "p" con compensación de fugas, según CEI 79.

En la actualidad AITEMIN está desarrollando para HUROSA una línea de registro y medida que, siguiendo los principios antes descritos, controle tanto las medidas de deformación de las galerías como las del propio frente de arranque, incluyendo los parámetros que definen la marcha de la máquina cortadora así como la presión sobre los ademes caminantes.

Conceptualmente la línea de registro es análoga a la de medida de presión anterior, salvo en lo referente a la unidad de registro. En efecto, se ha sustituido el osciloscopio digital para registro de fenómenos rápidos, por una unidad de registro en cinta de cassette digital, incluida en una envolvente de sobrepresión interna "p" con barrido continuo a partir de la red de aire comprimido.

La unidad de registro en cinta posee 16 canales analógicos, con convertidor analógico digital de 12 bits de resolución, lo que supone una precisión en la medida del 0,02%. El período de barrido de canales es ajustable entre 200 ms y 2h, con una velocidad de muestreo de señal de 3,2 seg. para el conjunto de canales. La capacidad de almacenamiento de datos es de 7500 barridos de 16 canales, lo que se traduce en una duración de cinta de 36 h si el barrido se realiza cada 15 seg.

#### 4.- CONCLUSIONES

13

Las deformaciones de las construcciones mineras subterráneas son generalmente de un orden de magnitud superior a las admisibles en Ingeniería Civil lo cual permite que en Minería pueda emplearse una instrumentación menos sofisticada que la que se usa en Ingeniería Civil.

En el caso de las galerías de mina basta con medir la convergencia y expansión para tener una idea muy aproximada sobre la estabilidad de la galería.

Si se trata de controlar los frentes de explotación puede recurrirse a medir la convergencia en la zona de trabajo y, sobre todo, a controlar la presión del circuito hidráulico de los ademas caminantes.

#### 5.- BIBLIOGRAFIA

CARRASCO GALAN, J.

Dinámica de un sistema de sostenimiento frente a fenómenos geodinámicos transitorios

Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Minas, Oviedo 1982

CELADA TAMAMES, B.

Determinación de un sistema de control sobre la eficacia del bu-lonaje en galerías

Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Minas, Oviedo 1980.

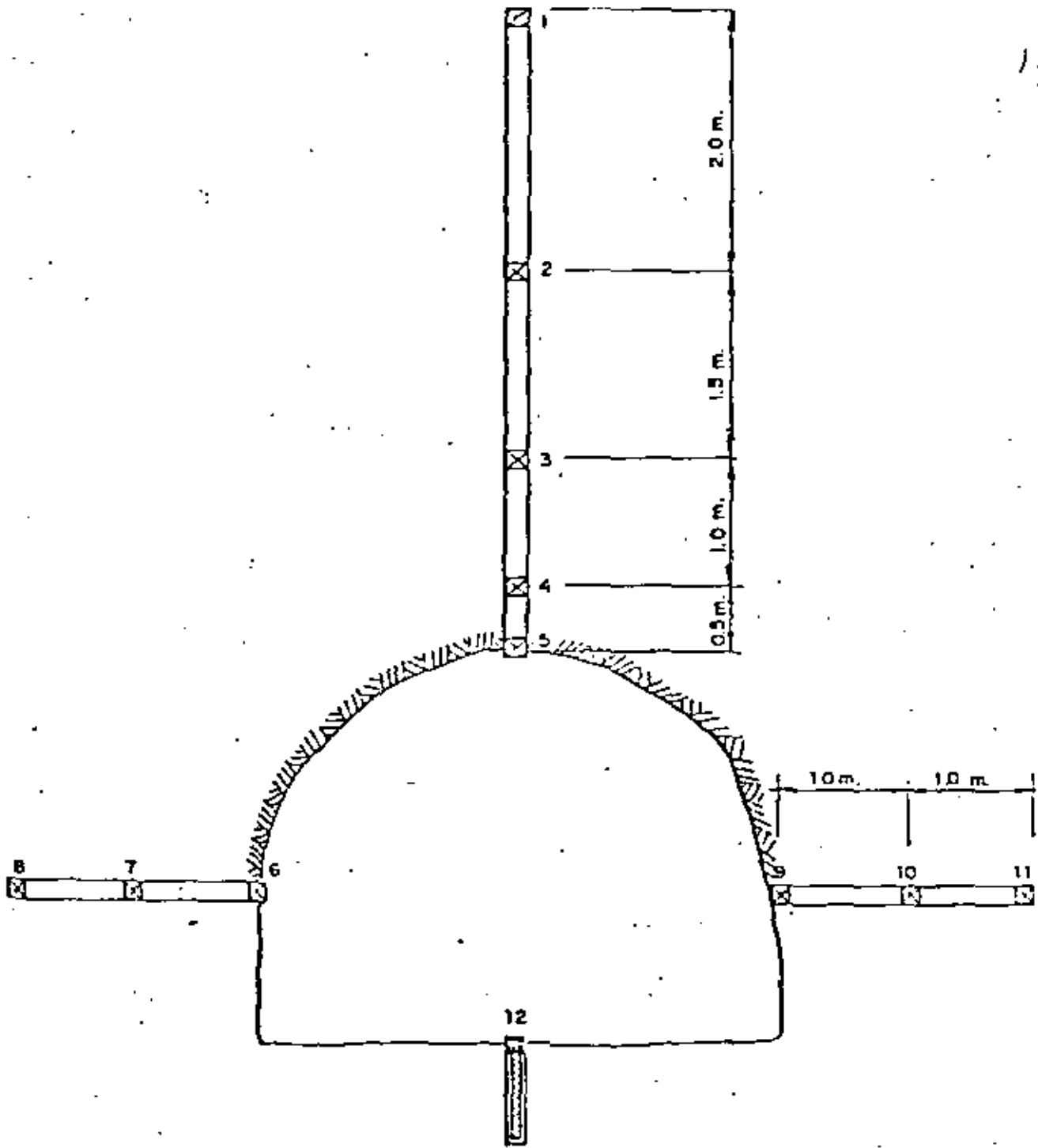
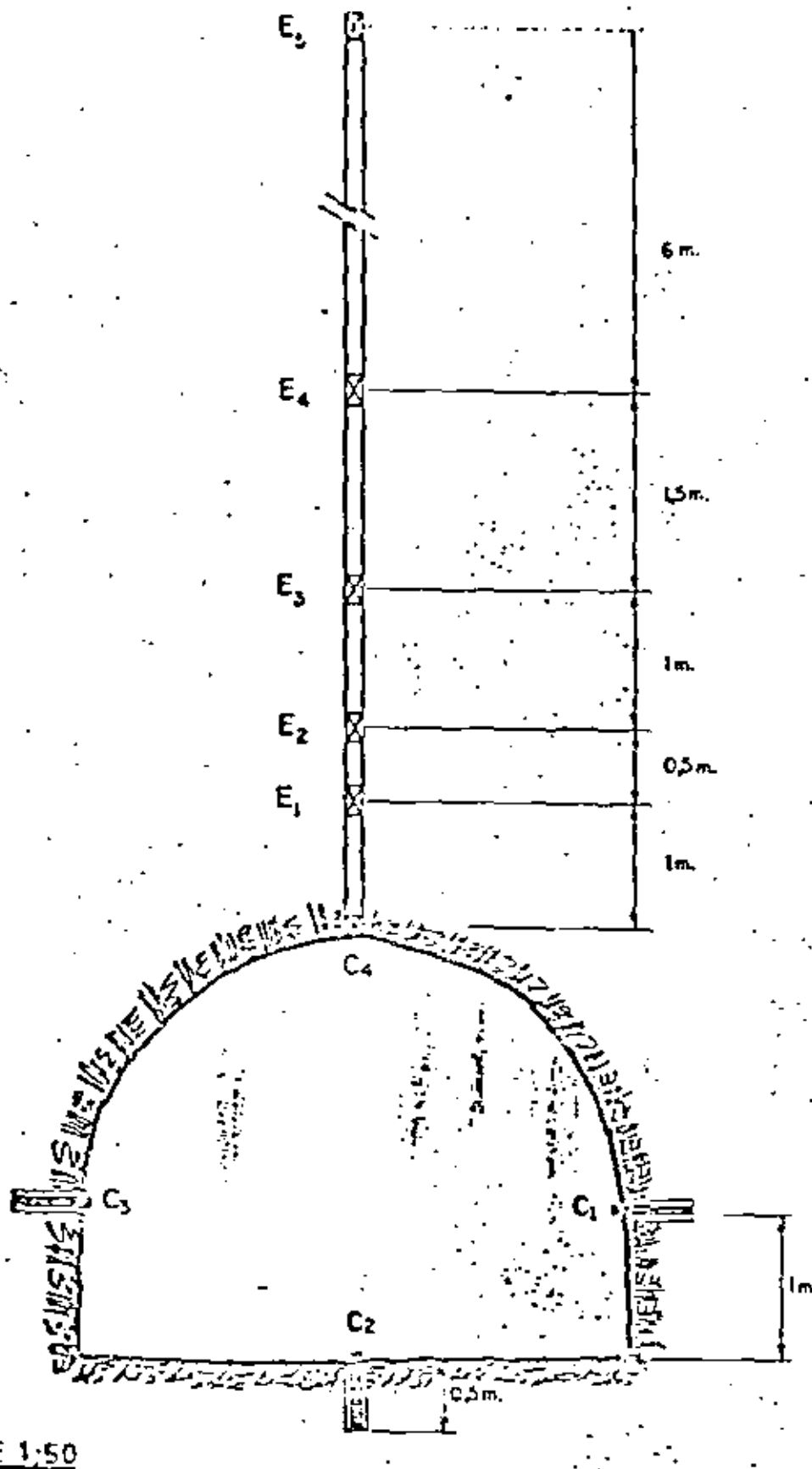


FIG. Nº 5 ESTACION DE MEDIDA DE CONVERGENCIA Y EXPANSION



15

FIG.N°6 ESTACION DE MEDIDA DE CONVERGENCIA Y EXPANSION

- 1) Extensómetros
- 2) Células de carga a disco para anclajes rocosos
- 3) Medidor de convergencia

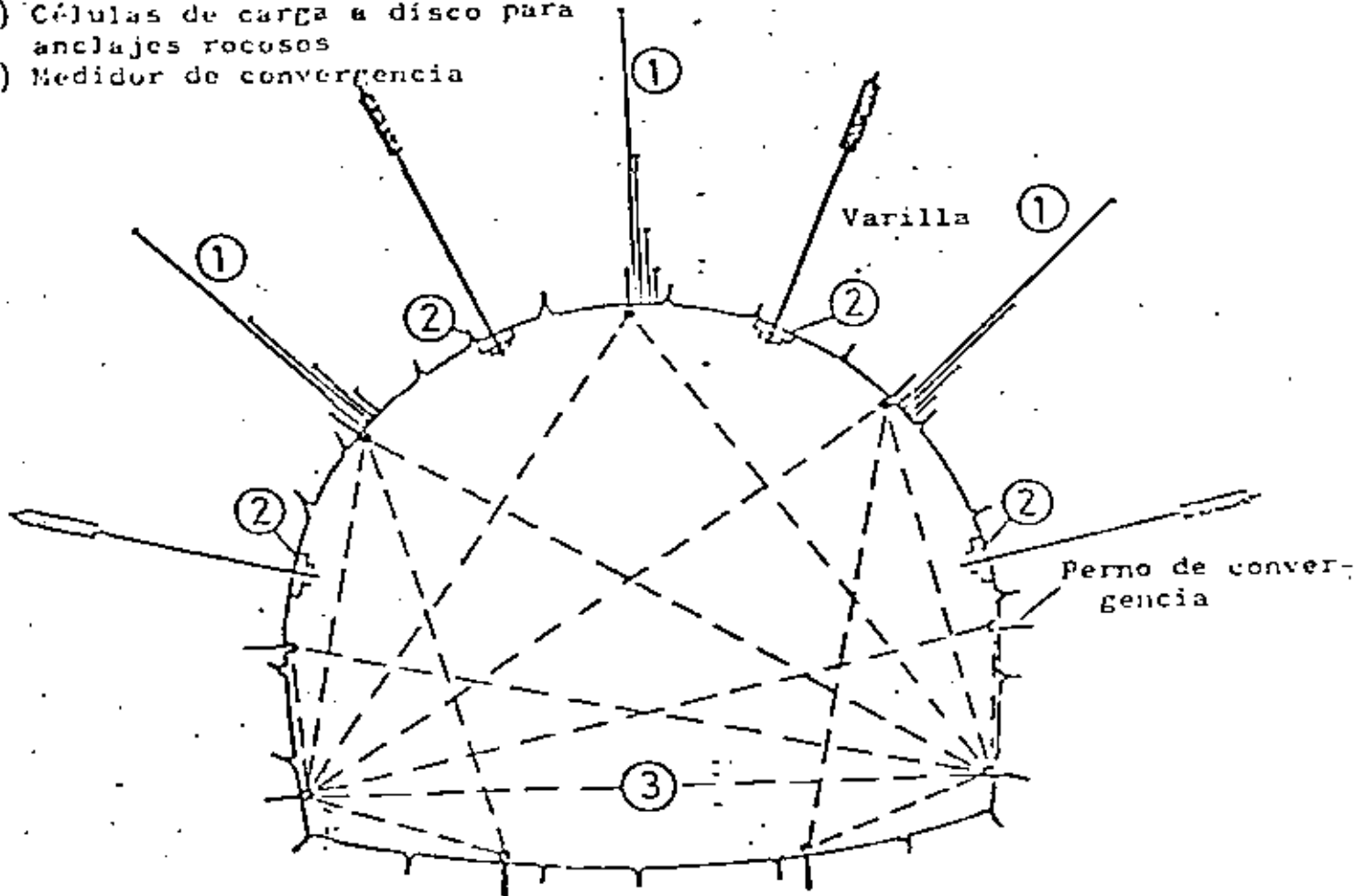
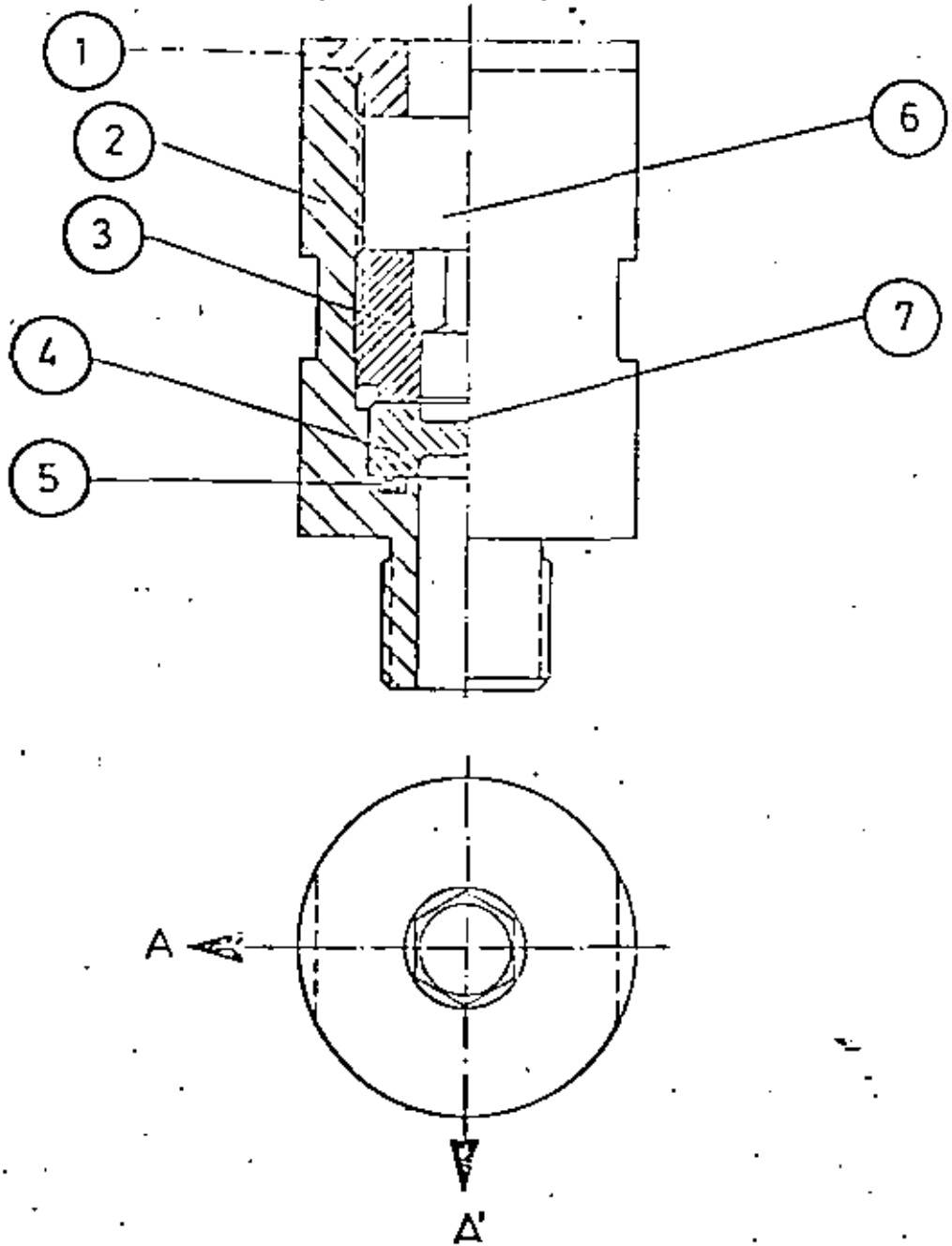


FIG. N°7 Medida de convergencia para prever la dirección de los empujes.



PEZA N°	DESIGNACION
1	TAPA DE CIERRE
2	CUERPO DEL CAPTADOR
3	TORNILLO DE APRIETE
4	PLACA SOPORTE
5	JUNTA TORICA
6	CAVIDAD PARA CIRCUITO IMPRESO
7	ROSETA DE GALGAS

FIGURA 16.- CAPTADOR DE PRESION CAP-100

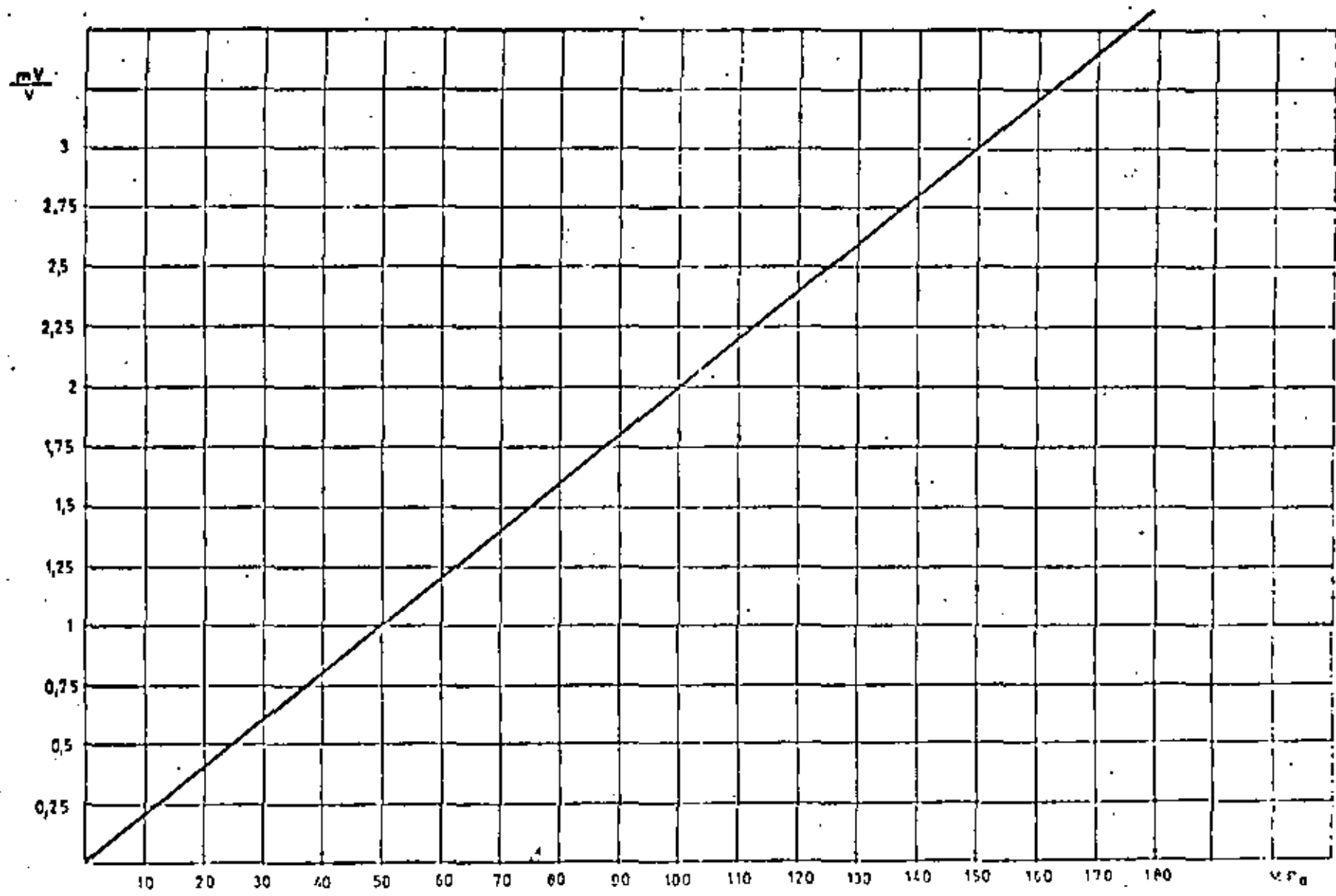


FIGURA 19 - CURVA DE CALIBRACION DEL CAPTADOR CAP-100



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION**



**EVALUACION MEDIANTE INSTRUMENTACION DE LOS MACIZOS ROCOSOS  
DESPUES DE LA EXCAVACION**

**ING. JAVIER E. BELLO MALDONADO**

**MAYO, 1983**



①

EVALUACION MEDIANTE INSTRUMENTACION DE LOS  
MACIZOS ROCOSOS, DESPUES DE LA  
EXCAVACION

JAVIER E. BELLO MALDONADO, I.C. [\*]

INTRODUCCION:

Las instrumentaciones planteadas en las excavaciones mineras que aquí se mencionan, tienen como objetivos principales verificar los parámetros que se utilizaron en los cálculos de los análisis de estabilidad empleados en dichas excavaciones, para determinar si el grado de aproximación, entre los parámetros obtenidos de pruebas de laboratorio y los extraídos de pruebas de campo es suficiente, o saber con que factor de seguridad se cuenta para cada caso.

Todos los casos aquí presentados son de excavaciones mineras ya realizadas, y a las cuales se planteo modificar o cambiar su estado actual.

[\*] GEOSISTEMAS, S.A.

②

Como casi en todos los casos aquí expuestos, se menciona la ejecución de Pruebas de Corte "in-situ" e instalación de Gatos Hidráulicos Planos; se dará una descripción de la ejecución de estos trabajos.

A.- PRUEBAS AL ESFUERZO CORTANTE "IN-SITU".

A.1.- Descripción de las pruebas de corte "in-situ".

Los ensayos se efectúan en probetas de 50 x 50 cm de base y 50 cm de altura aproximadamente, labradas dentro de la masa rocosa en el sitio elegido, con el mayor cuidado posible, para tratar de no afectar la resistencia en la base de la probeta, que es precisamente la superficie de prueba a esfuerzo cortante en la masa rocosa. La figura No. 1 muestra esquemáticamente las preparaciones que se llevan a cabo para poder realizar los ensayos de campo.

Cada ensayo consiste fundamentalmente en determinar el esfuerzo horizontal que se requiere aplicar en la base de la probeta, sujeta a un esfuerzo normal conocido, para producir la falla en esta superficie; la probeta se somete al menos a tres esfuerzos normales diferentes y para cada uno de ellos se deter--

mina el esfuerzo horizontal de corte que produce la falla y se miden las deformaciones causadas por los esfuerzos aplicados; se obtiene así la ley de resistencia al esfuerzo cortante, en función de los esfuerzos normales actuantes en la masa rocosa y también, el orden de magnitud de las deformaciones que implican la falla en la misma.

Para permitir el labrado de la probeta y para poder alojar los dispositivos de aplicación de cargas horizontales y verticales, y los de medición de deformaciones, es necesario realizar una excavación previa de aproximadamente 2.5 x 1.6 m de frente y 1.8 m de fondo. Esta excavación se efectúa usando perforadoras neumáticas de pierna para hacer un corte previo mediante barrenos sucesivos, los cuales se perforan tanto en el perímetro de la excavación como alrededor del frente de la probeta. Para retirar los bloques de roca delimitados por el precorte, se procede a efectuar pequeñas tronadas alternadas con barrenaciones, hasta dejar prácticamente descubierta la probeta; el labrado final se realiza con herramientas manuales.

Una vez labrada la probeta y habiéndose registrado las características físico-mecánicas observables

en cada una de sus caras, se procede a colar la protección de concreto de 7.5 cm de espesor en las caras laterales y de 10 cm de la parte superior; la parte inferior de esta cubierta queda desligada de la masa rocosa para impedir la generación de una resistencia al corte ajena a la ofrecida por la base de la probeta. La protección de concreto tiene la finalidad de evitar que la probeta se disloque debido a su fisuramiento durante la ejecución de la prueba y así también, permite distribuir uniformemente las fuerzas aplicadas en el ensayo; el proporcionamiento del concreto para la protección se efectúa para obtener la resistencia de 210 kg/cm<sup>2</sup> a los 14 días de edad, a la que se inicia la prueba correspondiente a la probeta preparada.

La fuerza vertical, normal a la superficie de falla, se aplica mediante un Gato Hidráulico con capacidad de 100 ton, el cual se apoya sobre un juego de placas "deslizantes", colocadas sobre la probeta, para permitir su libre desplazamiento sin modificar la dirección de la fuerza vertical aplicada; la reacción de este Gato se transmite al techo de la excavación mediante placas y vigas de acero, retacadas con tablonés de madera.

La fuerza que produce el esfuerzo cortante en la ba-

se de la probeta, se aplica mediante dos gatos hidráulicos con capacidad de 200 ton, cada uno, la carrera de sus pistones es de 16 cm; para aplicar la fuerza de corte en el centro geométrico del área de prueba, el eje de los gatos se sitúa formando un ángulo de 10 a 15° con respecto a la horizontal; la fuerza generada por estos gatos se transmite a la pared lateral de la excavación y a la probeta, por medio de placas de acero especialmente diseñadas, las cuales se apoyan sobre muretas de concreto colados en la pared de la excavación y en la cubierta de protección con la inclinación correspondiente a la de aplicación de la fuerza. Cabe señalar que debido a la tangencial, en cada incremento de esta fuerza se presenta un incremento de la fuerza normal, de magnitud correspondiente a la proyección vertical de la fuerza inclinada.

Para la medición de deformaciones durante la prueba se utilizan ocho micrómetros con aproximación de 0.0254 mm (0.001") y carrera de 2.6 cm; cuatro se usan para medir desplazamientos horizontales y los otros cuatro para medir deformaciones verticales. Estos micrómetros se apoyan en una estructura rígida, formada con ángulos metálicos de 1 1/4", la cual se empotra en la pared posterior de la excava-

ción, totalmente independiente de la probeta y de las paredes de apoyo de los sistemas de carga.

En cada probeta se programan tres pruebas, cada una bajo diferente esfuerzo normal aplicado; de esta manera se evitan las posibles variaciones en los resultados de las pruebas, causadas por la heterogeneidad de la roca y que se presentan al ensayar diferentes probetas para cada esfuerzo normal; sólo en la última de las pruebas, para el mayor esfuerzo normal aplicado en cada probeta, se induce la falla total por cortante en la superficie de prueba, hasta separar la probeta de su base; en las primeras pruebas, para esfuerzos normales del orden de un tercio y dos tercios del máximo a aplicar, los esfuerzos tangenciales se incrementan hasta lograr que, mediante la gráfica Esfuerzo Cortante-Deformación elaborada para cada prueba, se pueda anticipar, sin lugar a dudas, el valor del esfuerzo cortante que inducirá la falla bajo el esfuerzo normal aplicado. El esfuerzo tangencial se incrementa gradualmente en cada prueba y después de cada incremento, se registran las deformaciones causadas en la probeta sólo cuando éstas se estabilizan con el tiempo se aplica un nuevo incremento de esfuerzo tangencial.

A.2.- Resultados obtenidos.

La figura No. 2 muestra las deformaciones provocadas en una probeta al aplicarse gradualmente la fuerza inclinada que provoca el esfuerzo tangencial; en la misma figura puede notarse que se determina con suficiente precisión el valor del esfuerzo cortante que provoca la falla en la probeta. La figura No. 3 contiene la representación en un plano de Mohr (Esfuerzo Normal-Esfuerzo Cortante), de los valores del esfuerzo cortante de falla correspondientes a cada valor del esfuerzo normal aplicado; con esta gráfica se puede obtener la Ley de Resistencia al Esfuerzo Cortante, para el rango de esfuerzos que se provocan en la probeta, la cual se muestra en la figura No. 3 como una línea recta; en la misma figura se señala el valor que puede deducirse para la resistencia a compresión simple de la masa rocosa, con base en los resultados del ensaye al esfuerzo cortante "in-situ".

B.- MEDICION DE LA PRESION ACTUANTE EN LA MASA ROCOSA USANDO GATOS PLANOS.

B.1.- Descripción del dispositivo de medición y su instalación.

Para realizar las mediciones de presión requeridas, se usa uno de los dispositivos de uso común para este propósito y que tiene un principio de funcionamiento hidromecánico muy sencillo; el "Gato Hidráulico Plano". Este dispositivo está constituido por una celda metálica hueca y de forma plana, o sea, con una de sus dimensiones considerablemente menor a las otras dos y muy flexible en el sentido de su menor dimensión; esta celda se llena con aceite a través de un conducto hermético al que se adapta una válvula de alta presión y por el cual, por medio de una bomba hidráulica, es posible inyectar o extraer aceite para aumentar o disminuir la presión interna, misma que transmite a través de sus dos superficies de carga a los cuerpos en contacto, siempre y cuando ofrezcan un apoyo efectivo; en otro conducto se acopla un manómetro para medir la presión existente en el Gato.

En términos generales, la medición de la presión

actuante en la masa rocosa por medio de Gatos Planos, se efectúa obligando a que las deformaciones provocadas en la roca al efectuar una ranura de dimensiones suficientes para instalar el Gato, sean recuperadas al aplicar presión al Gato después de que éste se ha colocado y empacado con un relleno de alta resistencia en la ranura excavada.

Los Gatos Planos tienen un área de carga de 40 x 40 cm y su espesor es de aproximadamente 3 cm; oportunamente son calibrados en el laboratorio hasta una presión de 200 kg/cm<sup>2</sup>, para garantizar su correcto funcionamiento en el rango de presiones máximas previstas en las excavaciones.

Previamente a la ejecución de la ranura mencionada, se fijan en la roca puntos de referencia a cada lado del área por ranurar, para poder medir los movimientos que se originan tanto por la liberación de esfuerzos, como en las subsecuentes etapas de la prueba. Se instalan tres puntos de referencia a cada lado de las ranuras, como se muestra en la figura No. 4, en la que también se indican las líneas de las cuales se lleva un registro de movimientos durante la prueba.

Los movimientos en cada etapa se obtienen por me-

dio de la diferencia de lecturas de distancia entre puntos de referencia, en los lapsos requeridos; las distancias se miden con un extensómetro mecánico de precisión, con aproximación de 0.00254 mm (0.0001") y carrera de 6.35 mm (1/4").

Una vez instalados y fijos los puntos de referencia y tomadas las lecturas iniciales, se procede a la excavación de la ranura de 45 cm de longitud, mediante una línea de barrenos de 45 cm de profundidad, utilizando broca de 57 mm  $\phi$  (2 1/4"), trasladando las perforaciones para lograr la adecuada formación de la ranura requerida. Al terminar la ranura, se miden las distancias entre puntos de referencia, las cuales, restadas de las iniciales, proporcionan las deformaciones "inmediatas" debidas al ranurado; para conocer las deformaciones diferidas (viscoplásticas) y poder tomar en cuenta este efecto en la interpretación de la prueba por un lapso de 2 a 3 días se toman lecturas posteriormente. El Gato Plano se instala dentro de la ranura, rellenando el espacio libre entre el Gato y la roca con un mortero expansivo, que al fraguar proporciona un apoyo adecuado para la transmisión de presiones y que a los 3 días de colado, adquiere una resistencia del orden de 210 kg/cm<sup>2</sup>. Trans-

currido este periodo de fraguado, se puede iniciar la prueba, aplicando incrementos de presión en el Gato Plano y registrando las deformaciones provocadas entre los puntos de referencia.

B.2.- Ejecución de la prueba de Gato Plano.

La primera etapa de la prueba consiste de un ciclo de carga y descarga, incrementando paulatinamente la presión desde 0 hasta el valor de "cancelación", o sea, la presión que produce deformaciones que contrarrestan las deformaciones inmediatas ocurridas al hacer la ranura; cada incremento de presión es de 10 a 20 kg/cm2, de tal forma que se cuenten con datos suficientes para definir la curva presión-deformación, después de cada incremento se mantiene la presión durante un lapso de 5 a 10 minutos al llegar a la presión de cancelación se descarga, también en etapas, hasta 0, midiéndose las deformaciones producidas en cada decremento, también en un lapso de 5 a 10 minutos. Inmediatamente después de terminar la descarga hasta 0, se carga nuevamente por etapas, hasta alcanzar la presión máxima de la etapa anterior; esta presión se mantiene constante durante un lapso de tiempo igual a la mitad del tiempo que toma hacer la ranura

para lo cual es necesario bombear aceite cada vez que baje la presión debido a las deformaciones diferidas ocurridas en la roca; transcurrido este lapso, se desconecta la bomba quedando el Gato con la misma presión alcanzada, llevándose ahora un control tanto en las deformaciones diferidas como del descenso consecuente en la presión del aceite (ya que el volumen interno en el Gato aumenta al progresar las deformaciones reduciendo la presión en el aceite que conserva su volumen); esta observación se prolonga por un lapso de tiempo igual al transcurrido desde el inicio de la ranura hasta que empieza la prueba, (del orden de 3 a 4 días), con el fin de que las deformaciones diferidas en la recuperación se presenten en un lapso igual a aquel en que se presentan deformaciones diferidas después de hacer la ranura. Con toda esta información recabada, se realiza un primer cálculo de la presión actuante en el sitio de la instalación. En la figura No. 5 se muestra esquemáticamente una curva presión-deformación idealizada de la secuencia de mediciones, en la que el punto "A" representa la presión-deformación alcanzada en la prueba, según se ha descrito hasta ahora.

Posteriormente, se efectúa un reciclaje para veri-

ficar la presión actuante, el cual constituye una segunda prueba y consta de las siguientes etapas: Una vez conectada nuevamente la bomba de aceite se descarga por etapas hasta 0, llegando al punto "B". A continuación se incrementa la presión, también por etapas y con la misma secuencia antes descrita, hasta lograr que las deformaciones registradas a partir del punto "B", tengan un valor  $\Delta$  igual al indicado en la fórmula siguiente, en la cual los distintos términos involucrados corresponden a los datos indicados en la Figura No. 5.

$$\Delta = \delta_2 - \delta_1 - (f)$$

Con la información obtenida en el reciclaje, se hace un segundo cálculo de la presión actuante, el cual se compara con el primer valor calculado y se determina finalmente la presión actuante en el sitio de estudio, así como una evaluación de la precisión lograda.

#### CASEO 1.- MINA PLomosAS.

La Unidad Plomosas, está ubicada en el Estado de Chihuahua, y está siendo explotada por Industrial Minera México, S. A., - (IMX, S.A.), en los cuerpos "CAROLA" y "EL 32" se estaba utilizando el método de "Salones y Pilares", los análisis efectuados tuvieron como propósito determinar la recuperación máxima del mineral que formaban los pilares, figura No. 6.

De los análisis efectuados se determinó cuales pilares no eran necesarios y se podían retirar sin ningún problema, y que pilares si eran necesarios y debían mantenerse o substituirse por otros elementos que trabajaran en la misma forma que los pilares existentes, figura No. 7.

#### INSTRUMENTACION.

Para certificar la exactitud de los resultados del análisis de estabilidad, en lo que toca a las presiones calculadas sobre los pilares existentes en las excavaciones, se recomendó medir la presión actuante en ellos, lo que certificaría la validez del análisis y las conclusiones apoyadas en él. Se planteó utilizar Gatos Hidráulicos Planos, instalados en los pilares que se encuentran en las posiciones señaladas en la figura No. 6, con objeto de realizar dichas mediciones. También se planteó colocar dispositivos para medir las defor-

maciones de los techos de las excavaciones, que se provocarían al retirar los pilares existentes, la figura No. 6 muestra la ubicación de estos dispositivos, los cuales consistieron en tubos telescopiados con graduaciones en milímetros, a los que se les adaptó un sistema de alarma que sonaría al producirse movimientos bruscos o con velocidad de deformación constante por un período de tiempo, lo cual sería indicativo de inestabilidad y permitiría tomar las medidas de reforzamiento necesarias.

CASO 2 A.- MINA SAN MARTIN.

La Unidad San Martín, explotada por Industrial Minera México S.A., (IMM.S.A.), se ubica en la población de Sombrerete en el estado de Zacatecas, entre los Niveles 8 y 6 se empleó el sistema de explotación de "Cámaras y Pilares" con corte y relleno, figura No. 9.

Los estudios de Mecánica de Rocas tuvieron como objetivo definir el grado de estabilidad de las excavaciones a realizar, las separaciones óptimas de los pilares y sus dimensiones necesarias, así como también definir las máximas aberturas que sería posible excavar, aprovechando las características geológicas y de resistencia de la masa rocosa, para lograr excavaciones que no requieren refuerzo alguno y lograr así una eficiencia óptima en la explotación del cuerpo mineralizado.

INSTRUMENTACION.

La instrumentación que se planteó, tuvo como objetivos principales, certificar el comportamiento esperado de los pilares de apoyo, en lo que respecta a esfuerzos y deformaciones inducidas por las cargas que generarían en las excavaciones a realizarse alrededor de ellos, y además, para poder precisar los esfuerzos actuantes en los pilares y compararlos con la resistencia obtenida para la masa rocosa en las pruebas de campo, y con ello poder fundamentar la posibilidad de reducir el área de los pilares, o en su caso, proporcionar los refuerzos que se requirieran en las zonas más esforzadas o partes más débiles.

a).- INSTALACION DE GATOS HIDRAULICOS PLANOS PARA MEDIR LA PRESION ACTUANTE EN LOS PILARES DE SOSTENIMIENTO.

Se planteó instalar un Gato en cada uno de dos pilares, a la elevación del Nivel en que se inicia el pilar, con el objeto de conocer la presión impuesta en la base del pilar y su variación conforme avanzaría la explotación. En los mismos pilares, cuando alcancen una altura de 17.5 y 33.5 m se instalarían otros Gatos Planos, para certificar la magnitud y distribución de las presiones actuantes y con esta información se fundamentaría la posibilidad de reducir su área en la explotación subse-



cuenta, figura No. 10.

En los Gatos que se instalarían al iniciar la explotación, los dispositivos de lectura se ubicarían en los paneles del Nivel E, con objeto de poder efectuar lecturas posteriores al relleno del sitio en que se instalarían, figura No. 11. Y en el caso de los Gatos que se instalarían a 17.5 y 35.5 m sobre el Nivel E, los dispositivos de lectura se ubicarían en el sitio con acceso permanente más próximo a los pilares, figura No. 12.

b).- INSTALACION DE INCLINOMETROS PARA MEDIR DEFORMACIONES HORIZONTALES.

Para conocer el comportamiento de los pilares en cuanto a deformaciones y detectar indicios de falla, o bien, establecer con certidumbre que no existe, se medirían las deformaciones longitudinales y los desplazamientos horizontales que sufrirían los dos pilares instrumentados con Gatos Planos, con objeto de poder correlacionar esfuerzos y deformaciones en ellos, figura No. 13.

Con el propósito de medir los corrimientos horizontales inducidos en el pilar se instalarían inclinómetros capaces de medir desplazamientos en dos direcciones ortogonales, para lo cual, en los pilares instrumentados

se fijaría la tubería de deslizamiento del inclinómetro, en tramos de longitud igual al espesor del relleno de jales e inmediatamente antes de que se iniciara la colocación de éstos en cada avance de la explotación. Se tomaría una serie de tres lecturas inmediatamente antes y después de realizar las explotaciones en el techo, y también, inmediatamente antes y después de proceder a la colocación de los rellenos de jales, con objeto de observar los efectos de estas operaciones, y además, conocer el comportamiento de los pilares con el tiempo.

c).- INSTALACION DE EXTENSOMETROS DE POSICION MULTIPLE PARA MEDIR DEFORMACIONES VERTICALES.

Se planteó instalar extensómetros mecánicos de posición múltiple, con 6 puntos de referencia cada uno, igualmente espaciados en la altura total del pilar, para medir las deformaciones axiales verticales. Estos extensómetros se instalarían en barrenos con diámetro comprendido entre 2.5" y 3.25" perforados en el eje del pilar, desde un túnel de acceso excavado a partir de uno de los túneles de operación, más próximos a la ubicación del pilar correspondiente, el extensómetro y sus accesorios deberían ser instalados desde el momento en que se empezaran a formar los pilares a la altura del Nivel E, un punto de referencia se ubicaría precisamente a esta elevación, figura No. 14

Todas las lecturas registradas en los instrumentos deberían reportarse en forma gráfica, mostrando la variación del efecto medido contra el tiempo.

CASO 2 B. - MINA SAN MARTIN. - REBAJE 4-950.

Como parte de los estudios planteados para el rebaje entre los Niveles B y 6 de la Mina San Martín, se propuso la determinación de los esfuerzos a que estaban sometidos los pilares del Rebaje 4-950, ya formado en la Mina:

INSTRUMENTACION.

La instrumentación consistió en la colocación de un Gato Plano Hidráulico en cada uno de los pilares que se dejaron en este rebaje, figura No. 15, con objeto de conocer las presiones actuantes en los pilares y de esta manera determinar las fuerzas resultantes para cada pilar, comparando los parámetros medidos en los Gatos Planos, con los calculados en el análisis del Método del "Arco de Trabajo Mínimo".

RESULTADOS OBTENIDOS.

1.- De la interpretación de las mediciones realizadas con los Gatos Planos, se pudo concluir que en el pilar sur actuaba una presión de 75 kg/cm<sup>2</sup>, figura No. 16, y en el pilar norte se tenía una presión de 182 kg/cm<sup>2</sup>, figura

No. 17; estas presiones consideradas uniformes en las áreas respectivas de los pilares que fueron medidas directamente en la Mina a la elevación en que se colocaron los Gatos Planos, figuras No. 18 y 19, arrojaron fuerzas resultantes de 19,400 ton. para el pilar sur y 50,600 ton. para el pilar norte, figura No. 20.

2.- Del análisis de estabilidad realizado mediante el Método del "Arco de Carga de Trabajo Mínimo", teniendo en cuenta la variación de las características geométricas de los arcos en función de la amplitud de la abertura, se estableció que de acuerdo con la ubicación de los pilares, el peso del material bajo los Arcos de Carga que gravita sobre los pilares, era de 18,500 ton. para el pilar sur y de 55,910 ton. para el pilar norte. Comparando las fuerzas calculadas sobre los pilares mediante el método de análisis citado, con las fuerzas medidas mediante los Gatos Planos instalados, se pudo establecer que la diferencia entre ambos valores era de sólo 4% en el pilar sur y de 10% en el pilar norte; esta aproximación de las fuerzas calculadas con respecto a las medidas, es totalmente satisfactoria para todos los fines prácticos encaminados a la evaluación de la estabilidad de la excavación y al diseño de los pilares que formaban parte del soporte de los techos, figura No. 20.

- De acuerdo a los dos puntos anteriores, se pudo concluir sin lugar a duda que sobre los pilares de una excavación subterránea a base de salones y pilares, no actúa el total de la presión inducida por el peso del material que se encuentra por arriba de la excavación, sino que esta es distribuida a los lados de la abertura mediante los Arcos de Carga, y los pilares, sólo deben soportar el peso del material que se encuentra por arriba de ellos y bajo el Arco de Carga, figuras No. 21 y 22.

- Como resultado colateral del objetivo fundamental del estudio, se estableció que la presión actuante en el pilar sur contaba con un factor de seguridad amplio del orden de 3.3., suponiendo que la resistencia de la masa rocosa en este rebaje fuese igual al valor determinado de las pruebas "in-situ" realizadas en el Nivel 8. Los ensayos de laboratorio efectuados para ambas ubicaciones parecían indicar que tal suposición es aceptable. En el pilar norte la presión actuante tenía un factor de seguridad igual a 1.3, que es aproximadamente igual al mínimo recomendable para excavaciones subterráneas no permanentes, por lo tanto, se recomendó que el pilar norte conservara el área con que contaba el pilar, para mantener el grado de estabilidad que se presentó; por lo que respecta al pilar sur, si en la excavación de la parte superior no se viera afectada el área de este pilar, podría reducirse a una sección de 16 m<sup>2</sup> como mínimo.

#### CASO 2.- MINA LA ENCANTADA.

LA ENCANTADA, S. A., se localiza en el estado de Coahuila, dentro de la Unidad Contreras, en Ocampo; en esta Mina se estaba explotando por Servicios Industriales Peñoles, S.C., una caliza mineralizada denominada "Cuerpo de Prieta", que comprendía la extracción de la roca que se encontraba entre los Niveles de trabajo 795 a 660. El Cuerpo mineralizado se encontraba fuertemente alterado observándose deleznable en algunos sitios; rodeaba al Cuerpo mineralizado un "Halo Ferruginoso Hematítico", que en partes, también presentaba alteración y era deleznable; la mayor parte de este "Halo" se observaba con consistencia de suelo rígido intemperizado, en este Cuerpo se habían formado túneles por donde se realizaba la extracción del mineral; en noviembre de 1975 se encontraba fragmentado el mineral arriba del Nivel 695 y la extracción se realizaba por el 690 principalmente, y por los Niveles 680 y 685. Como resultado de las extracciones se había formado una bóveda sobre el Cuerpo la cual tenía 90 m de largo, 40 m de ancho y una altura aproximada del piso de la zona al techo de la bóveda de 80 m; el espesor del techo en el centro era de 56 m, en el extremo oeste de 35 m, y en el extremo este de 85 m. Con el propósito de definir el grado de estabilidad de esta bóveda, la Gerencia de la Mina La Encantada, S. A., encomendó llevar a cabo un análisis de Mecánica de Rocas, tendiente a definir el factor de seguridad.

dad de la bóveda, así como la determinación de las deformaciones que fuesen indicativas de inestabilidades, para compararlas con las que serían registradas por los extensómetros colocados desde la superficie en el techo de la bóveda.

INSTRUMENTACION.

La instrumentación consistió en colocar dos extensómetros de posición múltiple de contrapesos desde la superficie, ubicados en la posición que muestra la figura N° 23, con cuatro puntos de medición cada uno, colocados a las profundidades que señalan las figuras N°. 24 y 25. Estos extensómetros tuvieron la particularidad de contar con un sistema de alarma, colocado del extensómetro, a la caseta de operación del malacate, el cual sonaría al producirse desplazamientos en los puntos, de una manera brusca o con velocidad de deformación sostenida por un período largo; esta instrumentación se complementó con nivelaciones que se realizaron sobre puntos de referencia fijos, localizados superficialmente en el área de la bóveda, figura N° 23, con objeto de conocer los asentamientos superficiales en los extensómetros. También se planteó instalar Gatos Hidráulicos Planos para medir los esfuerzos actuantes en la masa rocosa adyacente a la cavidad; y extensómetros de posición múltiple de bocina para medir los desplazamientos de puntos de referencia situados a 1, 3, 6, 10, 15, 30 y 50 m desde la pared de la excavación. Los

cuales fueron instalados sobre una de las paredes de los túneles para evitar la ejecución de un barreno perforado expresamente para este fin, lo cual fué ventajoso tanto desde el punto de vista de operación del instrumento, como en el aspecto económico, estos extensómetros permitirían obtener los desplazamientos horizontales de las paredes de la bóveda, figuras 26, 27 y 28.

Del análisis de estabilidad efectuado se concluyó que si los desplazamientos alcanzaban alrededor de 25 mm en total, o su velocidad de deformación superaba 1.0 mm por día en un lapso mayor de 10 días, estos serían indicios de inestabilidad potencial; y las lecturas en los extensómetros, complementadas con las nivelaciones de los bancos de nivel superficiales, permitirían cuantificar el volumen de roca con potencialidad de colapso.

También se recomendó efectuar pruebas de resistencia al esfuerzo cortante en campo, con objeto de verificar los valores de las resistencias empleadas en los análisis, los cuales estaban basados en pruebas de laboratorio, lo que permitiría certificar los factores de seguridad obtenidos en los análisis, los que mostraban que el grado de estabilidad de la bóveda era satisfactorio.

RESULTADOS OBTENIDOS

Las figuras No. 24 y 25 muestran los desplazamientos progresivos con la profundidad a diferentes fechas, para cada uno de los puntos de referencia de los extensómetros BO-1 y BO-2. Como se puede ver, los desplazamientos en el extensómetro -- BO-1 son del orden de 1.0 mm y en el extensómetro BO-2 alcanzan hasta 3.5 mm; la dirección del desplazamiento acusaba un ascenso en los puntos de referencia, que por sistemático en todos ellos invalidaba la posibilidad de que se debiera a deformamientos del instrumento; las variaciones de temperatura y humedad registradas tampoco mostraban relación consistente con las variaciones medidas, y por lo tanto, se dedujo que tal comportamiento debió obedecer a asentamientos de la superficie del suelo sobre la bóveda, causado por la acción retardada del aflojamiento que se iniciaba en los límites de la cavidad, y con el tiempo, progresaba hacia la superficie, y naturalmente, también hacia el interior de la masa rocosa que rodeaba la cavidad. Las nivelaciones en los puntos fijos que se propuso instalar, hasta esa fecha no se habían tomado y por lo tanto no permitieron confirmar que ese comportamiento deducido hubiese sido correcto, por lo que se recomendó efectuar las nivelaciones sobre los cinco bancos señalados para cada extensómetro, indicando que deberían ser cerradas y de precisión.

Aceptando el asentamiento superficial de 1.0 mm en el extensómetro BO-1 y de 4.0 mm en el BO-2, los desplazamientos pro-

gresivos graficados contra la profundidad en las figuras No. 24 y 25, revelaron una total estabilización en el BO-1, y un aparente aflojamiento en la faja de 15 m de espesor adyacente a la cavidad en la ubicación del extensómetro BO-2; este aflojamiento fué de 1.5 mm entre enero 31 y febrero 29 de 1976, y no era indicativo de potencial colapso.

El 26 de agosto de 1976 a las 3 A.M., sonó la alarma del extensómetro BO-2; colocado en el área este de la bóveda figura No. 29; esta alarma fué provocada por un desprendimiento de material del techo de la bóveda, que arrastró a dos puntos de referencia de este extensómetro, los colocados a 60 m y 55 m medidos desde el brocal del barreno, puntos No. 1 y 2; el movimiento detectado se tradujo después en el desprendimiento continuo de fragmentos, que el personal de la Mina de Ujo eran de tamaño más o menos grande a juzgar por los golpes que se escucharon al caer los desprendimientos en la red que formaba el colchón.

Los caídos continuaron durante todo ese día y nuevamente sonó la alarma del extensómetro BO-2, a causa de la caída del punto No. 3, colocado a 47 m de profundidad desde el brocal, se también fué arrastrado por el desprendimiento del material.

Se observó en el Nivel 750, una fractura localizada en la de

embocadura del túnel de acceso a la bóveda, con una abertura de 2" de separación, notándose en las paredes y en el techo del túnel un alto fracturamiento. También el 27 de agosto se escucharon desprendimientos del techo de la bóveda de menor tamaño que los del día 26, según dedujo el personal de la Mina que escuchó los golpes en ambos días; el graneo en el día 26 fué más o menos constante y sólo en la noche hubo un lapso, desde las 0 hr. hasta las 6.00 A.M. del día 27, en que no se escucharon desprendimientos. La noche del 27 al 28 tampoco se escucharon caídos; de la observación de la oquedad se dedujo que aproximadamente tendría la configuración que se muestra en la figura No. 29, además se observó la superficie del terreno sobre la bóveda y cercana a ella, y no se localizaron grietas recientes o indicios de inestabilidad superficiales. El personal de la Mina observó por el Nivel 790 la ocurrencia de otros desprendidos, así como, el producto de éstos que se pudo deducir eran de pequeñas dimensiones y se habían acumulado formando un talud desde la oquedad formada y hasta el Nivel 720 aproximadamente.

Como se puede ver en las lecturas de los extensómetros, los desprendimientos ocurridos en la parte noroeste de la bóveda, afectaron de manera más importante el extensómetro BO-2, donde por la calidad de la roca, a juzgar por su RQD, es considerablemente mejor que en el barrenó BO-1, donde por la baja calidad de la roca era de esperarse con mayor probabilidad -

la ocurrencia de desprendimientos.

Las nivelaciones que se muestran en la figura No. 30, señalan que como se había anticipado de las primeras lecturas de los extensómetros, aparentemente el área sobre la bóveda sufrió un descenso que estaba comprendido entre 3 y 12 mm según acusaron los puntos de referencia No. 1, 2 y BNE; aún cuando los resultados de las nivelaciones mostraron fuertes desviaciones, fué definitivo que el punto sobre el extensómetro BO-1 bajó 6 mm y el correspondiente al extensómetro BO-2 bajó alrededor de 8 mm., si se toman los promedios de las envolventes probables de las nivelaciones.

Las mediciones realizadas en los extensómetros, graficadas contra la profundidad, hasta el 25 de agosto de 1976, figuras No. 24 y 25, indicaron que sobre el barrenó BO-1, el movimiento superficial y el de los puntos de referencia del extensómetro habían sido imperceptibles, esto es, fueron del orden de fracciones de milímetro; en cambio, sobre el extensómetro BO-2 se confirmó que la parte superficial sufrió un descenso del orden de 7 mm, mientras que los puntos más cercanos a la bóveda lo tuvieron comprendido entre 2.4 y 3.7 mm.

Después de haber ocurrido estos caídos en la bóveda se recomendó tomar medidas de prevención las cuales consistieron en reinstalar puntos de referencia en el extensómetro BO-2, a -

distancias de 2, 5, 8, 15 y 25 m, medidos desde el brocal sobre la bóveda actual, lo que también permitiría determinar con certidumbre el límite que alcanzaron los desprendidos de agosto 26 a septiembre 2.

También se recomendó continuar con las nivelaciones sobre los puntos de referencia superficiales que se habían estado nivelando hasta ese momento, pero además fue indispensable situar otros puntos de nivelación en zonas definitivamente fuera del área en que se proyectaban excavaciones subterráneas, con objeto de asegurar que estos puntos no tenían movimiento y que las nivelaciones sobre ellos acusaban esta condición, para poder así certificar que la aproximación de las nivelaciones sobre los puntos que sí tenían posibilidad de movimiento fuese adecuada.

Se consideró altamente recomendable perforar un barrenado de exploración en la ubicación en que habían terminado los desprendidos ocurridos, con objeto de analizar los materiales muestreados en este barrenado y determinar de esta manera si existía o no la falla geológica que los hechos parecían evidenciar, además, la instalación de un nuevo extensómetro en este barrenado, permitiría detectar el progreso de movimientos en la continuación de los desprendidos y permitiría anticipar la posibilidad de otros desprendidos en el futuro.

Como resultado de las pruebas de esfuerzo cortante realizadas en la Mina, se estableció que la resistencia a compresión simple de la masa rocosa de la bóveda, fluctuó entre 51 y 80 kg/cm<sup>2</sup>, con un promedio de 65.5 kg/cm<sup>2</sup>, que de acuerdo con las observaciones para clasificación de la roca presente en la bóveda pudo ser aplicado en general para la masa rocosa de la bóveda.

Se compararon las presiones medidas en los Gatos Planos, con los esfuerzos calculados por medio de la generación de los Arcos de Carga, determinando la flecha, longitud y espesor del Arco de Trabajo Mínimo y calculando los esfuerzos a que estaba sometido el Arco, a la altura correspondiente donde se instaló, comparando el esfuerzo medido en el Gato Plano haciendo intervenir el ángulo de inclinación con que entra el Arco de Carga en el sitio en donde se colocó el Gato.

Los resultados obtenidos de la comparación realizada de los esfuerzos medidos en la masa rocosa, con los calculados, considerando la generación del Arco de Carga se muestran en la figura No. 11. Como se observa en la figura, las diferencias obtenidas de esta comparación fueron de 2.0 y 2.6% en los Gatos colocados en los Niveles 750 y 800. Por lo que se pudo concluir que en el Nivel 750 se tenía una presión de 18.3 kg/cm<sup>2</sup> y en el Nivel 800 actuaba una presión de 9.3 kg/cm<sup>2</sup>.

CASO 3 B.- CUERPO 660.

Servicios Industriales Peñoles, S.C., también planteó explotar en la "Mina La Encantada", el Cuerpo del mineral denominado "Cuerpo 660", aplicando el método de "Corte y Relleno", por lo que encomendó llevar a cabo los trabajos y estudios de Mecánica de Rocas necesarios, para analizar la estabilidad general de las excavaciones que se realizarían, para de esta manera, fundamentar sobre mejores bases las determinaciones de las amplitudes de las excavaciones, de los soportes y refuerzos necesarios, y de las secuencias de explotación, para lograr una total recuperación del cuerpo mineralizado, realizando los procesos de extracción en excavaciones seguras y de costo no mayor al que resultara de aprovechar al máximo posible las características de resistencia de la masa rocosa.

INSTRUMENTACION.

A fin de conocer con certidumbre aceptable la resistencia de las formaciones rocosas, se planeó ejecutar tres pruebas de esfuerzo cortante "in situ", distribuidas; dos en el cuerpo mineralizado y una en la caliza estéril, que son las formaciones donde se generarían los Arcos de Carga, que constituyen el mecanismo de autosoporte de las excavaciones subterráneas. Las ubicaciones de los sitios de pruebas selecciona-

dos se indican en la figura No. 32, estos sitios fueron representativos de las condiciones medias y más desfavorables apreciables en la zona de interés en lo que se refiere a resistencia de la masa rocosa.

Para observar a escala natural los efectos que producirían amplitudes del orden de magnitud, de las anticipadas como necesarias en las excavaciones para explotación en la roca mineralizada del Cuerpo 660, se decidió llevar a cabo la excavación de rebajes piloto con abertura de 6, 8 y 10 m dentro de la formación de interés. Se excavaron solamente dos rebajes piloto: el primero en el Nivel 635 de 6 x 15 m de base por 3 m de alto y el segundo en el Nivel 660 de 8.8 x 13.7 m de base y 3 m de alto aproximadamente, figuras 32 y 33.

En el rebaje de 6 x 15 m, únicamente se observó un desprendido de consideración, de aproximadamente 1.5 x 1.5 m de base y 0.4 m de espesor; en cambio en el rebaje de 8.8 x 13.7 m se presentaron varios desprendimientos del techo, desde el momento mismo de terminarse la excavación y aún después de amacizar, los cuales después tendían a enbovedarse con el transcurso del tiempo.

Se planteó medir las deformaciones inducidas por la excavación en los rebajes piloto, con objeto de conocer su progreso con el tiempo y su correlación con las posibles inestabi-



lidades observadas en los rebajes, o bien, establecer la magnitud de las deformaciones entre techos y pisos que implicarían la completa estabilización de las excavaciones. Con -- tal objeto, se instalaron puntos de referencia para medir -- las variaciones de las distancias del piso al techo de la ex -- cavación en varios sitios, las ubicaciones se muestran en la -- figura No. 34.

Las distancias entre los puntos de referencia instalados, se midieron periódicamente con un longímetro de precisión figura No. 35, que consta de una cinta de acero "invar" graduada a intervalos de 5 mm y un dispositivo en el que se fija la -- cinta en una de sus marcas de 5 mm; el aparato contiene un -- dinamómetro para medir tensión y un micrómetro de carátula -- graduada en 0.01 mm. Después de colocar en un punto de re -- ferencia un extremo de la cinta y en el punto opuesto al ex -- tremo del dispositivo de medición, se tensa el conjunto a -- 15 kg y se lee en el micrómetro la distancia que debe restar -- se a la marca en que se fijó la cinta; el resultado adiciona -- do de una constante del aparato, permite obtener la distan -- cia real entre los puntos de referencia, medida con una sen -- sibilidad de 0.01 mm. Las variaciones de la distancia acu -- san las deformaciones provocadas.

#### RESULTADOS OBTENIDOS

De acuerdo con los parámetros obtenidos en las pruebas de es -- fuerzo cortante SC-I, SC-II y SC-III, efectuadas en la Mina, se pudo concluir que las propiedades de resistencia a compre -- sión no confinada, que intervienen preponderantemente en los -- análisis de estabilidad de las excavaciones, tienen los valo -- res que se consignan en la figura No. 36. De acuerdo con la -- observación de las superficies de falla en las muestras ensa -- yadas y los resultados de las pruebas de laboratorio realiza -- das, se concluyó que para los análisis de estabilidad de las -- excavaciones a efectuarse para la explotación del Cuerpo 660, -- sería necesario adoptar para la roca mineralizada el valor -- de resistencia a compresión no confinada que 15.3 kg/cm<sup>2</sup>, re -- sultante de los promedios de las pruebas de campo SC-I y SC -- II, y una resistencia que 38 kg/cm<sup>2</sup> para la caliza estéril, -- que resultó de la prueba SC-III. Estos valores se utiliza -- ron para juzgar los esfuerzos inducidos en los Arcos de Car -- ga que se generarían como mecanismos de soporte natural de -- las excavaciones, tanto en la formación de la caliza estéril -- encajonante como en el Cuerpo del mineral mismo.

Los resultados de las mediciones efectuadas fueron realiza -- das en el lapso de noviembre 18 de 1976, cuando se instala -- ron los puntos de referencia en el rebaje de 6 x 15 m, al 14 -- de diciembre de ese mismo año; y para el rebaje de 8.8 x -- 13.7 m, el lapso de las mediciones que se muestran fueron --

del 16 de diciembre de 1976 al 15 de enero de 1977. Con base en estas observaciones se pudo concluir que en el rebaje de 6 m de ancho después de un buen amacizado de las rocas -- desprendidas que se presentaban al finalizar la excavación, se observaba una estabilidad satisfactoria; las deformaciones registradas, indicaban también una estabilidad gradual, que con las mediciones posteriores se esperaba comprobar que ya no progresarían, y en consecuencia, que ya no ocurrieran desprendimientos del techo, figura No. 37.

En el rebaje de 8.8 m de ancho, además de que se tuvieron -- grandes desprendimientos al excavarlo, aún después de un riguroso amacizado, continuaron presentándose con frecuencia -- desprendimientos de dimensiones considerables, figura No. 38. Las deformaciones medidas en este rebaje indicaban que en -- los sitios de los puntos de referencia; 5-6, 7-8, 9-10 y 11-12, ya no progresaban apreciablemente; en cambio, en los puntos 1-2 y 3-4 se observaba que los movimientos continuaban -- con velocidades y magnitudes considerables y era de esperarse que después de enero 5 se presentaría un desprendimiento aún mayor entre los puntos 1-2 y 3-4. Por lo anterior, se -- concluyó que una excavación de 8.8 m de ancho en el Cuerpo -- mineralizado, no podría considerarse satisfactoriamente estable, pues presentaría muchos desprendidos difícilmente controlables que mermarían la seguridad de las operaciones, más aún cuando en la etapa de extracción las excavaciones serían

múltiples y se propiciarían mayormente las inestabilidades. Por tanto, se determinó que una abertura de 8.8 m es prácticamente el límite de las amplitudes que es posible excavar -- en la explotación del Cuerpo 660. Un ancho de 6.0 m en rebaje simple, presentó una estabilidad satisfactoria toda vez -- que los techos de estas excavaciones se amacizen y se protejan contra el intemperismo, que también se observó afectaba -- notablemente el material expuesto en los límites de las excavaciones.

#### CASO 4.- MINA INGUARAN.- NIVEL 800

La Mina Inguarán esta siendo explotada por Industrial Minera México, S.A. y se localiza en el estado de Michoacán, cerca de la población de la Huacana, la realización de los trabajos y estudios, tuvieron como objetivo definir el grado de estabilidad de los túneles de extracción del Nivel 800 de la Mina y, en su caso, los refuerzos que resultaran necesarios, para poder juzgar la conveniencia de colocarlos y anticipar las zonas de la Mina en que es probable la aparición de inestabilidades, con el propósito de plantear las operaciones de extracción en el Nivel 800, de forma tal que el volumen de material extraído por este Nivel fuera el máximo posible y, así también, prever la época en que sería conveniente iniciar las preparaciones para realizar la extracción por los Niveles inferiores al 800.

#### INSTRUMENTACION.

Para cumplir con los objetivos de los trabajos y estudios planteados en la Mina, se programaron hacer pruebas de corte "in-situ", las cuales permitirían precisar la resistencia al esfuerzo cortante de la masa rocosa, que había sido deducida de los resultados de las pruebas de laboratorio anteriormente efectuadas.

También se planteó medir la presión actuante en los pilares de apoyo del Nivel 800, para conocer la magnitud que actuaba en los pilares que se encontraban entre los túneles y campañas de extracción, y así poder comparar dicha presión actuante, con la resistencia a la falla de la masa rocosa y con los resultados del análisis de estabilidad realizado, se programó la medición de la presión actuante en 6 sitios, cuyas ubicaciones se muestran en la figura No. 39. En esta figura también se muestran los 3 sitios de las pruebas de corte que se efectuaron y que fueron representativos de las condiciones más desfavorables observadas en la zona de interés, en lo que se refiere a la resistencia de la masa rocosa.

Con el propósito de conocer el grado de estabilización logrado con la instalación de los anclajes para refuerzo de la masa rocosa alrededor de los túneles de extracción, que fueron definidos como necesarios en el diseño aproximado inicial, se establecieron secciones de control, en las que se instalaron puntos de referencia, para medir las deformaciones inducidas en los túneles por la presión. Las ubicaciones de estas secciones de control se muestran en la figura No. 39. Estas deformaciones se midieron periódicamente con un longímetro de precisión figura No. 35, el cual consta de una cinta de acero "invar" graduada a intervalos de 5 mm. y un dispositivo en el que se fija la cinta, en una de sus marcas de 5 mm, contiene un dinamómetro para medir tensiones y un micrómetro-

con carátula graduada en 0.01 mm. Después de colocar en un punto de referencia un extremo de la cinta y en otro punto el extremo del dispositivo de fijación, se tensa el conjunto a 15 kg y se lee en el micrómetro la distancia que debe restarse a la marca en que se fijó la cinta, adicionada de una constante del aparato, para así obtener la distancia real entre los puntos de referencia, con una sensibilidad de 0.01 mm.

#### RESULTADOS OBTENIDOS.

De las tres probetas de corte ejecutadas se obtuvieron los valores para el esfuerzo cortante a la falla, el cual se midió con suficiente claridad, figuras No. 40, 41 y 42, y que corresponde al esfuerzo normal aplicado; estos valores para cada una de las tres pruebas efectuadas, en las tres probetas ensayadas, se graficaron en un plano de Mohr. (Esfuerzo-Normal-Esfuerzo Cortante), para obtener las "Leyes de Resistencia" que se muestran en la figura No. 43; en la gráfica se incluyeron las variaciones de resistencia deducidas de los ensayos de laboratorio, tomando en cuenta la presencia de discontinuidades en la masa rocosa; para este caso, se pudo ver la satisfactoria proximidad de las deducciones de laboratorio con respecto a los resultados de las pruebas de campo. También de las tres pruebas realizadas directamente en la Mina, en los tres distintos pilares del Nivel 800, se concluyó que la resistencia a compresión simple fluctuó entre 83 y 149 kg/cm<sup>2</sup>, con un promedio de 120 kg/cm<sup>2</sup> que es aplicable en ge-

neral para el Nivel 800, según se deduce de la observación y clasificación de la roca en todos los pilares de ese Nivel.

De los resultados de las mediciones efectuadas para conocer las presiones en el Nivel 800, se pudo concluir que en los pilares donde se midieron esfuerzos de compresión de 90 y 110 kg/cm<sup>2</sup>, los esfuerzos calculados son de 96 y 113 kg/cm<sup>2</sup> respectivamente, lo cual indicó una aceptable predicción del método de cálculo.

De los resultados de las deformaciones registradas en el período de agosto 24 de 1974 a febrero 10 de 1975, se determinó que las secciones 1, 3 y 4, mostraron velocidades de deformación nulas, o sea que presentaron tendencias estables; no así las secciones 2A, 5 y 6 que acusaron las siguientes deformaciones:

Sección 2 A. - Con los datos disponibles se pudo concluir que el techo del túnel descendió un promedio de 6 mm, entre el 7 y el 18 de noviembre de 1974, y el pilar izquierdo, que corresponde al intermedio entre las campanas 5 y 6, se alargó 4 mm en sentido horizontal; esta sección se encontraba próxima a las fallas geológicas del área noroeste del cuerpo mineralizado, figura No. 45.

Sección 5. - En esta sección se estableció, de acuerdo con la

interpretación de las mediciones, que se produjo un movimiento causado por esfuerzos cortantes y de compresión, acusando en el techo un corrimiento de 4 mm hacia el oeste y un descenso del orden de 4 mm, figura No. 46.

Sección 6.- De las mediciones efectuadas en esta sección se pudo establecer que solamente se había presentado un descenso uniforme del techo, del orden de 1.0 mm, figura No. 47.

Para medir la presión actuante en los pilares del Nivel 800, se colocaron 5 Gatos Planos, su ubicación se muestra en la figura No. 39, en cada uno de los Gatos instalados, se efectuó como primera fase de la medición, un ciclo de carga y descarga y una segunda carga, realizando cada una de estas etapas con incrementos y decrementos de presión, a intervalos de tiempo aproximadamente iguales, la primera carga se llevó hasta una presión tal, que canceló la deformación producida durante el ranurado, para lo cual se requirieron de 4 a 7 incrementos de presión; a continuación se descargó totalmente el Gato con dos decrementos de presión y enseguida se cargó con dos incrementos, hasta alcanzar la misma presión de la primera etapa de carga. En cada una de las tres etapas mencionadas, la presión producida se mantuvo durante 5 minutos, midiéndose la deformación inducida alrededor de la ranura en cada caso; por tanto, durante toda esta fase, se midieron sólo las deformaciones prácticamente instantáneas.

Con los datos obtenidos de la primera fase de la prueba, se efectuó una primera estimación de la presión actuante en cada uno de los sitios de medición; los Gatos Planos se dejaron cargados con una presión del mismo orden de la estimada, se entregó una gráfica presión-deformación representativa de cada uno de los Gatos Planos instalados.

En la cuarta columna de la figura No. 48, se muestran los valores deducidos de estas primeras estimaciones. Sin embargo, el tiempo transcurrido entre el inicio de las perforaciones requeridas para formar la ranura y el inicio de la prueba, es por lo menos de tres a cuatro días, y las deformaciones inducidas en la roca previamente a la prueba aumentan paulatinamente en ese lapso de tiempo, debido al comportamiento visco-plástico característico de las masas rocosas; es decir, la roca que circunda la ranura presenta una deformación prácticamente instantánea al perforarla, y una deformación diferida o "fluencia" durante el lapso de tiempo arriba mencionado, que incluye los tiempos de ejecución de la ranura en donde ha de alojarse el Gato, la instalación del Gato Plano, el relleno con mortero del espacio libre entre el Gato Plano y la roca así como también el tiempo de fraguado de dicho mortero, que es del orden de 36 hrs. para que alcance una resistencia adecuada que soporte las presiones a las que estará sometido durante la prueba. En cambio, la primera fase de la prueba se efectuó según se mencionó, midiendo deformacio-

nes prácticamente instantáneas. Por lo tanto, para poder --  
comparar las deformaciones producidas durante la descarga --  
(ranurado), que incluyan la fluencia antes mencionada, con --  
las deformaciones producidas al cargar el Gato durante la --  
prueba, es necesario medir además de las deformaciones ins--  
tantáneas producidas durante la primera fase, las deforma--  
ciones diferidas producidas en la roca durante un lapso de tiem--  
po al menos del mismo orden del indicado en el párrafo ante--  
rior (3 e 4 días), para estar en condiciones de calcular con  
mayor precisión la carga actuante en el sitio respectivo.

Normalmente, después de realizar las mediciones antes descri--  
tas, se da por concluida la medición con el Gato Plano, obte--  
niéndose la presión actuante en la dirección normal al dis--  
positivo. Sin embargo, como en este caso se requirió medir--  
la variación de presiones conforme progresa la extracción, --  
se continuaron las observaciones de la presión indicada en --  
los manómetros y el progreso de las deformaciones entre los--  
puntos de referencia de la medición; de estas mediciones se--  
observó un importante efecto de fluencia visco-plástica de--  
la masa rocosa, acusada por una reducción de la presión re--  
gistrada, acompañada de un progreso en las deformaciones pro--  
vocadas en la recarga del Gato. La falta de antecedentes so--  
bre este comportamiento en brechas granodioríticas, obligó--  
a investigarlo detalladamente en los Gatos instalados, para--  
lo cual se realizó un ciclo de descarga y recarga en los ---

dispositivos, registrando las variaciones de la distancia--  
entre los puntos de referencia. Con base en estos recicla--  
jes de la presión, se determinó la influencia del comporta--  
miento visco-plástico en los valores de la presión determi--  
nados inmediatamente después de instalar los Gatos, que se--  
vieron afectados por la fluencia visco-plástica que ocurre--  
por descarga al realizar la ranura y por recarga al efectuar  
la primera medición; como los lapsos para la fluencia por --  
estos motivos no son iguales, es necesario determinar su ---  
efecto.

Después de observar los Gatos Cargados con la presión de la--  
primera etapa, que produjo la estabilización de las deforma--  
ciones por efectos visco-plásticos, se efectuó la recarga --  
programada para poder valorizar el efecto de la fluencia. --  
Al terminar el reciclaje y con objeto de observar las varia--  
ciones de la presión, se dejó en cada Gato una presión del --  
mismo orden que la correspondiente a la primera estimación--  
de la presión actuante, mientras se estudió el efecto de la--  
fluencia visco-plástica.

Los resultados de las mediciones de la presión actuante en --  
los pilares del Nivel 800, indicaron que los valores calcula--  
dos como resultado del Análisis de estabilidad a base de Ar--  
cos de carga, tienen aproximaciones comprendidas entre - 14%  
y + 16%, que fueron totalmente satisfactorias desde el punto

de vista práctico, para un análisis de excavaciones subterráneas mediante un procedimiento simplificado de comportamiento mecánico, como fue el aplicado.

"REFERENCIAS"

- 1.- ANALISIS DE ESTABILIDAD PARA LA RECUPERACION DE PILARES EXISTENTES EN LOS CUERPOS "CAROLA Y EL 32", DE LA UNIDAD-FLOMONSAS DE IMM, S.A., EN EL ESTADO DE CHIHUAHUA.  
  
INFORME ELABORADO PARA INDUSTRIAL MINERA MEXICO, S.A. POR GEOSISTEMAS, S.A., EN FEBRERO DE 1976.
- 2.- ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LOS PILARES DE SOSTENIMIENTO DEL REBAJE ENTRE LOS NIVELES 8 Y 6 DE LA MINA SAN MARTIN-DE INDUSTRIAL MINERA MEXICO, S.A., EN SOMBRERETE, ZACATECAS.  
  
INFORME ELABORADO PARA IMM, S.A., POR GEOSISTEMAS, S.A. EN MARZO DE 1976.
- 3.- ANALISIS DE ESTABILIDAD DEL REBAJE 4-950 DE LA MINA SAN MARTIN, DE INDUSTRIAL MINERA MEXICO, S.A. EN SOMBRERETE, ZACATECAS.  
  
INFORME ELABORADO PARA IMM, S.A. POR GEOSISTEMAS, S.A. EN ENERO DE 1976.
- 4.- ANALISIS DE LA BOVEDA EXCAVADA EN EL CUERPO "LA PRIETA", PARA ESTABLECER EL GRADO DE ESTABILIDAD DEL TECHO Y DEFINIR LAS MAGNITUDES DE LAS DEFORMACIONES QUE SEAN INDICATIVAS DE INESTABILIDAD GENERAL.

INFORME ELABORADO PARA S.I.P., S.C. MINA LA ENCANTADA, --  
POR GEOSISTEMAS, S.A., EN ENERO DE 1976.

5.- MEDICIONES, PRUEBAS DE CAMPO Y ANALISIS EFECTUADOS PARA -  
VERIFICAR EL ANALISIS PRELIMINAR DE ESTABILIDAD DE LA BO-  
VEDA DEL CUERPO "LA PRIETA" EN LA MINA LA ENCANTADA, EN -  
OCAMPO, COAHUILA.

INFORME ELABORADO PARA S.I.P., S.C. MINA LA ENCANTADA, --  
POR GEOSISTEMAS, S.A., EN JUNIO DE 1976.

6.- OBSERVACIONES DE LOS DESPRENDIMIENTOS OCURRIDOS EN EL PE-  
RIODO DEL 26 DE AGOSTO AL 2 DE SEPTIEMBRE EN EL TECHO DE-  
LA BOVEDA DEL CUERPO "LA PRIETA" EN LA MINA LA ENCANTADA.

INFORME ELABORADO PARA S.I.P., S.C. MINA LA ENCANTADA, --  
POR GEOSISTEMAS, S.A., EN SEPTIEMBRE DE 1976.

7.- ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LAS EXCAVACIONES A REALIZARSE-  
EN EL "CUERPO NUEVO 660", PARA ESTABLECER LA GEOMETRIA DE  
LAS EXCAVACIONES, LOS SOPORTES NECESARIOS Y LAS SECUEN-  
CIAS CONVENIENTES, PARA EMPLEAR EL METODO DE "CORTE Y RE-  
LLENO" EN LA EXPLOTACION.

INFORME ELABORADO PARA S.I.P., S.C. MINA LA ENCANTADA, --  
POR GEOSISTEMAS, S.A., EN ENERO DE 1977.

8.- ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LAS EXCAVACIONES QUE SE REALI-

ZARAN EN LA ZONA EN QUE SON ADYACENTES LOS CUERPOS "660"-  
Y "LA PRIETA", DE LA MINA LA ENCANTADA DE INDUSTRIAS PERO-  
LES.

INFORME ELABORADO PARA S.I.P., S.C., MINA LA ENCANTADA, -  
POR GEOSISTEMAS, S.A., EN MARZO DE 1977.

9.- DISEÑO APROXIMADO DEL SISTEMA DE ANCLAJE PARA REFUERZO DE  
LOS TUNELES DE EXTRACCION EN EL NIVEL 800 DE LA MINA IN-  
GUARAN, EN MICHOACAN.

INFORME ELABORADO PARA IMM, S.A., MINA INGUARAN, POR GEO-  
SISTEMAS, S.A., EN SEPTIEMBRE DE 1974.

10.- MEDICIONES, PRUEBAS DE CAMPO Y ANALISIS EFECTUADOS PARA -  
VERIFICAR EL DISEÑO APROXIMADO DEL ANCLAJE DE REFUERZO -  
PARA LOS TUNELES DE EXTRACCION DEL NIVEL 800 DE LA MINA-  
INGUARAN, EN MICHOACAN.

INFORME ELABORADO PARA IMM, S.A., MINA INGUARAN, POR GEO-  
SISTEMAS, S.A., EN FEBRERO DE 1975.

11.- MEDICION DE LA PRESION ACTUANTE EN LOS PILARES DE APOYO -  
EN LOS NIVELES 800 Y 765 DE LA MINA, EN MICHOACAN.

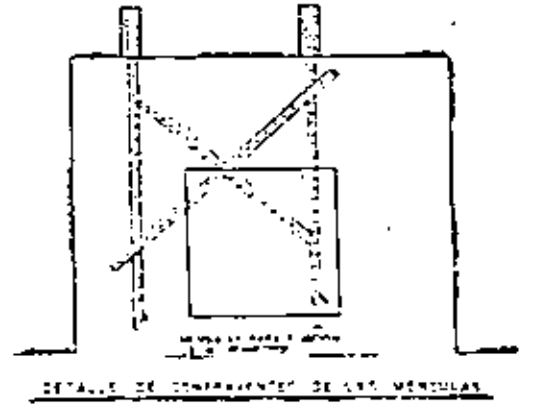
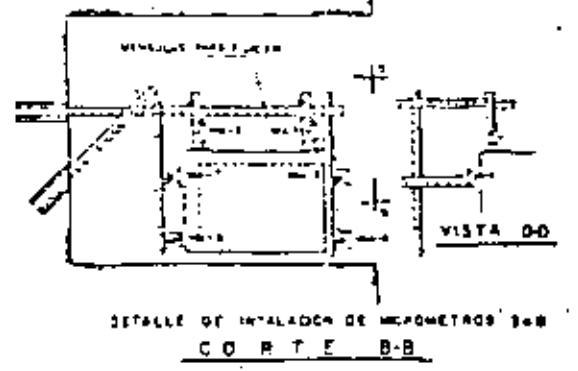
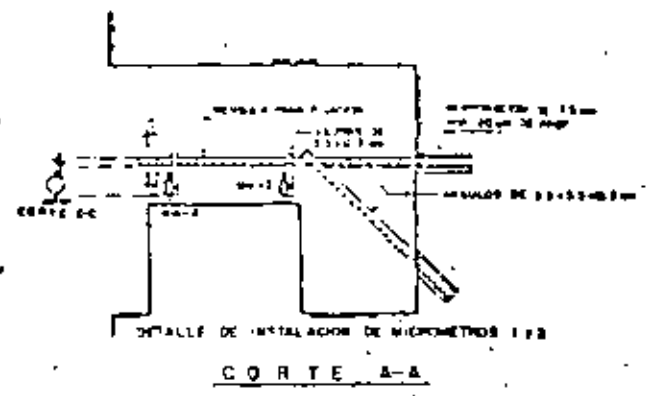
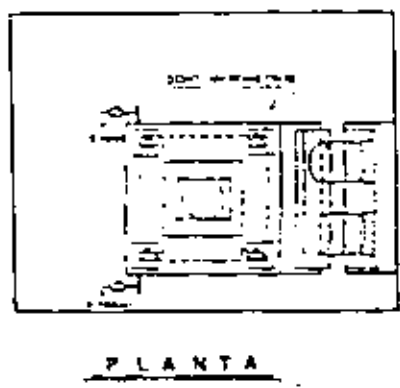
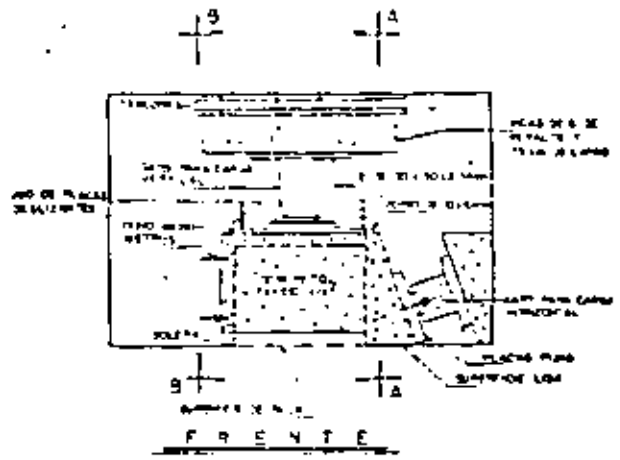
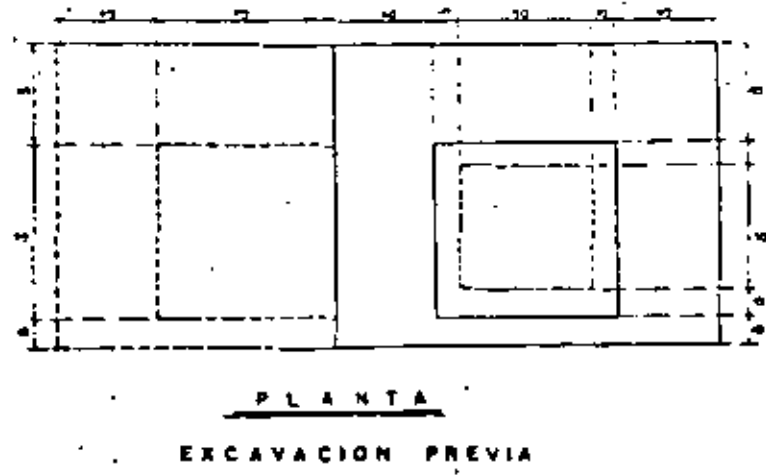
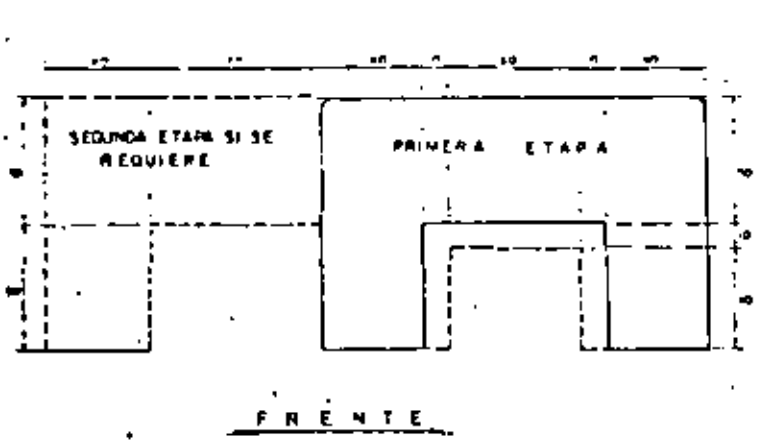
INFORME ELABORADO PARA IMM, S.A., MINA INGUARAN, POR GEO-  
SISTEMAS, S.A., EN ENERO DE 1976.



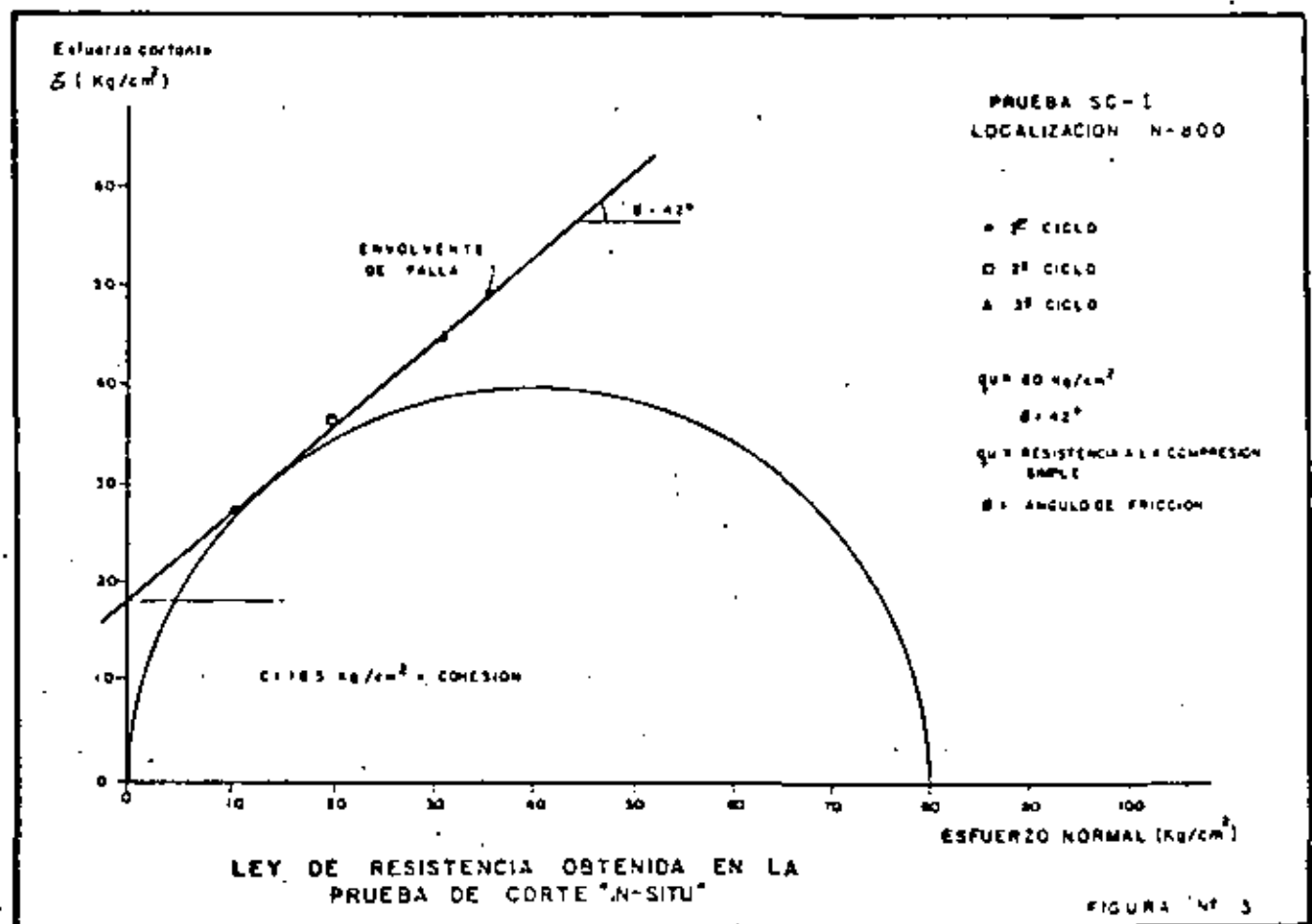
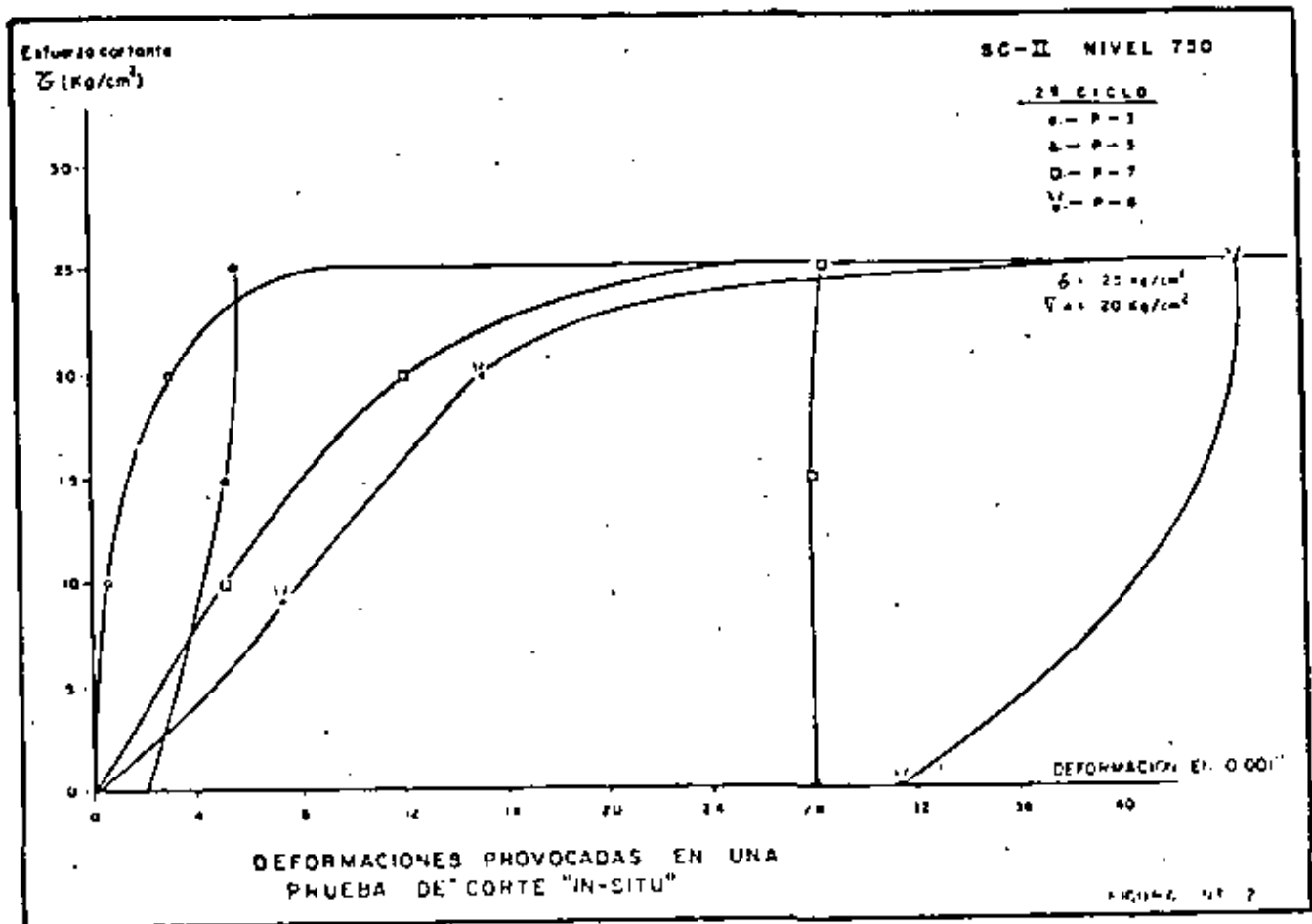
"LISTA DE FIGURAS"

- 1.- Prueba de corte directo "in-situ".
- 2.- Gráfica prueba de corte directo "in-situ".
- 3.- Gráfica de Mohr, prueba de corte directo.
- 4.- Prueba de Gato Plano.
- 5.- Gráfica prueba de Gato Plano.
- 6.- Mina Plomosas.- Plantas cuerpos "Carola y El 32".
- 7.- Mina Plomosas.- Pilares de concreto ciclopeo.
- 8.- Mina Plomosas.- Dispositivo para medir deformaciones de piso a techo.
- 9.- Mina San Martín.- Planta Nivel B.
- 10.- Mina San Martín.- Ubicación de Gatos Planos para medir esfuerzos en los pilares.
- 11.- Mina San Martín.- Corte Nivel 8.
- 12.- Mina San Martín.- Corte Nivel 6.
- 13.- Mina San Martín.- Inclíno metro para medir deformaciones horizontales.
- 14.- Mina San Martín.- Extensómetros para medir deformaciones verticales.
- 15.- Mina San Martín.- Planta rebaje 4-950.
- 16.- Mina San Martín.- Prueba de Gato Plano Pilar Sur.
- 17.- Mina San Martín.- Prueba de Gato Plano Pilar Norte.
- 18.- Mina San Martín.- Planta Pilar Sur.
- 19.- Mina San Martín.- Planta Pilar Norte.
- 20.- Mina San Martín.- Tabla comparativa de resultados.
- 21.- Mina San Martín.- Sección transversal A-A.- Pilar Sur.
- 22.- Mina San Martín.- Sección trasversal B-B.- Pilar Norte.
- 23.- Mina La Encantada.- Planta de ubicación de extensómetros.
- 24.- Mina La Encantada.- Desplazamientos progresivos con la profundidad.- Extensómetro BO-1
- 25.- Mina La Encantada.- Desplazamientos progresivos con la profundidad.- Extensómetro BO-2
- 26.- Mina La Encantada.- Localización de extensómetros Nivel 750.
- 27.- Mina La Encantada.- Localización de extensómetros Nivel 720.
- 28.- Mina La Encantada.- Detalles de extensómetros longitudinales.
- 29.- Mina La Encantada.- Corte Longitudinal.
- 30.- Mina La Encantada.- Nivelaciones superficiales.
- 31.- Mina La Encantada.- Comparación de las presiones medidas en los Gatos Planos con los esfuerzos calculados.
- 32.- Mina La Encantada.- Cuerpo 660.- Planta de ubicación.
- 33.- Mina La Encantada.- Cuerpo 660.- Planta del nivel 635 rebaje piloto.
- 34.- Mina La Encantada.- Cuerpo 660.- Ubicación de los puntos de medición de convergencia.
- 35.- Mina La Encantada.- Cuerpo 660.- Longímetro de cinta invar.
- 36.- Mina La Encantada.- Cuerpo 660.- Propiedades de resistencia de la masa rocosa usadas en el análisis de estabilidad.
- 37.- Mina La Encantada.- Cuerpo 660.- Desplazamientos en el rebaje 635.
- 38.- Mina La Encantada.- Cuerpo 660.- Desplazamientos en el rebaje 660.
- 39.- Mina Inguarán.- Nivel 800.- Planta de localización de los dispositivos de medición.
- 40.- Mina Inguarán.- Nivel 800.- Prueba de esfuerzo cortante en campo SC-1.
- 41.- Mina Inguarán.- Nivel 800.- Prueba de esfuerzo cortante en campo SC-2.

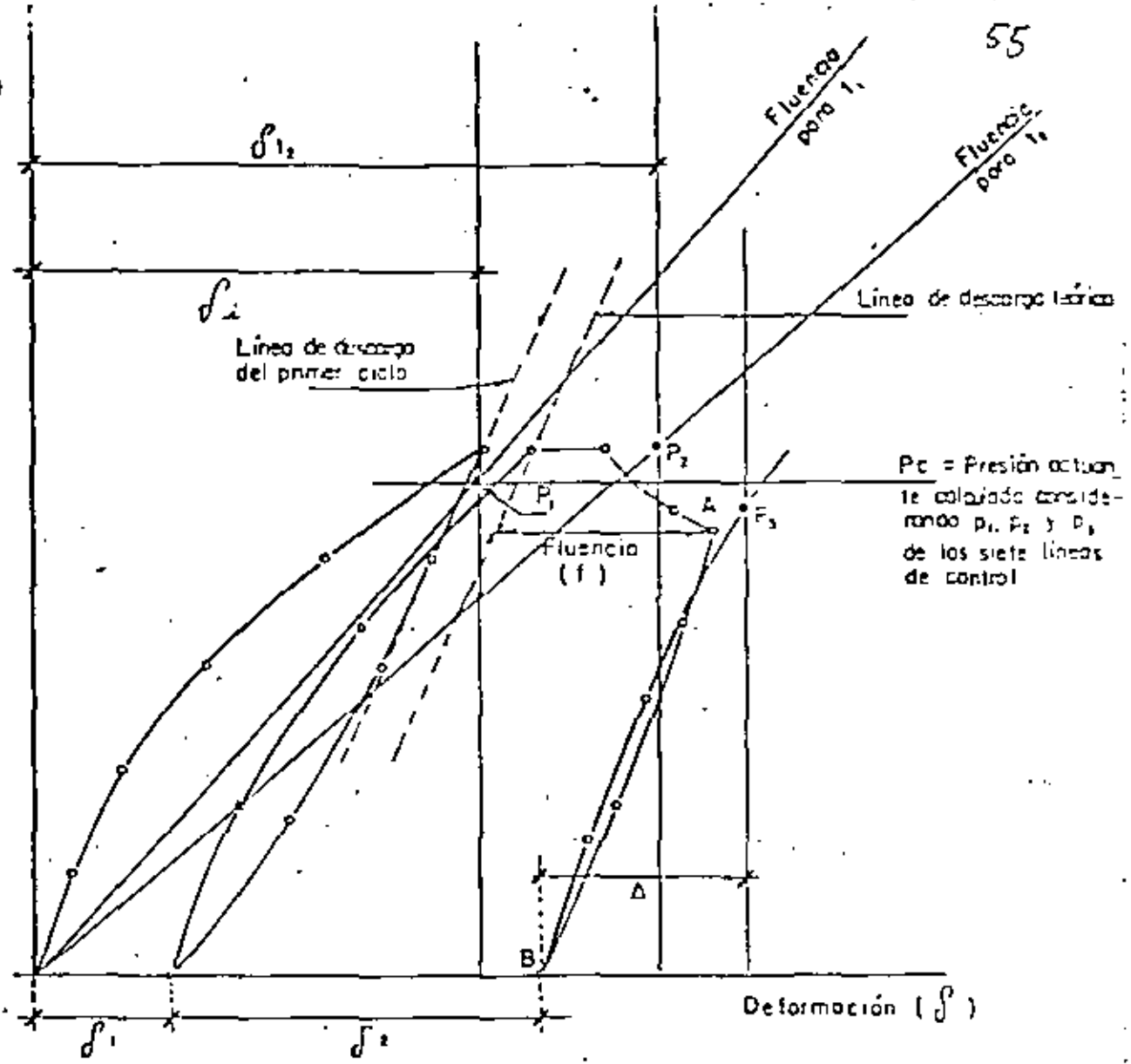
- 42.- Mina Inguarán.- Nivel 800.- Prueba de esfuerzo cortante en campo SC-3.
- 43.- Mina Inguarán.- Nivel 800.- Ley de resistencia obtenida de las pruebas de corte "in-situ".
- 44.- Mina Inguarán.- Nivel 800.- Ubicación de los puntos de resistencia.
- 45.- Mina Inguarán.- Nivel 800.- Interpretación de diámetros.- Sección 2-A.
- 46.- Mina Inguarán.- Nivel 800.- Interpretación de diámetros.- Sección 5.
- 47.- Mina Inguarán.- Nivel 800.- Interpretación de diámetros.- Sección 6.
- 48.- Mina Inguarán.- Nivel 800.- Presiones actuantes en los pilares de apoyo del Nivel 800.



MINA INGUARAN  
PRUEBA DE CORTE DIRECTO



Presión (p)



SIMBOLOGIA

- $\delta_{12}$  deformación producida inmediatamente después de terminar la ranura para un tiempo  $t_1$ .
- $\delta_{i2}$  deformación para el tiempo  $t_2$ , antes de iniciar la carga en el Gato.
- $\delta_1, \delta_2$  deformaciones permanentes producidas por el primero y el segundo ciclos de carga y descarga, respectivamente.
- $P_1, P_2$  presiones de cancelación considerando --- fluencias a tiempos  $t_1$  y  $t_2$ , respectivamente.
- $\Delta$  deformación a cancelar en la segunda prueba.
- $P_3$  presión de cancelación de  $\Delta$

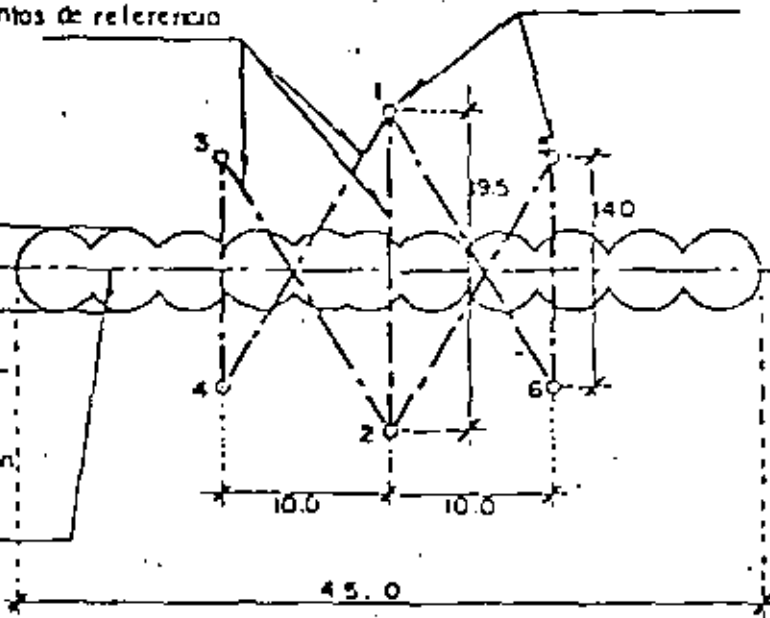
ESQUEMA DE SECUENCIA DE LA PRUEBA DE GATO PLANO

Puntos de referencia "líneas" de  $\frac{1}{4}$  a  $2 \frac{1}{2}$  de longitud fijas en la roca. Deberán instalarse y tomar lecturas iniciales en ellos antes de ranurar.

Líneas de medición entre puntos de referencia

Aprox. 6.0

Ranura formada con perforaciones traslapadas, usando broca de  $2 \frac{1}{4}$ , a 45 cm de profundidad, afinada con cincel para eliminar las picas resultantes.



FRENTE

Espacio entre el gato y la roca, relleno con mortero expansivo.



Manómetro

Manoquero de alta presión

Conexión a la bomba con válvula de presión.

CORTE HORIZONTAL

ESCALA 1:5

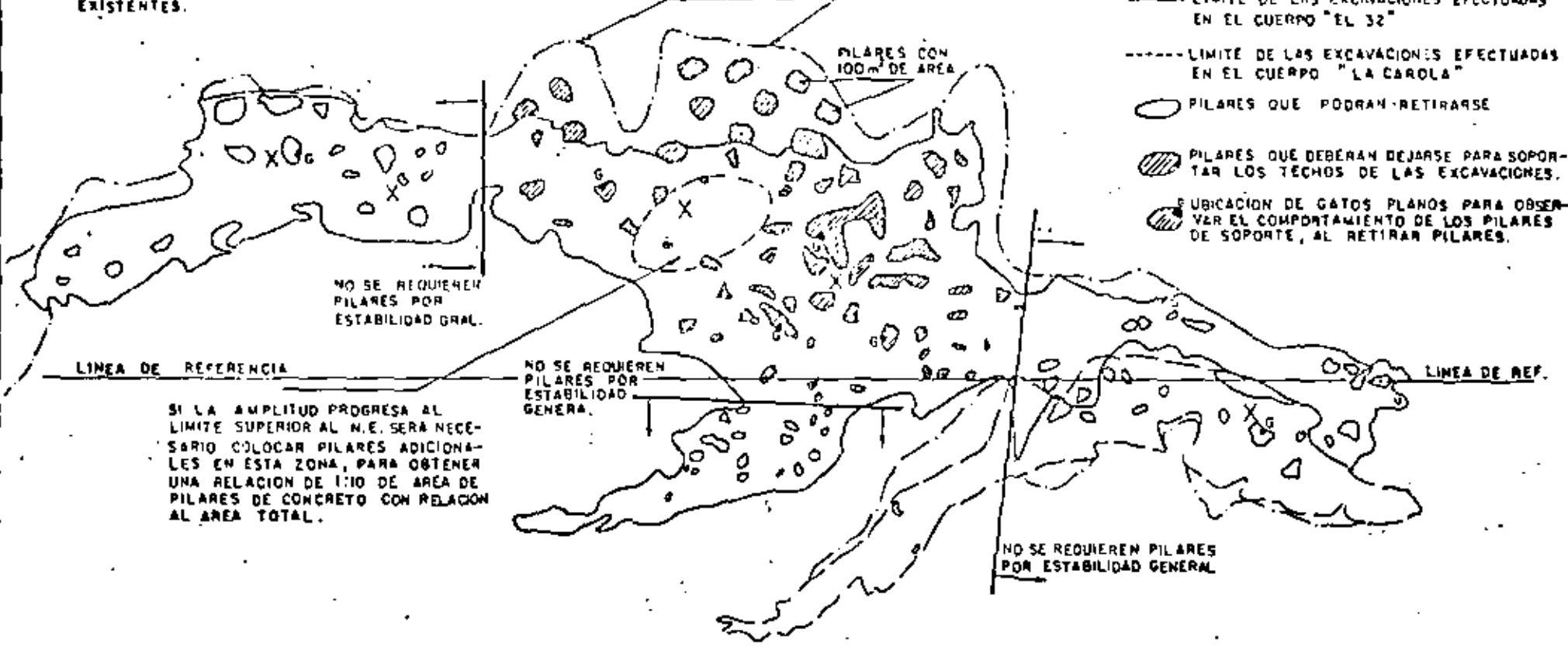
Anotaciones en cm.

DETALLE DE INSTALACION DE GATOS PLANOS

X DISPOSITIVOS PARA MEDIR LAS DEFORMACIONES DE LOS TECHOS DE LAS EXCAVACIONES QUE SE PROVOCARON AL HACER EL RETIRO DE LOS PILARES EXISTENTES.

PARA ESTA ZONA SE CONSIDERO QUE LA EXCAVACION PROGRESARA HASTA EL LIMITE Y SE REQUERIAN LOS PILARES MOSTRADOS.

- LIMITE DEL CUERPO MINERALIZADO
- LIMITE DE LAS EXCAVACIONES EFECTUADAS EN EL CUERPO "EL 32"
- LIMITE DE LAS EXCAVACIONES EFECTUADAS EN EL CUERPO "LA CAROLA"
- PILARES QUE PODRAN RETIRARSE
- ▨ PILARES QUE DEBERAN DEJARSE PARA SOPORTAR LOS TECHOS DE LAS EXCAVACIONES.
- ◐ UBICACION DE GATOS PLANOS PARA OBSERVAR EL COMPORTAMIENTO DE LOS PILARES DE SOPORTE, AL RETIRAR PILARES.



NO SE REQUIEREN PILARES POR ESTABILIDAD GNL.

PILARES CON 100m<sup>2</sup> DE AREA

LINEA DE REFERENCIA

NO SE REQUIEREN PILARES POR ESTABILIDAD GENERA.

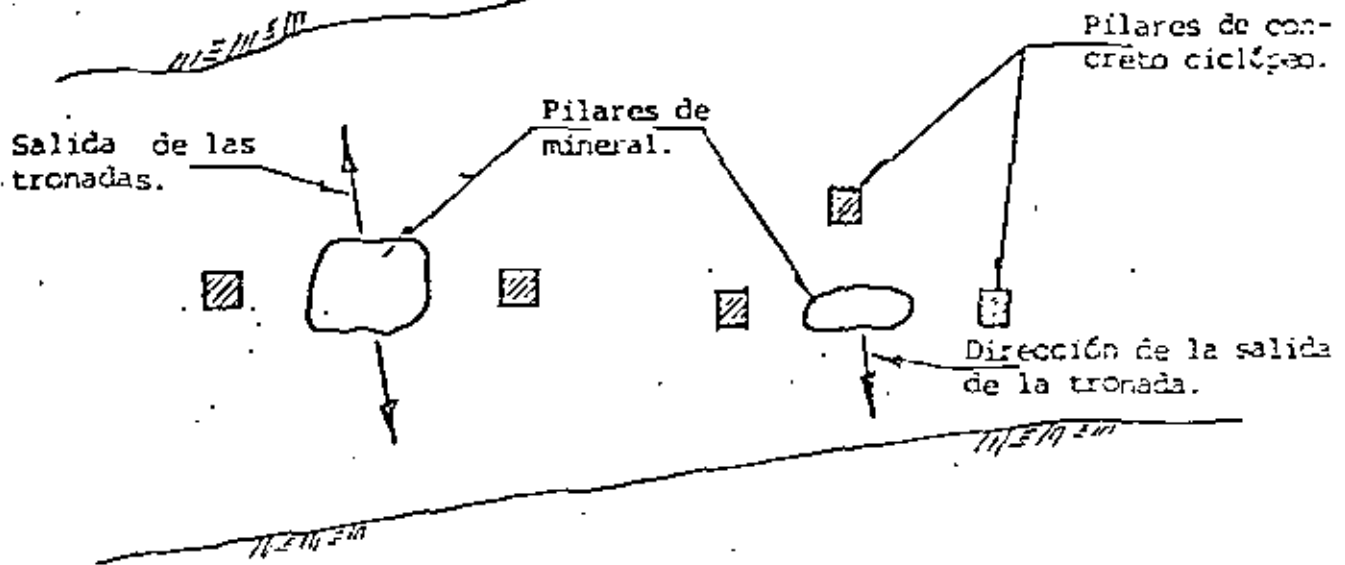
LINEA DE REF.

SI LA AMPLITUD PROGRESA AL LIMITE SUPERIOR AL N.E. SERA NECESARIO COLOCAR PILARES ADICIONALES EN ESTA ZONA, PARA OBTENER UNA RELACION DE 1:10 DE AREA DE PILARES DE CONCRETO CON RELACION AL AREA TOTAL.

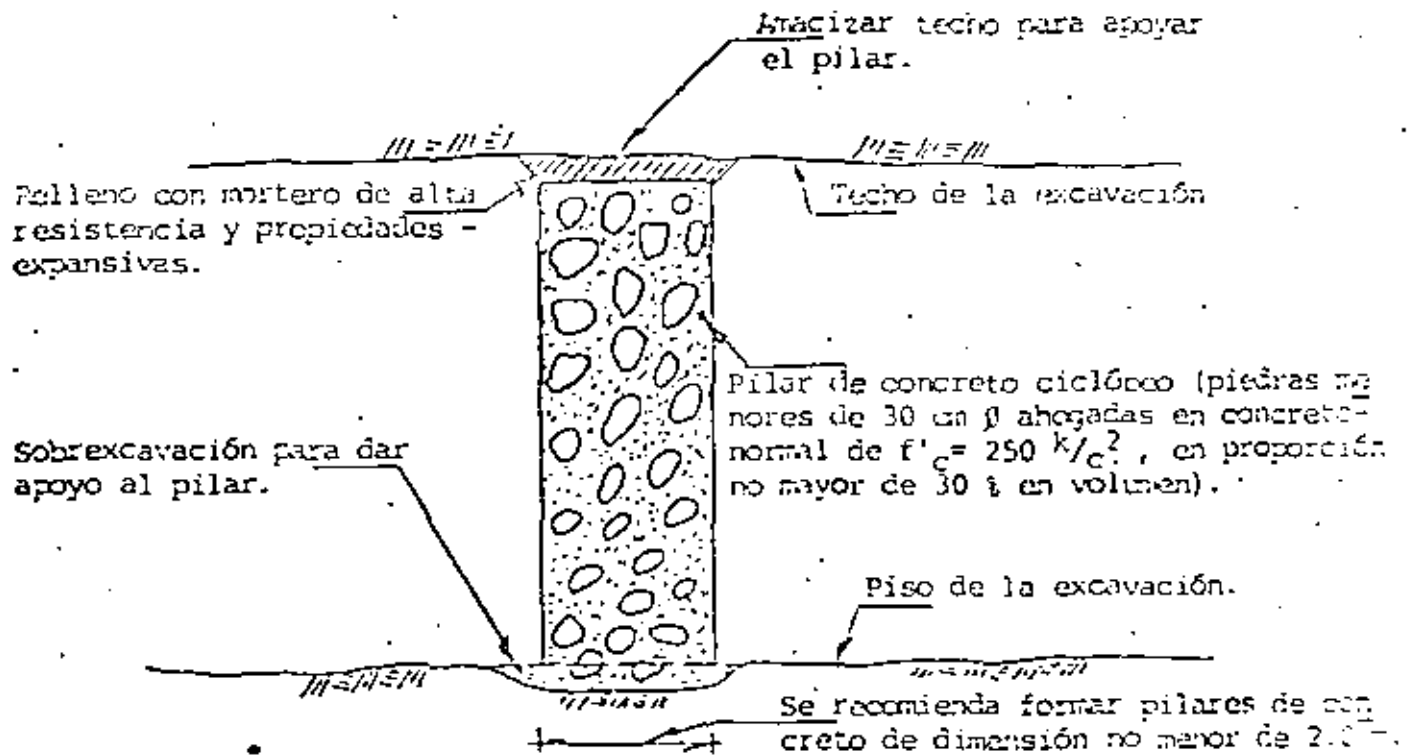
NO SE REQUIEREN PILARES POR ESTABILIDAD GENERAL

**MINA PLOMOSA**

PLANTA DE LOCALIZACION, 'CAROLA' Y 'EL 32'



PLANTA



ELEVACION

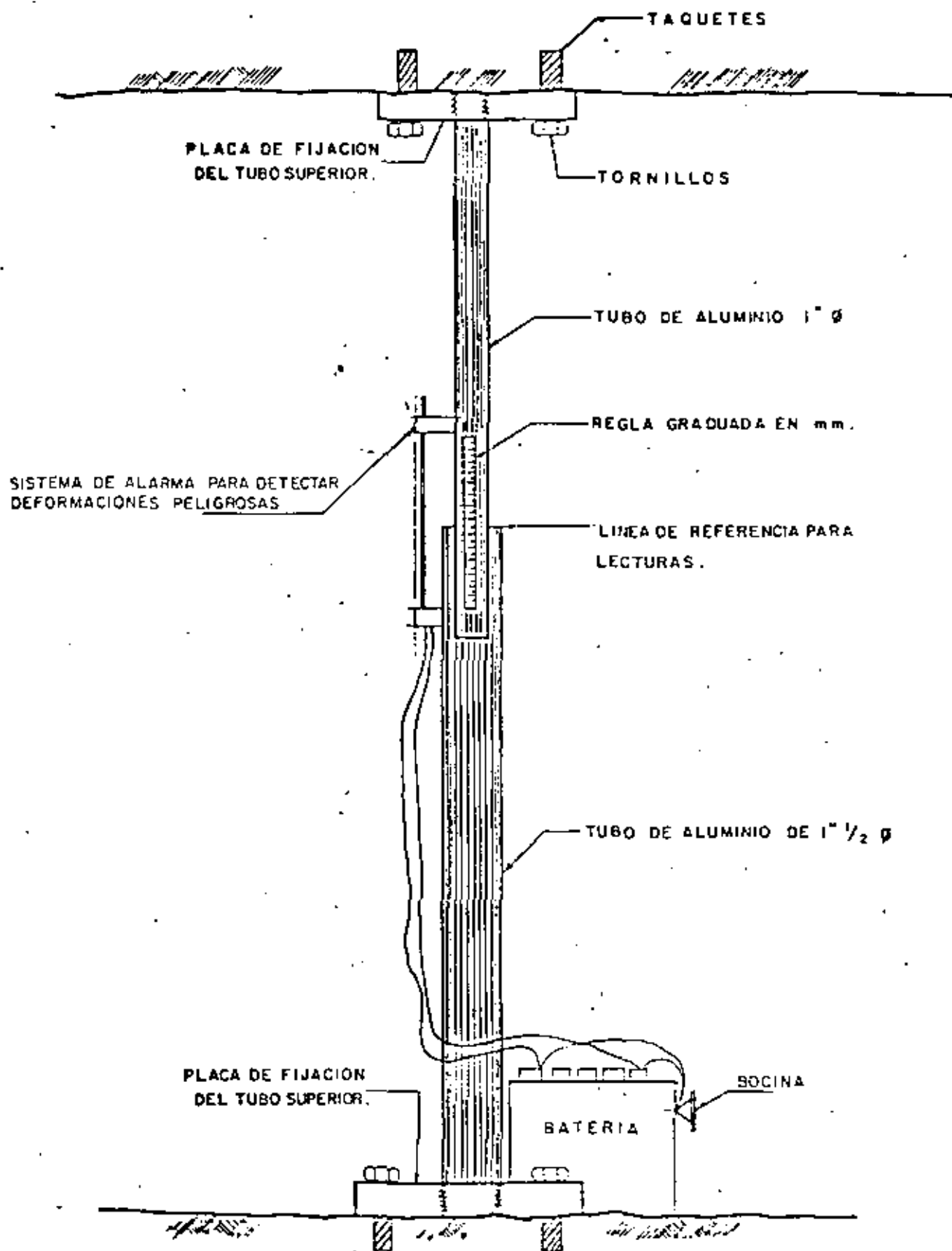
**Criterio General:**

Por cada 1 m<sup>2</sup> de pilar mineral reemplazado deberá disponerse 0.5 m<sup>2</sup> de pilar de concreto ciclópeo.

**MINA PLOMOSAS**

**PILARES DE CONCRETO CICLOPEO**





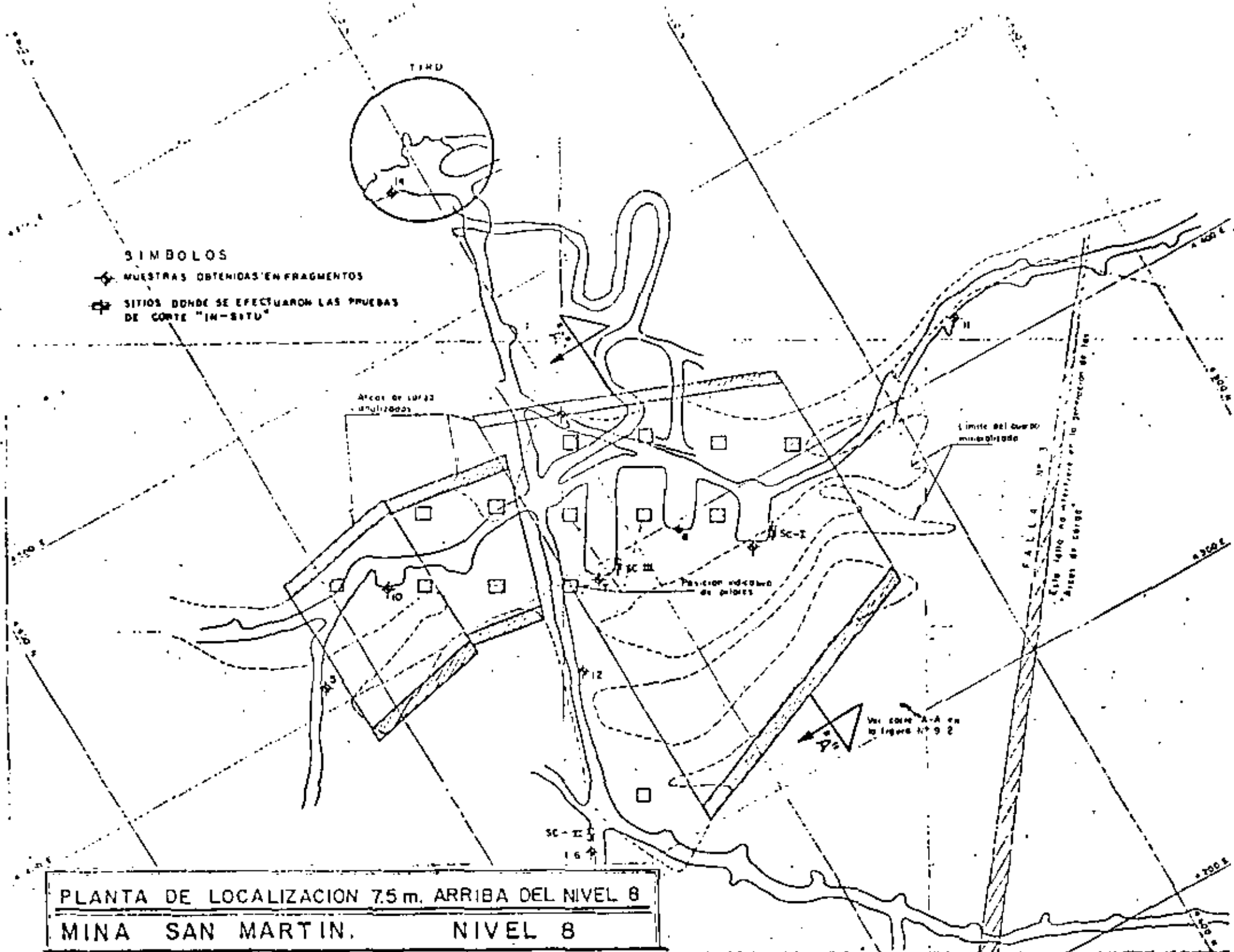
DISPOSITIVO DE MEDICION DE DEFORMACIONES  
DE PISO A TECHO

MINA PLOMOSAS

FIGURA N° 8

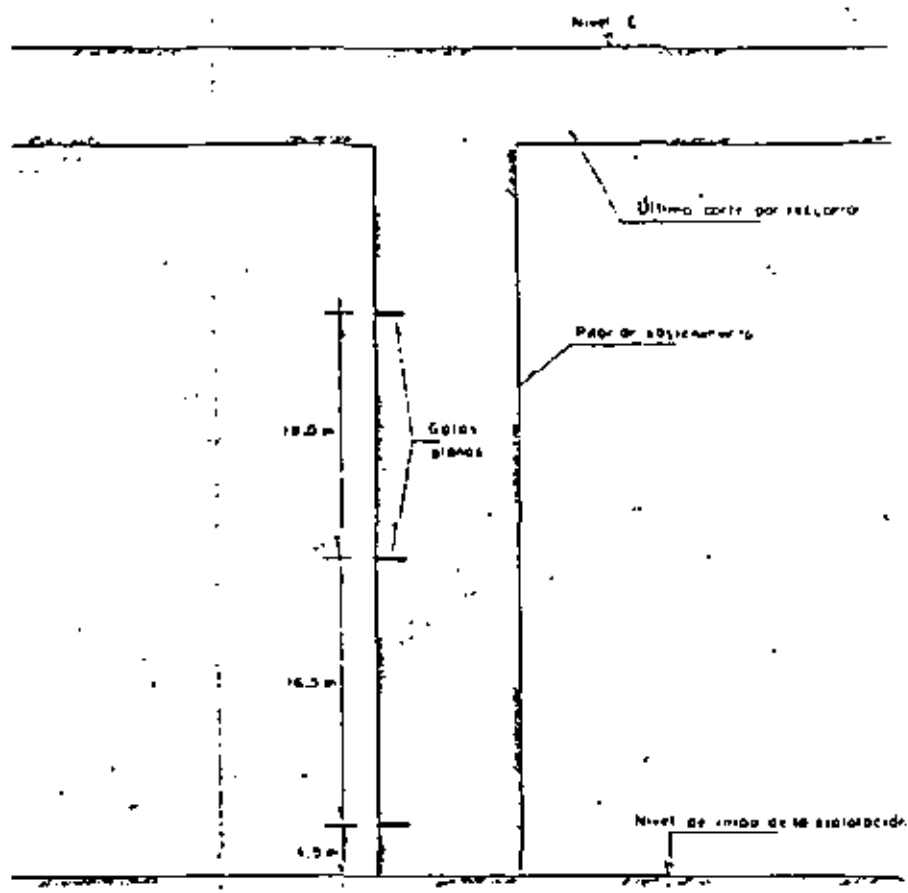
SIMBOLOS

- MUESTRAS OBTENIDAS EN FRAGMENTOS
- ⊠ SITIOS DONDE SE EFECTUARON LAS PRUEBAS DE CORTE "IN-SITU"



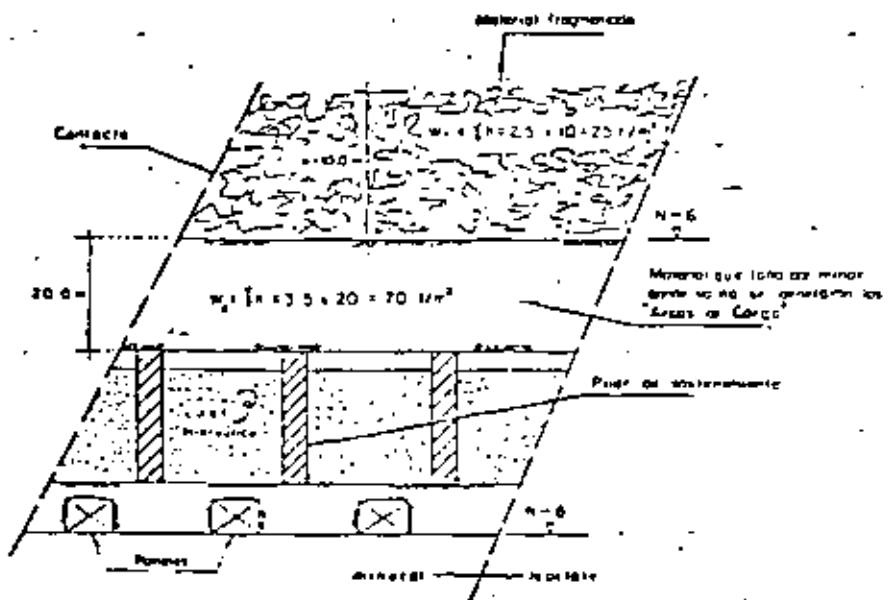
PLANTA DE LOCALIZACION 75 m. ARRIBA DEL NIVEL 8

MINA SAN MARTIN. NIVEL 8



UBICACION DE GATOS PLANOS PARA  
MEDIR ESFUERZOS EN LOS PILARES

MINA SAN MARTIN



**ELEVACION**

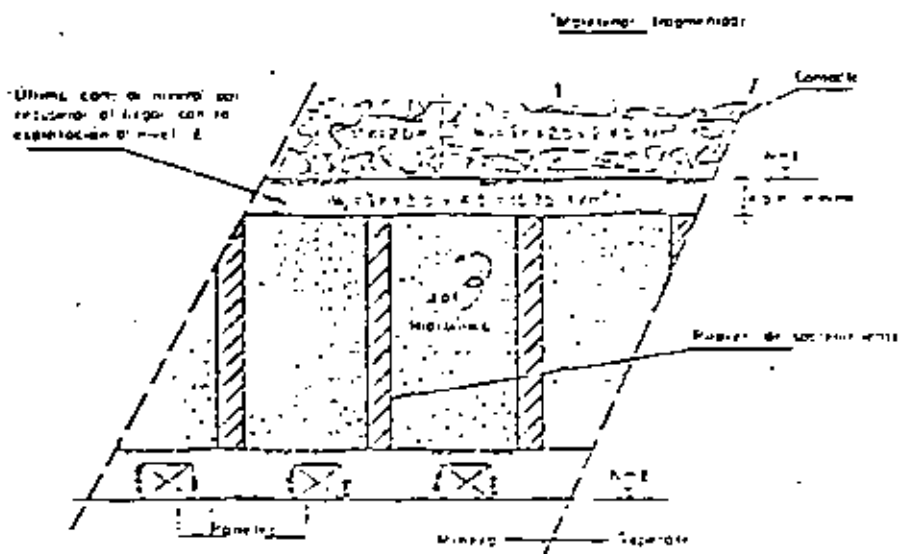
**A- CUANDO DEJAN DE FUNCIONAR LOS ARCOS DE CARGA**

**RESULTADOS DEL ANALISIS DE ESTABILIDAD**

Peso actuante en los y pilares en un área de 25 x 25 m.	$W_1 = 25 \times 25 \times 10 = 6250 \text{ Ton}$	59.375 Ton.
Momento actuante en la losa.	$M_1 = 6250 \times 10 = 62500 \text{ Ton-m}$	46.258 Ton-m.
Resistencia a la compresión de la roca.		2.410 Ton/m².
Resistencia a la flexión de la roca.	$R_c = 110 \text{ Ton/m}^2$	140 Ton/m².
Deflexión de flexión actuante.	$f_a = 1.1 \text{ m}$	14 Ton/m².
Coficiente de seguridad a la flexión.	$f_s = 1.1 \text{ m}$	1.5

Nota: Se consideró que sobre el nivel se tendrá una altura de 10.0 m de mineral fragmentado sobre el nivel s.

**MINA SAN MARTIN**



**ELEVACION**

**E-ESPESOR DEL ULTIMO CORTE POR RECUPERAR**

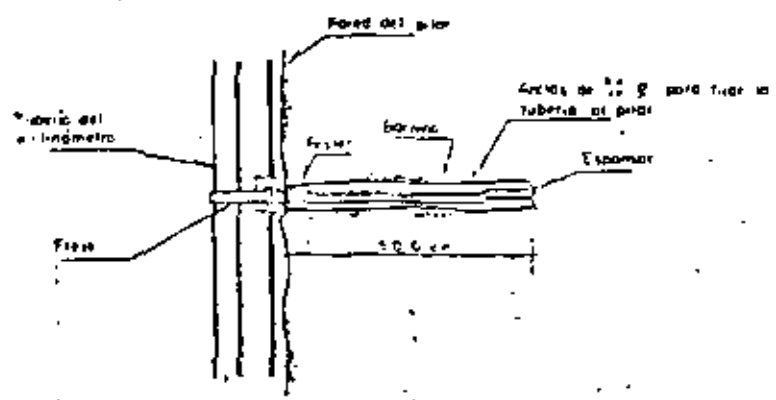
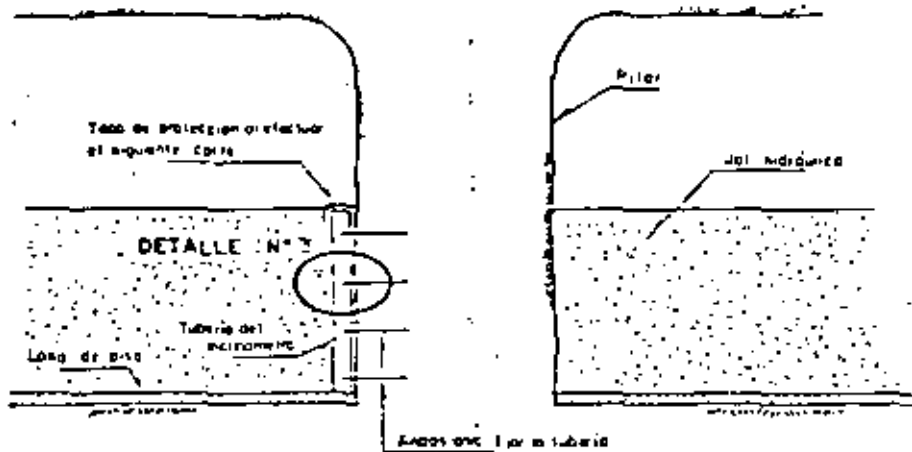
**RESULTADOS DEL ANALISIS DE ESTABILIDAD**

Peso actuante en losa y pilotes en un área de 25 x 25 E.	$4W_1 + W_2) A_1$	22.987 Ton.
Momento actuante en la losa.	M	10.067 Ton-m.
Resistencia a la compresión de la roca.	$\sigma_{cu}$	4.430 Ton/m <sup>2</sup>
Resistencia a la flexión de la losa.	$\sigma_1$	360 Ton/m <sup>2</sup>
Espeor mínimo de la losa.	$e_{min}$	4.5 m

**NOTA:** Se considera que sólo se tendrá una altura de 3.0 m de material fragmentado arriba del Nivel 2.

**M I N A   S A N   M A R T I N**

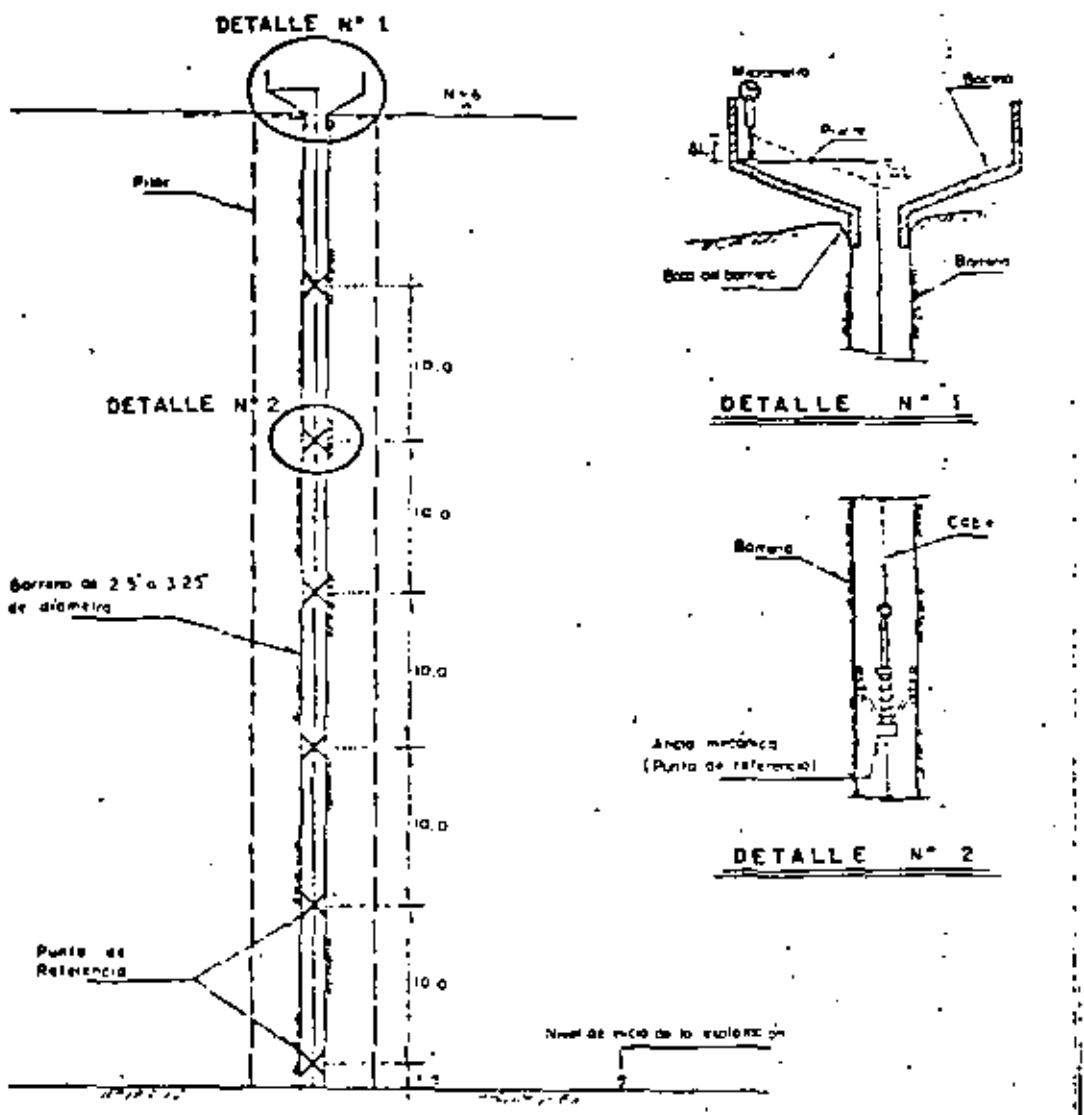
64



DETALLE N° 3.— Fijación de tubería.

INCLINOMETRO PARA MEDIR DEFORMACIONES HORIZONTALES

MINA SAN MARTIN

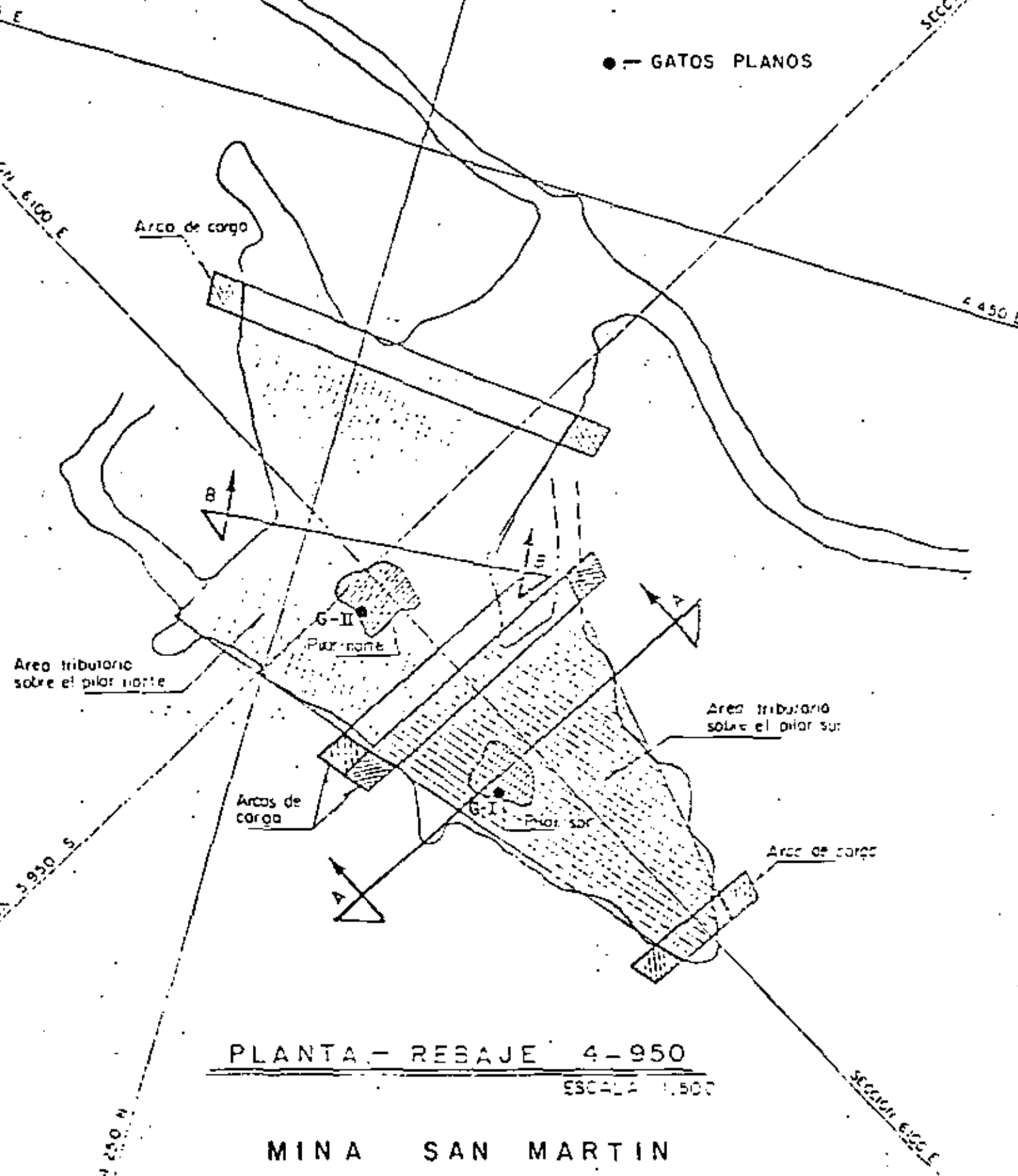


EXTENSOMETROS PARA MEDIR DEFORMACIONES VERTICALES

MINA SAN MARTIN

SECCION 392

● - GATOS PLANOS



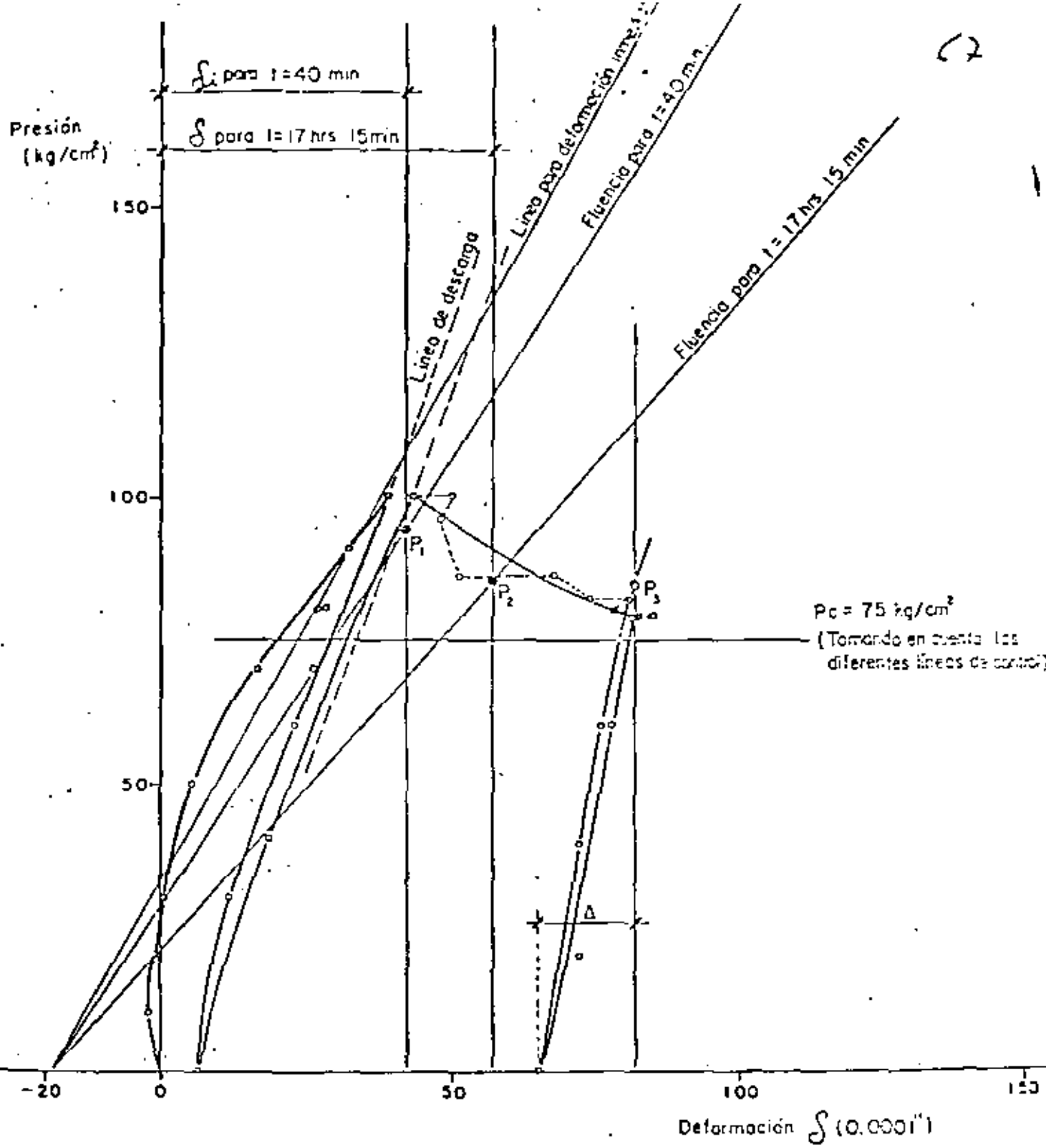
PLANTA - REBAJE 4-950

ESCALA 1:500

MINA SAN MARTIN

FIGURA Nº 15

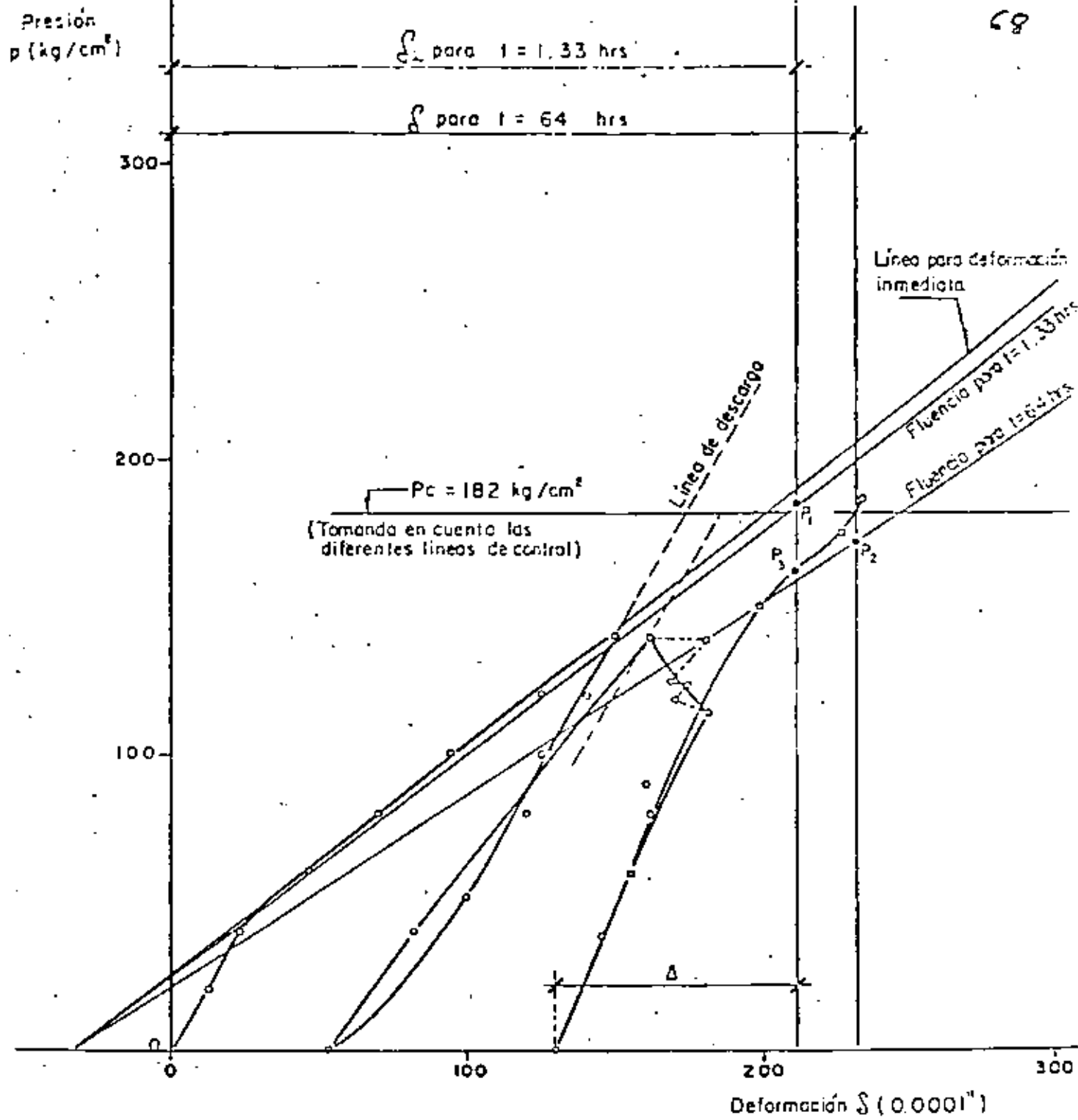




GATO G-I  
LINEA 3-4'

MINA SAN MARTIN  
PILAR SUR  
REBAJE 4-950

NOTA: - Ver simbología en figura N° 5



GATO G-II

LINEA I-2

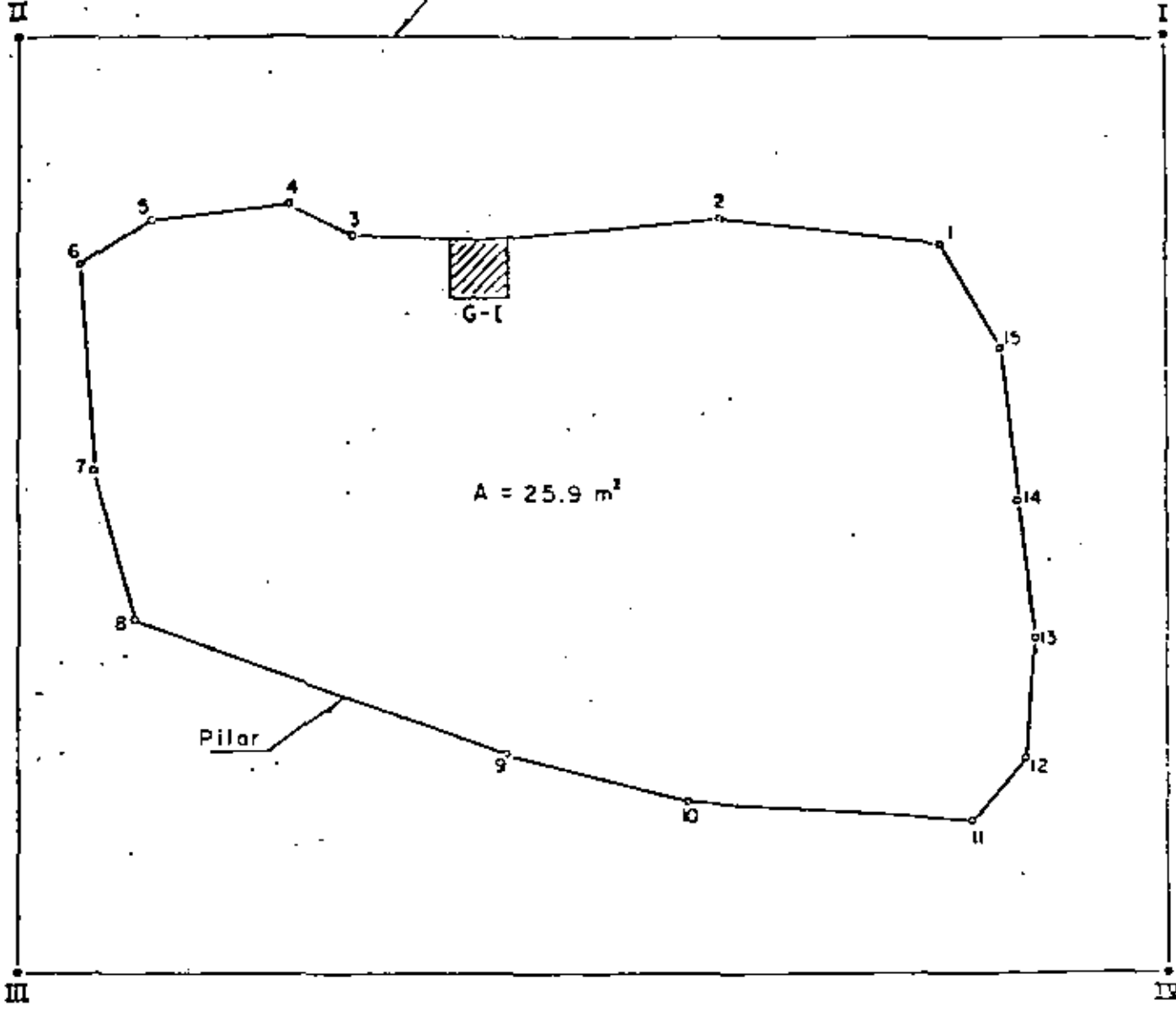
MINA SAN MARTIN  
PILAR NORTE  
REBAJE 4-950

NOTA:— Ver simbología en fig. 5

R N 4° 00' W  
4° 00' (CON ESQUEMA)

N

Poligonal de referencia

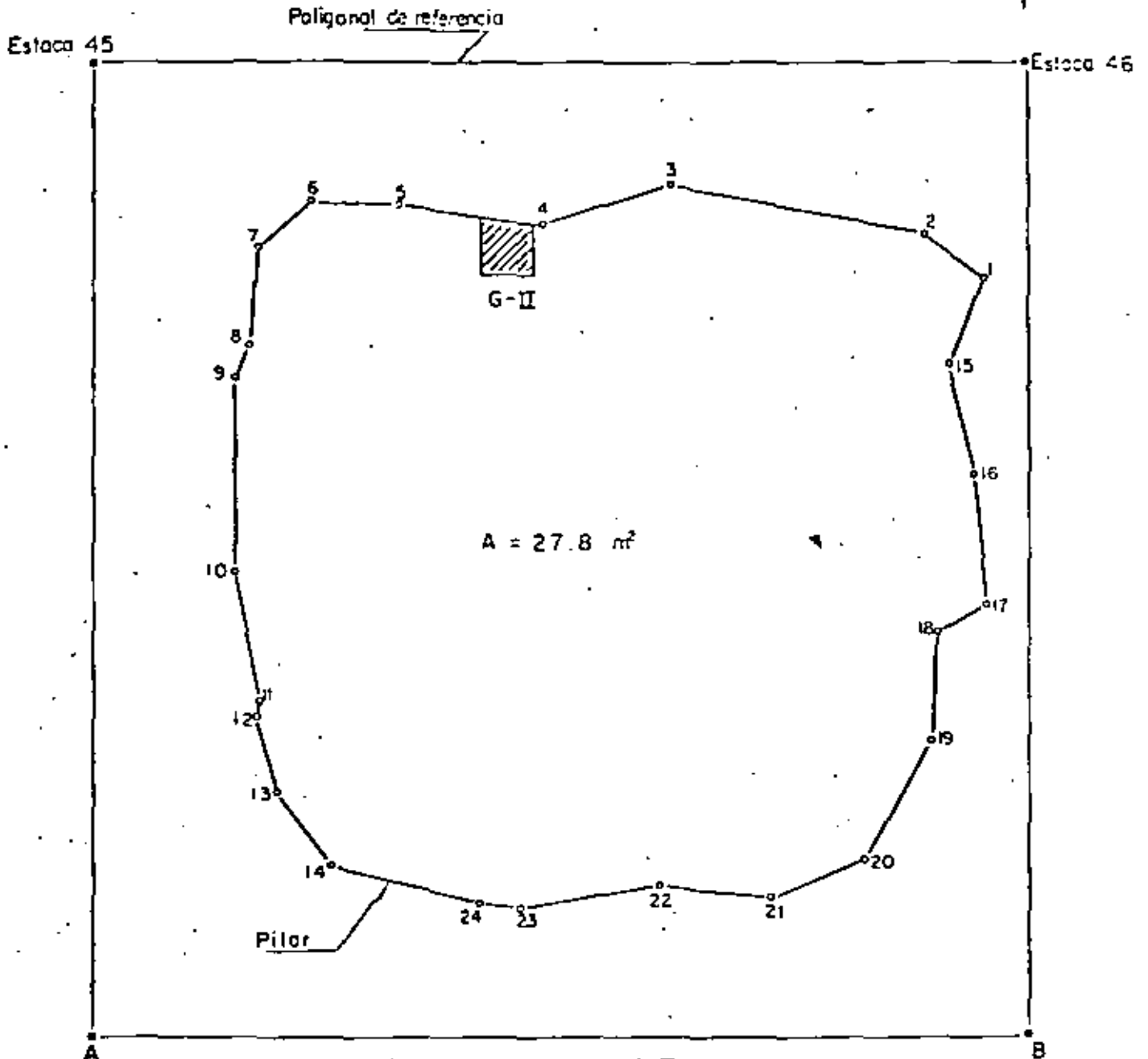
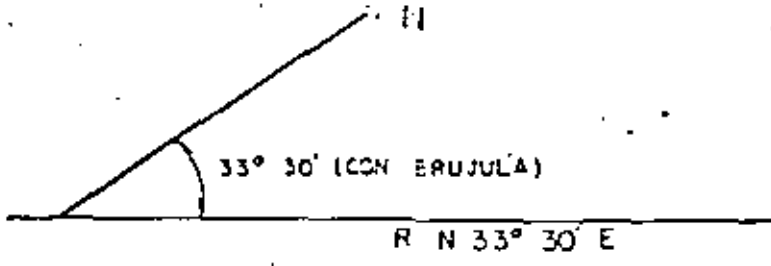


### PILAR SUR

LEVANTAMIENTO A LA ALTURA DEL GATO PLANO G-I (1.30 m)

MINA SAN MARTIN

REBAJE 4-950



PILAR NORTE  
LEVANTAMIENTO A LA ALTURA DEL GATO PLANO G-II (1.30 m)

MIN A SAN MARTIN  
REBAJE 4-950

TABLA I

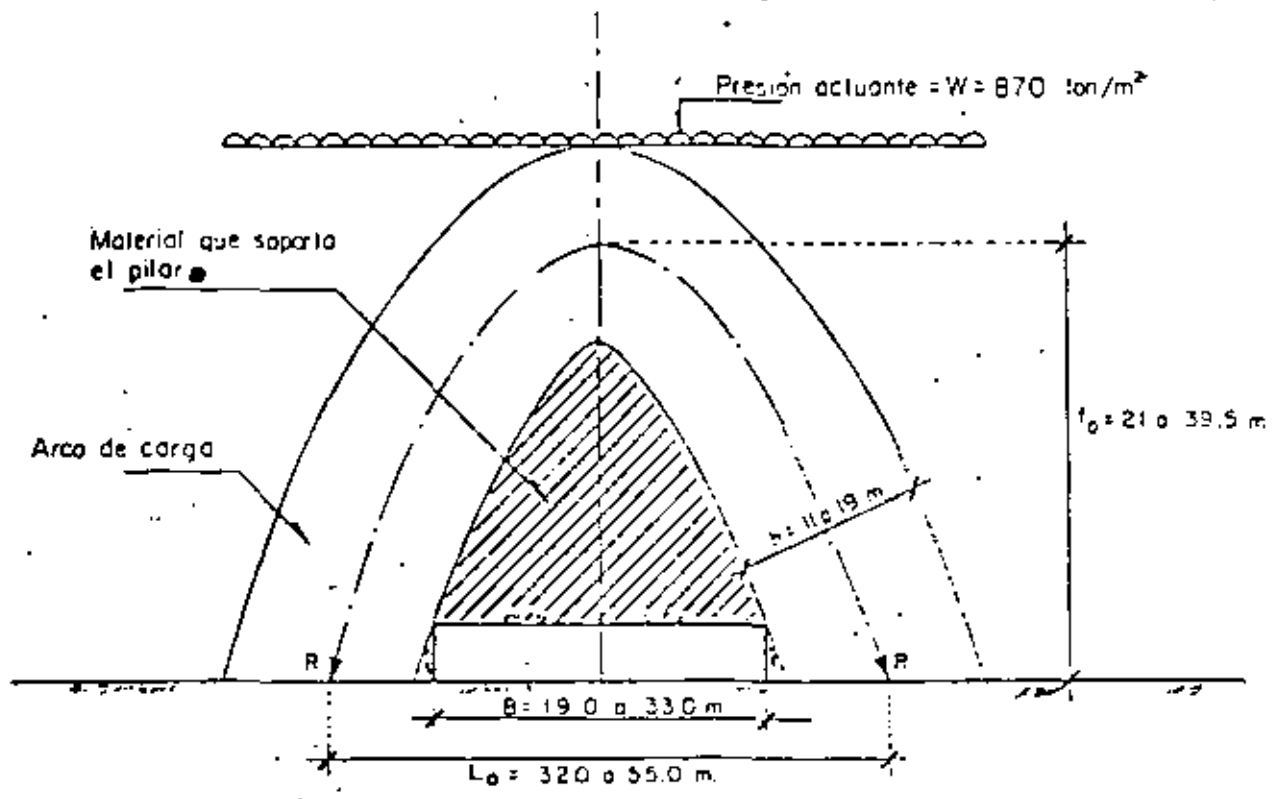
RESULTADOS OBTENIDOS EN LAS MEDICIONES DE PRESION CON GATOS PLANOS  
EN LOS PILARES DEL REBAJE 4-950

GATO PLANO N°.	PILAR	PRESION FINAL EN LA PRUEBA* KG/CM <sup>2</sup>	PRESION REAL ACTUANTE KG/CM <sup>2</sup>	AREA M <sup>2</sup>	CARGA TOTAL TON.
G-I	SUR	83	75	25.9	19 400
G-II	NORTE	172	182	27.8	50 600

TABLA

COMPARACION DE FUERZAS MEDIDAS Y CALCULADAS SOBRE LOS  
PILARES DEL REBAJE 4-950

PILAR	FUERZA MEDIDA (TABLA N°1) (TON.)	FUERZA ACTUANTE CALCULADA (TON.)	DIFERENCIA (TON.)	( % )
NORTE	50 600	55 927	5 327	10
SUR	19 400	18 629	771	4



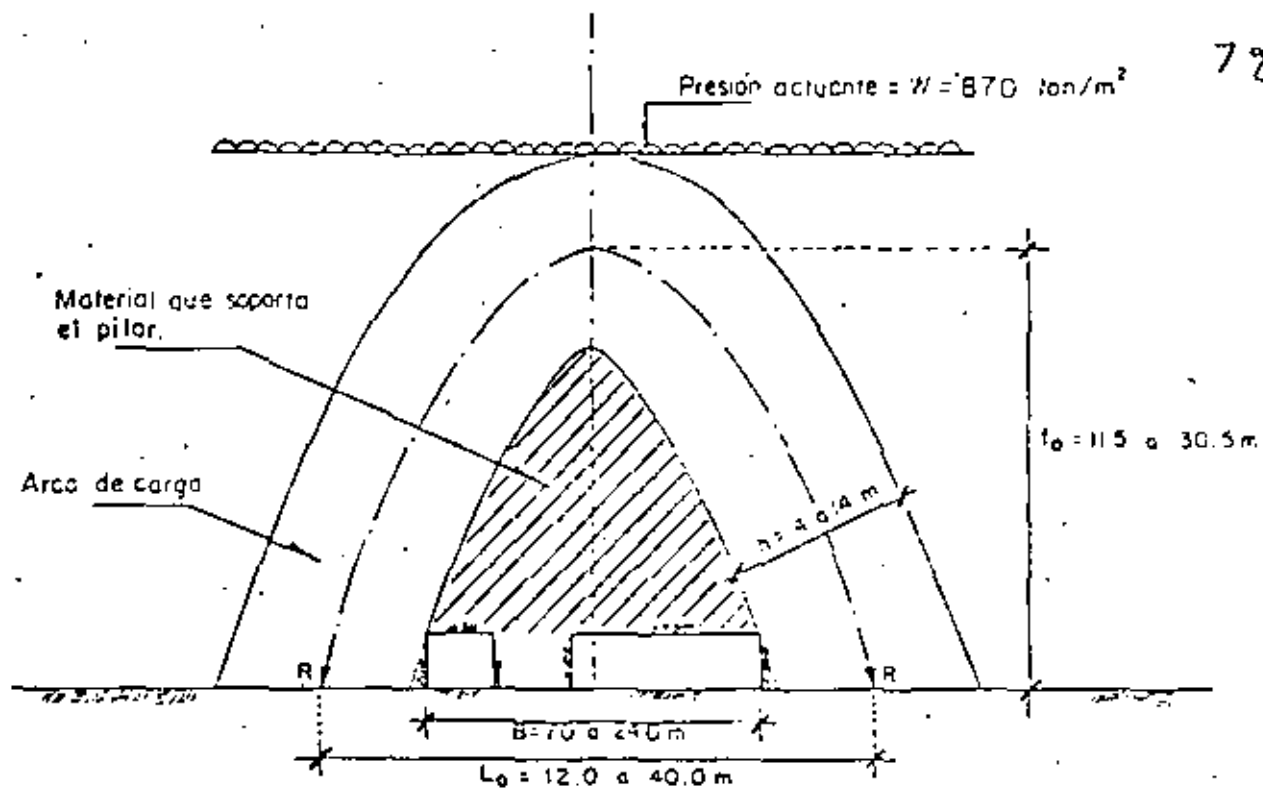
SECCION TRANSVERSAL B-B. — PILAR NORTE

ESCALA 1:500

RESULTADOS OBTENIDOS DEL ANALISIS DE ESTABILIDAD

Resultante de fuerzas:	$R$ (Ton/m)	14396 — 25333	Ton/m.
Espesor máximo:	$h$ (m)	11 — 19.0	m.
Esfuerzo medio:	$\sigma_c$ (Ton/m <sup>2</sup> )	1354 — 1333	Ton/m <sup>2</sup> .
Resistencia de la roca:	$\sigma_u$ (Ton/m <sup>2</sup> )	2410	Ton/m <sup>2</sup> .
F.S. en el arco de carga:	$\frac{\sigma_u}{\sigma_c}$	1.80	

MINA SAN MARTIN  
REBAJE 4-950



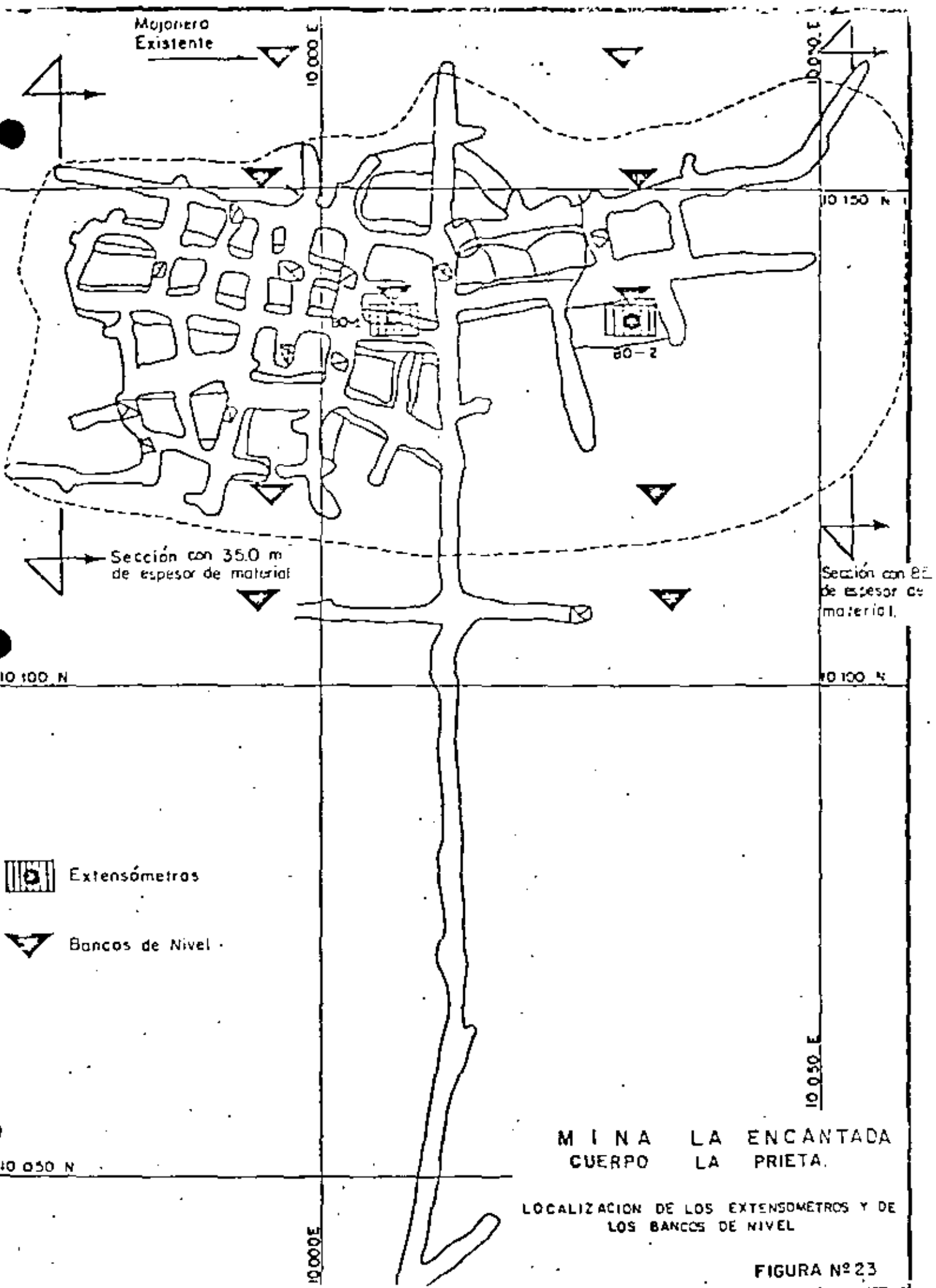
SECCION TRANSVERSAL A-A.- PILAR SUR

ESCALA 1:500

RESULTADOS OBTENIDOS DEL ANALISIS DE ESTABILIDAD

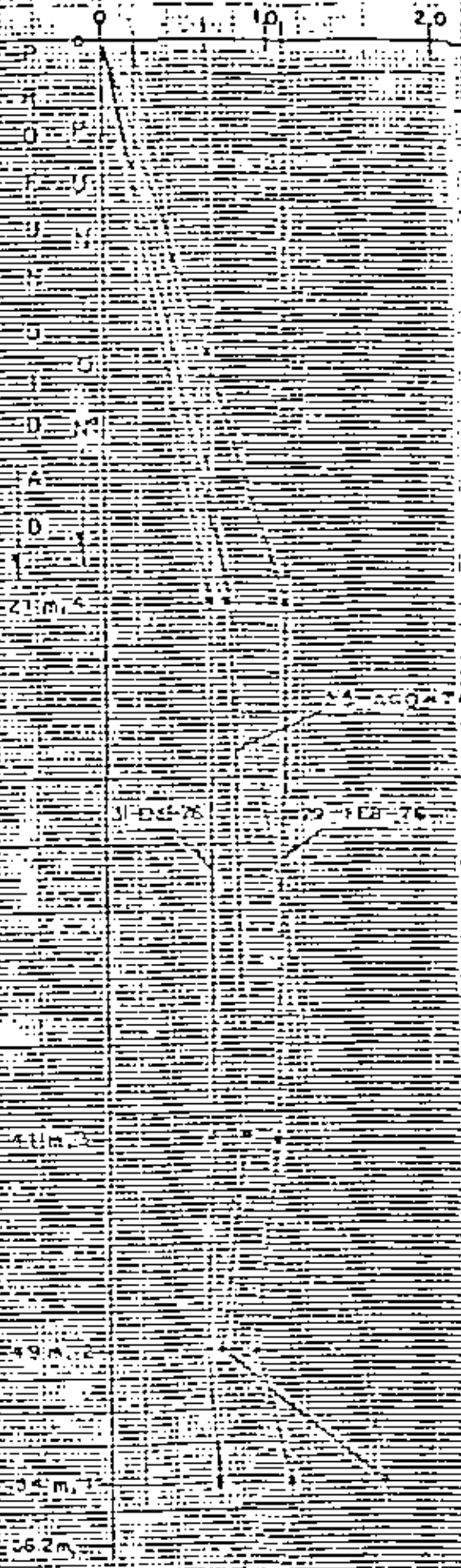
Resultante de fuerzas:	$R$ (Ton/m)	5218 — 16975	Ton
Espesor máximo:	$h$ (m)	4 — 14.0	m
Esfuerzo medio:	$\sigma_c$ (Ton/m <sup>2</sup> )	1305 — 1323	Ton/m <sup>2</sup>
Resistencia de la roca:	$\sigma_u$ (Ton/m <sup>2</sup> )	2410	Ton/m <sup>2</sup>
F.S. en el arco de carga:	$\frac{\sigma_u}{\sigma_c}$	1.85 — 2.0	

M I N A S A N M A R T I N  
REBAJE 4-950



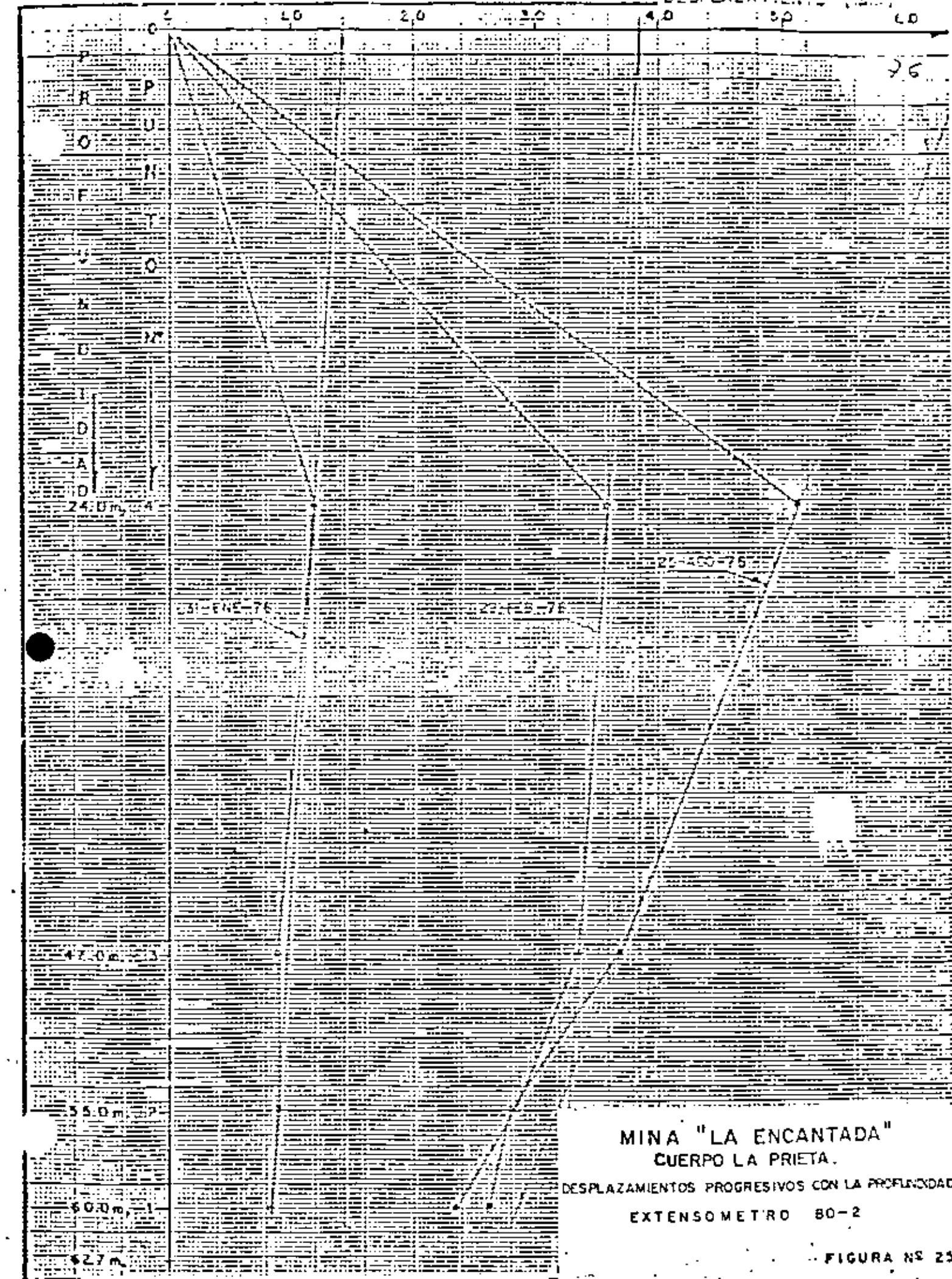


DESPLAZAMIENTOS (mm) 25 60



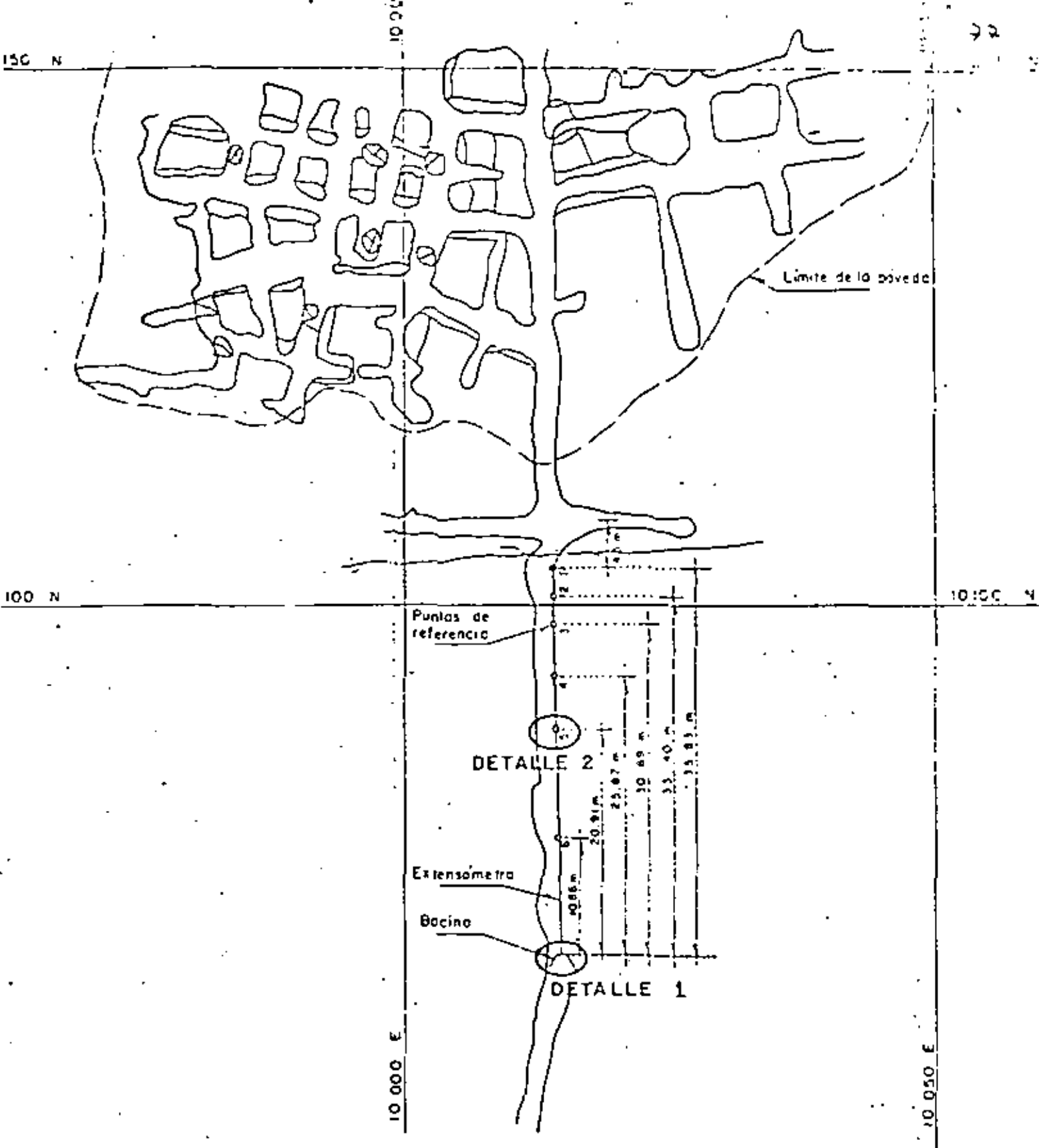
MINA "LA ENCANTADA"  
CUERPO LA PRIETA

DESPLAZAMIENTOS PROGRESIVOS CON LA PROFUNDIDAD  
EXTENSOMETRO 80-1



**MINA "LA ENCANTADA"**  
**CUERPO LA PRIETA.**

DESPLAZAMIENTOS PROGRESIVOS CON LA PROFUNDIDAD  
 EXTENSOMETRO 80-2

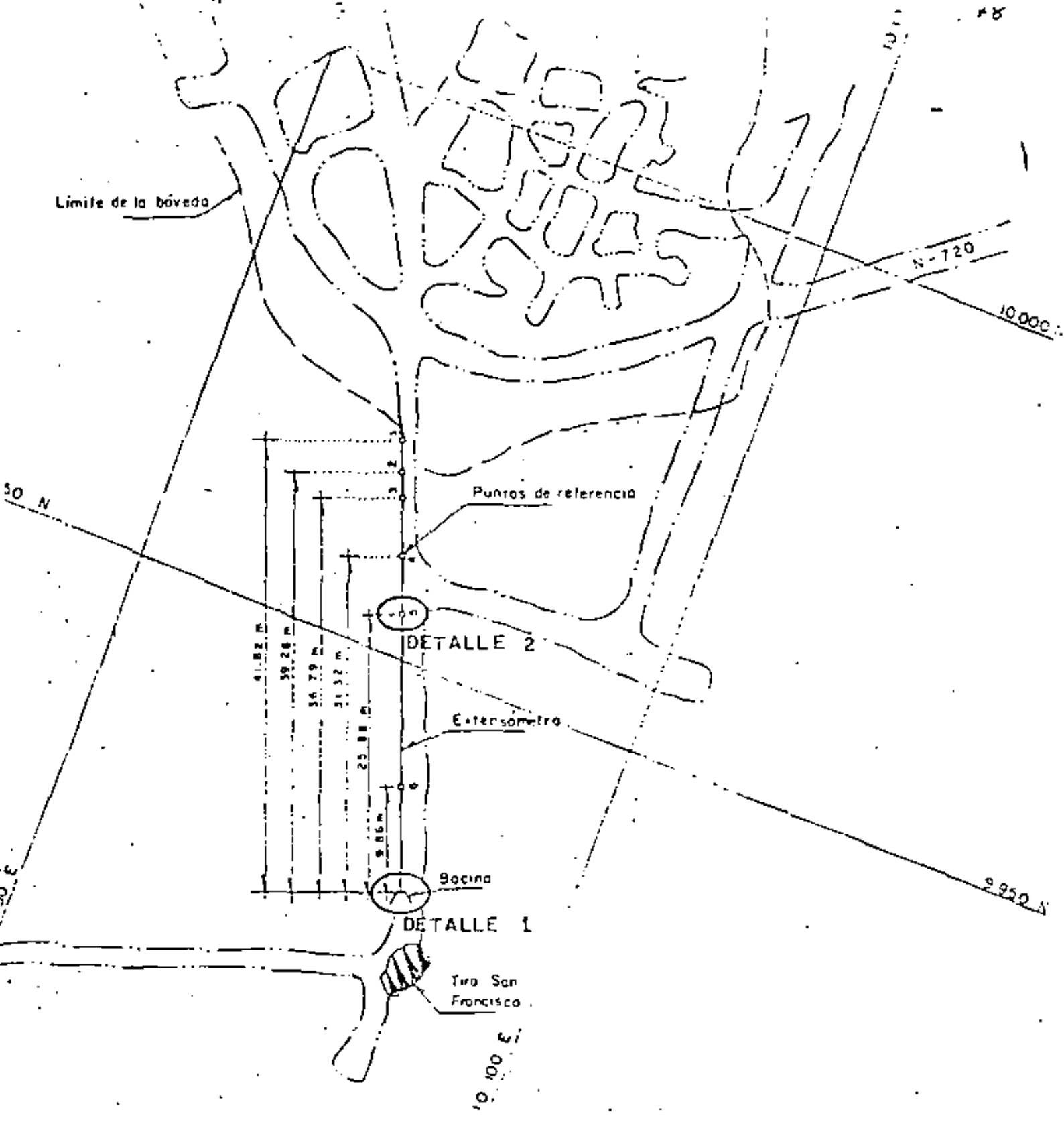


LOCALIZACION DEL EXTENSOMETRO N-750

P L A N T A

MINA "LA ENCANTADA"

FIGURA Nº 26

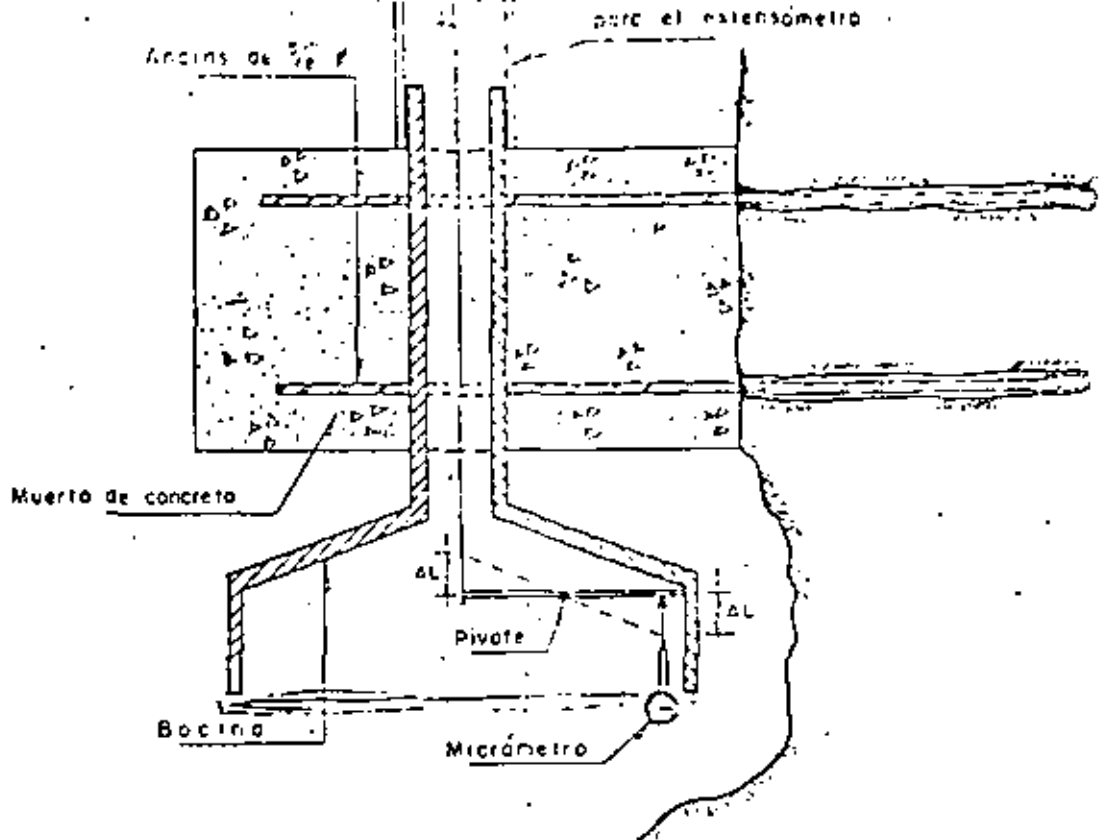


LOCALIZACION DEL EXTENSOMETRO N-720

P L A N T A

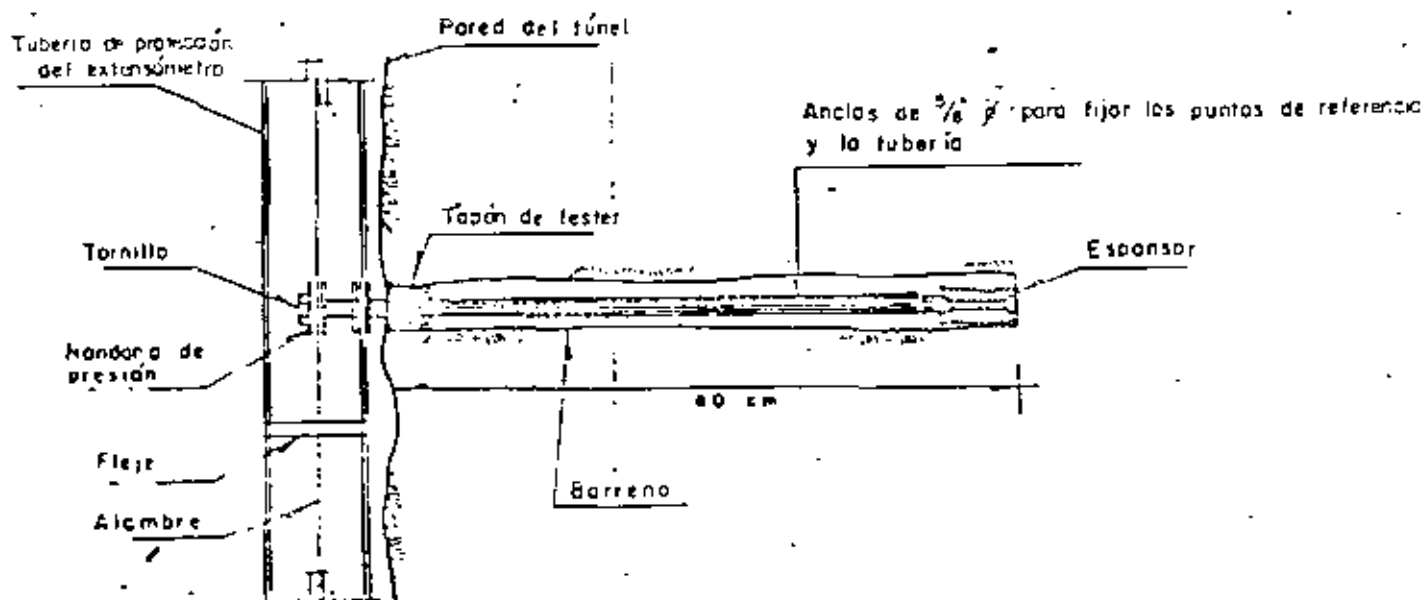
MINA "LA ENCANTADA"

FIGURA Nº 27



BOCINA DE LOS MICROMETROS

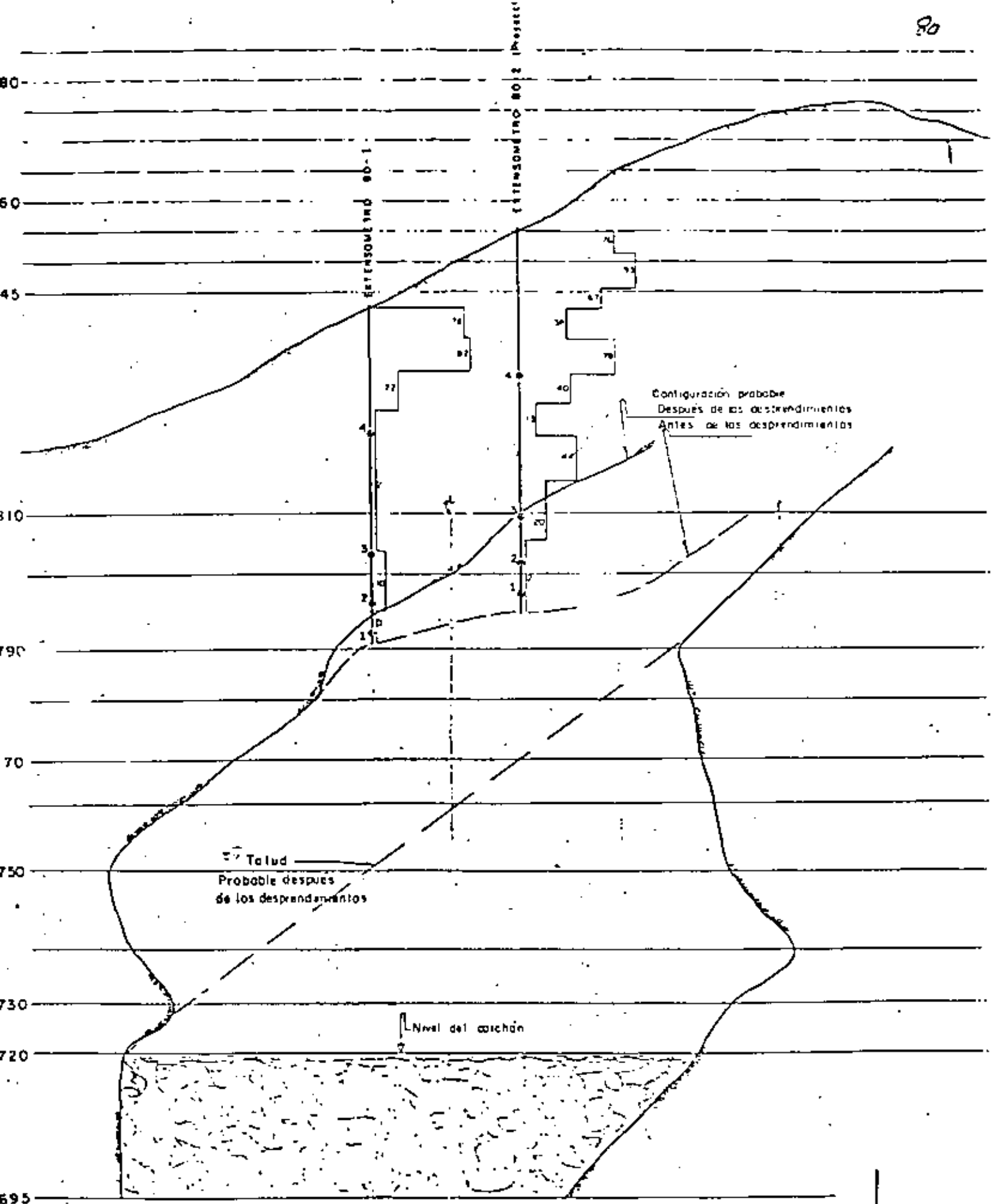
DETALLE N° 1



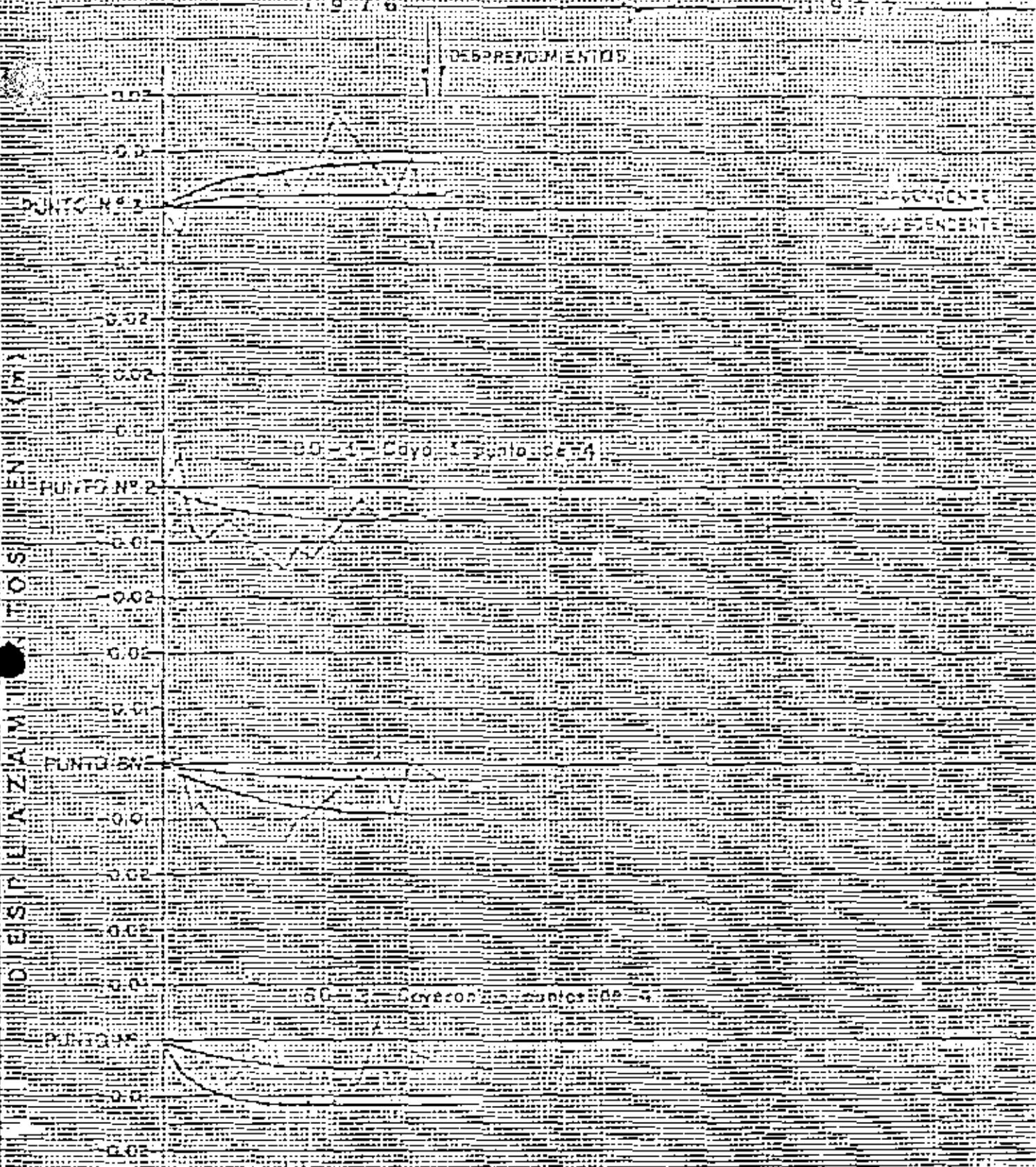
PUNTOS DE REFERENCIA

DETALLE N° 2

MINA "LA ENCANTADA"



MINA "LA ENCANTADA"  
 CORTE LONGITUDINAL  
 CUERPO "LA PRIETA"



MINA "LA ENCANTADA"  
CUERPO "LA PRIETA"

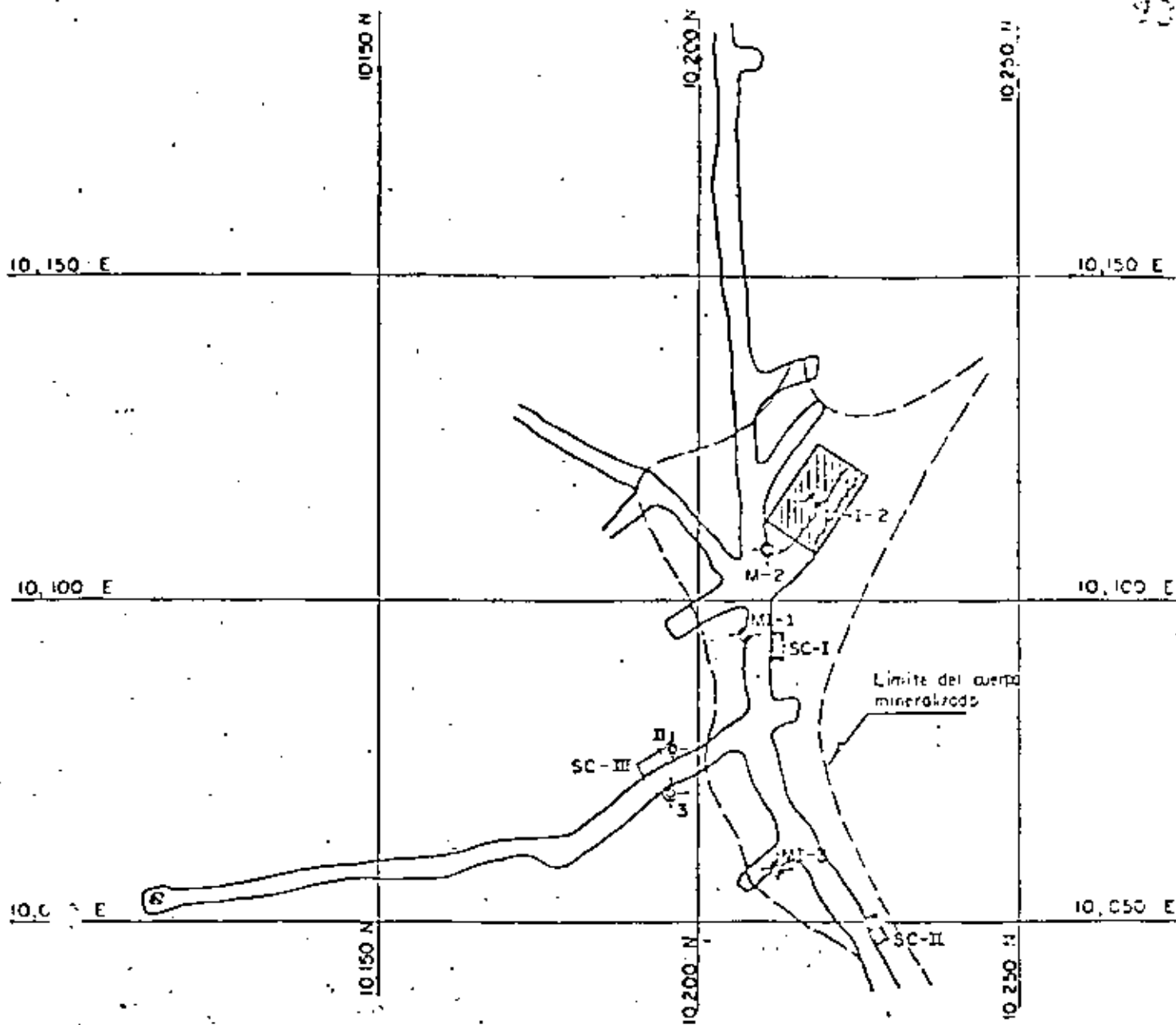
NIVELACIONES SUPERFICIALES

COMPARACION DE LAS PRESIONES MEDIDAS CON GATOS PLANOS CON LOS ESFUERZOS CALCULADOS, CONSIDERANDO LA GENERACION DE LOS ANCOS DE TRABAJO MENUDO

GATO	LOCALIZACION	POSICION	PRESION MEDIDA (K/C <sup>2</sup> )	ANGULO DE INCLINACION DEL ARCO DE CARGA CON RESPECTO A LA POSICION DEL GATO PLANO	PRESION MEDIDA CONSIDERANDO EL ANGULO DE INCLINACION DEL ARCO DE CARGA CON RESPECTO A LA POSICION DEL GATO PLANO (K/C <sup>2</sup> )	PRESION CALCULADA CONSIDERANDO LA GENERACION DEL ARCO DE CARGA DE TRABAJO MENUDO. (K/C <sup>2</sup> )	DIFERENCIA (K)
I	Nivel 800	Horizontal	9.3	54.5°	11.4	11.1	2.6
II	Nivel 750	Horizontal	18.3	71°	19.9	20.3	2.0

M I N A    L A    E N C A N T A D A  
C U E R P O   L A   P R I E T A










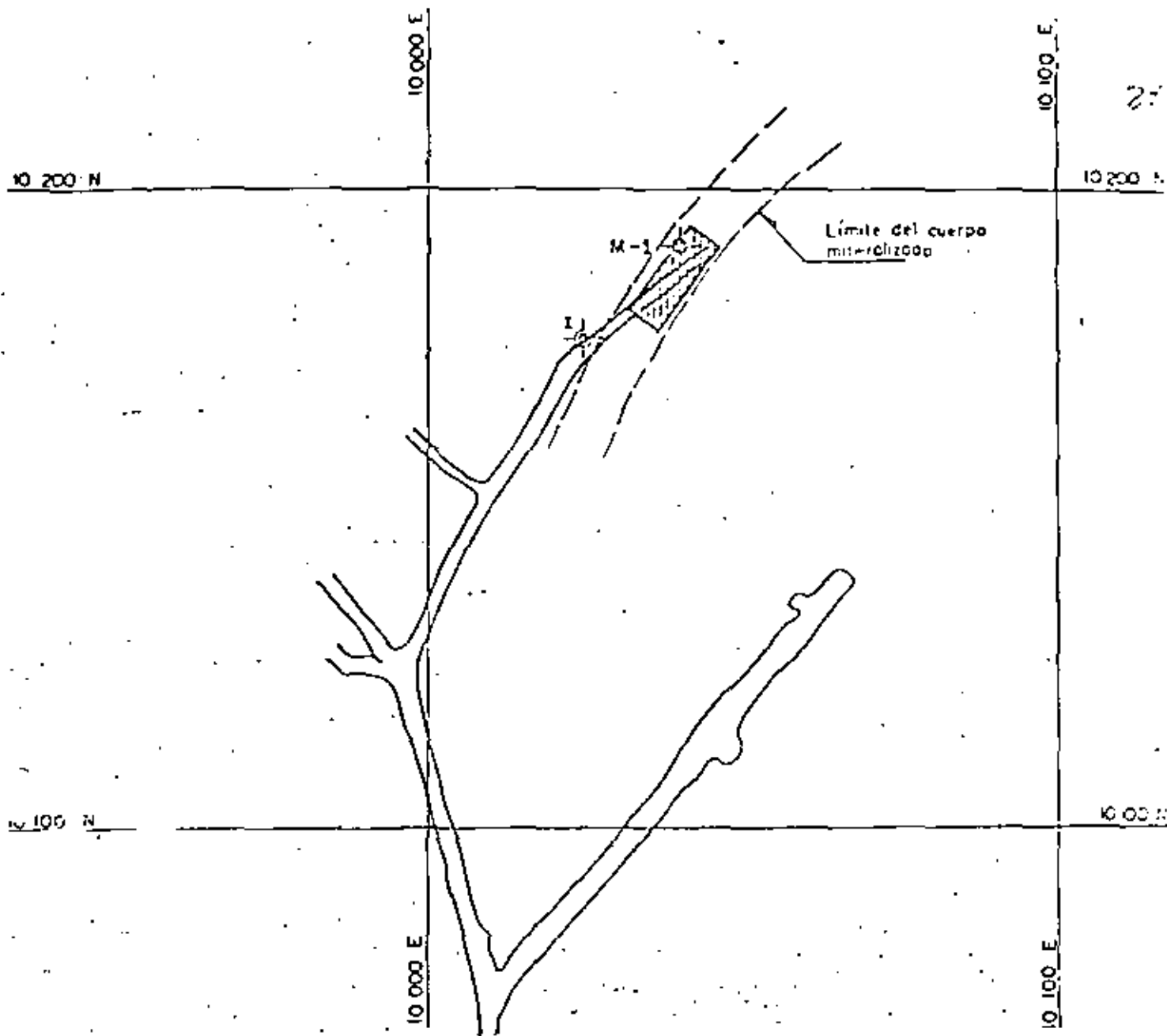
**PLANTA.- NIVEL 660**

ESCALA 1:1000

**MINA "LA ENCANTADA"**  
**CUERPO 660**

**SIMBOLOGIA**

-  Fragmentos de roca colectados
-  Muestra intacta
-  Sitio de la prueba de corte "in situ"
-  Rebaje piloto de 6.8 m x 13.7 m
-  Muestra alterada



PLANTA - NIVEL 635

ESCALA 1:1000

SIMBOLOGIA



Muestra alterada

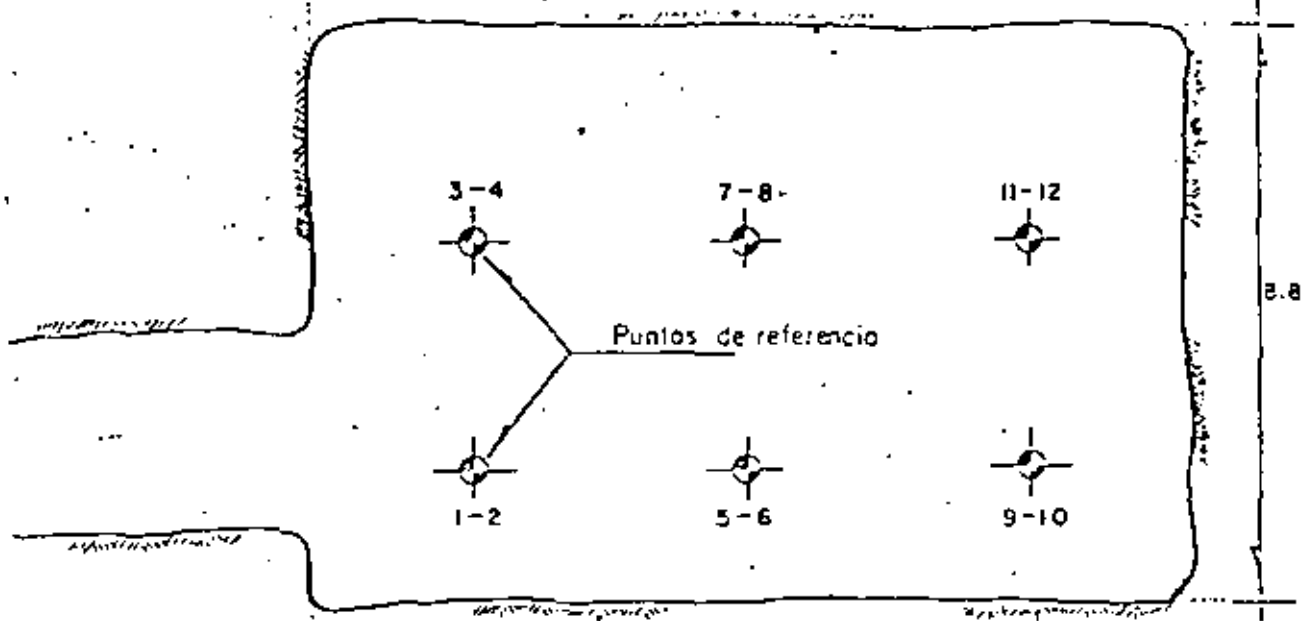


Reboje piloto de 6.0m x 15.0m



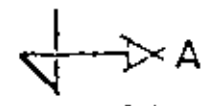
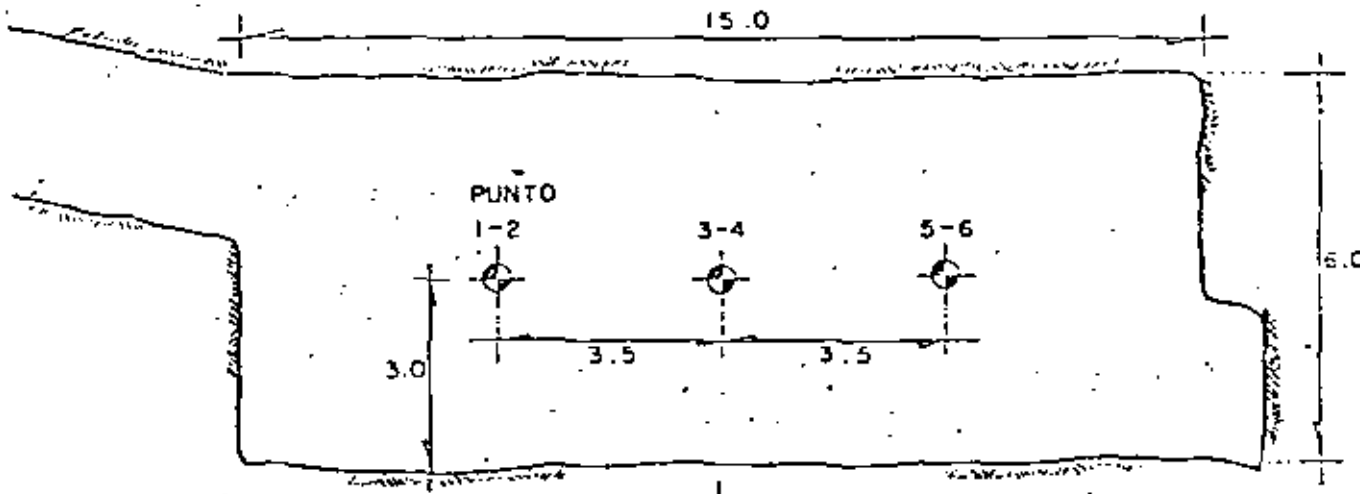
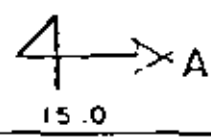
Fragmentos de roca coleccionados

M I N A " L A E N C A N T A D A "  
C U E R P O 6 6 0



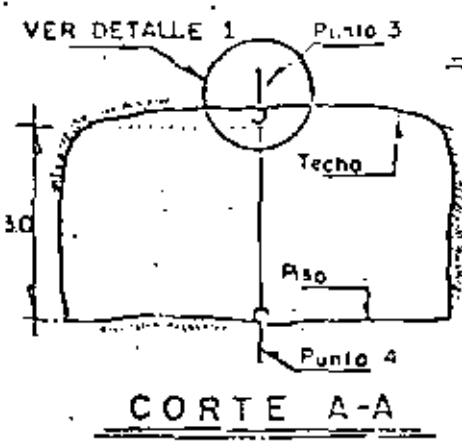
### REBAJE PILOTO.-NIVEL 660

ESCALA 1:125



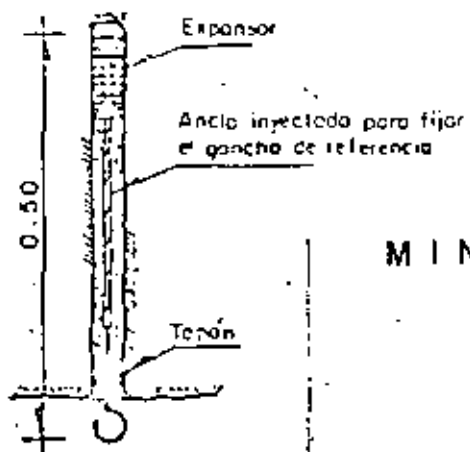
### REBAJE PILOTO.-NIVEL 635

ESCALA 1:125



### CORTE A-A

Escala 1:25

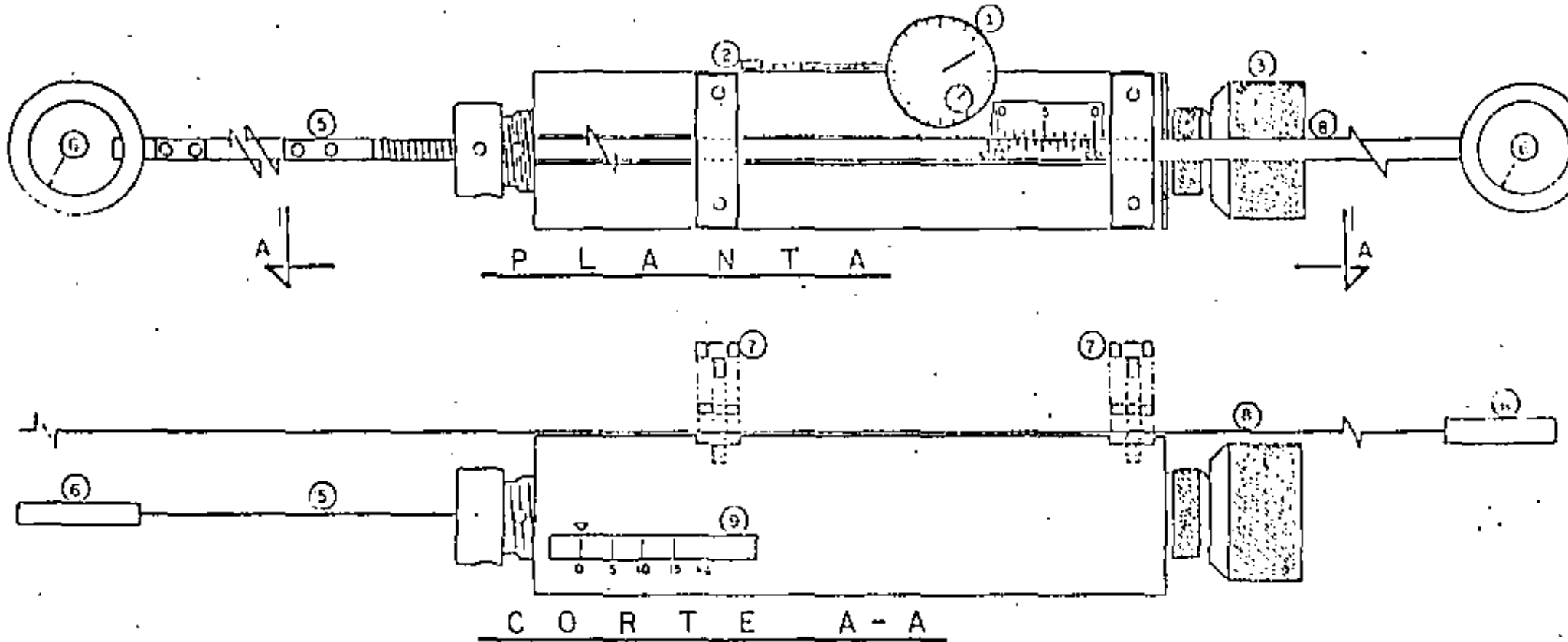


### DETALLE Nº1

MINA "LA ENCANTADA"  
CUERPO 660

NOTA: Aplicaciones en metros

# INVAR-TAPE DISTANCE - METER GS - EC



- ① DIAL GAUGE
- ② DIAL GAUGE ACTIVATING SUPPORT
- ③ SCREW TO APPLY TENSION
- ④ VERNIER SCALE TO FIX TAPE
- ⑤ INVAR TAPE OF CONSTANT LENGTH
- ⑥ RING TO BE FIXED TO BEARING POINT
- ⑦ SCREWS AND PLATES TO FIX TAPE
- ⑧ INVAR TAPE WITH LEG UP TO 50 M
- ⑨ SCALE FOR TENSION MEASUREMENT

81

TABLA N° V

PROPIEDADES DE RESISTENCIA DE LA MASA ROCOSA QUE SE  
USARON EN EL ANALISIS DE ESTABILIDAD DE LAS EXCAVACIONES

Material	Uso	Resistencia a compresión no confinada, deducida de la prueba in-situ	Observaciones
		kg/cm <sup>2</sup>	
Roca con mineral.	Para analizar el mecanismo de soporte de las excavaciones (Arcos de Carga), - en el cuerpo mineralizado.	15.3	Valor promedio de las pruebas SC-I y SC-II, "in-situ".
Caliza estéril	Para analizar el "Arco de Carga" general, generado en la caliza estéril al explotarse el cuerpo mineralizado.	38.0	Valor obtenido en la prueba SC-III, "in-situ".

M I N A " L A E N C A N T A D A "  
C U E R P O 6 6 0

NOVIEMBRE 1976

D I C I E M B R E

1976

ENERO 1977

20 22 24 26 28 30 2 4 6 8 10 12 14 16 18 20 22 24 26 28 30 1 3

FECHA

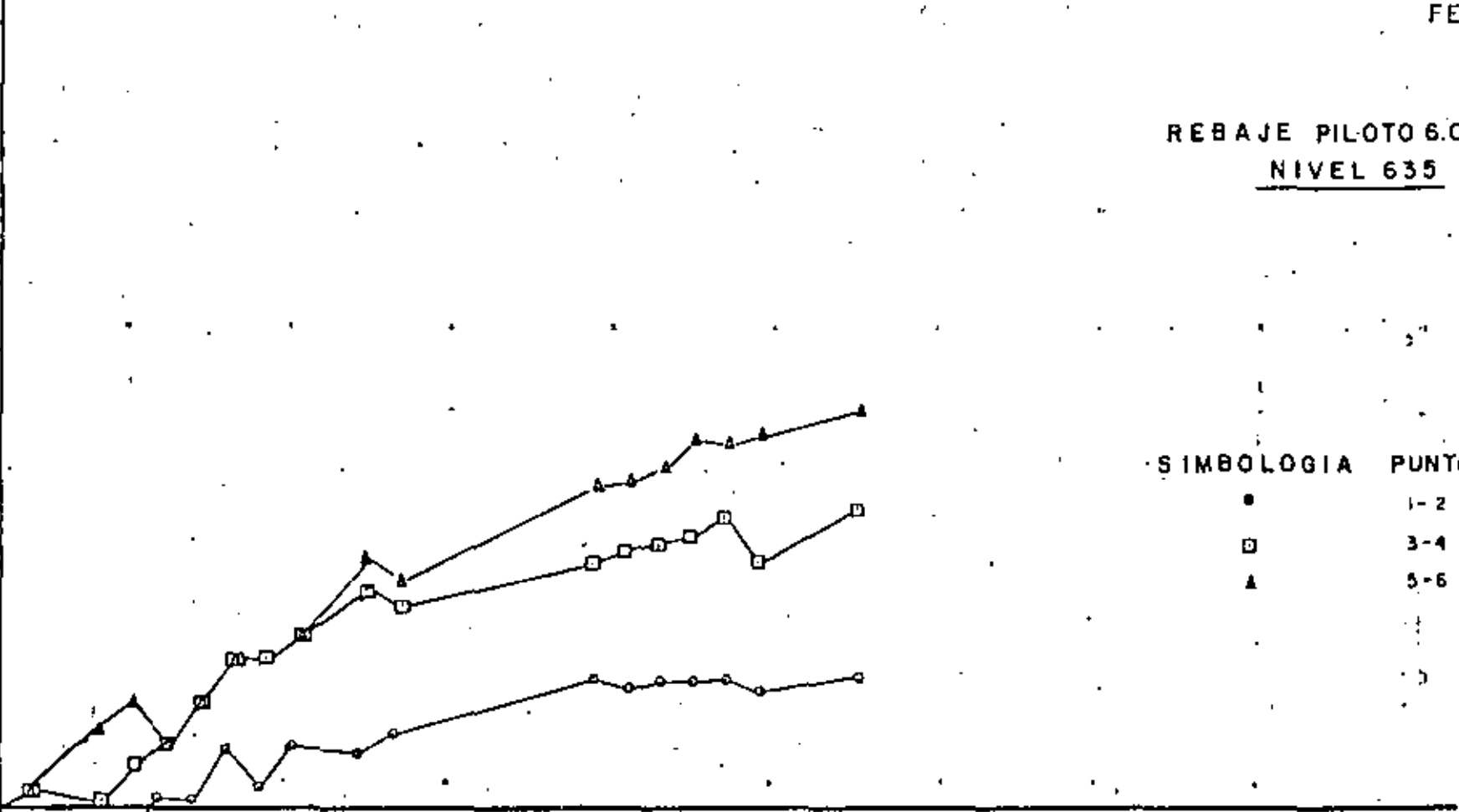
ALARGAMIENTOS (+) EN (0.001")

REBAJE PILOTO 6.0x15m  
NIVEL 635

SIMBOLOGIA	PUNTO
●	1-2
□	3-4
▲	5-6

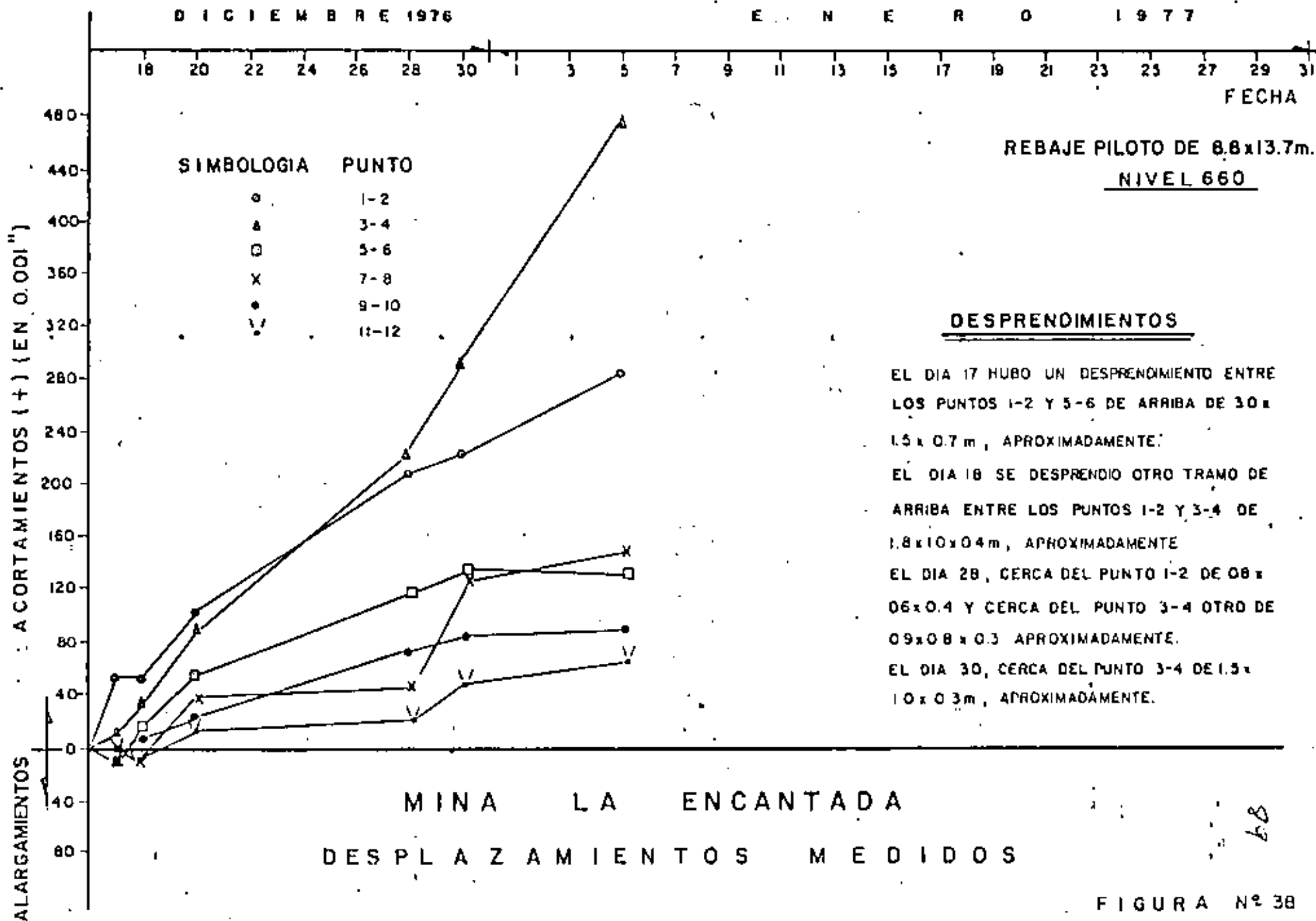
MINA LA ENCANTADA  
 DESPLAZAMIENTOS MEDIDOS

FIGURA Nº 37



D I C I E M B R E 1976

E N E R O 1977



REBAJE PILOTO DE 8.8x13.7m.  
NIVEL 660

DESPRENDIMIENTOS

EL DIA 17 HUBO UN DESPRENDIMIENTO ENTRE LOS PUNTOS 1-2 Y 5-6 DE ARRIBA DE 30 x 1.5 x 0.7 m, APROXIMADAMENTE.  
EL DIA 18 SE DESPRENDIO OTRO TRAMO DE ARRIBA ENTRE LOS PUNTOS 1-2 Y 3-4 DE 1.8 x 10 x 0.4 m, APROXIMADAMENTE  
EL DIA 28, CERCA DEL PUNTO 1-2 DE 06 x 0.4 Y CERCA DEL PUNTO 3-4 OTRO DE 09 x 0.8 x 0.3 APROXIMADAMENTE.  
EL DIA 30, CERCA DEL PUNTO 3-4 DE 1.5 x 1.0 x 0.3 m, APROXIMADAMENTE.

MINA LA ENCANTADA  
DESPLAZAMIENTOS MEDIDOS

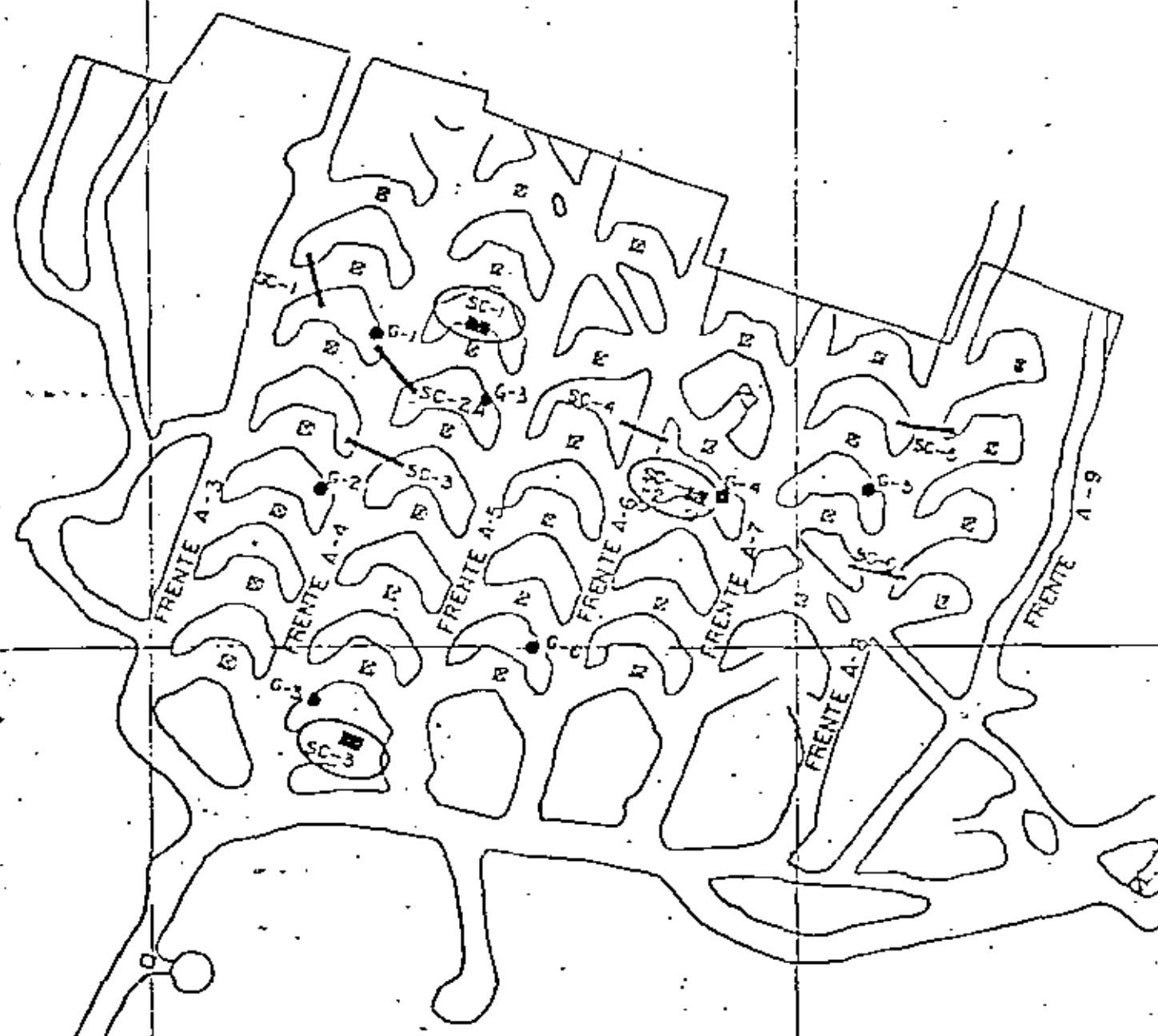
FIGURA N° 38

68

550

57 N

70 N



- Sección de medición de deformaciones de la excavación.
- — Gatos hidráulicos planos para medir variación de presión vertical
- ⊗ — Sitios de ejecución de pruebas de esfuerzo cortante directo.

MINA IGUARAN  
 PLANTA DE LOCALIZACION DE DISPOSITIVOS DE MEDICION



Esfuerzo cortante  
 $\tau$  (kg/cm<sup>2</sup>)

MICRONES

75

50

25

0

50

100

150

Desplazamiento  
 $\Delta x$  (mm)

1000

Esfuerzo cortante

0.0 1.0 2.0 3.0 4.0 5.0

Esfuerzo normal

0.0 1.0 2.0 3.0 4.0 5.0

Esfuerzo cortante

0.0 1.0 2.0 3.0 4.0 5.0

Esfuerzo normal	Esfuerzo cortante	Área
$\sigma = 201 \text{ kg/cm}^2$	$\tau = 201 \text{ kg/cm}^2$	201
$\Delta \sigma = 261 \text{ kg/cm}^2$	$\Delta \tau = 261 \text{ kg/cm}^2$	261
$\sigma = 220 \text{ kg/cm}^2$	$\tau = 220 \text{ kg/cm}^2$	220
$\sigma = 600 \text{ kg/cm}^2$	$\tau = 600 \text{ kg/cm}^2$	600

### MINA INGUARÁN

16

PRUEBA DE ESFUERZO CORTANTE EN CAMPO

FIGURA Nº 40

Esfuerzo cortante  
(K/cm<sup>2</sup>)

MICROMETROS

T  
S  
M  
B

75

50

25

0

25

50

0.50 cm

75

RECORTE	Nº 50-2	ÁREA
CICLO	Nº 21	ÁREA
		ÁREA
Esfuerzo normal (K/cm <sup>2</sup> )	0.50	
Esfuerzo normal (K/cm <sup>2</sup> )	1.00	
Esfuerzo normal (K/cm <sup>2</sup> )	1.50	
Esfuerzo normal (K/cm <sup>2</sup> )	2.00	
Esfuerzo normal (K/cm <sup>2</sup> )	2.50	
Esfuerzo normal (K/cm <sup>2</sup> )	3.00	
Esfuerzo normal (K/cm <sup>2</sup> )	3.50	
Esfuerzo normal (K/cm <sup>2</sup> )	4.00	
Esfuerzo normal (K/cm <sup>2</sup> )	4.50	
Esfuerzo normal (K/cm <sup>2</sup> )	5.00	
Esfuerzo normal (K/cm <sup>2</sup> )	5.50	
Esfuerzo normal (K/cm <sup>2</sup> )	6.00	
Esfuerzo normal (K/cm <sup>2</sup> )	6.50	
Esfuerzo normal (K/cm <sup>2</sup> )	7.00	
Esfuerzo normal (K/cm <sup>2</sup> )	7.50	

MINA INGUARAN

PRUEBA DE ESFUERZO CORTANTE EN CAMPO

FIGURA Nº 41

Esfuerzo cortante  
(k/cm<sup>2</sup>)

70

50

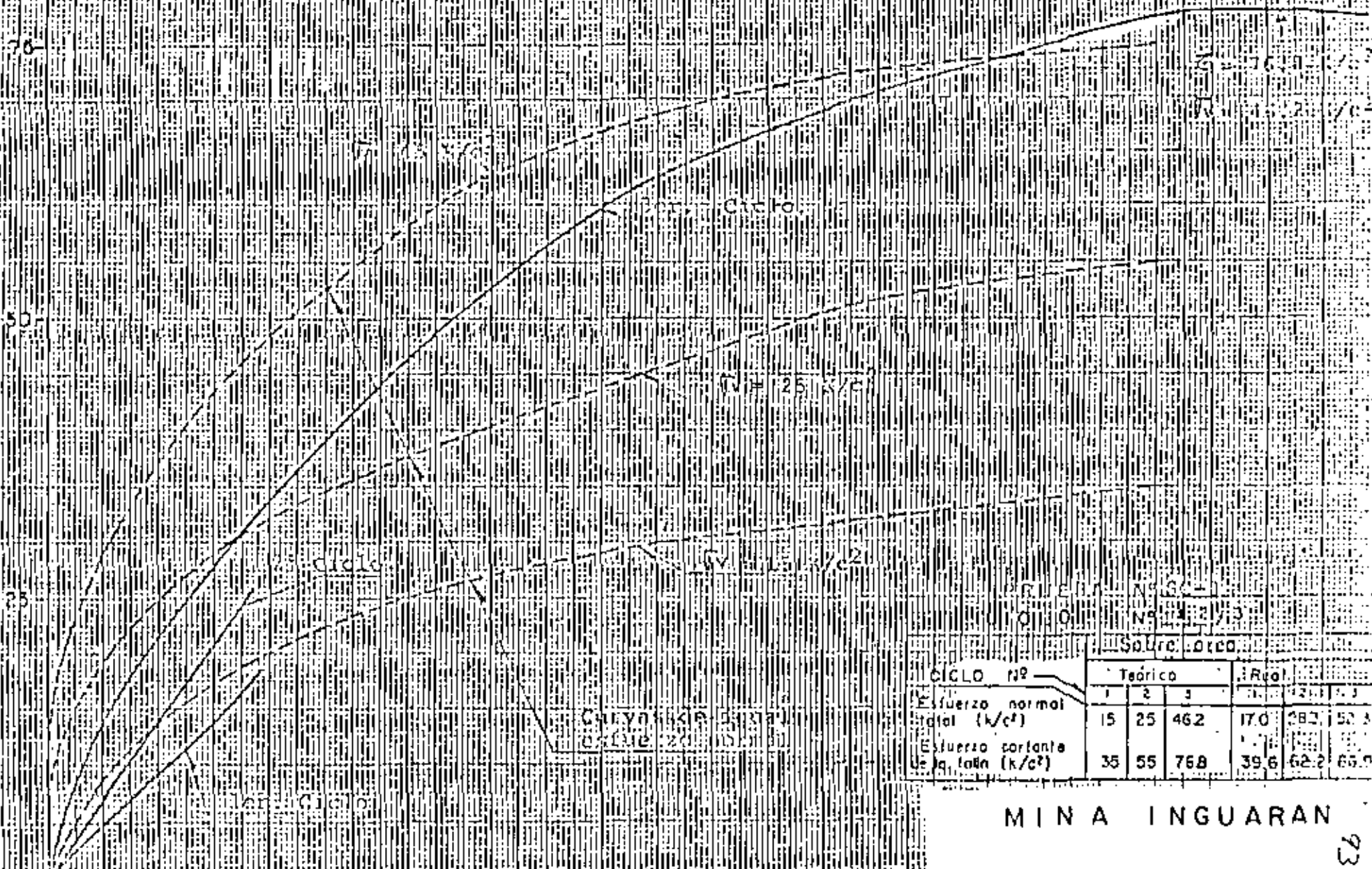
25

0

50

100

Desplazamiento  
(mm)



PRUEBA Nº 36  
 MONITOREO Nº 21/3  
 Sobre Larga

CICLO Nº	Teórico			Real		
	1	2	3	1	2	3
Esfuerzo normal total (k/cm <sup>2</sup> )	15	25	462	170	282	523
Esfuerzo cortante de la falla (k/cm <sup>2</sup> )	35	55	768	39,6	62,2	65,0

MINA INGUARAN

PRUEBA DE ESFUERZO CORTANTE EN CAMPO

FIGURA Nº 42

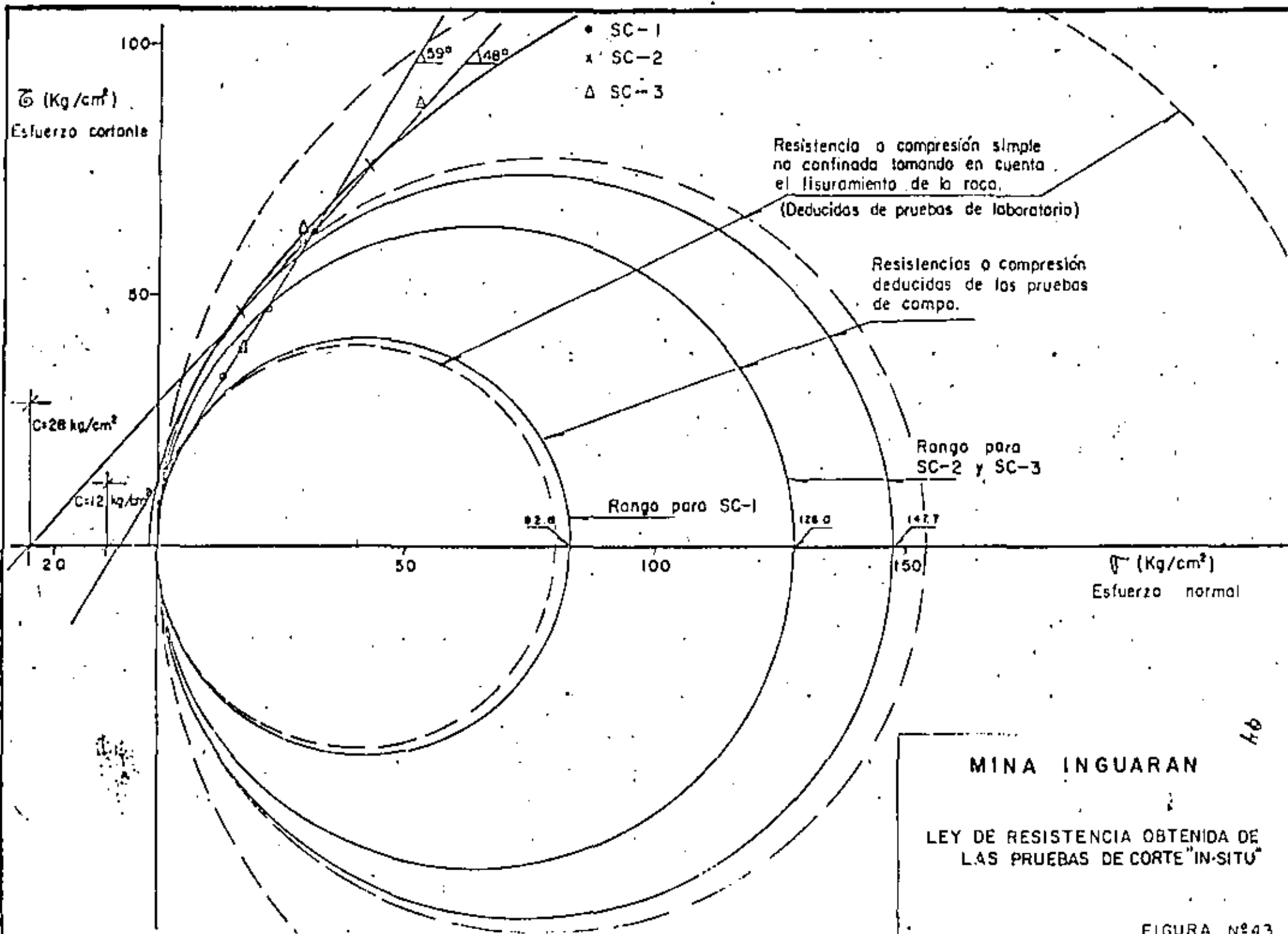
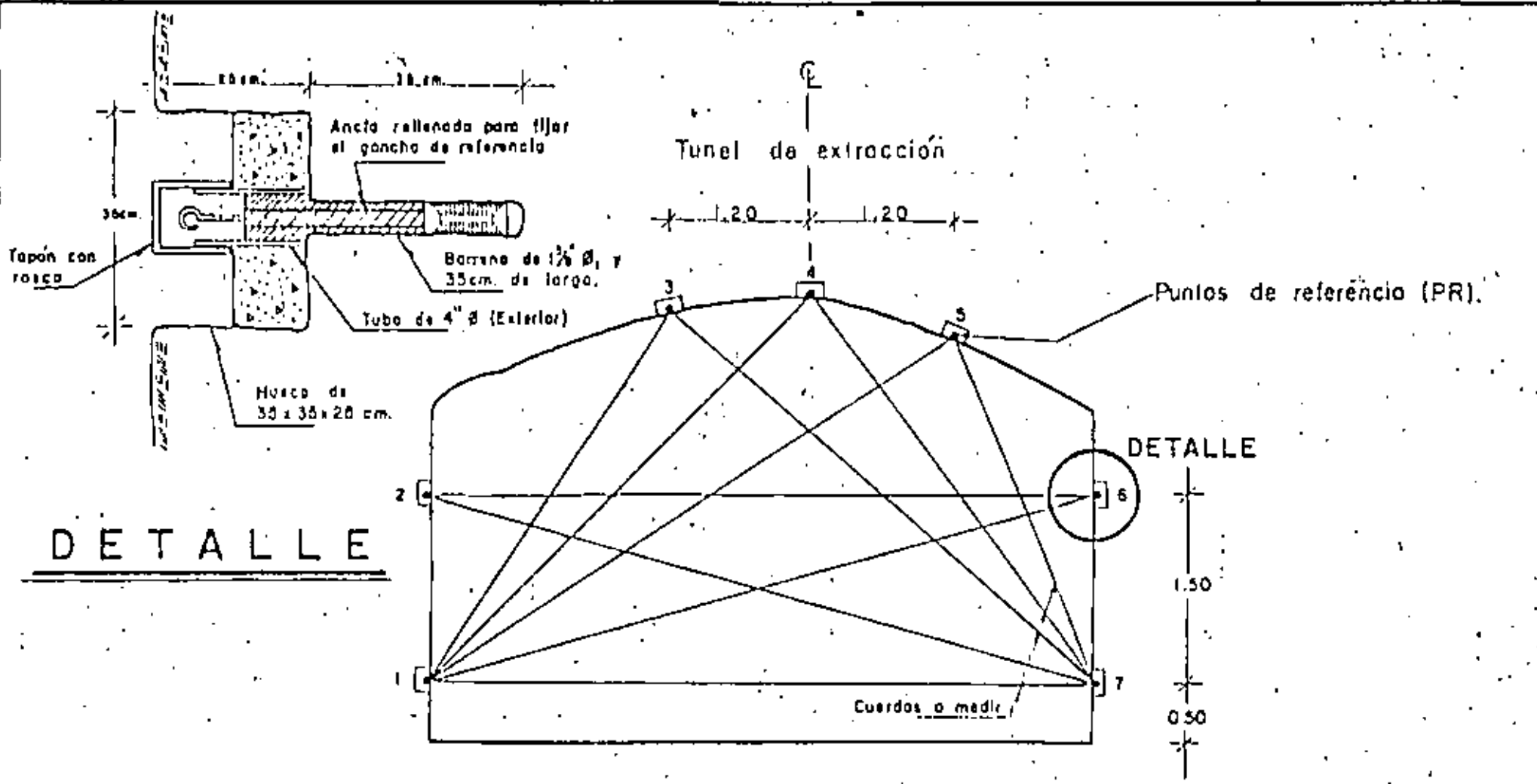


FIGURA N°43

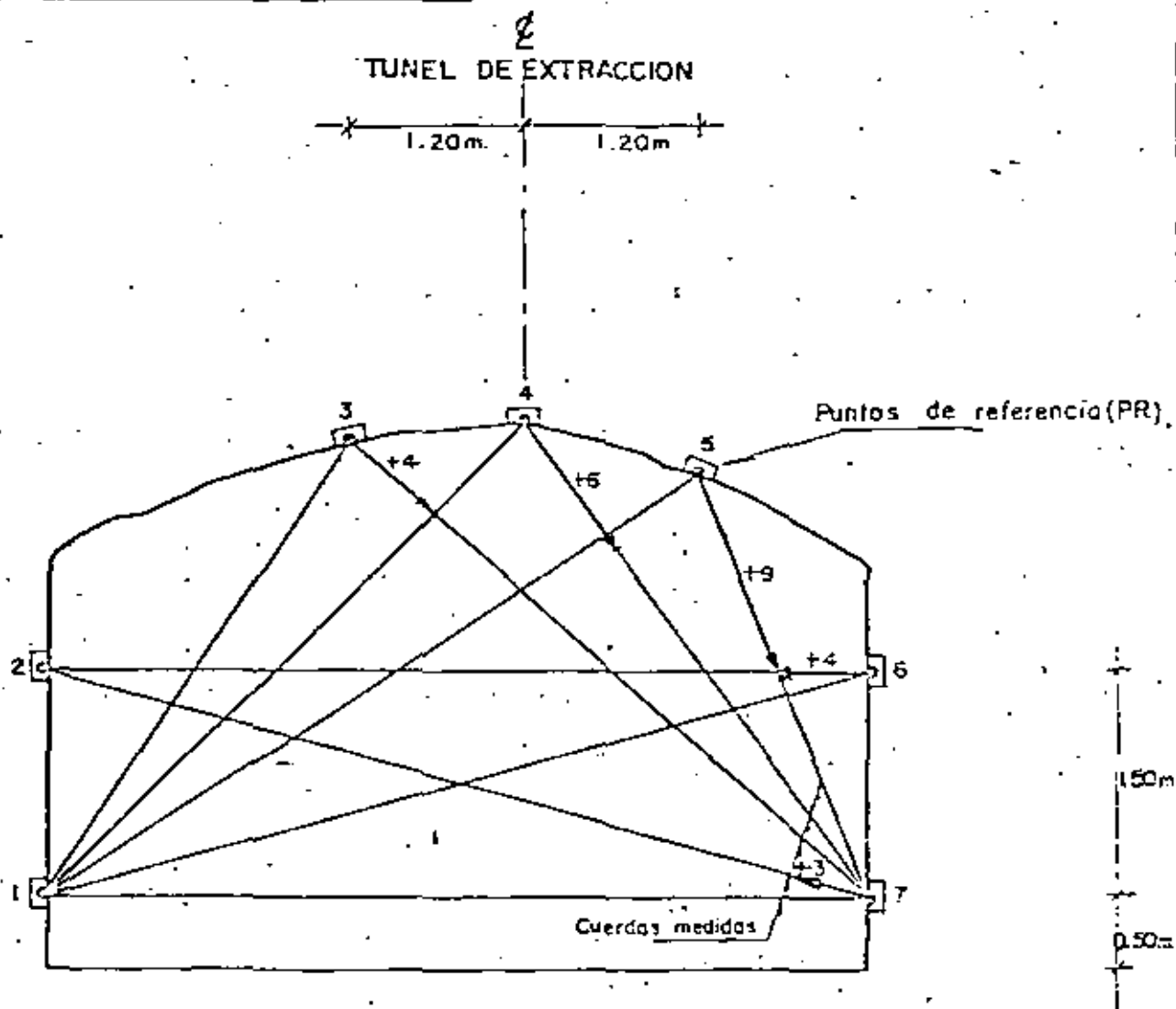


Las distancias entre PR se mediran con un longimetro de precision que permita lecturas a 0.001 de pulgada.

ESC. 1:50

MINA INGUARAN  
 UBICACION DE PUNTOS DE REFERENCIA

45



Las distancias entre PR se miden con un longímetro de precisión que permite lecturas a 0.001 de pulgada.

Observaciones: Desplazamientos en mm. ( + ) = Acortamientos  
( - ) = Alargamientos.

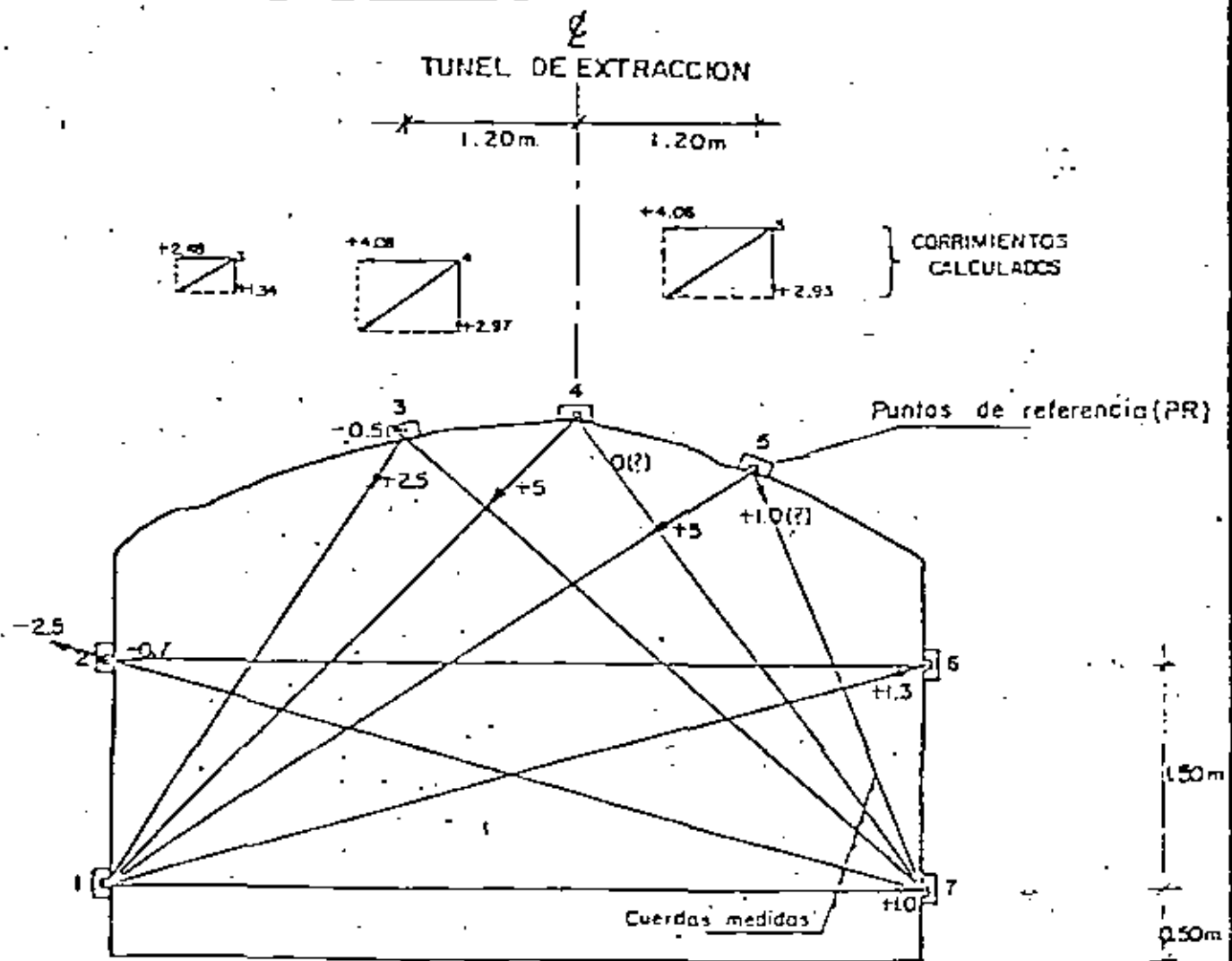
Conclusiones: El techo bajó 6 mm y el pilar izquierdo se corrió 4 mm.  
horizontalmente, ensanchándose.

Interpretó: A.B.M.

Revisó: \_\_\_\_\_

M I N A I N G U A R A N  
 INTERPRETACION DE LA MEDICION DE DIAMETROS

Fecha: ago. 24 - Nov. 29



Las distancias entre PR se miden con un  
 longímetro de precisión que permite lec-  
 turas a 0.001 de pulgada.

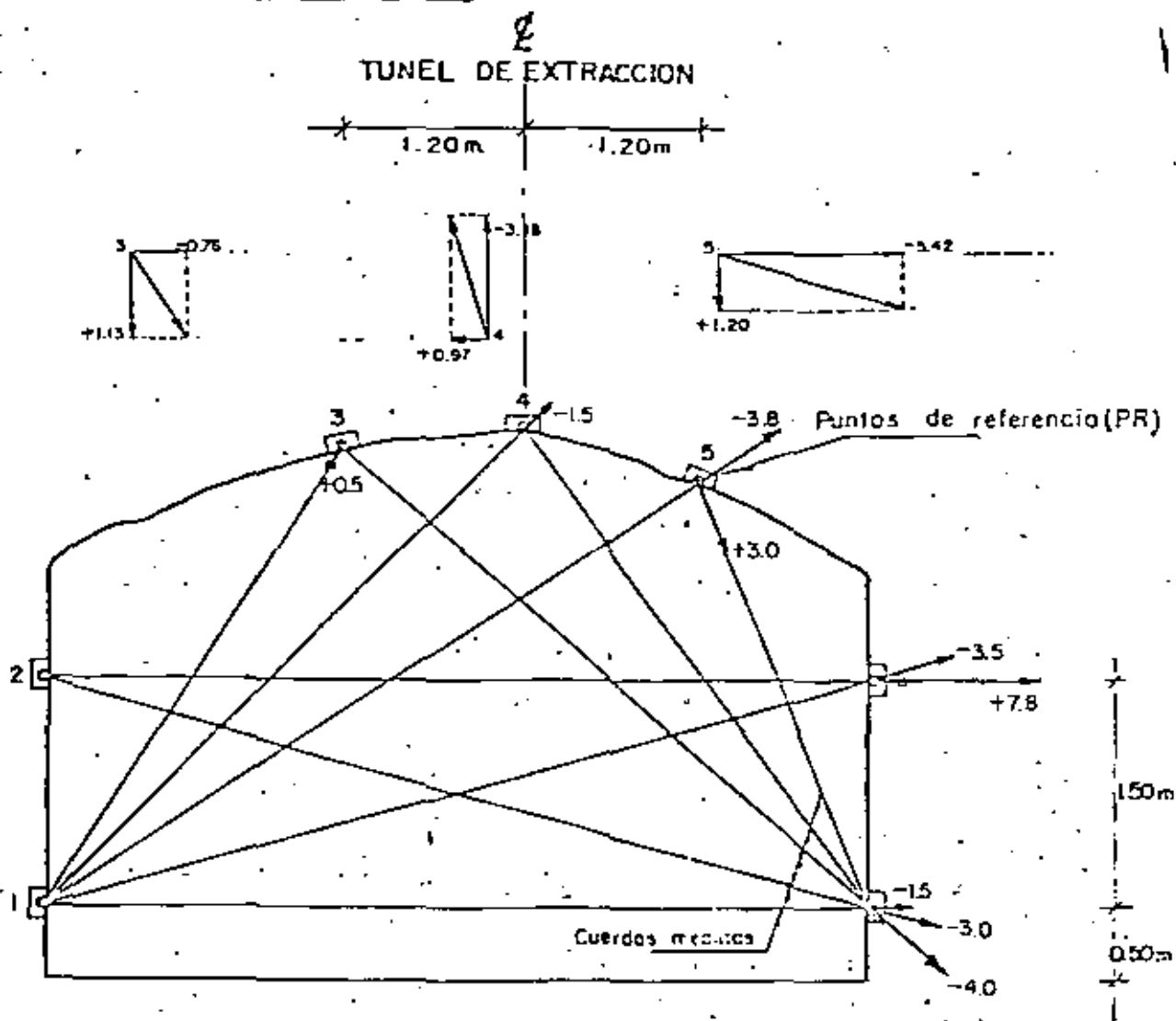
Observaciones: Desplazamientos en mm. ( + ) = Acortamientos  
( - ) = Alargamientos. 7-4 v 7-5 corresponden a Oct. 15. - Última -  
lectura en ellos.

Conclusiones: Se tiene un corrimiento por cortante de 4 mm. hacia el-  
oilar 1-2 v una bajada del techo del orden de 3.0 mm.

Interpretó: A. B. M.

Revisó: \_\_\_\_\_

M I N A I N G U A R A N  
 INTERPRETACION DE LA MEDICION DE DIAMETROS



Las distancias entre PR se miden con un longimetro de precisión que permite lecturas a 0.001 de pulgada.

Observaciones: Desplazamientos en mm. (+) = Acortamientos  
(-) = Alargamientos.

Conclusiones: Resultados no son congruentes.- En apariencia sólo hay un descenso del techo del orden de 1 mm.

Interpretó: A.B.M.

Revisó: \_\_\_\_\_

M I N A I N G U A R A N  
INTERPRETACION DE LA MEDICION DE DIAMETROS.



PRESIONES ACTUANTES EN PILARES DE APOYO DEL NIVEL 800

GATO PLANO	LOCALIZACION (VER FIG. 1)		PRESION MEDIDA CON LOS GATOS PLANOS		PRESION QUE SE DEJO EN LOS GATOS EN OCTUBRE- DE 1975.	PRESION REGISTRADA EN DICIEMBRE DE 1975.		PRESION MEDIA CALCULADA EN EL ANALISIS DE ESTABILIDAD.		
			(kg/cm <sup>2</sup> )			(kg/cm <sup>2</sup> )		DIFERENCIA CON LA MEDIDA		
			PRIMERA ESTIMA CION AL FINALI ZAR LA INSTALA CION. (VI-75)	CALCULO DE FINITIVO CONSIDE- RANDO LA FLUEN CIA VIS- CO-PLAS- TICA.		MAXIMA	MINIMA			(kg/cm <sup>2</sup> )
FRENTE	ENTRE PILARES									
G-2	A-4	11-12	108.5	77	109	119	113	68-97 83	+6	+7.8
G-3	A-5	29-30	98	87	99	**---	---	75	-12	-13.8
G-4	A-7	56-57	98	96	97.5	79	73	105	+9	+9.4
G-5	A-8	66-67	139	104	---	---	---	121	+17	+16.3
G-6	A-6	41-42	67.5	108	68.5	55	50	103	-5	-4.6

\* Al intentar efectuar la recarga en octubre de 1975, se comprobó que el Gato había sido definitivamente dañado, probablemente por las tronadas en las inmediaciones del sitio de prueba, por lo que no fue posible efectuar dicha recarga. (Ver figura 3.4).

\*\* Posteriormente a la descarga se presentaron caídos en el techo de la mina en la zona de instalación, debido al avance en la explotación, por lo que no se continuó el registro de presiones después del 10-XI-75, fecha en que se registró una presión de 65 kg/cm<sup>2</sup>. (Ver figura 3.2).

65



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION**



MAYO, 1983

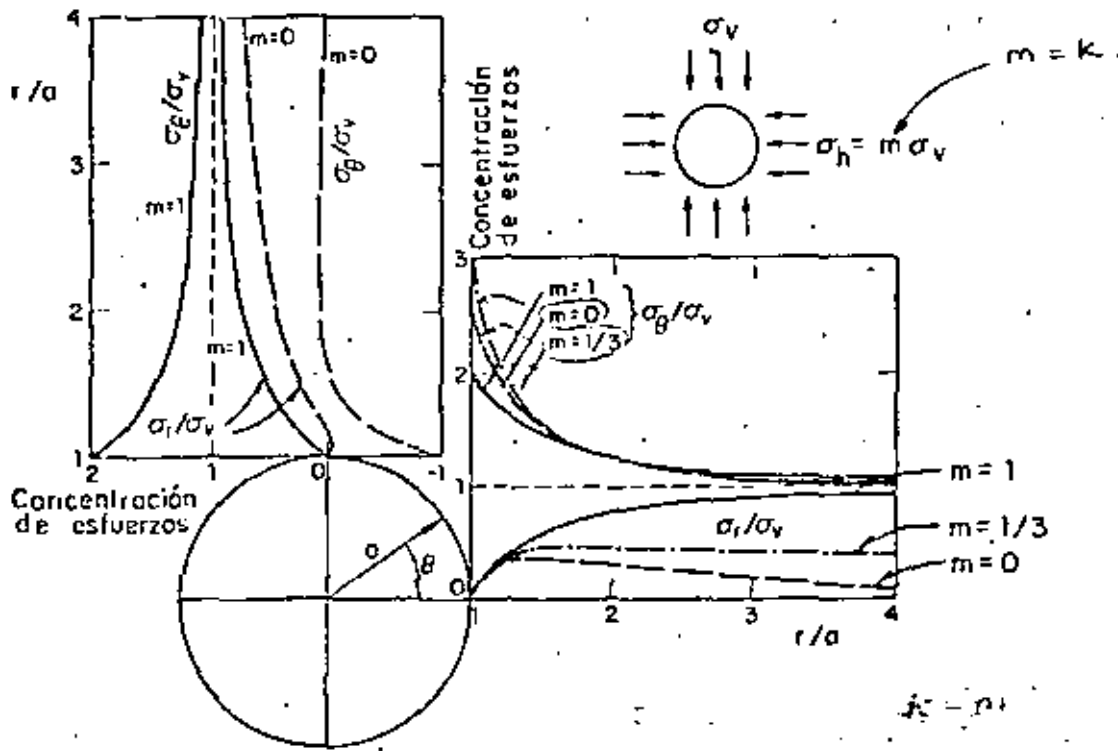


Fig III.1 Concentración de esfuerzos a lo largo de los ejes vertical y horizontal en un túnel de sección circular

$$m = \frac{\nu}{1-\nu}$$

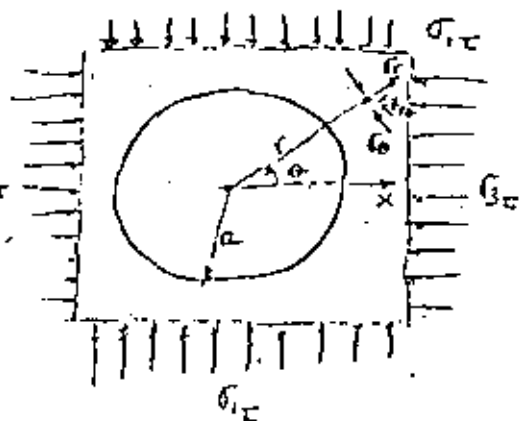
$$\sigma_H = m \sigma_V$$

$m = 1$  (condición hidrostática que se presenta a gran profundidad)

$m = \frac{1}{3}$  (confinamiento lateral progresivo con la profundidad)

$m = 0$  (cerca de la superficie)

SOLUCION DE KIRSH.



Deformación plana.

$$\sigma_\theta = \frac{\sigma_{1\varepsilon} + \sigma_{3\varepsilon}}{2} \left(1 + \frac{a^2}{r^2}\right) - \frac{\sigma_{3\varepsilon} - \sigma_{1\varepsilon}}{2} \left(1 + \frac{3a^4}{r^4}\right) \cos 2\theta$$

$$\sigma_r = \frac{\sigma_{1\varepsilon} + \sigma_{3\varepsilon}}{2} \left(1 - \frac{a^2}{r^2}\right) + \frac{\sigma_{3\varepsilon} - \sigma_{1\varepsilon}}{2} \left(1 - \frac{4a^2}{r^2} + \frac{3a^4}{r^4}\right) \cos 2\theta$$

$$\tau_{\theta r} = -\frac{\sigma_{3\varepsilon} - \sigma_{1\varepsilon}}{2} \left(1 + \frac{2a^2}{r^2} - \frac{3a^4}{r^4}\right) \sin 2\theta$$

para  $\alpha = r$  y  $\theta = 0^\circ$

$$\sigma_r = 0$$

$$\tau_{\theta r} = 0$$



$$\sigma_\theta = 3\sigma_{1\varepsilon} - \sigma_{3\varepsilon}$$

para  $\alpha = r$  y  $\theta = 90^\circ$

$$\sigma_\theta = 3\sigma_{3\varepsilon} - \sigma_{1\varepsilon}$$



$$\sigma_r = 0$$

$$\tau_{\theta r} = 0$$

MÉTODOS EMPÍRICOS PARA  
EVALUAR CARGA DE ROCA Y  
SISTEMAS DE SOPORTE EN  
TUNELES.

---

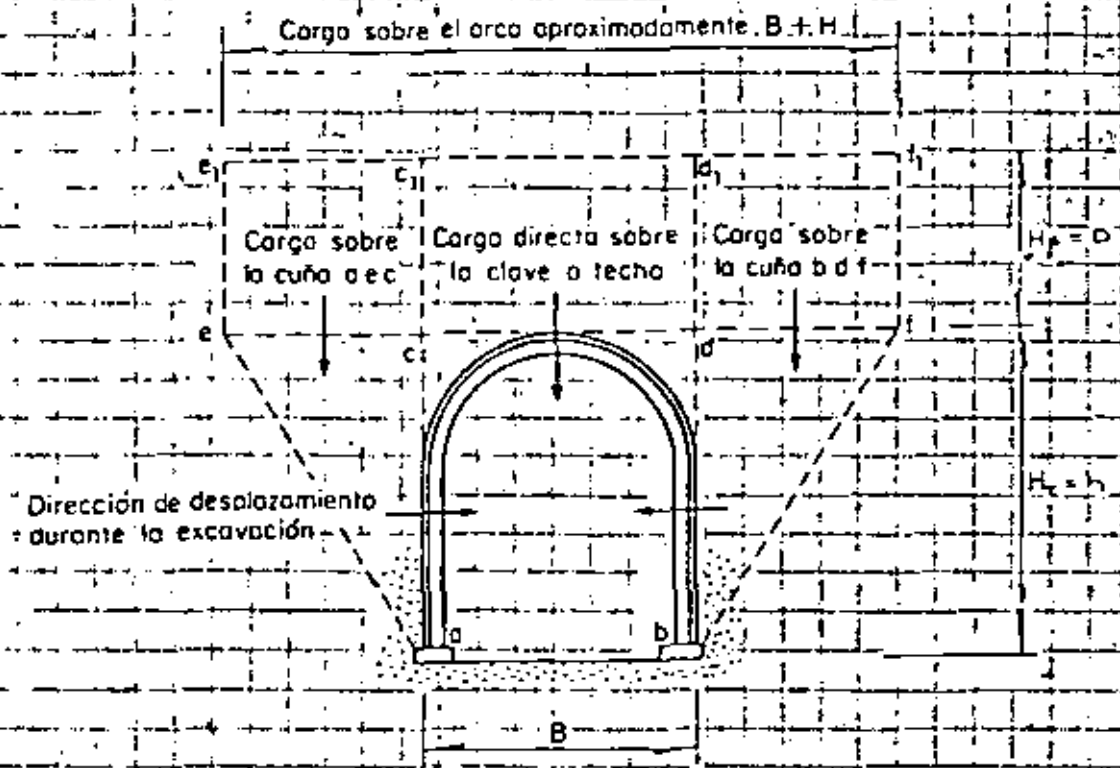


Fig III.18 Cargas sobre un túnel excavado en arenas.

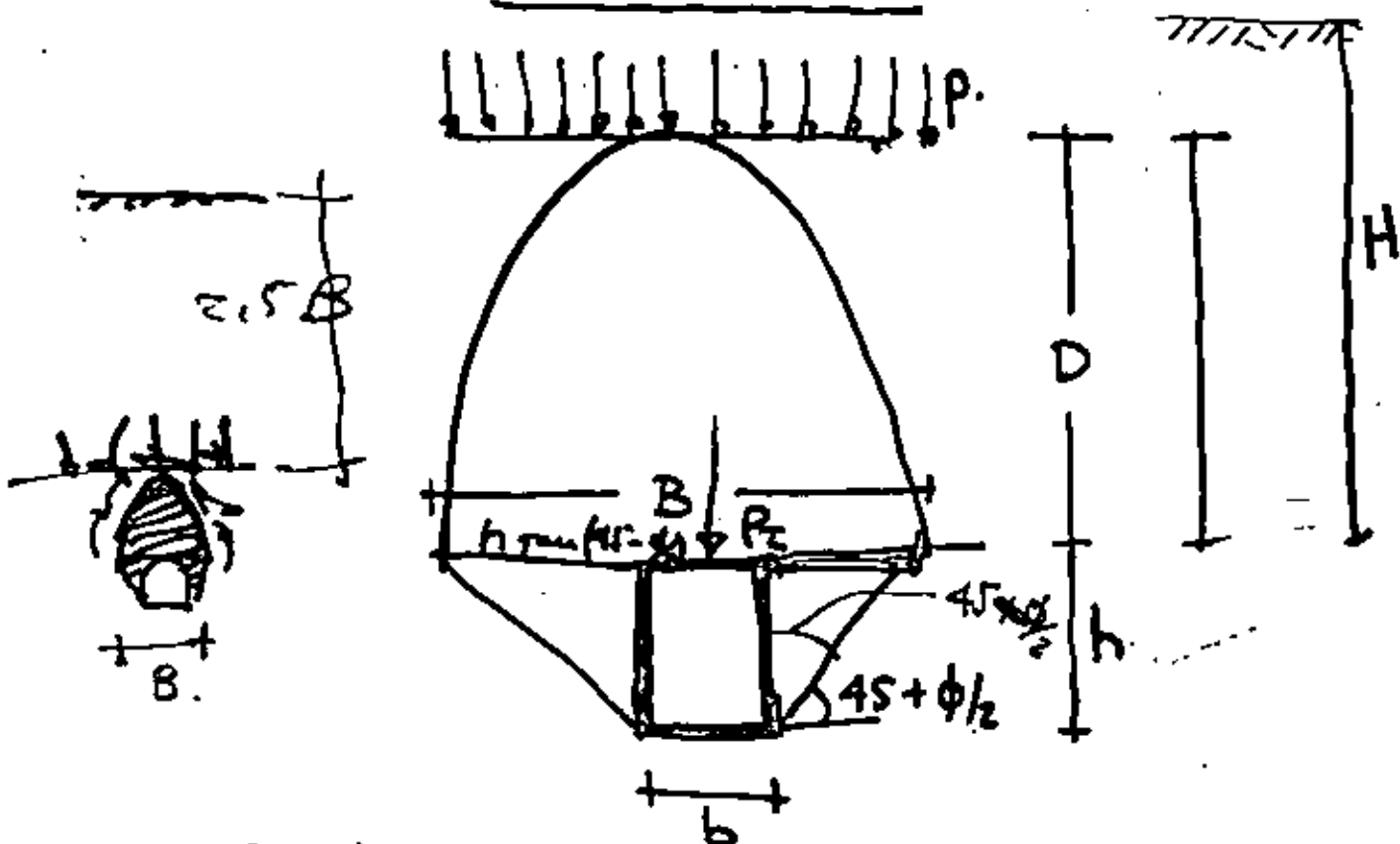
$$p_m = 0.3K(0.5h + D)$$

presión media en las paredes

TABLA III.7 Valores de carga de roca  $H_p$  para ademes de túneles a una profundidad mayor de 1.5 (B+H). Donde B es el ancho del túnel y H la altura.

Tipo de roca	$H_p$ en m	Recomendaciones
Dura e intacta	0	Ademe ligero si existe alguna clase de desprendimiento
Dura estratificada o esquistosa	0 a 0.5B	Ademe ligero
Masiva fisurada moderadamente	0 a 0.25B	Ademe ligero. La carga puede variar de un punto a otro
Fracturada y fisurada moderadamente	0.25B a 0.35(B+H)	No existe carga lateral
Muy fracturada y fisurada	(0.35 a 1.10)(B+H)	Ninguna o pequeña carga lateral
Completamente fragmentada pero intacta químicamente	1.10(B+H)	Considerable carga lateral
Se extruye bajo carga	(1.10 a 2.10)(B+H) (2.10 a 4.50)(B+H)	Fuerte carga lateral. Se requieren troqueles
Expansiva	> 70 m. Independiente de T valor de (B+H)	Se requieren ademes circulares

PROTODYAKONOV



$$B = b + 2h \tan(45 - \phi/2)$$

$$D = \frac{B}{2f}$$

$$f = \tan \phi$$

$$\underline{\underline{P_c = \frac{B^2}{3f}}} \leftarrow \text{experiencia similar a } \sigma_c = \frac{BH}{k \tan \phi}$$

Experimentalmente en ensayos con mats. granulares se llega a:

$$f = \tan \phi \quad \text{para mats. permanentemente friccionalos}$$

$$f = \tan \phi + \frac{c}{\sigma_c} \quad \text{para suelos cohesivos}$$

$$f = \frac{\sigma_{1c}}{100} \quad \text{para rocas.}$$

NOTA: esta teoria es aplicable para profundidades entre D y 2D o mayores de 2D.

- para  $H < 2.5B$  los ademes deben inclinarse utilizando la carga por el lado al exterior del techo hasta la esp. del mismo. en caso contrario  $\phi < 40^\circ$

TABLA III.8 Valores del coeficiente de resistencia  $f$  en diferentes materiales según Protodiakonov

Categoría	Grado de resistencia	Descripción	Peso vol. en kg/m <sup>3</sup>	$f$ en kg/cm <sup>2</sup>	$\gamma$
I	El más alto	Rocas sanas de resistencia excepcionalmente alta como cuarcita densa, basalto y otras	2 800 3 000	2 000	15
II	Muy alto	Granito sano, cuarzo porfirita, y areniscas y calizas altamente resistentes	2 600 2 700	1 500	15
III	Alto	Granito y materiales similares, Areniscas y calizas muy resistentes, Cuarcita y conglomerados consolidados	2 500 2 600	1 000	10
IIIa	Alto	Calizas, granitos intemperizados, Arenisca consolidada y mármol, Pizarras	2 500	800	8
IV	Moderado	Arenisca normal	2 400	600	6
IVa	Moderado	Areniscas arcillosas	2 300	500	5
V	Medio	Pizarras arcillosas, Areniscas y calizas de menor resistencia, Conglomerados sueltos	2 400 2 800	400	4
Va	Medio	Varías pizarras y esquistas, Mármol compacto	2 400 2 600	300	3
VI	Moderadamente blando (loose)	Lutitas blandas y calizas muy blandas, yeso, terreno congelado, Mármol común, Arenisca fracturada, grava y bloques cementados, suelo petrificado	2 200 2 600	200 150	2
VIa	Moderadamente blando	Terreno de grava, Lutitas fracturadas y fisuradas, gravas y bloques compactados, arcilla consolidada	2 200 2 400	100	1.5
VII	Blando (loose)	Arcilla compactada, Terreno arcilloso, Basalto cohesivo	2 000 2 200	100	1
VIIa	Blando (loose)	Barro suelto, loose, grava	1 800 2 000	100	0.8
VIII	Suelos	Suelos con materia vegetal, turbas, barro suave y arena húmeda	1 600 1 800	100	0.5
IX	Suelos granulares	Arena, grava fina	1 400 1 600	100	0.5
X	Suelos más blandos	Terreno limoso, loose "modificado" y otros suelos en condición líquida	1 200 1 400	100	0.3



# BARTON

- Comunidad para:
- diseño de soporte primario o temporal
  - preses de claros mayores hasta de 15m.

$$Q = \frac{RQD}{S_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_{us}}{SRF}$$

$\underbrace{Q}_{\text{CALIDAD DE LA ROCA}} = \underbrace{\frac{RQD}{S_n}}_{\text{tamaño de bloques}} \cdot \underbrace{\frac{J_r}{J_a}}_{\text{kristal corte entre bloques}} \cdot \underbrace{\frac{J_{us}}{SRF}}_{\text{Estado de esfuerzos en las juntas del yón.}}$

- RQD = índice de calidad de la roca.  
 $J_n$  = número de familias de discontinuidades.  
 $J_r$  = rugosidad de las juntas.  
 $J_a$  = alteración y sellado de juntas.  
 $J_{us}$  = condición de flujo de agua.  
 SRF = condición de esfuerzo.

$Q = 0$ : soporte definitivo  
 $Q = 1$ : soporte temporal  
 de paredes adyas:  
 $Q > 10$  si  $Q > 10$   
 $Q > 2.50$  si  $0.1 < Q < 10$   
 $Q < 0.1$  si  $Q < 0.1$

PASOS:

- obtener  $Q$  (general, portas, interacción)
- relación de soporte para la construcción
- dividir claro entre  $E:R$  (claro/10m)
- con claro/SRF para para y para
- tabla que da categoría de soporte

En caso de recomendarse anclas:

longitud de anclaje

- techo:  $L = 2 + 0.15 \frac{H}{\sigma_c}$   $C = \frac{0.48}{\sigma_c}$
- pared:  $L = 2 + 0.15 \frac{H}{\sigma_c}$   $C = \frac{0.48}{\sigma_c}$

$\underbrace{2 + 0.15 \frac{H}{\sigma_c}}_{\text{tension}}$   $\underbrace{\frac{0.48}{\sigma_c}}_{\text{fricción}}$

presión de anclaje (cuchos)

- $P = \frac{2}{J_r} Q^{-1/3}$
- $P = \frac{2 J_n^{1/2} Q^{-1/3}}{3 J_r}$

Desventajas: no consideran esfuerzos horizontales.

# BIENIAWSKY

LUGAR PARA OPERACIONES

Le es mandado por:

- diseño de soporte primario o temporal en tonidos a la superficie.
- profundas de 2 a 10 m de diámetro
- perfiles excavados con explosivos.

Σ

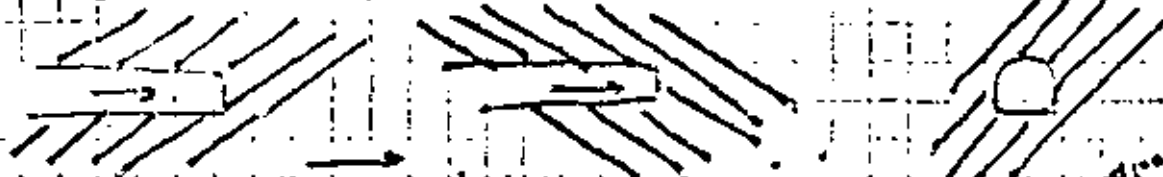
RESISTENCIA A COMPRESION SIMPLE (100-200 kg/cm<sup>2</sup>)  
 RED (0-100%)  
 ESPACIAMIENTO DE FRECUENCIAS (500m-5m)  
 ORIENTACION DE FRECUENCIAS (muy de frecuencia)  
 CONDICION DE LAS FRECUENCIAS (muy de frecuencia)  
 FLUJO DE AGUA SUPERFICIAL (0-100 kg/cm<sup>2</sup>)

RFMR (rock mass rating)

TABLE B. CLASIFICACION DE MASAS ROCAZAS (R)

TABLE C. CLASIFICACION DE MASAS ROCAZAS ESTABLES SIN SOPORTE Y TIEMPO ALTA. FAVORABLE ANTES DE CUALQUIER SOPORTE.

ORIENTACION DE FRECUENCIAS:



direccion de la excavacion

45°-75° muy favorable  
 20°-45° regular

en campo, en el terreno

45°-75° regular  
 20°-45° desfavorable

en campo, en el terreno

45°-90° muy favorable  
 20°-45° favorable

membrado perpendicular al eje del pozo.

membrado paralelo al eje del pozo

Desventajas:

no pma en cuenta esfuerzos geotecnicos.

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD

Estimation of support....

in similar rocks can be extremely useful. Subsequently several site visits to related projects will further contribute to the familiarization process for the engineers concerned with the new design. No matter how many sophisticated rock mechanics test programmes and /or finite element analyses are performed, the design engineers will come back to the basic question - "Is this bolt spacing, shotcrete thickness, or unsupported span width reasonable in the given rock mass?" Their opinions are likely to be based mainly on past experience in such projects and on their recent literature and case record study. Rock mechanics testing and finite element analyses will probably contribute little to the final decision of bolt spacing and shotcrete thickness, although the excavation shape and layout may of course benefit from such analyses. *Underground excavations are supported with some confidence primarily because many others have been supported before them and they have performed satisfactorily.*

Empirical design is likely to persist for a long time in the planning of underground support, due to the enormous complexity of the problem. It is therefore all the more important to have an objective method of analyzing case records, so that this past experience can be used logically in the planning of support for new excavations in different rock mass environments.

Approximately two hundred case records have been analysed for the purpose of finding out what type and amount of support is used for a given type and size of excavation in given rock mass conditions. The quality of the rock mass is described numerically using a six parameter classification which can encompass more than 100,000 combinations of geotechnical conditions. The method appears to have great promise, although its reliability could obviously be improved by putting it to test in further projects. This paper is written in the hope of stimulating engineers and geologists to try the method, and to provide both critical and positive feedback especially in areas where the authors' case record data is sparse or non-existent. The following steps are involved in testing the method

1. Classify the relevant rock mass quality for quality (class) by means of surface mapping, bore core analysis, trial pits, etc. The method of classification, which is explained fully in the following pages (Tables 1 to 6) consists of numerically rating the following rock mass parameters: joint density (RQD), number of joint sets, roughness of most unfavourable joint set, degree of alteration or filling of most unfavourable joint set, rock load resistance, water inflow.
2. Choose optimum dimensions of excavations, keeping in mind the purpose of each excavation and the degree of safety required, i.e. power house, water tunnel, road tunnel, access tunnel etc.
3. Estimate the appropriate permanent support (shotcrete thickness, bolt spacing, cast concrete arch thickness etc.) for each excavation using the support tables (Tables 8,9,10,11).

The method is essentially a weighting process in which the positive and negative aspects of a rock mass are assessed. A store of experience (case records) is searched to try to find the most appropriate support measures for the given excavations and rock mass conditions. The whole procedure is probably not dissimilar

to the mental process occurring when a very experienced tunneling consultant is asked for his support recommendations.

METHOD FOR ESTIMATING ROCK MASS QUALITY Q

The six parameters chosen to describe the rock mass quality Q are combined in the following way:

$$Q = (RQD/J_n) \cdot (J_r/J_a) \cdot (J_w/SRF) \quad (1)$$

where

- RQD = rock quality designation (Deere, 1963)
- J<sub>n</sub> = joint set number
- J<sub>r</sub> = joint roughness number
- J<sub>a</sub> = joint alteration number
- J<sub>w</sub> = joint water reduction factor
- SRF = stress reduction factor

The three pairs of parameters are found to be crude measures of :

1. block size (RQD/J<sub>n</sub>)
2. inter-block shear strength (J<sub>r</sub>/J<sub>a</sub>) ( = tan φ )
3. active stress (J<sub>w</sub>/SRF)

The rock mass descriptions and ratings for each of the six parameters are given in Tables 1 to 6. The range of possible Q values (approx. 0.001 to 1000, encompasses the whole spectrum of rock mass qualities from heavy squeezing ground right up to sound unjointed rock. The case records examined included 17 igneous rock types, 74 metamorphic rock types, and 9 sedimentary rock types. More than 80 of the case records involved clay mineral joint fillings of various kinds, including 12 swelling clay occurrences. However, most commonly the joints were unfilled and the joint walls were unaltered or only slightly altered. Further details of the range of case records studied can be found in the report by Barton et al. (1974). Three examples are given later in this paper.

Table 1. Descriptions and ratings for the parameter RQD.

1. ROCK QUALITY DESIGNATION (RQD)	
A. Very poor .....	0 - 25
B. Poor .....	25 - 50
C. Fair .....	50 - 75
D. Good .....	75 - 90
E. Excellent .....	90 - 100

Notes: (i) Where RQD is reported or measured as 0, (including 0) a nominal value of 10 is used to evaluate Q in equation (1).  
 (ii) RQD intervals of 5, i.e. 100, 95, 90, etc. are sufficiently accurate.

Table 2. Descriptions and ratings for the parameter J<sub>n</sub>.

2. JOINT SET NUMBER	
A. Massive, no or few joints .....	0.5 - 1.0
B. One joint set .....	1
C. One joint set plus random .....	1
D. Two joint sets .....	4
E. Two joint sets plus random .....	4
F. Three joint sets .....	9
G. Three joint sets plus random .....	17
H. Four or more joint sets, random, heavily jointed, "sugar cube" etc. ....	15
J. Crushed rock, earthlike .....	20

Note: (i) For intersections use (1.0 = J<sub>n</sub>)

Estimation of support.....

Note: (ii) For portals use  $(2.0 J_1)$

Table 3. Descriptions and ratings for the parameter  $J_1$

3. JOINT DISCONTINUITY NUMBER	
(a) Rock wall contact and (b) Rock wall contact before 10 cm shear	( $J_1$ )
A. Discontinuous joints	4
B. Rough or irregular, undulating	3
C. Smooth, undulating	2
D. Slickensided, undulating	1.5
E. Rough or irregular, planar	1.5
F. Smooth, planar	1.0
G. Slickensided, planar	0.5

Note: (i) Descriptions refer to small scale features and intermediate scale features, in that order.

(c) No rock wall contact when sheared.

H. Zone containing clay minerals thick enough to prevent rock wall contact	1.0
J. Sandy, gravelly or crushed zone thick enough to prevent rock wall contact	1.0

Note: (iii) Add 1.0 if the mean spacing of the relevant joint set is greater than  $J_1$ .

(iii)  $J_1 = 3.5$  can be used for planar slickensided joints having lineations, provided the lineations are orientated for minimum strength

Table 4. Descriptions and ratings for the parameter  $J_2$

4. JOINT ALTERATION NUMBER		
(a) Rock wall contact	( $J_2$ )	( $J_2$ )
(b) Rock wall contact before 10 cm shear	(approx.)	
A. Tightly sealed, hard, non-softening, impermeable filling i.e. quartz or epidote	0.25	(-)
B. Unaltered joint walls, surface staining only	1.0	(25-35')
C. Slightly altered joint walls, non-softening mineral coatings, sandy particles, clay-free disintegrated rock etc.	2.0	(25-30')
D. Silty, or sandy-clay coatings, small clay fraction (non-soft.)	3.0	(20-25')
E. Softening or low friction clay mineral coatings, i.e. kaolinite or mica. Also chlorite, talc, gypsum, graphite etc., and small quantities of swelling clays.	4.0	(10-16')
F. Sandy particles, clay-free disintegrated rock etc.	4.0	(25-30')
G. Strongly over-consolidated non-softening clay mineral fillings (continuous, but <5 mm thickness)	4.0	(16-24')
H. Medium or low over-consolidation, softening, clay mineral fillings, (continuous but <5mm thickness)	8.0	(12-16')
J. Swelling clay fillings, i.e. montmorillonite (continuous, but <5mm thickness) Value of $J_2$ depends on percent of swelling clay-size particles, and access to water etc.	8 - 17	(6-12')

(c) No rock wall contact when sheared		
X, L, Zones or bands of disintegrated or crushed rock and claylike G, R, J for description of clay condition	( $J_2$ )	( $J_2$ )
M. Zones or bands of silty- or sandy-clay, small clay fraction (non-softening)	6, 8, or 8-14	(6-24')
N. Thick, continuous zones or bands of claylike G, H, J for description of clay condition	10, 11, or 13-20	(6-24')

Table 5. Descriptions and ratings for the parameter  $J_3$

5. JOINT WATER REDUCTION FACTOR		
( $J_3$ )	Approx. water pres. (kg/cm <sup>2</sup> )	
A. Dry excavations or minor inflow, i.e. < 5 l/min. locally.	1.0	<1
B. Medium inflow or pressure, occasional outwash of joint fillings.	0.66	1 - 2.5
C. Large inflow or high pressure in competent rock with unfilled joints	3.5	2.5-10
D. Large inflow or high pressure, considerable outwash of joint fillings	0.13	2.5-10
E. Exceptionally high inflow or water pressure at blasting, decaying with time	0.7-0.1	>10
F. Exceptionally high inflow or water pressure continuing without noticeable decay	0.1-0.05	>10

Note: (i) Factors C to F are crude estimates. Increase  $J_3$  if drainage measures are installed.

(ii) Special problems caused by ice formation are not considered.

Table 6. Descriptions and ratings for parameter  $S_1$

6. STRESS REDUCTION FACTOR	
(a) Weakness zones intersecting excavation, which may cause loosening of rock mass when tunnel is excavated.	(SRF)
A. Multiple occurrences of weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock, very loose surrounding rock (any depth)	10
B. Single weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock (depth of excavation $\leq 50m$ )	5
C. Single weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock (depth of excavation $> 50m$ )	2.5
D. Multiple shear zones in competent rock (clay-free), loose surrounding rock (any depth)	7.5
E. Single shear zones in competent rock (clay-free) (depth of excavation $\leq 50m$ )	5.0

## Estimation of support.....

F. Single shear zones in competent rock (clay-free) (depth of excavation > 50m) .....			(SRF)
			2.5
G. Loose open joints, heavily jointed or "sugar cube" etc. (any depth) .....			3.0
Note: (i) Reduce these values of SRF by 25 - 50% if the relevant shear zones only influence but do not intersect the excavation.			
(b) Competent rock, rock stress problems			
	$\sigma_c/\sigma_1$	$\sigma_t/\sigma_1$	(SRF)
K. Low stress, near surface >100	>10	>1	2.5
J. Medium stress .....	200-10	11-0.66	1.0
L. High stress, very tight structure (usually favourable to stability, may be unfavourable for wall stability) .....	10-5	0.66-0.33	0.5-2
M. Mild rock burst (massive rock) .....	5-2.5	0.33-0.16	5-10
N. Heavy rock burst (massive rock) .....	<2.5	<0.16	10-20
Note: (ii) For strongly anisotropic virgin stress field (if measured): when $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$ , reduce $\sigma_c$ and $\sigma_t$ to $0.8\sigma_c$ and $0.8\sigma_t$ . When $\sigma_1/\sigma_3 > 10$ , reduce $\sigma_c$ and $\sigma_t$ to $0.6\sigma_c$ and $0.6\sigma_t$ , where: $\sigma_c$ = unconfined compression strength, and $\sigma_t$ = tensile strength (point load), and $\sigma_1$ and $\sigma_3$ are the major and minor principal stresses.			
(iii) Few case records available where depth of crown below surface is less than span width. Suggest SRF increase from 2.5 to 5 for such cases (see H1).			
(c) Squeezing rock: plastic flow of incompetent rock under the influence of high rock pressure (SRF)			
H. Mild squeezing rock pressure .....			5 - 10
O. Heavy squeezing rock pressure .....			10 - 20
(d) Swelling rock: chemical swelling activity depending on presence of water			
P. Mild swelling rock pressure .....			5 - 10
Q. Heavy swelling rock pressure .....			10 - 15

## ADDITIONAL NOTES ON THE USE OF TABLES 1 to 6.

When making estimates of the rock mass quality (Q) the following guidelines should be followed, in addition to the notes listed in Tables 1 to 6:

1. When borecore is unavailable, RQD can be estimated from the number of joints per unit volume, in which the number of joints per metre for each joint set are added. A simple relation can be used to convert this number to RQD for the case of clay-free rock masses (Palastros, 1975):

$$RQD = 115 - 3.3 J_v \quad (\text{approx.}) \quad (2)$$

where

$$J_v = \text{total number of joints per m}^3$$

$$RQD = 100 \text{ for } J_v < 4.5$$

2. The parameter J, representing the number of joint sets will often be affected by foliation, schistosity, slaty cleavage or bedding etc. If strongly developed these parallel "joints" should obviously be counted as a complete joint set. However, if there are few "joints" visible, or only occasional

breaks in bore core due to these features, then it will be more appropriate to count them as "random joints" when evaluating  $J_v$  in Table 2.

3. The parameters  $J_1$  and  $J_2$  (representing shear strength) should be relevant to the weakest significant joint set or clay filled discontinuity in the given zone. However, if the joint set or discontinuity with the minimum value of  $(J_1/J_2)$  is favourably orientated for stability, then a second, less favourably orientated joint set or discontinuity may sometimes be of more significance, and its higher value of  $J_1/J_2$  should be used when evaluating Q from equation 1. The value of  $(J_1/J_2)$  should in fact relate to the surface most likely to allow failure to initiate.

4. When a rock mass contains clay, the factor SRF appropriate to loosening loads should be evaluated (Table 6a). In such cases the strength of the intact rock is of little interest. However, when jointing is minimal and clay is completely absent the strength of the intact rock may become the weakest link, and the stability will then depend on the ratio rock-str strength/rock-strength (Table 6b). A strongly anisotropic stress field is unfavourable for stability and is roughly accounted for as in Note (ii), Table 6b.

5. The compressive and tensile strengths  $\sigma_c$  and  $\sigma_t$  of the intact rock should be evaluated in the saturated condition if this is appropriate to present or future in situ conditions. A very conservative estimate of strength should be made for those rocks that deteriorate when exposed to moist or saturated conditions.

## ORIENTATION AND WEAKNESS ZONES

Potential users of this classification method will have noted that the only mention of joint orientation is in Note 3 above. Most of the case records that were analysed included the necessary information on structural orientation relative to the excavation axes. However the information was not found to be sufficiently important to justify the use of a seventh parameter. No doubt this was in some cases due to the fact that excavation axes were already orientated favourably with respect to weakness zones. It is certainly necessary to orientate excavations favourably with respect both to stress anisotropy and to weakness zones, as usually attempted.

However, the weakness zone poses a threat to stability not only because of its potential orientation, but also because of its weakness. A rough unfilled joint having identical orientation might not even be noticed and would certainly pose no threat to stability.

It is probable that engineers and geologists who note the presence of "unfavourably orientated" discontinuities in an excavation - and this is admittedly an important observation - do so because these surfaces are visible. One of the reasons that they are visible is that overbreak occurs preferentially along their surfaces. This is partly a consequence of planarity and/or filling material. In fact the surfaces in question are relatively non-distant, so offer little resistance to continued shearing. Discontinuities with  $J_1/J_2 \leq 1$  would probably come under this category.

It is in fact difficult to separate the observation "unfavourably orientated" from the implication of low dilatancy and low shearing resistance. The number of joint sets may also play an important role here, since this number controls the degree of freedom for block

Estimation of support....

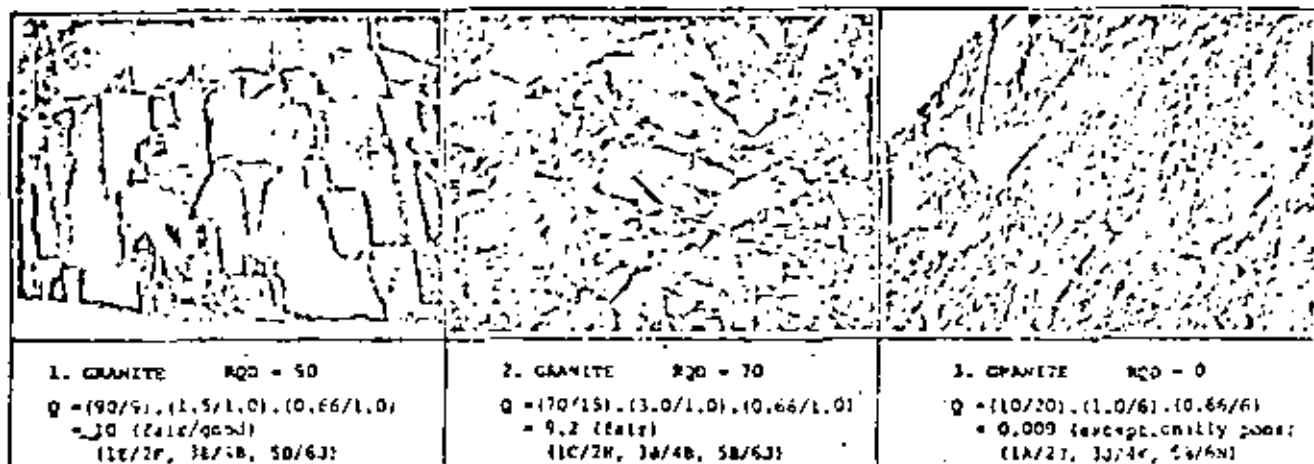


Figure 1. Examples of classification for three dissimilar granitic rock masses.

fall-out, if any, whatever the orientation or shearing resistance of the discontinuities or joints. Most of the influence of orientation is automatically reflected in the value of  $Q$  since the parameters  $J_n$ ,  $J_f$ ,  $J_s$  and  $SFR$  are indirectly weighted by "unfavourably orientated" fractures.

Cases sometimes arise where unfavourably dipping shear zones delineate exceptionally large unstable wedges requiring special support. This may take the form of specially dimensioned tensioned anchors positioned to allow for the variously orientated forces. A surge chamber wall at Churchill Falls (Barton et al. 1971), and a power house wall at Morrow Point (Brown et al. 1971) were both stabilized in this manner. In view of the special nature of such problems, no attempt should be made to relate the relevant rock mass quality  $Q$  to special-purpose support of this type.

EXAMPLES OF ROCK MASS CLASSIFICATION

Figure 1 illustrates the method of classifying rock masses for their quality  $Q$ . The three photographs are of surface exposures, but imaginary tunnel depths of around 40m have been assumed. Therefore water pressures and rock pressures of medium values have been assumed for each of the examples. Beneath each photograph the following are listed:

1. Rock type, RQD.
2. Rock mass quality  $Q$  and values of the 6 parameters:  $RQD/J_n$ ,  $J_f/J_s$ ,  $J_s/SFR$ .
3. Numerical and alphabetical coding to the classification descriptions given in Tables 1 to 6. (This coding may be used for concise recording of rock conditions in routine tunnel mapping).

The following points can be noted from the classification of the three granitic rock masses:

1. The positive contribution of irregular, undulating joints ( $J_f = 1$ ) in example 2, gives this rock mass almost the same quality ( $Q$ ) as example 1, despite the greater number of joint sets.
2. The decomposed granite shown in example 3 has a very low strength. It is probable that at 40m depth, with a rock pressure in the region of 10-15 kg/cm<sup>2</sup>, the material will exhibit some mild squeezing, hence the estimate of  $SFR = 6$ .

ESTIMATION OF SUPPORT BASED ON CASE RECORDS

(A) EXCAVATION SUPPORT CHART FOR ANALYSIS OF CASE RECORDS

The method of classifying a rock mass to obtain its quality  $Q$  was developed by successive re-analysis of case records, until a consistent relationship was obtained between  $Q$ , the excavation dimension, and the support actually used. These three variables were inter-related by means of a support chart. The final version of this chart is shown in Figure 2. It was arrived at after several alterations and re-analyses of the case records. The box numbering 1 to 18 is used as a reference to the support category. Support pressures that are appropriate to each category are listed in Tables 8, 9, 10, and 11.

The left-hand axis of the support chart gives the equivalent dimension ( $D_e$ ) which is a function both of the size and of the purpose of the excavation. The span or diameter are used as dimensions when analysing roof support, and the height or diameter are used for wall support. The excavation support ratio (ESR) which modifies these dimensions, reflects construction practice in that the degree of safety and support demanded by an excavation is determined by the purpose of the excavation, the presence of machinery, personnel etc.

Table 7. The excavation support ratio (ESR) appropriate to a variety of headings and excavations.

Type of excavation	ESR No.
A. Temporary mine openings etc. ....	ca. 1-57 (7)
B. Vertical shafts: (i) circular section ca. 2-57 (8)	
(ii) rectangular/square section ....	ca. 1.07 (9)
C. Permanent mine openings, water tunnels for hydro power (exclude high pressure penstocks), pilot tunnels, drifts and headings for large excavations etc. ....	1.6 (8)
D. Storage rooms, water treatment plants, minor road and railway tunnels, surge chambers, access tunnels, etc. (hemispherical caverns?) .....	1.3 (25)
F. Power stations, major road and railway tunnels, civil defence chambers, portals, intersections etc. ....	1.0 (79)
T. Underground nuclear power stations, railway stations, sports and public facilities, factories etc. ....	ca. 0.87 (21)

estimation of support.....

EQUIVALENT DIMENSION =  $\frac{\text{SPAN DIAMETER OR HEIGHT (m)}}{10}$

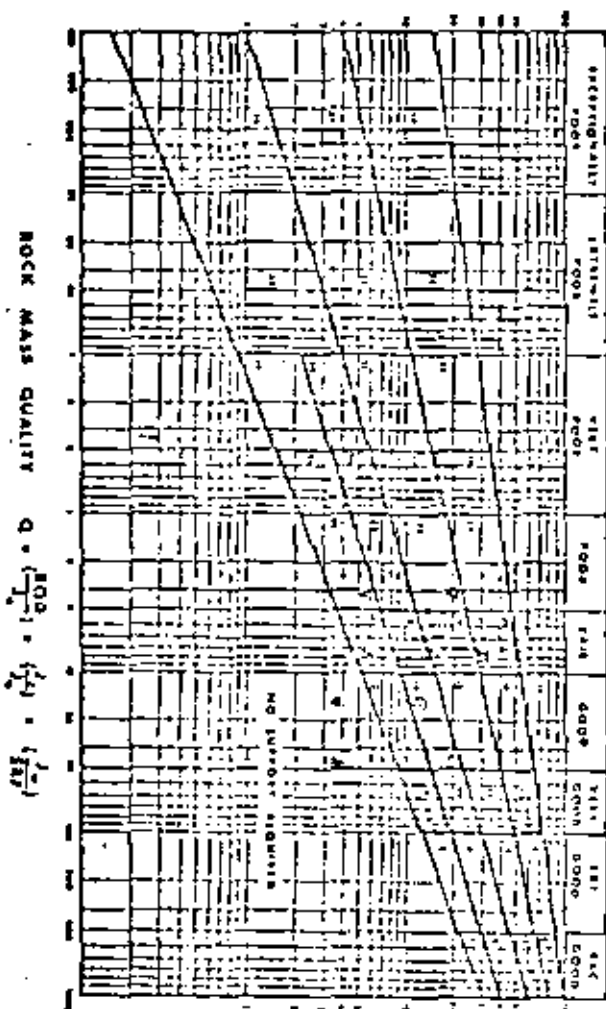


Figure 2. Excavation support chart showing the box numbering for 18 categories of support. The plotted points refer to the worked examples given in the appendix.

Machine	Hall	Tailrace	Tunnel	Support
●		▼		roof (permanent)
■		▲		walls
⊙		▽		roof (temporary)
■		▲		walls

The list of ESR values given in Table 7 was developed through trial and error as the most workable solution to the problem of variable support practice. The number of case records relevant to each class of construction are given in brackets. The degree of confidence in these figures will be roughly in proportion to the number of relevant cases, hence the question marks.

More than 700 case records were evaluated, and the relevant values of Q and SPAN/ESR are plotted in Fig. 1. In all, more than 90 of the case records were obtained from Cecil (1970), who visited and mapped a wide variety of excavation conditions in Scandinavia.

EQUIVALENT DIMENSION =  $\frac{\text{SPAN DIAMETER OR HEIGHT (m)}}{10}$

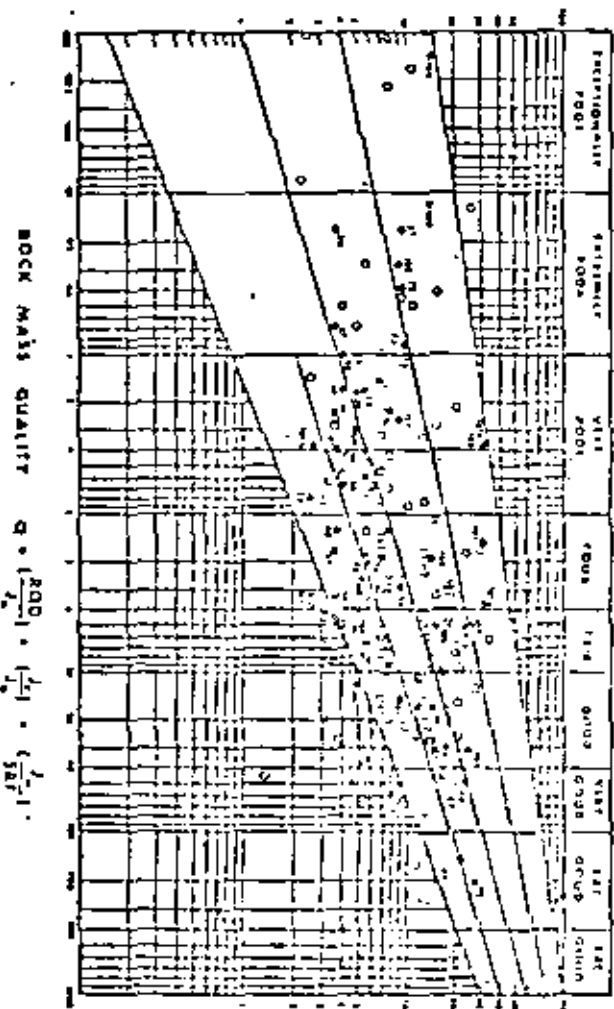


Figure 3. Support estimates are based on analysis of more than 700 case records. Scattered points refer to case records that are described in detail by Barton et al. (1974).

18) GENERAL EXCAVATION SUPPORT ESTIMATES

Different engineering practices inevitably lead to variations in methods of support, even for the same quality of rock. The majority of data has been obtained from European case records due in particular to the ninety or so case records from Scandinavia (Cecil, 1970) and to the Norwegian cases known to the authors. As a result of this European - Scandinavian bias, and the belief that bolting and shotcrete methods deserve most attention, several well documented case records have been ignored. These include those describing steel rib support methods, free span concrete arch roofs, and pre-cast sectional linings. However a large number of the several hundred case records that were reviewed could not be included, as some aspect of the rock mass or support was inadequately described.

The general estimates of support for each of the 18 support categories (Figure 2) are given in Tables 8, 9, 10, and 11. They have been tailored to fit the

## Estimation of support.....

largest number of case records possible, that plot within the same support category. (See Figure 1). Exceptionally conservative or occasionally unusual designs are automatically excluded from consideration since it is impossible to accommodate them in a generally applicable support recommendation for a given category.

However, small variations in support methods do occur in each category due to rock mass differences, since a given value of  $Q$  is not unique, but a combination of several variables. In order to separate the more important variations in support practice, the conditional factors  $RQD/J_n$  and  $J_p/J_s$  should be evaluated in addition to the overall quality  $Q$ . Two excavations having the same rock mass quality  $Q$ , may in one case be bolted, and in the other case only shotcreted. The conditional factor  $SPAN/ESR$  describing block size will normally separate these two cases. In other examples the conditional factor  $J_p/J_s$  describing inter-block shear strength may play a more important role, and occasionally the value of  $SPAN/ESR$  also helps to differentiate support methods.

In cases involving swelling or squeezing rock, the Notes appearing in the right hand column of Tables 8, 9, 10 and 11 are also used to differentiate support requirements (see Notes VIII, IX and X).

The support recommendations listed in Tables 8, 9, 10 and 11 have been designed in the first instance to give estimates of permanent rock support, since they are based on the rock support methods quoted in the case records. However, Figure 1 and the tables can also be used to estimate the wall support, and the temporary support. The suggested methods are given in the appendix, together with recommendations for bolt and anchor lengths, and complete worked examples to illustrate the method.

## Key to Support Tables:

- sb = spot bolting
- B = systematic bolting
- (utq) = untensioned, grouted
- (tq) = tensioned, expanding shell type for competent rock masses, grouted post-tensioned in very poor quality rock masses; see Note XII
- S = shotcrete
- (mr) = mesh reinforced
- clm = chain link mesh
- CCA = cast concrete arch
- (ar) = steel reinforced

Bolt spacings are given in metres (m). Shotcrete, or cast concrete arch thickness is given in centimetres (cm). All bolts are assumed to be 20 mm in diameter.

Table 8. Support Measures for Rock Masses of "Exceptional", "Extremely Good", "Very Good" and "Good" Quality ( $Q$  range: 100-10)

Support category	Conditional factors			Type of support	Notes
	$RQD/J_n$	$J_p/J_s$	$SPAN/ESR$		
1*	-	-	-	sb(utq)	-
2*	-	-	-	sb(utq)	-
3*	-	-	-	sb(utq)	-
4*	-	-	-	sb(utq)	-

5*	-	-	-	sb(utq)	-
6*	-	-	-	sb(utq)	-
7*	-	-	-	sb(utq)	-
8*	-	-	-	sb(utq)	-
9	>20	-	-	sb(utq)	-
	<20	-	-	B(utq) 1.5-2 m	-
10	>30	-	-	B(utq) 2-3 m	-
	<30	-	-	B(utq) 1.5-2 m +clm	-
11*	>10	-	-	B(tq) 2-3 m	-
	<10	-	-	B(tq) 1.5-2 m +clm	-
12*	>20	-	-	B(tq) 2-3 m	-
	<20	-	-	B(tq) 1.5-2 m +clm	-
13	>10	>1.5	-	sb(utq)	I
	>10	<1.5	-	B(utq) 1.5-2 m	I
	<10	>1.5	-	B(utq) 1.5-2 m	I
	<10	<1.5	-	B(utq) 1.5-2 m +S 2-3 cm	I
14	>10	-	>15	B(tq) 1.5-2 m +clm	I, II
	<10	-	>15	B(tq) 1.5-2 m +S(mr) 5-10 cm	I, II
15	>10	-	<15	B(utq) 1.5-2 m +clm	I, III
	<10	-	-	B(tq) 1.5-2 m +clm	I, II, IV
16*	>15	-	-	B(tq) 1.5-2 m +clm	I, V, VI
	<15	-	-	B(tq) 1.5-2 m +S(mr) 5-10 cm	I, V, VI
See Note XII	>15	-	-	B(tq) 1.5-2 m +S(mr) 10-15 cm	I, V, VI

\*Authors' estimates of support. Insufficient case records available for reliable estimation of support requirements.

Notes: The type of support to be used in categories 1 to 8 will depend on the blasting technique. Smooth wall blasting and thorough bearing-down may remove the need for support. Rough wall blasting may result in the need for single applications of shotcrete, especially where the excavation height is >5 m. Future case records should differentiate categories 1 to 3.

Table 9. Support Measures for rock masses of "Fair" and "Poor" quality ( $Q$  range: 10-1).

Support category	Conditional factors			Type of support	Notes
	$RQD/J_n$	$J_p/J_s$	$SPAN/ESR$		
17	>30	-	-	sb(utq)	I
	>10	-	-	B(utq) 1-1.5 m	I
	>30	-	-	B(utq) 1-1.5 m +S 2-3 cm	I
	<10	-	>6 m	S 2-3 cm	I
18	>5	-	>10 m	B(tq) 1-1.5 m +clm	I, III
	>5	-	<10 m	B(utq) 1-1.5 m +clm	I
	>5	-	>10 m	B(tq) 1-1.5 m +S 2-3 cm	I, III
	<5	-	<10 m	B(utq) 1-1.5 m +S 2-3 cm	I



Estimation of support.....

19	-	-	220 m	B(tq) 1-2 m +S(mr) 10-15 cm	I, II, IV
-	-	-	420 m	B(tq) 1-1.5 m +S(mr) 5-10 cm	I, II
20*	-	-	235 m	B(tq) 1-2 m +S(mr) 20-25 cm	I, V, VI
See note XII	-	-	435 m	B(tq) 1-2 m +S(mr) 10-20 cm	I, II, IV
21	>12.5	\$0.75	-	B(tq) 1 m +S 7-3 cm S 7.5-5 cm	I
-	-	>0.75	-	B(tq) 1 m	I
22	>10, (<30)	>1.0	-	B(tq) 1 m +clm S 3.5-7.5 cm	I
-	\$10	>1.0	-	B(tq) 1 m +S(mr) 2.5-5 cm	I
-	<30	\$1.0	-	B(tq) 1 m	I
23	-	-	215 m	B(tq) 1-1.5 m +S(mr) 10-15 cm	I, II, IV, VII
-	-	-	415 m	B(tq) 1-1.5 m +S(mr) 5-10 cm	I
24*	-	-	230 m	B(tq) 1-1.5 m +S(mr) 15-30 cm	I, V, VI
See note XII	-	-	430 m	B(tq) 1-1.5 m +S(mr) 10-15 cm	I, II, IV

\*Authors' estimates of support. Insufficient case records available for reliable estimation of support requirements.

Table 10. Support Measures for Rock Masses of "Very poor" Quality (Q range: 1.0-0.1)

Support category	Conditional factors			Type of support	Note
	SCD $\frac{J_c}{J_a}$	$\frac{J_r}{J_a}$	SPAN ESH		
25	>10	>0.5	-	B(tq) 1 m +mr or clm	I
-	\$10	>0.5	-	B(tq) 1 m +S(mr) 5 cm	I
-	-	\$0.5	-	B(tq) 1 m +S(mr) 5 cm	I
26	-	-	-	B(tq) 1 m +S(mr) 5-7.5 cm	VIII, X, XI
-	-	-	-	B(tq) 1 m +S 7.5-5 cm	I, IX
27	-	-	212m	B(tq) 1 m +S(mr) 7.5-10cm	I, IX
-	-	-	<12m	B(tq) 1 m +S(mr) 5-7.5 cm	I, IX
-	-	-	>12m	CCA(mr) 20-40 cm +B(tq) 1 m	VIII, X, XI
-	-	-	<12m	S(mr) 10-20 cm +B(tq) 1 m	VIII, X, XI
28*	-	-	230m	B(tq) 1 m +S(mr) 30-40 cm	I, IV, V, IX
See note XII	-	-	270, 430m	B(tq) 1 m +S(mr) 20-30 cm	I, II, IV, IX
-	-	-	420m	B(tq) 1 m +S(mr) 15-20 cm CCA(mr) 30-100cm	I, II, IX, IV, VIII, XI
29*	>5	>0.25	-	B(tq) 1 m +S 7-3 cm	-
-	65	>0.25	-	B(tq) 1 m +S(mr) 5 cm	-
-	-	\$0.25	-	B(tq) 1 m +S(mr) 5 cm	-

30	25	-	-	B(tq) 1 m +S 2.5-5 cm	IX
-	<5	-	-	S(mr) 5-7.5 cm	IX
-	-	-	-	B(tq) 1 m +S(mr) 5-7.5 cm	VIII, X, XI
31	>4	-	-	B(tq) 1 m +S(mr) 5-(2.5cm	IX
-	\$4, 21.5	-	-	S(mr) 7.5-25 cm	IX
-	<1.5	-	-	CCA 30-40 cm +B(tq) 1 m	IX
-	-	-	-	CCA(mr) 30-50 cm +B(tq) 1 m	VII, X, XI
32	-	-	230m	B(tq) 1 m +S(mr) 40-60 cm	II, IV, IX
See note XII	-	-	<30m	B(tq) 1 m +S(mr) 20-40 cm	III, IV, IX
-	-	-	-	CCA(mr) 40-120cm +B(tq) 1 m	IV, VIII, X, XI

\*Authors' estimates of support. Insufficient case records available for confident prediction of support requirements.

Table 11. Support Measures for Rock Masses of "Extremely Poor" and "Exceptionally Poor" Quality (Q range: 0.1-0.01)

Support category	Conditional factors			Type of support	Note
	SCD $\frac{J_c}{J_a}$	$\frac{J_r}{J_a}$	SPAN ESH		
33*	22	-	-	B(tq) 1 m +S(mr) 7.5-5 cm	IX
-	<2	-	-	S(mr) 5-10 cm	IX
-	-	-	-	S(mr) 7.5-15 cm	VIII, X
34	22	20.25	-	B(tq) 1 m +S(mr) 5-7.5 cm	IX
-	<2	20.25	-	S(mr) 7.5-15 cm	IX
-	-	<0.25	-	S(mr) 15-25 cm CCA(mr) 20-60 cm +B(tq) 1 m	VIII, X, XI
35	-	-	215m	B(tq) 1 m +S(mr) 30-100cm	II, IX
See note XII	-	-	215m	CCA(mr) 60-200cm +B(tq) 1 m	VIII, X, XI, XI
-	-	-	<15m	B(tq) 1 m +S(mr) 20-25 cm	IX, XII
-	-	-	<15m	CCA(mr) 40-150cm +B(tq) 1 m	VIII, X, XI, XII
36*	-	-	-	S(mr) 10-20 cm +B(tq) 0.5-1.0m	IX, XI
37	-	-	-	S(mr) 20-60 cm +B(tq) 0.5-1.0m	IX, XI
38	-	-	210m	CCA(mr) 100-300cm +B(tq) 1 m	IX, XI
See note XIII	-	-	210m	CCA(mr) 100-300cm +B(tq) 1 m	VIII, X, XI, XII
-	-	-	<10m	S(mr) 20-200 cm	IX
-	-	-	<10m	S(mr) 70-230 cm +B(tq) 1 m	VIII, X, XI, XII

\*Authors' estimates of support. Insufficient case records available for confident prediction of support requirements.

Estimation of support.....

Supplementary Notes for Support Tables

- I. For cases of heavy rock bursting or "popping", tensioned bolts with enlarged bearing plates often used, with spacing of about 1 m occasionally down to 0.8 m. Final support when "popping" activity ceases. (Selmer-Olsen, 1970)
- II. Several bolt lengths often used in same excavation, i.e. 3, 5 and 7 m.
- III. Several bolt lengths often used in same excavation, i.e. 2, 3 and 4 m.
- IV. Tensioned cable anchors often used to supplement bolt support pressures. Typical spacing 2-4 m.
- V. Several bolt lengths often used in same excavations, i.e. 6, 8 and 10 m.
- VI. Tensioned cable anchors often used to supplement bolt support pressures. Typical spacing 4-6 m.
- VII. Several of the older generation power stations in this category employ systematic or spot bolting with areas of chain link mesh, and a fine span concrete arch roof (25-40 mm) as permanent support.
- VIII. Cases involving swelling, for instance montmorillonite clay (with access of water). Room for expansion behind the support is used in cases of heavy swelling. See Selmer-Olsen (1970). Drainage measures are used where possible.
- IX. Cases not involving swelling clay or squeezing rock.
- X. Cases involving squeezing rock. Heavy rigid support is generally used as permanent support.
- XI. According to the authors' experience, in cases of swelling or squeezing, the temporary support required before concrete for structural arches are formed may consist of bolting (tensioned shell-expansion type) if the value of  $RQO/J_n$  is sufficiently high (i.e.  $\geq 1.5$ ), possibly combined with shotcrete. If the rock mass is very heavily jointed or crushed (i.e.  $RQO/J_n < 1.5$ , for example a "sugar cube" shear zone in quartzite), then the temporary support may consist of up to several applications of shotcrete. Systematic bolting (tensioned) may be added after casting the concrete, but it may not be effective when  $RQO/J_n < 1.5$ , or when a lot of clay is present, unless the bolts are grouted before tensioning. A sufficient length of anchored bolt might also be obtained using quick setting resin anchors in these extremely poor quality rock-masses. Serious occurrences of swelling and/or squeezing rock may require that the concrete arches are taken right up to the face, possibly using a shield as temporary shattering. Temporary support of the working face may also be required in these cases.
- XII. For reasons of safety the multiple drift method will often be needed during excavation and

supporting of roof arch. Categories 16, 20, 24, 28, 32, 33 (SPAN/ESR  $\geq 15$  m only).

- XIII. Multiple drift method usually needed during excavation and support of arch, walls and floor in cases of heavy squeezing. Category 38 (SPAN/ESR  $> 10$  m only).

(C) EXAMPLES OF CASE RECORD ANALYSIS AND SUPPORT COMPARISON

Application of the classification-support method is illustrated in Table 12. The three case records and the sketches given in Figure 4 were collected from Cecil (1970) and illustrate a wide range of conditions and dimensions. The authors' estimates of permanent roof support found in tables 8, 9, 10 and 11 are compared in each case with the support actually used. The classification ratings obtained from Tables 1 to 6 can be checked against descriptions using the code letters listed in Table 12. More detailed worked examples are given in an appendix. These include estimates for wall support and for temporary support.

PRELIMINARY ANALYSIS OF FAILURES

It seems unlikely that conventional safety factors can ever be specified for structures as complex as lined underground excavations in jointed rock. There are too many uncertainties concerning the interacting modes of failure between the support and the surrounding rock mass.

A statistical analysis might at first sight appear to provide a promising approach. Ideally the analysis should incorporate the uncertainties in the input parameters and the uncertainties in the mathematical models of the failure modes. The theoretically optimum design could be determined based on the probabilities of failure in the different modes and on the costs of construction and failures. The end result would be superior to design based on conventional safety factors since paradoxically the designs having the highest safety factors might nevertheless incorporate higher probabilities of failure, as for instance shown by Høy and Muratake (1974).

In underground excavation in rock, statistical design of this form is probably a very long way off, as we know almost nothing about the modes and mathematics of failure. Some engineers might object that we do know that shotcrete fails in shear, not compression, and that a rock mass behind the support will usually slide on pre-existing joints, unless retained by bolts. These are indisputable facts, but they help very little in actually formulating the mathematical analyses for general failure modes in a medium as variable as a rock mass. It is therefore that we have to present to fall back on a classification method, where the design is based on pre-failure, and where a good classification method will allow us to extrapolate past designs to different rock masses and to different sizes and types of excavation.

A valid objection to design based on pre-failure is that the general safety margin is virtually unknown. Very few failures occur and those that do can be so time dependent that it is difficult to be certain whether the "factor of safety" of the failed design

Estimation of support.....

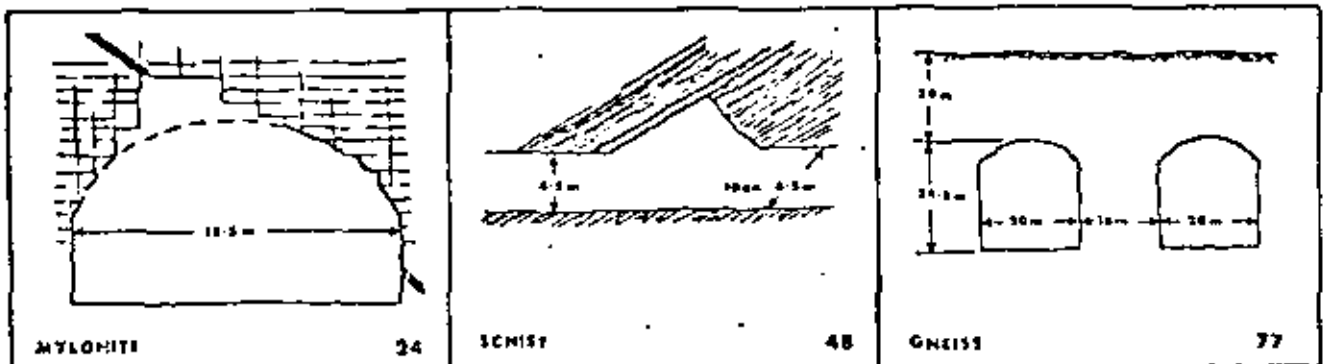


Figure 4. Sketches of three case records described in Table 12, after Cecil (1970).

Table 12. Comparison of support used and support recommended, for three case records described by Cecil (1970).

Case No.	1. DESCRIPTION OF ROCK MASS 2. Nature of instability 3. Purpose of excavation, location, reference	SPAN (m)	Height (m)	Depth (m)	Support used	$\frac{RQD}{J_n}$ (Code: Tables 1 to 6)	$\frac{J_z}{J_a}$	$\frac{J_w}{SRF}$	Q	FSR	SPAN/ESH	Estimate of permanent roof support
24	1. 60 m length, including a 1 m wide shear zone in mylonite. Crushed mylonite and non-softening clay seams and joint fillings. Intersecting joint set. 2 joint sets plus random, 5-30 cm spacing. Minor water inflow - 10 l/min. RQD = 60 2. Wedge shaped roof fall. 3. Headrace tunnel, Vietas Hydro, M.S.-den lzf. Cecil 1970).	12.5	6.5	60	Rock bolts, wire mesh and shotcrete	60 6	1.0 6	1.0 2.5				Category 22 = 8 l m +Star 2.5-5 cm
48	1. 15 m length, overthrust shear zone in schist, in which there was a 3 cm thick clay (non softening) and graphite seam. Shear zone was 50-100 cm wide and contained smooth, slickensided graphite-coated joint surfaces, 1 joint set, 5-30 cm spacing. Insignificant water inflow. RQD = 10 2. Wedge-shaped roof fall. 3. Tailrace tunnel, Bergvattnet, Hydro, N.Sweden (ref. Cecil 1970)	6.5	4.5	50	Rock bolts, wire mesh and two shotcrete applications	10 2	1.0 10	1.0 5				Category 3i = 8 l m +Star 5 cm
77	1. 100 m length, massive gneiss, few joints. Planar, rough-surfaced, unaltered joints. 3 m spacing. Insignificant water inflow. RQD = 100 2. Minor overbreak, no falls or slides. 3. Wine and liquor storage rooms. Stockholm (ref. Cecil 1970).	20	24.5	18	50 spot bolts in about 100 m of chamber	100 1.0	5 1.0	1.0 2.5				Category 0.5 =None or SD

## Estimation of support.....

Note: Right-hand column "estimate of roof support" is obtained from Tables 8, 9, 10 and 11.

Key: B = shotcrete, S = systematic bolting, sb = spot bolting, CCA = cast concrete arches, mr = mesh reinforcement, Rg = steel reinforced, c/m = chain link mesh.

Bolt spacing is given in metres. \* Shotcrete or concrete thickness is given in centimeters.

was 0.93, or considerably smaller in the long term. However, an attempt has to be made to investigate those case records describing preliminary failure and subsequent redesign that worked. Care must be taken to recognize the engineers' reaction to failure. The redesign could be grossly conservative compared to general practice, or it could be a balanced redesign, depending on the confidence or otherwise of the engineers concerned.

Only six of the two hundred case records that were analysed contained useable descriptions of failure of the support that was first designed. Four of these records of failure unfortunately included no mention of design support properties and therefore had to be analysed in the following way. The relevant value of SPAL/ISA was marked on Figure 2, and the support category intersected by this line were searched by examining Tables 8, 9, 10 and 11 in order to find the support estimate identical to the one that failed. The corresponding rock mass quality was termed  $Q_0$  and was the initial over-estimated rock mass quality. The real rock mass quality  $Q$  obtained from correct classification was considerably lower. The ratio  $Q_0/Q$  is a measure of the safety ratio with respect to failure caused by incorrect rock mass classification.

Table 13. Apparent safety ratios when estimating  $Q$ .

Case record No.	ESR	$Q_0$	$Q$	Safety ratio ( $Q_0/Q$ )
18	1.6	0.37	0.0094	40
19	1.6	0.36	0.078	11
45	1.6	2.14	0.60	275
79	1.0	2.4	0.05	280

The two case records of failure that did include details of support pressures were described by Enderes and Hofka (1963) and by Cording et al. (1972). In both cases the cause of bolt support failure was slabbing due to insufficient rock strength relative to the high in situ rock stresses. Both cavities belong in the power station group with ESR = 1.0.

\*The ratio of rock compressive strength/major principal stress ( $\sigma_1/\sigma_3$ ) was from 2.1 to 2.3 for Buarne power station (Enderes and Hofka, 1963) and 1.5 for the Nevada test cavity (Cording et al., 1972). This places them in the "mild" to "heavy" rock large categories according to Table 6, descriptions L and M. (SRF = 10 to 22.)

The 13.7 m span Buarne power station described by the first authors had a design support pressure of  $0.7 \text{ kg/cm}^2$ , which had to be increased locally (round the haunches) to  $1.4 \text{ kg/cm}^2$  by an overlapping 1 m pattern of 1.2 m long bolts. One of the Nevada test site cavities (hemispherical, span ca. 30.5 m) had a design support pressure of  $0.35 \text{ kg/cm}^2$  on the planar wall. The bolts yielded and failed when spaced at 1.8 m (yield pressure =  $0.3 \text{ kg/cm}^2$ ) and the design pressure was therefore increased locally to  $1.4 \text{ kg/cm}^2$  by an additional 200 bolts of 14.6 m length and 0.9 m spacing.

The two-fold and four-fold increases in support pressures described above for estimated rock mass qualities of 5.3 and 0.4 are equivalent to safety ratios ( $Q_0/Q$ ) of approximately 5 and 40 respectively. The apparent correlation between support pressure and rock mass quality  $Q$  is discussed in the next section.

The safety ratios listed in Table 13 and those discussed above are clearly inadequate for drawing reliable conclusions. One might expect that excavations of the power station variety (ESR = 1.0) had inherently larger safety ratios than for instance pilot tunnels (ESR = 1.6). However, important excavations are usually more thoroughly investigated than small span tunnels, so the chance of a serious overestimation of  $Q$  should be minimal.

In general therefore, large values of safety ratios  $Q_0/Q$  are unlikely to be found in case records of important excavations that failed. However, the inherent over-design or important excavations unquestionably does ensure that there is more room for making errors in estimating  $Q$ , without actually bringing the inadequate support to failure.

In very approximate terms it would appear that over-estimating  $Q$  by a factor of about 5 to 10 (e.g. by failing to anticipate high rock pressure, or by failing to distinguish swelling clay from inactive clay) might perhaps result in failure of the support. Overestimation by a factor of about 20 might cause an even chance of failure. It is to be hoped that others will be able to improve upon these crude conclusions, so that safety can be better evaluated.

EFFECT OF ERRONEOUS EVALUATION OF  $Q$ 

The problem of failing to anticipate unfavourable rock mass parameters, for example: slickensided joints, swelling clay, high rock pressure, squeezing ground, large water inflows etc. may cause individual errors ranging from factors of 1.5 to 2 up to a maximum of about 20. Two or more large errors out of the six parameters will be virtually certain of causing failure, if both errors are "unfavourable" (causing an overestimate of  $Q$  and an underestimate of support). However, there is room for several minor errors, especially since such "unfavourable" and "favourable" judgements of the rock mass may be made, thereby balancing out to some extent. Total errors amounting to a factor of between 2.5 and 4

## Estimation of support.....

will be likely to change the support recommendation, since the "width" of most categories is of this order as can be seen from Figure 2. Smaller errors than this will only be reflected in slight adjustments to bolt spacing.

One of the most serious errors of engineering judgement that can be made is failure to anticipate a clay-filled weakness zone. This may have a "snowball error" effect on  $Q$  and therefore result in inadequate support, especially if the clay concerned is of the swelling variety. A hypothetical but realistic example is given below to illustrate this situation.

1. Assumed rock mass quality  $Q_0 = 70/9 \times 1.5/3 \times 1.0/1.0 = 1.9$  (KOR)  
Code to descriptions, Tables 1 to 6 (IC/2F, JE/4D, 3A/6J)

2. Actual rock mass quality revealed upon excavation  
 $Q = 70/5 \times 1.0/15 \times 3.6/7.5 = 0.039$  (EXT. ROCK)  
Code to descriptions, Tables 1 to 6 (IA/2F, 3H/6A, 5B/6C)

According to the limited data of Table 13, a safety ratio ( $R_s/Q$ ) equal to 100, as above, will be virtually certain of causing failure in the unlikely event that support is not redesigned. The two  $Q$  values can be translated into engineering terms by imagining a water tunnel (ESR = 1.6) with both span and height equal to 9 metres. The two classifications given above lead to the following estimates for  
a) permanent roof support  
b) permanent wall support  
c) temporary roof support  
d) temporary wall support  
(The method of estimating b, c and d is given in the Appendix.

1. (a) Category 21 = S15 cm  
(b) Category 17 = S12-3 cm  
(Note:  $Q_{wall} = 1.9 \times 2.5$ )  
(c) Category 0 = NONE  
(d) Category 0 = NONE  
(Temporary support: 1.5 ESR, 5Q)

2. (a) Category 34 = OCA(az) 35 cm  
+B(tg) 1 m  
Notes: VIII, XI  
(b) Category 34 = OCA(az) 35 cm  
+B(tg) 1 m  
Notes: VIII, XI  
(Note:  $Q_{wall} = 0.039 \times 1.0$ )  
(c) Category 30 = B(tg) 1 m  
+S(ar) 5 cm  
Notes: VIII, XI  
(d) Category 30 = B(tg) 1 m  
+S(ar) 5 cm  
Notes: VIII, XI

The safety ratio of 100 in the above example is by no means the largest that can occur. For instance if the rock mass was essentially crushed in the weakness zone the safety ratio would exceed 200. However, it is a useful illustration of the "snowball error" that can occur through faulty engineering-geological judgement. All six parameters can be altered unfavourably by an unexpected clay zone.

In conclusion it should be emphasized that sensitivity analysis of this type can be very informative for the design engineer since there is quite a large store of case records coded in Tables 8, 9, 10 and 11. The economic consequences of pessimistic assumptions of rockmass conditions can be compared with those resulting from expected conditions, and the consequences of individual parameter errors can be investigated. It may even be of value to investigate the economic consequences of changing the span of an excavation, if such a choice is available in the design.

## SUPPORT PRESSURE ESTIMATES

Figure 5 shows an empirical method for estimating the permanent radial support pressure apparently required to stabilize the roof or walls of an excavation. The pressure to be expected for a given value of  $Q$  is likely to be dependent on the dilational properties of the weakest joint set, which is described by the  $J_r$  value. According to the limited number of case records available the range of support pressures to be expected generally lies within the shaded envelope. However, a closer estimate may perhaps be obtained from the following empirical relationships.

$$P_{roof} = \left(\frac{2.0}{J_r}\right) J_n^3 (Q)^{1/3} \quad (3)$$

$$P_{wall} = \left(\frac{2.0}{J_r}\right) J_n^3 (Q_w)^{1/3} \quad (4)$$

where

- $P_{roof}$  = permanent roof support pressure in  $kg/cm^2$
- $P_{wall}$  = permanent wall support pressure in  $kg/cm^2$
- $J_r$  = joint roughness number
- $J_n$  = joint set number
- $Q$  = rock mass quality
- $Q_w$  = wall factor (= 5, 2.5 or  $1.0 \times Q$ , see Appendix)

Estimates of support pressure obtained from Figure 5 are identical to those obtained from equation 3 and 4 when there are exactly three joint sets, which is the limiting case for three-dimensional block movement. If there are a greater number of joint sets the support pressure is likely to increase. Equations 3 and 4 are weighted accordingly. (The reasons for ignoring excavation dimensions when estimating support pressures have been discussed fully by Barton et al. (1974b) and will not be repeated here).

It will be found that the support pressure estimates obtained from Figure 5 (or equations 3 and 4) are reasonably consistent with the range of support measures listed in Tables 8, 9, 10 and 11. However, when the rock mass quality  $Q$  is higher than about 100, the estimate of pressure obviously loses its meaning, since excavations are almost certain to be self-supporting, with the exception of occasional blocks that require spot bolting.

The proposed relationship between support pressure and rock mass quality provides a convenient means for developing classification rules for dynamic as well as static loading of underground excavations. The

## Estimation of support.....

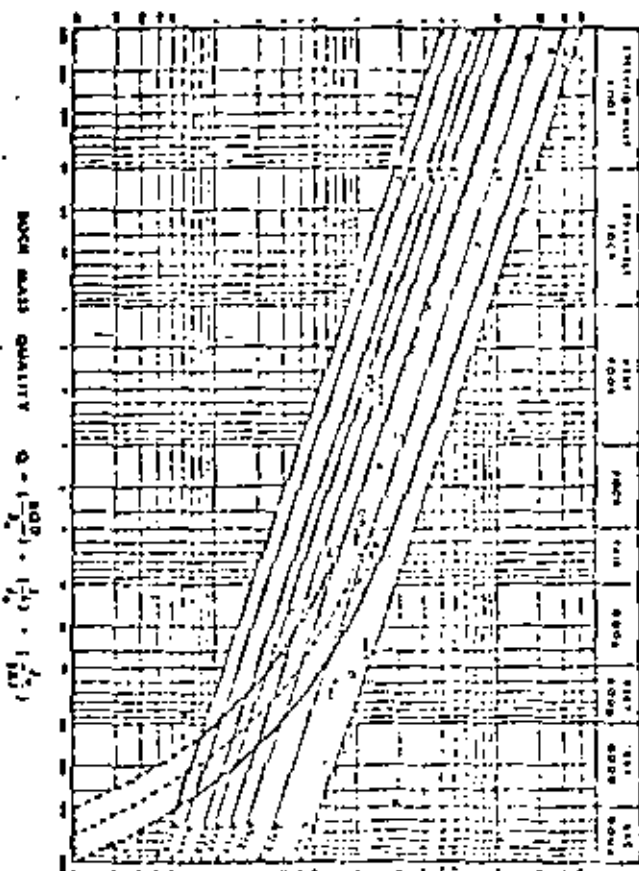
SUPPORT Pressure kg/cm<sup>2</sup>

Figure 5. Empirical method for estimating permanent support pressure. Numbered points refer to data records described by Barton et al. (1974a).

Dynamic stresses resulting from the passage of seismic waves will presumably exceed the static stresses by some unknown factor. An increase of up to 20% has been suggested in recent work reported by Glass, 1971 for the case of lined excavations.

An increase in support pressure can be allowed for in the rock mass classification. For example the stress reduction factor  $S_{RF}$  (Table 6) could be doubled for the case of dynamic loading. This would reduce  $Q$  by 50% and thereby allow for a dynamic/static stress ratio of approximately 1.25. In some cases this would have the effect of changing the support category, and in all cases would lead to reduced bolt spacing.

## CONCLUSIONS

1. The method of rock mass classification and support estimation described in this paper can be of great value in the planning stage, when knowledge of the rock mass is limited. Sensitivity analyses of the various parameters can be performed, and cost estimates can probably be given with a little more confidence than hitherto. At a later stage, when

excavation is underway, the rock mass parameters can be updated and the classification method used as a continuous record of rock conditions and a guide to support requirements. Should better methods of support design be available during excavation, then obviously the support recommendations contained in this paper should be overridden. Engineering judgement must be used at all times to prevent the recommendations being followed blindly.

2. Engineers and geologists who are in a position to supply the authors with the necessary classification and support data for projects with which they are familiar could make a valuable contribution, enabling the updating and improvement of the support tables when sufficient new data has been received. This would be especially valuable in categories where the authors' data is sparse or non-existent, and where initial support failed.

## APPENDIX

The support recommendations listed in Tables 9, 9, 10, and 11 were derived from the description of permanent roof support given in the numerous case records. The methods of estimating permanent wall support and temporary support that are summarised in this appendix are unlikely to give as reliable an estimate of support as that for permanent roof support. However, in the feasibility and planning stages, estimates of permanent wall support and temporary support also play a part in the cost predictions, so some form of support estimate is required. In the excavation stage of a project the estimates of roof support can continue to serve as a useful guide to actual practice. However, at this stage the less reliable wall support estimate should be critically reviewed. The temporary support will be largely in the competent hands of the engineer in charge at the face.

## 1. Permanent wall support

An approximate rule of thumb for estimating wall support in medium rock conditions is to use 1.5 times the roof bolt spacing (approx. half the support pressure) and 2/3 times the thickness of roof shotcrete. However in difficult rock conditions the wall (and invert) support may need to be stiffer to that of the roof arch. Conversely, in very favourable conditions there may be no need for any general wall support. Exceptions to these general assumptions may be encountered in the case of high walls. Special support might be required to stabilise deep-seated wedges.

An empirical method of modifying the roof support estimates is to multiply the rock mass quality  $Q$  by a factor which ranges in value from 1 to 3. The resulting wall factor  $Q_w$  is used in place of  $Q$  for determining wall support from Figure 7 and Tables 8 to 11.

Range of $Q$	Wall factor $Q_w$
$Q > 10$	3.0 $Q$
$0.1 < Q < 10$	2.5 $Q$
$Q < 0.1$	1.0 $Q$

The equivalent dimension  $z_{eq}$  of Figure 7 is evaluated in terms of the total excavation height for the case of wall support ( $H_{EIGT}/LSA$  & wall height/ $ESR$ ). The worked examples given in this appendix illustrate the above method.

## Estimation of support.....

## 2. Temporary support (feasibility and planning only)

The method of modifying the estimates of permanent support to take care of temporary support is to select a support category (box numbers 1 to 38, Figure 2) closer to the "no support" diagonal given in Figure 2. It has been found from trial and error that the following modifications to  $Q$  and ESR give reasonable estimates:

- Increase ESR to 1.5x ESR
- Increase  $Q$  to  $5Q$  (roof arch)
- Increase  $Q_w$  to  $5Q_w$  (walls)

These factors are applied equally to both roof and walls such that any differences in the permanent roof and wall support will also be in operation for temporary support. The worked examples given in this appendix illustrate the method.

## 3. Recommended bolt and anchor lengths

Bolt and anchor lengths for permanent support depend on the dimensions of the excavations. Lengths used in the roof arch are usually related to the span, while lengths used in the walls are usually related to the height of the excavations. The ratio of bolt length to span tends to reduce as the span increases. This trend has been illustrated by Beason et al. (1971). Accordingly, the following recommendations are given as a simple rule of thumb, to be modified as in situ conditions demand.

ROOF :	bolts	$L = 2 + 0.15 B/ESR$
	anchors	$L = 0.40 B/ESR$
WALLS:	bolts	$L = 2 + 0.15 H/ESR$
	anchors	$L = 0.35 H/ESR$

where

- L = length in metres
- B = span in metres
- H = excavation height in metres
- ESR = excavation support ratio

(Bolt lengths used as temporary support will usually be only loosely dependent on excavation dimensions. Lengths of between 1.5 and 3.0 metres seem to be used in many types of excavations).

## 4. WORKED EXAMPLES

Two hypothetical examples are now given to illustrate the various stages of the method outlined in this paper. It is assumed that estimations of permanent and temporary support are required for a machine hall of 20m span, and a tailrace tunnel of 9m span, both to be excavated in the same phyllitic rock mass. It is assumed that the estimates are required for the planning stage of a project. At this stage the following geotechnical information has been produced: surface mapping and bore core analyses, rock stress estimates, rock compression tests.

## I. Rock mass classification

Joint set 1.	strongly developed foliation likely to act as fully developed joint set	
	smooth, planar	( $J_r = 1.0$ )
	chlorite coatings	( $J_a = 4.0$ )
	ca. 15 joints / m	
Joint set 2.	smooth, undulating	( $J_r = 2$ )
	slightly altered walls	( $J_a = 2$ )

ca. 5 joints / m

$$J_v = 15 + 5 = 20 \quad RQD = 50 \quad (\text{Eqn. 2})$$

$$J_a = 4$$

most unfavourable  $J_r/J_a = 1/4$

Minor water inflows :  $J_w = 1.0$   
Unconfined compression strength of phyllite  
( $\sigma_c$ ) = 400 kg/cm<sup>2</sup>

Major principal stress ( $\sigma_1$ ) = 30 kg/cm<sup>2</sup>  
Minor principal stress ( $\sigma_3$ ) = 10 kg/cm<sup>2</sup>

(these are the virgin stress levels)

$$(\sigma_1/\sigma_3) = 3$$

$$\sigma_c/\sigma_1 = 13.3 \quad (\text{medium stress}) \quad SRP = 1.0$$

$$Q = 50/4 \times 1/4 \times 1/1 = 3.1 \quad (\text{poor}) \quad (\text{Eqn. 1})$$

## II. Estimates for 20m span machine hall

## (i) permanent support

type of excavation : machine hall  $B = 20m$   $H = 30m$   
(ESR = 1.0)  $B/ESR = 20$ ,  $H/ESR = 30$

(a) ROOF  $Q = 3.1$  : category 23 (Fig. 2)

$$\text{Table 9 : } S(\text{tg}) \text{ 1.4m} \quad (\text{Notes II, IV, VI.})$$

$$+ S(\text{nr}) \text{ 15cm}$$

(b) WALLS  $Q_w = 3.1 \times 2.5$  : category 20 (Fig. 2)

$$\text{Table 9 : } S(\text{tg}) \text{ 1.7m} \quad (\text{Notes II, IV.})$$

$$+ S(\text{nr}) \text{ 10cm}$$

mean length of bolts and anchors :

(a) roof bolts	5.0m
anchors	8.0m

(b) walls bolts	6.5m
anchors	10.5m

## (ii) temporary support

$$B/1.5AESR = 13.3, \quad H/1.5AESR = 20$$

(a) ROOF "Q" = 3.1x5 : category 14 (Fig. 2)

$$\text{Table 8 : } S(\text{utg}) \text{ 1.6m} \quad (\text{Notes I, III.})$$

$$+ \text{clm}$$

(b) WALLS "Q<sub>w</sub>" = (3.1x2.5)x5 : category 14 (Fig. 2)

$$\text{Table 8 : } S(\text{utg}) \text{ 2.0m} \quad (\text{Notes I, III.})$$

## III. Estimates for 9m span tailrace tunnel

## (i) permanent support

type of excavation : tailrace tunnel  $B = 9m$   $H = 9m$   
(ESR = 1.6)  $B/ESR = H/ESR = 5.6$

(a) ROOF  $Q = 3.1$  : category 21 (Fig. 2)

$$\text{Table 9 : } S(\text{utg}) \text{ 1.0m} \quad (\text{Notes I.})$$

$$+ S \text{ 2-3cm}$$

(b) WALLS  $Q_w = 3.1 \times 2.5$  : category 17 (Fig. 2)

$$\text{Table 9 : } S(\text{utg}) \text{ 1.4m} \quad (\text{Notes I.})$$

mean length of bolts :

(a) roof	2.9m
(b) walls	2.8m

## (ii) temporary support

(a) ROOF "Q" = 3.1x5 : category 0 (no support)

## Estimation of support....

(b) WALLS  $Q_u = (1.1, 1.2, 1.5) \times S$ ; category 0  
= (no support)

## 5. COMMENTS

The numbered support categories given in Figure 1 are shaped like parallelepipeds and have "widths" in units of  $Q$  (i.e., 0.01 - 0.1, 1 - 10 etc.) and "vertical" dimensions in units of SPAN/ESR. For example, category 21 has the following "dimensions":  $Q = 1-4$ , SPAN/ESR = 8-24.

1. When the estimated support listed in Tables 8 to 11 advises a range of bolt spacings (i.e., 1-1.5m or 1-2 meters), the specific value to be chosen (and it will only be approximate) will depend on the value of  $Q$  relative to the given range for that category. Considering the worked example (iii):  $Q = 3.1$ , range for category 21 = 1 - 4. Hence the choice of  $B(\text{sq})$  1.4m from the range 1.0-1.5m. The higher the rock mass quality the wider the bolt spacing. The value of SPAN/ESR need not influence this choice.
2. The choice of shotcrete thickness or cast concrete arch thickness from an estimated range (i.e., 5cm) 10-15cm will depend on the value of SPAN/ESR relative to the given range for that category. Considering the worked example (iii): SPAN/ESR = 20, range of SPAN/ESR for category 21 = 8-21. Hence the choice of 5cm) 15cm (approx.) from the range 5cm) 10-15cm. The larger the value of SPAN/ESR the thicker the shotcrete or concrete.
3. The lengths of bolts and anchors obtained from Appendix 3 should be coordinated with the recommendations given under Notes II or III. Thus for the roof, variable (intermediate) bolt lengths of 3, 5, and 7m appear reasonable, while for the walls 5, 6.5 and 8m might be more appropriate. The recommendation for using long tensioned cable anchors (Note IV) is based on current practice in most excavations of more than 15 to 20m span. The efficiency of long anchors spaced as widely as 1 to 6m (Note VII) is perhaps open to question as a general method of excavation support.
4. The relevant category for wall support is found by plotting the equivalent dimension HEIGHT/ESR versus  $Q_u$  in Figure 2, instead of SPAN/ESR versus  $Q$ . However, the conditional factor SPAN/ESR that is occasionally listed in Tables 8 to 11 is still used to differentiate between possible wall support alternatives, assuming that the other two conditional factors  $1RQD/J_n$  and  $J_v/J_h$  are inapplicable.
5. The approximate estimate of temporary support is obtained by plotting SPAN/ESR versus  $Q_0$  for roofs, and HEIGHT/1.5ESR versus  $Q_u$  for walls. The conditional factor is SPAN/1.5ESR for temporary roof and wall support, assuming that the other two conditional factors are inapplicable.

Some engineers may prefer to modify the estimates of permanent roof support themselves, to obtain wall support and temporary support estimates, instead of following the worked example and notes 4 and 5 above. In all cases engineering judgement should be used so that the estimates of support are not applied blindly.

For example, it is possible to point out at least one exception to the general rule that temporary support need have only limited capacity compared to permanent support. In rock bursting situations the temporary bolting should have at least equal capacity to that of the permanent bolting. The case of Sica power station

that was described by Selzer-Olsen (1970) is a useful example.

## ACKNOWLEDGMENTS

Two publications have been especially valuable in the development of this method of estimating support for underground excavations. The detailed descriptions of rock conditions in some Scandinavian tunneling projects given by Cecil (1970) provides a store of data for testing the classification method. The review article by Cording, Mendron and Dure (1972) was another valuable source from the University of Illinois. Finally the authors would like to thank their colleagues at MCI, in particular Bruce Hogg, for constructive discussions.

## REFERENCES

- BARTON, N., A. LIEN and J. LUNDE, 1974a, Analysis of rock mass quality and support practice in tunneling, and a guide for estimating support requirements. *Int. Internal Reports* 84206, 74pp.
- BARTON, N., A. LIEN and J. LUNDE, 1974b, Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics, Springer Verlag, Vienna* Vol. 6/4, pp.189-236.
- BENSON, R. P., R. J. COXSON, A. H. MERRITT, P. JOLI-COEUR, and G. U. DEPPE, 1971, Rock mechanics at Churchill Falls. *ASCE, Symposium on Underground Rock Chambers, Phoenix, Arizona, Proceedings*, pp.407-486.
- BROWN, C. L., E. D. MCGEEH, and J. S. DODD, 1971, Rock stabilization at Morrow Point power plant. *ASCE, Proc. Vol. 97, No. 581*, pp.117-119.
- CECIL, O. S., 1970, Correlations of rock bolt - shotcrete support and rock quality parameters in Scandinavian tunnels. Ph.D. Thesis, University of Illinois Urbana, pp.414.
- CORDING, E. J., A. J. MENDRON, and G. U. DEPPE, 1972, Rock engineering for underground caverns. *ASCE, Symposium on Underground Rock Chambers, Phoenix, Arizona*, pp.567-600.
- DEERE, D. U., 1963, Technical description of rock cores for engineering purposes. *Felsmechanik und Ingenieurgeologie*, Vol. 1, No.1, pp.16-27.
- ENDERSBEE, L. A., and E. O. MCFEED, 1963, Civil engineering design and studies in rock mechanics for Pointe power station, Tasmania. *The Journal of the Institution of Engineers, Australia*, Vol. 15, Sept. pp. 187-206.
- GLASS, C. R., 1971, Seismic considerations in siting large underground openings in rock. Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley, pp.1-122.
- HOGG, K. and R. F. MURSKA, 1974, Probabilistic analysis and design of a retaining wall. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 100, No. GT3 Proc., Paper 10416, March, pp.14-26.
- PAIKSITON, A., 1975, Characterizing an uppermost ground of fjellmasses kvalitet. *Internal Report, Ing. A. S. Berndt A/S, Oslo*, pp. 1-26.
- SELZER-OLSEN, R., 1970, Experiences with using bolts and shotcrete in area with rock bursting phenomena. *International Symposium on Large Permanent underground Openings, Oslo, 1969, Proceedings*, pp. 275-278.



**GEOMECHANICS CLASSIFICATION OF ROCK MASSES AND ITS APPLICATION IN TUNNELING**  
**CLASSIFICATION GÉOMÉCANIQUE DES MASSES ROCHEUSES ET SON APPLICATION POUR LE PERCEMENT DES TUNNELS**  
**GEOMECHANISCHE GEBIRGSKLASSIFIZIERUNG UND IHRE ANWENDUNG IM TUNNELBAU**

Z.T. BIENIANSKI

Head of Geomechanics Division

Council for Scientific and Industrial Research

Pretoria, South Africa

**SUMMARY.** An engineering classification of jointed rock masses, termed the Geomechanics Classification, is proposed. It is based on six parameters: the uniaxial compressive strength of the rock material, drill core quality RQD, spacing, orientation and condition of joints, and ground water inflow. Importance ratings are allocated to each parameter and total ratings for rock mass classes are specified. The bearing of each rock mass class is given in terms of an unsupported span and its stand-up time. The potential of the Geomechanics Classification is demonstrated by applying it to a selection of primary support for tunnels in rock.

**RÉSUMÉ.** Une classification pour l'ingénieur, des masses de roches fracturées, appelée Classification Géomécanique, est proposée. Elle dépend de six paramètres: La résistance à la compression simple, la qualité des carottes de sondage obtenues (valeur RQD), espacement, orientation et état des fissures, et les venues d'eau souterraines. On définit des valeurs relatives pour chaque paramètre et des valeurs totales pour la masse rocheuse. La signification de chaque classification rocheuse est donnée en termes de portée non supportée et de son temps de stabilité. En l'appliquant on montre le potentiel de la Classification Géomécanique pour déterminer le soutènement primaire en tunnels, creusés en matière rocheuse.

**ZUSAMMENFASSUNG.** Eine für den Ingenieur bestimmte Klassifizierung für klüftiges Gebirge, geomechanische Gebirgsklassifizierung genannt, wird vorgeschlagen. Sie gründet sich auf sechs Parameter: Die einachsige Gesteinsdruckfestigkeit, die Qualität der gewonnenen Bohrkerns (RQD-Wert), den Klüftabstand, die Klüftstellung und den Zustand der Klüfte, sowie auf den Grundwasserzutritt. Jeder Parameter wird nach seiner relativen Wichtigkeit bewertet und die Gesamtbewertung des Gebirges wird definiert. Die Bedeutung der einzelnen Gebirgsklassen ist in den Begriffen der Stützweite und der Standzeit ausgedrückt. Die Möglichkeiten der geomechanischen Gebirgsklassifizierung werden beschrieben, um sie zur Bestimmung von Stützmaßnahmen (Aussengewölbe) von Tunnels in Fels heranziehen zu können.

## INTRODUCTION

Practical experience still plays today a major part in the design and construction of structures built in rock. The reason for this situation is that although rock mechanics has made much progress, particularly in the last ten years, there is still a lack of understanding of many phenomena associated with this field. Due to the highly complex nature of rock masses, it is not surprising that the relationships governing their behaviour are not yet fully established.

With reference to tunnelling, the present state of the art was best summarised by a statement made at the First North American Rapid Excavation and Tunnelling Conference (Nichols, et al, 1972):

"Predicting support requirements for tunnels has, for many years, been based on observation, experience and personal judgment of those involved in tunnel construction. Hopping an unforeseen breakthrough in geophysical techniques for making tunnel site investigations, the prediction of support requirements for future tunnels will require the same approach."

Under such conditions, an assessment of rock masses based on a classification system is believed to be of great value if it can be related to the solution of specific engineering problems.

It is the purpose of this paper to introduce a rock mass classification which can estimate the necessary support measures needed in tunnel construction.

## CLASSIFICATION AND TUNNELING

A classification system for rock masses is essential to ensure understanding and communication among those concerned with a given tunnelling project, such as the Owner, the Engineer, the Contractor, the rock mechanics engineer and the engineering geologist. A classification system is also important in designing the route and tunnel cross-sections, drawing up preliminary cost estimates, determining the construction site, tendering, choosing the methods of excavation and primary support and evaluating experiences obtained during construction.

In general, a rock mass classification has the following purposes in a tunnelling application:

1. To divide a particular rock mass into groups of similar behaviour;
2. To provide a basis for understanding the characteristics of each group;
3. To yield quantitative data for the design of tunnel support;
4. To provide a common basis for communication.

These aims should be fulfilled by ensuring that a classification system has the following attributes:

- (a) is simple, easily remembered and understandable;
- (b) each term is clear and the terminology used is widely acceptable;
- (c) only the most significant properties of rock masses are included;
- (d) is based on measurable parameters which can be determined by relevant tests quickly and cheaply in the field;
- (e) it is based on a rating system which can weigh the relative importance of classification parameters;
- (f) is general enough so that the same rock will possess the same classification, regardless how it is being used (e.g. for tunnel roof stability as well as for excavation purposes).

The need for a suitable classification in the field of rock mechanics has long been recognized and, in fact, numerous proposals have been made. Nevertheless, although some of the existing classifications have a considerable potential none is fully satisfactory in terms of the above pre-requisites.

For example, many classifications are based on rock material characteristics only and are not functional enough. Others have disadvantages of a different type. The Terzaghi classification (1946) while dominant in the USA for many years and excellent for the purpose for which it was evolved, is basically applicable to tunnels with steel supports and is not suitable for modern tunnelling methods using shotcrete and rockbolts. It provides no quantitative information on the properties of rock masses. The Lauffer classification (1968) was a considerable step forward in the art of tunnelling since it introduced the concept of an active unsupported rock span and the corresponding stand-up time, both of which are very relevant parameters for determination of the type and amount of primary support in tunnels. The disadvantage of this classification is that these two parameters are difficult to establish and much is demanded of practical experience. The Leere classification (1970) relating the rock quality designation (RQD) to tunnel support is simple and practical but the RQD method disregards the influence of joint orientations, continuity and gouge materials which are of great importance in many cases.

#### STRUCTURAL REGIONS IN ROCK MASSES

A rock mass (also referred to as the "rock system" or the "rock body") consists of blocks of rock material (also referred to as "the intact rock element") which are separated by various types of discontinuities such as joints, faults, bedding planes, etc. In considering a classification of such a heterogeneous and anisotropic assemblage, it is necessary and convenient to distinguish a number of structural regions in a rock mass, each region having certain uniform features

and similar characteristics. Although rock masses are discontinuous in nature, they may nevertheless be uniform in regions when, for example, the type of rock or the joint spacing are the same throughout the structural region. For such a region only one type of support will be needed and it will not be economical to change it until the rock mass conditions change distinctly, i.e. a new structural region can be distinguished. Generally, the boundaries of structural regions, to be determined by an engineering geologist, coincide with major geological features such as faults, dykes, shear zones, etc.

Once structural regions have been defined, a rock mass classification should be applied to each region.

#### PARAMETERS FOR CLASSIFICATION

Much of the problem in proposing a classification system is to select a set of parameters of greatest significance. It is believed that there is no single parameter or index which can fully and quantitatively describe a jointed rock mass for tunnelling purposes. Various factors have different significance and only if taken together can they describe satisfactorily a rock mass. Although the significance of some factors may be different in different cases, e.g. in roof stability and in blastability or drillability, certain parameters are related to one another and can be used in different applications.

A detailed study of this problem (Bieniawski, 1973) revealed that, for practical applications, the following six parameters are most significant in the behaviour of rock masses:

1. Uniaxial compressive strength of rock material;
2. Drill core quality (RQD);
3. Spacing of joints;
4. Orientation of joints;
5. Condition of joints;
6. Ground water inflow.

All of these classification parameters can be measured in the field and they can also be grouped in accordance with already widely accepted divisions.

The uniaxial compressive strength of intact rock material is included for a number of reasons. If the discontinuities are widely spaced and the rock material is weak, the rock material properties will influence the behaviour of the rock mass. Under the same confining pressure, the strength of rock material constitutes the highest strength limit of the rock mass. The rock material is important if the joints are not continuous or if the use of tunnelling machines is contemplated. Finally, a sample of the rock material represents sometimes a small scale model of the rock mass since they have both been subjected to the same geological processes.

The determination of the uniaxial compressive strength of rock materials is a simple process for which standard techniques are available. Since, however, usual laboratory tests require careful specimen preparation and elaborate testing apparatus, it is recommended that the strength of rock materials be determined in the field from the point-load strength index. This involves testing on site of unprepared rock cores using simple portable equipment. Figure 1 shows that in this test a piece of drill core fails as a result of fracture across its diameter. The

point-load strength index is calculated as the ratio of the applied load to the square of core diameter. The results given in Figure 1 show that a close correlation exists between the uniaxial compressive strength and the point-load strength index. Table 1 lists the corresponding strength ranges for strength classification of rock materials, after Deere modified to SI units. Note that  $\sigma_c = 1$  MPa is considered as the lowest strength limit for rock materials.

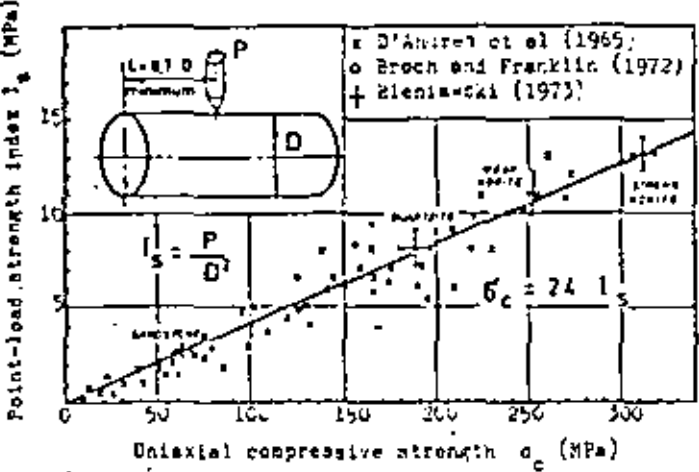


Fig. 1 Relationship between index  $I_p$  and strength  $\sigma_c$  for RX core (54 mm diameter).

TABLE 1 : STRENGTH CLASSIFICATION FOR ROCK MATERIALS

Description	Uniaxial compressive strength, MPa	Point-load strength index, MPa
Very high strength	> 200	> 8
High strength	100 - 200	4 - 8
Medium strength	50 - 100	2 - 4
Low strength	25 - 50	1 - 2
Very low strength	1 - 25	< 1

**Rock quality designation (RQD)** is a measure of drill core quality as obtained from boreholes but it is a more general measure than fracture frequency since it is based indirectly on both the degree of fracturing and the amount of weathering in the rock mass. The RQD is a quantitative index based on a modified core recovery procedure which incorporates only those pieces of hard, sound core which are 100 mm or greater in length. Shorter lengths of core are ignored as they are considered to be due to close shearing, jointing or weathering in the rock mass.

Since only hard, sound core is included in RQD determination, this means that rock core which is highly weathered receives zero RQD. For this purpose "highly weathered rock" means that weathering extends throughout the rock mass. The rock material is partly friable, has no lustre and all material except quartz is discoloured or stained. Highly weathered rock can be excavated with a geologist's pick.

For RQD determination, the core should be at least 50 mm in diameter and double tube 1/2 size core barrels (75 mm O.D.) with non-rotating inner barrels are recommended.

With the aid of RQD it is not normally possible to assess the spacing of joints from a single set of borehole cores. The RQD also does not take the influence of joint tightness, orientation, continuity and gouge material. Consequently while it seems an essential parameter (it was found useful by Deere et al, 1970, in classifying rock masses for selection of temporary tunnel support systems) it is not the only parameter for the full description of a rock mass.

Spacing and orientations of joints are of paramount importance for the stability of structures in jointed rock masses. The presence of joints reduces the strength of a rock mass and the joint spacing as well as their dip and strike govern the degree of such reduction. For example, a rock material with a high strength but intensely jointed will yield a weak rock mass. The data on spacing of joints must be obtained from a joint survey, for each joint set, and not from borehole logs. Table 2 gives the generally accepted joint spacing divisions, after Deere. It should be noted that in a rock mass there is usually more than one set of joints. Thus, in Table 1 the term "blocky" applied to the case of three joint sets, while for two joint sets the term "columnar" is suggested and in the case of one set of joints the term "tabular" may be suitable.

The term **joint** means all discontinuities which may be technically joints, faults, bedding planes or other surfaces of weakness. The spacing of joints means the mean distance apart of the planes of weakness in the rock mass in the direction perpendicular to the joint planes.

TABLE 2 : CLASSIFICATION OF JOINTS BASED ON SPACING

Description	Spacing of joints	Rock mass designation
Very wide	> 3 m	Solid
Wide	1 - 3 m	Massive
Moderately close	0.3 - 1 m	Blocky/zeamy
Close	50 - 300 mm	Fractured
Very close	< 50 mm	Crustal

**Condition of joints** includes separation of joints (distance between joint surfaces), continuity and roughness of joints as well as gouge material. Tight joints with rough surfaces and no gouge have a high strength. On the other hand, open continuous joints will facilitate unrestricted inflow of ground water. The continuity of joints influences the extent to which the rock material and the joints separately affect the behaviour of the rock mass. A joint is continuous if its length is greater than the diameter of the tunnel. A joint may be continuous with or without containing any gouge, i.e. the material occurring on the joint surfaces. If gouge is present its type, thickness, consistency and continuity should be described.

**Ground water** is known to have an important effect on the behaviour of jointed rock masses. In the case of tunnels, the rate of inflow of ground water in litres per minute was shown to be the governing factor (Wickham, et al, 1972). This can be established in exploration adits, pilot headings or in the actual tunnels under construction.

The classification parameters discussed above are to be provided by the engineering geologist from his measurements conducted in the field. The complete set of data is needed for each structural region as encountered along the tunnel route. While the data required are the minimum needed for an initial design of a tunnel, the geologist should supply any additional information which he considers useful and relevant.

#### THE GEOMECHANICS CLASSIFICATION

A rock mass classification, incorporating the parameters discussed above and termed the Geomechanics Classification, is proposed in Table 3. This classification satisfies the requirements stated earlier and combines the best features of existing classifications.

A number of observations should be made with respect to Table 3. It will be noted that rock parameters and rock masses are grouped into five classes. This is considered sufficient to provide for meaningful discrimination in all the parameters. More classes could be difficult to work with while fewer classes may not offer sufficiently clear distinctions.

In applying various parameters to a rock mass classification, it is necessary to note that different parameters are not equally important for the overall classification of a rock mass. Accordingly, importance ratings are also given in Table 3 for each parameter and its subdivisions. These ratings are partly derived from a study by Wickham et al. 1972. Two points should be noted in connection with these ratings.

TABLE 3 : GEOMECHANICS CLASSIFICATION OF ROCK MASSES

#### A. CLASSIFICATION PARAMETERS AND THEIR RATINGS

1	Uniaxial compressive strength of intact rock	> 200 MPa	100 - 200 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	< 25 MPa
	Rating	10	5	2	1	0
2	Drill core quality EQD	90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25% or highly weathered
	Rating	20	17	14	8	3
3	Spacing of joints	> 3 m	1 - 3 m	0.3 - 1 m	50 - 300 mm	< 50 mm
	Rating	30	25	20	10	5
4	Strike and dip orientations of joints	Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very unfavourable
	Rating	15	13	10	6	3
5	Condition of joints	Very tight: separation < 0.1 mm Not continuous	Tight: < 1 mm and continuous No gouge	Open: 1 - 5 mm Continuous Gouge < 5 mm	Open > 5 mm Continuous Gouge > 5 mm	
	Rating	15	10	5	0	
6	Ground water inflow (per 10 m of tunnel length)	None	< 25 litres/min	25 - 125 litres/min	> 125 litres/min	
	Rating	10	6	5	2	

#### B. ROCK MASS CLASSES AND THEIR RATINGS

Class No.	I	II	III	IV	V
Description of class	Very good rock	Good rock	Fair rock	Poor rock	Very poor rock
Total rating	100 - 90	90 - 70	70 - 50	50 - 25	< 25

#### C. MEANING OF ROCK MASS CLASSES IN TUNNELLING

Class No.	I	II	III	IV	V
Unsupported span	5 m	4 m	3 m	1.5 m	0.5 m
Average stand-up time	10 years	6 months	1 week	5 hours	10 minutes

Firstly, the ratings given for joint spacings apply to rock masses having three sets of joints. Thus, if only one or two sets of joints are present, a conservative assessment is obtained. Secondly, some difficulties may be experienced in deciding whether strike and dip orientations are favourable or not in a given tunnel. For this purpose, reference should be made to Table 4 which is based on a detailed study (Wickham, et al. 1972) of this aspect.

TABLE 4 : THE EFFECT OF JOINT STRIKE AND DIP ORIENTATIONS IN TUNNELLING

Strike perpendicular to tunnel axis				Strike parallel to tunnel axis	
Drive with dip		Drive against dip			
Dip	Dip	Dip	Dip	Dip	Dip
45°-90°	20°-45°	45°-90°	20°-45°	45°-90°	20°-45°
Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very unfavourable	Fair
Dip 0° - 20° : Unfavourable, irrespective of strike					

Once the importance ratings of the classification parameters are established, the ratings for all the individual parameters are added giving the total rating for the rock mass, i.e. its structural region under consideration. Note that the higher the total rating, the better the rock mass conditions.

Section B of Table 3 gives the total ratings for the five rock mass classes together with their descriptions.

As explained earlier, any rock mass classification must be related to specific engineering problems and hence the Geomechanics Classification should also have a practical meaning for tunnel design and construction.

The meaning of each rock mass class for tunnelling purposes is given in Section C of Table 3. This is done by specifying for each rock mass class an active unsupported span and the stand-up time that this span takes to failure. An active unsupported span is the width of the tunnel or the distance from support to the face if this is less than the width of the tunnel. This idea was first provided by Lauffer in 1958 but his original classification has since been modified many times. In the case of the Geomechanics Classification, the full relationship between the unsupported span and the stand-up time is given in Figure 2 while Section C of Table 3 gives the average data. It must be emphasized that since Figure 2 is derived from practical experience, some provision should be made to check on this relationship in the exploration test adits or, as will be discussed later, during the tunnel construction.

It will be seen from Figure 2 that a span of 2 m will stand unsupported for over one month in a rock of Class III ("fair rock") but only for a few days in a rock mass of Class IV ("poor rock"). Longer stand-up time in these rock mass classes can only be achieved once suitable support measures are introduced.

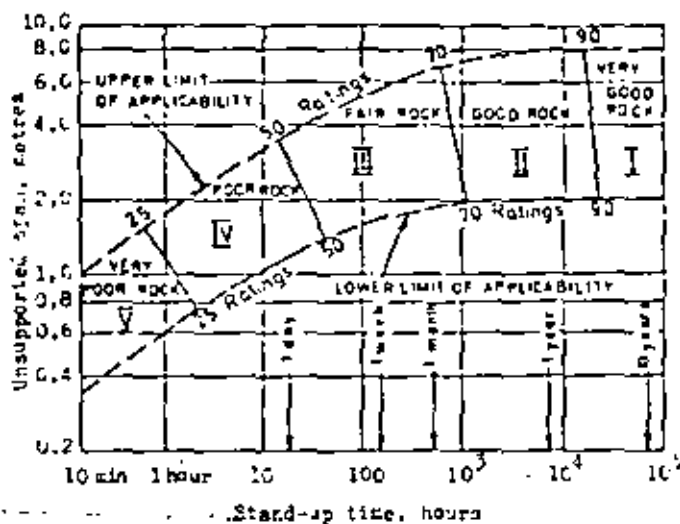


Fig. 2 Geomechanics classification for tunnelling. (Modified after Lauffer, 1958)

These measures will constitute the primary support (otherwise known as the temporary support) and they will aim at ensuring tunnel stability until the secondary support (or the permanent support, e.g. the concrete lining) is installed. They depend on such factors as the depth below surface (field stress), tunnel size and shape and methods of excavation.

The primary support measures are given in Table 5 for shallow tunnels 5 m to 12 m in diameter driven by drilling and blasting. Three alternative methods of support are presented. This table, again compiled from experience, represents the modern technological practice in Europe, the U.S.A. and South Africa.

It should be emphasized that although the support measures listed in Table 5 are given for primary (temporary) support they will probably be able to carry all the load ever acting on the tunnel. After all, modern supports do not deteriorate easily and the traditional concept of the temporary or permanent support is losing its meaning.

As a consequence, the tunnels are overdesigned since the primary support is probably too strong. However, since our knowledge of tunnel engineering is far from complete, a radical departure from the customary methods of design may not be justified.

A solution to this problem is to conduct certain field measurements in the tunnel during its construction. This is also desirable since the information provided in Figure 2 and in Table 5 is based on experience which may not necessarily be fully applicable to all tunnels. Hence, on the basis of appropriate field measurements, the initial design may be adjusted during construction to conform with the behaviour of the rock mass. The measurements can also indicate to which extent the thickness of the final lining may be reduced. The most common field measurements are: precise levelling, convergence measurements across the tunnel cross-sections, borehole extensometer measurements around the tunnel circumference and pressure measurements in the lining and at the rock/concrete interface.

TABLE 5 : GUIDE FOR SELECTION OF PRIMARY SUPPORT IN 5 m to 12 m DIAMETER TUNNELS AT SHALLOW DEPTH

Rock mass class	Alternative support systems for drilling and blasting construction		
	Mainly ROCKBOLTS*	Mainly SHOTCRETE	Mainly STEEL SETS
I	GENERALLY NO SUPPORT IS REQUIRED		
II	Rockbolts spaced 1,5 to 2,0 m plus occasional wire mesh in crown	Shotcrete 50 mm in crown	Uneconomic
III	Rockbolts spaced 1,0 to 1,5 m plus wire mesh and 30 mm shotcrete in crown where required	Shotcrete 100 mm in crown and 50 mm in sides plus occasional wire mesh and rockbolts where required	Light sets spaced 1,5 m to 2 m
IV	Rockbolts spaced 0,5 to 1,0 m plus wire mesh and 30 - 50 mm shotcrete in crown and sides	Shotcrete 150 mm in crown and 100 mm in sides plus wire mesh and rockbolts, 3 m long spaced 1,5 m	Medium sets spaced 0,7 m to 1,5 m plus 50 mm shotcrete in crown
V	Not recommended	Shotcrete 200 mm in crown and 150 mm in sides plus wire mesh, rockbolts and light steel sets. Close invert.	Heavy sets spaced 0,7 m with lagging. Shotcrete 75 mm as soon as possible.

\* Resin bonded bolts 20 mm diameter, length  $\frac{1}{3}$  tunnel width.

**A CASE STUDY**

Recently, a certain unsupported section of a road tunnel in South Africa collapsed providing information on the unsupported span and the stand-up time. It was decided to cross-check the Geomechanics Classification with this information.

The tunnel in question involved a heading, about 5 m in width and the same in height, being driven in slightly weathered quartzite. This heading was unsupported and its roof fell down over the full span after 9 months. The heading constituted one structural region in the tunnel for which the following input data were determined (where applicable the average ratings are given with individual values in brackets):

Parameter	Value	Rating
Uniaxial compressive strength	133 MPa	5
Core quality RQD	90 - 94%	20
Spacing of joints	Set 1: 0,5 - 1 m	(20)
	Set 2: 0,3 - 0,6 m	(20)
	Set 3: 2 m	(25)
Orientations of joints	Set 1: Horizontal	(6)
	Set 2: Vertical; parallel to tunnel axis	(3)
	Set 3: Vertical; perpendicular to tunnel axis	(15)
Condition of joints	Separation < 1 mm Continuous joints	10
Ground water inflow	None	10
TOTAL		75

From Table 3, a rating of 75 classifies this rock mass as "good rock". This rating falls in the first quarter of Class II which ranges from 70 to 90. From Figure 2, the expected stand-up time is determined for rating 75 and an unsupported span of 5 m (the width of the pilot tunnel). This leads to the stand-up time of about 1600 hours (67 days). In the actual case the rock stood unsupported for 9 months which indicates the conservative nature of the Geomechanics Classification. From Table 5, the pilot tunnel in question should have been supported (within two months) with 2,5 m long rockbolts, spaced at 1,5 m with occasional wire mesh placed in the crown to prevent isolated rockfalls.

---000---

The Geomechanics Classification has been successfully applied for some time for classification of rock masses in civil engineering and in mining situations. It was found that geologists had no difficulties in determining the input parameters needed for this classification and that if a few engineers classified independently they could arrive at the same classification of a given rock mass.

**REFERENCES**

Bieniaski, Z.T. Engineering classification of jointed rock masses. *Trans. S. Afr. Inst. Civil Engrs.*, 1973, in press.

Deere, D.U., Peck, R.B., Parker, H.W. and Monsees, J.E. Design of tunnel support systems. *Highway Research Record*, No. 339, 1970, pp. 20-33.

Lauffer, H. Gefirgeklassifizierung für den Stollenbau. *Geologie und Bauwesen*, vol. 24, 1950, pp. 46-51.

Terragni, K. Rock defects and loads on tunnel supports. *Rock Tunneling with Steel Supports*, eds. Froeter and White, Commercial Engineering Co., Youngstown, 1946, pp 15-99.

Vickhar, G.E., Tiedeman, H.R. and Skinner, E.H. Support determinations based on geological predictions. *Proc. First North American Tunneling Conference*, AIME, New York, 1972, pp. 49-64.

## 7.7 TÚNELES

Generalmente las excavaciones subterráneas son a base de túneles y lancheras. Lo que no es túneles o lancheras es una adaptación de voladuras de banco.

### 7.7 Túneles

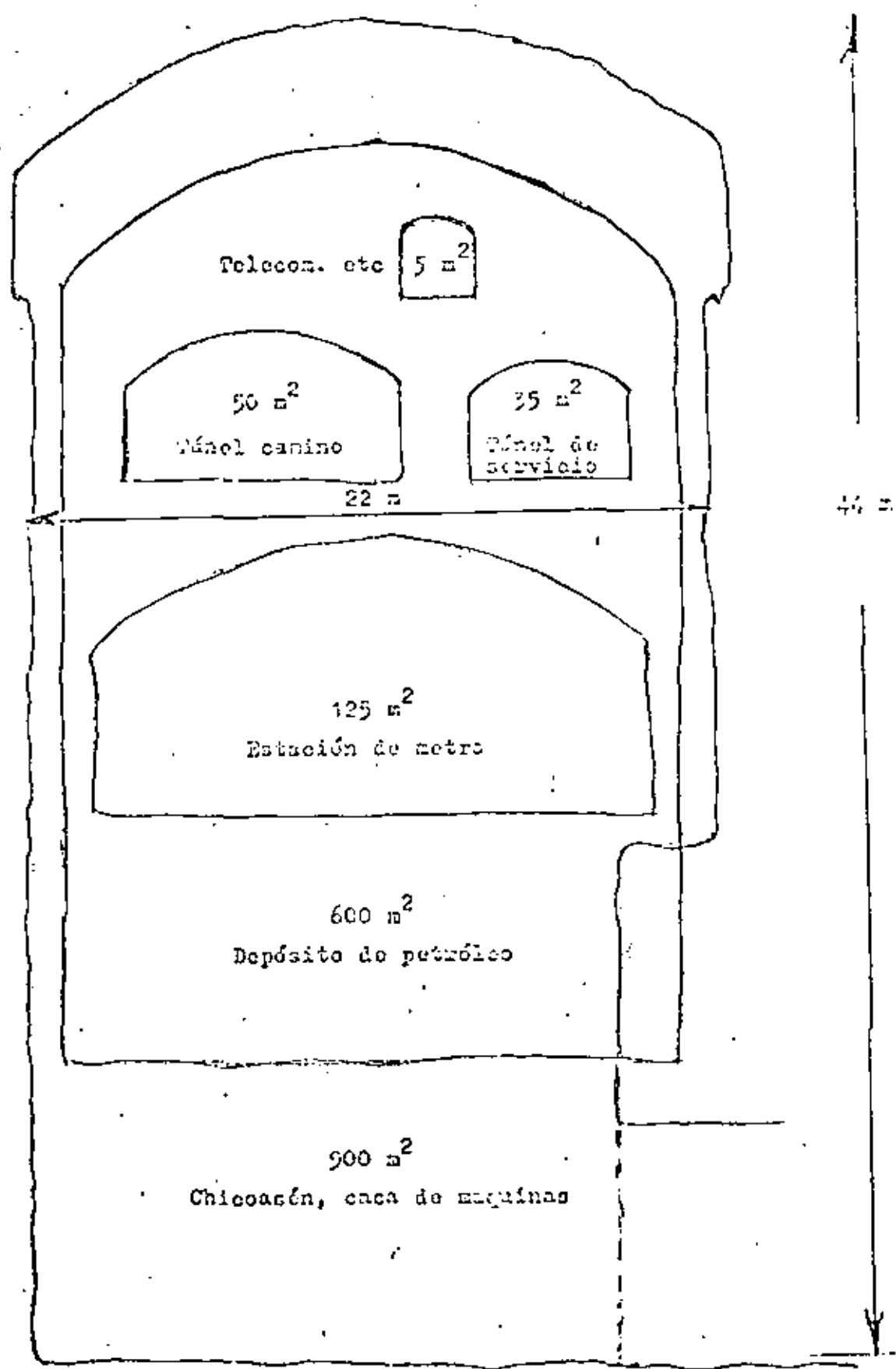
La diferencia principal entre voladuras de túnel y voladuras de banco es que en el túnel hay solamente una cara libre, comparado con mínimo dos en un banco. Esta cara es el eje perpendicular al avance del frente. Por esto se necesita crear una apertura en todo el largo del avance próximo y después volar la roca sucesivamente hacia esta apertura. En la aplicación de la apertura se aplica el método de voladuras de banco. Pero la carga específica es mucho más alta por las siguientes razones:

- a) barrenos desviados (el ambiente subterráneo con oscuridad, humo, agua, alto nivel de ruido etc dificulta el trabajo)
- b) espacio requerido para el hinchamiento de la roca (el hinchamiento es alrededor de 50 %)
- c) barrenos sin inclinación
- d) no cooperan barrenos adyacentes
- e) el efecto de la gravedad en los barrenos que tienen salida por arriba.

Hay una gran variedad de túneles para diferentes usos, ver la figura en la siguiente página.

En túneles con áreas menos de 80 m<sup>2</sup> normalmente se ataca toda la sección en una operación. En túneles más grandes se reparte la excavación en dos o más operaciones. Esta repartición se puede hacer de varias maneras, pero ahora domina el método de excavar una galería arriba y después banquear.

El número de bancos depende de la altura del túnel y muchas veces de las condiciones de estabilidad de las paredes. Por ejemplo en la casa de máquinas (44 m de altura) y la galería de oscilación (55 m de altura) en Chicocacán se ejecutó el siguiente procedimiento: excavar un banco de 4 metros y después anclar las paredes antes que se excava el próximo banco, para evitar desprendimientos de las zonas relajadas.

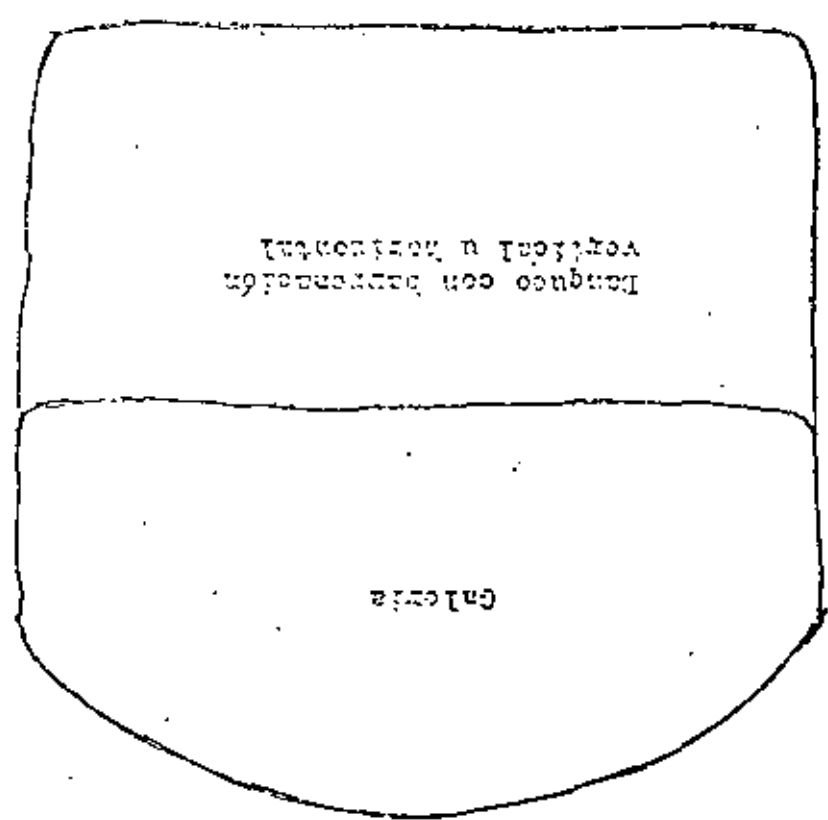


Ejemplos de cortes transversales de túneles típicos

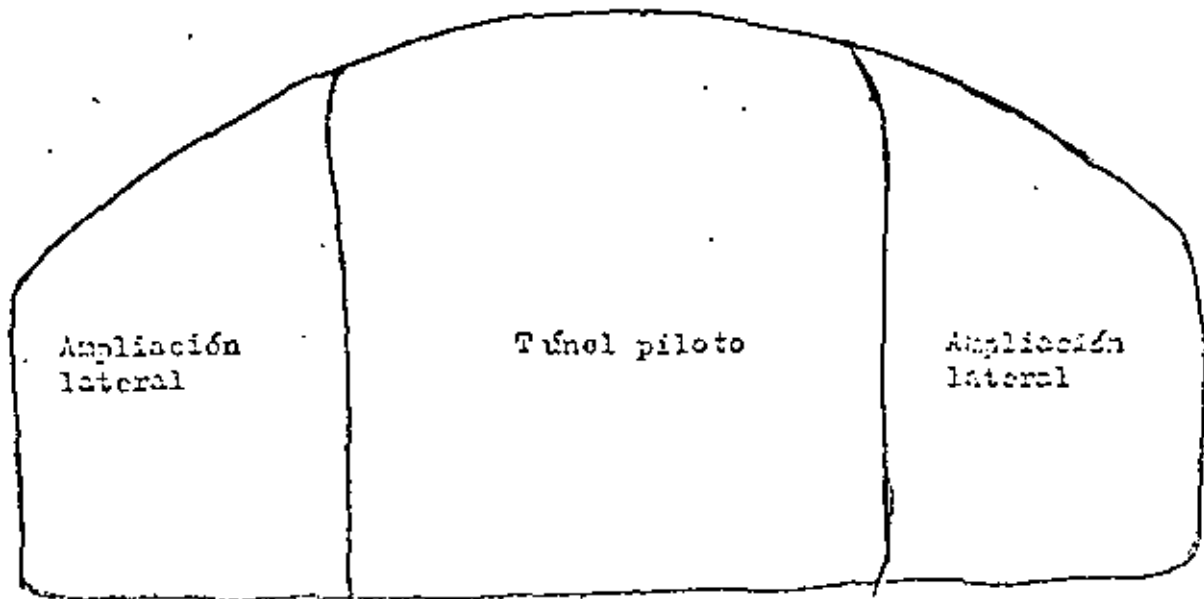


Antes antes a en con. para de ventajoso de abasar con  
 lateral piloto y ampliación (banquero). lateral. con el lateral  
 piloto se puede investigar las condiciones de los sin con  
 un techo ancho y poner ancho o/y concreto lanzado antes de  
 ampliación lateral.

Galería y banco

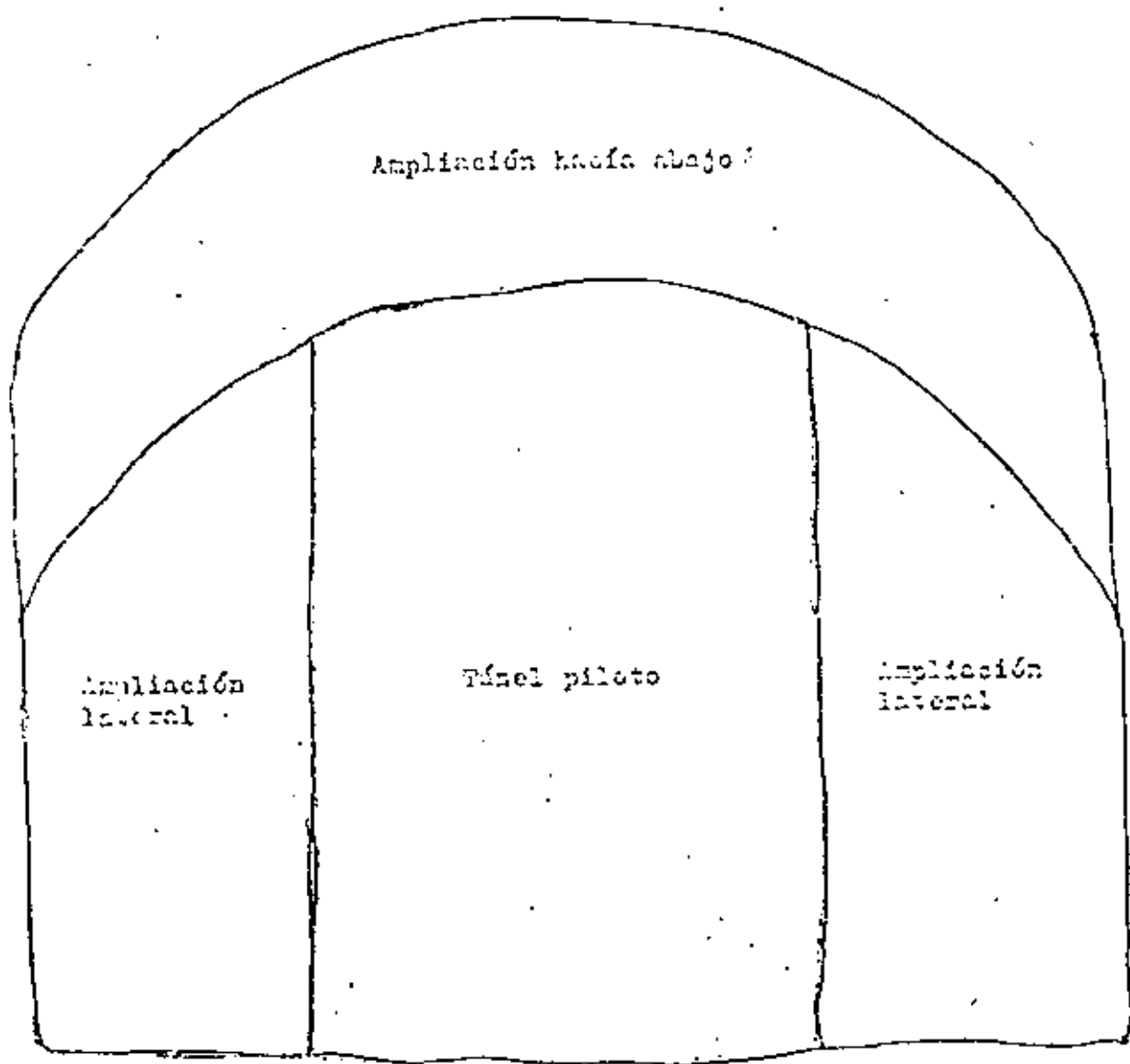


El banco de las bancanadas vertical u horizontal  
 puede ser de 4 metros con bancanadas por  
 las altas condiciones de bancanada y banco.



Túnel piloto y ampliaciones laterales

El emboquillado es preferible de hacer con un túnel piloto abajo; después las ampliaciones laterales y finalmente bajar el techo. El túnel piloto debe tener una longitud de unos 10 metros o hasta que se compona la roca superficial.



Túnel piloto y ampliaciones

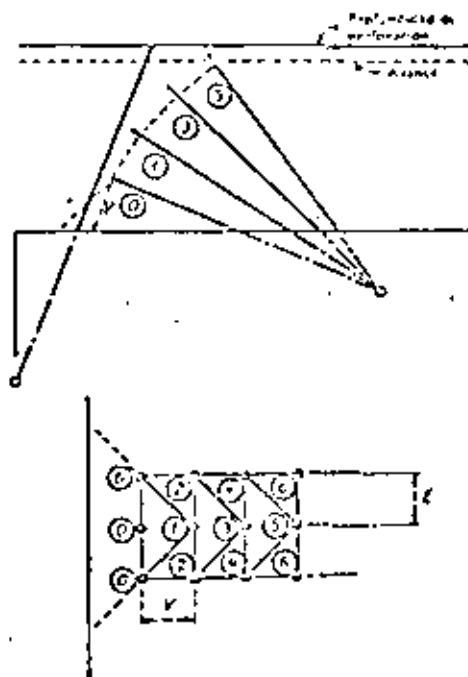
## 7.1.1 Cuñas

La apertura antes mencionada se hace con una cuña (cuñal).  
Hay una gran variedad de cuñas, pero las cuñas comunes son  
de tres tipos:

- a) cuñas en abanico
- b) cuñas en V
- c) cuñas paralelas.

## a) Cuñas en abanico

En estas cuñas los barrenos trabajan sin la construcción en  
el fondo que significa otros tipos de cuñas. La primera  
hilera tiene fondo libre y las siguientes salda en ángulo  
recto, ver figura abajo.



Construcción del esquema de perforación para un cuñal en abanico.

La cuña en abanico puede considerarse como una especie de ranja volada a través de la sección del túnel y por eso es la cuña más suave para la roca.

La semejanza de una ranja implica que se debe tomar en cuenta las condiciones de rotura en una superficie perpendicular a los barrenos y aplicar el principio de salida en ángulo recto (abajo en la figura). La secuencia de ignición marcada es la única posible para poder controlar bien el resultado. Por la dispersión de tiempo entre estopines del mismo intervalo es posible que un barreno lateral sale antes el barreno central si se pone el mismo número en la hilera, y entonces el barreno lateral tiene un ángulo de salida del orden de 45 grados.

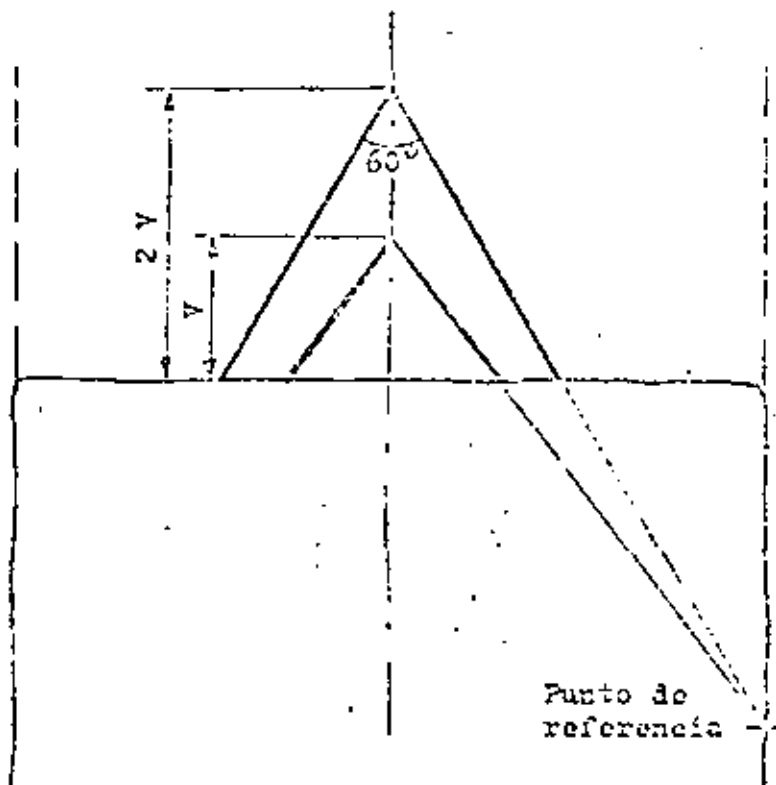
Por su geometría una cuña en abanico necesita un túnel bastante amplio y no es preferible de usarla en túneles de menos de 7 metros de ancho. Aunque es muy fácil de calcular una cuña en abanico no se usa mucho bajo condiciones normales por las siguientes limitaciones:

- La profundidad de los barrenos varía de hilera a hilera. Un barreno demasiado profundo puede excitar un barreno adyacente y provocar una tronada fallada
- La desproporción entre el número de barrenos en los dos lados retrasa la barrenación
- La proyección de piedras es muy fuerte
- Con la secuencia de ignición requerida se necesita un gran número de intervalos de los estopines

## b) Cuña en V

La cuña en V (ciclo de cuña) es la más usada en túneles mayores de 20 m<sup>2</sup>, pero ahora se puede notar una tendencia hacia la cuña paralela, especialmente con barrenación mecanizada.

La cuña en V es simétrica que facilita la organización del trabajo en el frente. Otra ventaja es que la cuña en V no exige una barrenación tan perfecta como la cuña paralela para dar un avance razonable. El ángulo de la cuña debe ser mínimo 60°, lo que limita el avance por tronada a la mitad del ancho del túnel. Esto implica que los barrenos de la cuña salen más largos que los otros barrenos en la tronada. Por ejemplo, en una barrenación de 3,20 m los barrenos de la cuña son  $3,20 \times \sqrt{3} = 3,70$  m. En la figura abajo se muestra el esquema de barrenación para una cuña en V.



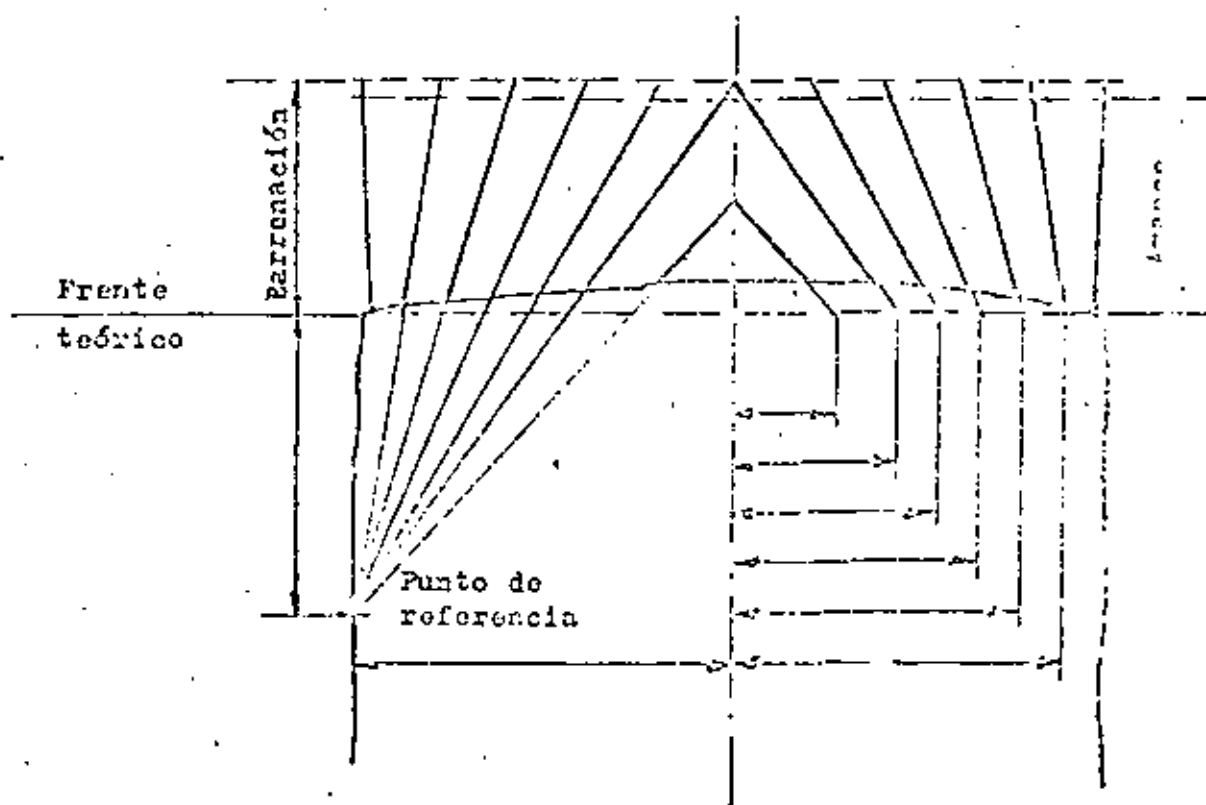
Principio para barrenación de una cuña en V

Los datos en la tabla abajo sirven como guía para el cálculo de barreración y carga de fondo en V con el ángulo  $60^\circ$ .

Diámetro de barreración	Altura de la cuña	Bordo V	Concentración de carga de fondo	Número de hilos horizontales
mm	m	m	kg/m	
30	1,5	1,0	0,9	3
33	1,6	1,2	1,4	3
45	1,8	1,5	2,0	3
48	1,8	1,6	2,3	3
51	2,0	2,0	2,5	3

La carga de fondo debe ocuparnos una tercera parte del barrero. Concentración de carga de columna =  $0,5 \times$  carga de fondo.  $W_{acc} = 0,5 V$ . Durante la fase inicial de una obra es preferible de aumentar la carga de fondo a la mitad del barrero.

Los ayudantes de la cuña son también inclinados para facilitar la salida hasta el fondo. La figura abajo muestra el principio para localizar los ayudantes.



En la figura se puede ver como se usa los puntos de referencia para dirigir los barrenos correctamente. En el túnel normalmente se usa señeros blancos para marcar los puntos de referencia. En un trabajo bien ejecutado siempre se mantiene el frente un poco doblado, que entra otras ventajas da un postcorte con menos constricción. Como se ve en la figura se necesita tomar esto en cuenta cuando se marca los barrenos inclinados. Esto es una desventaja de la cuna en V.

Bordo y carga para los ayudantes de la cuna:

Diámetro de barrenación	Bordo	Carga de fondo	Carga de columna	Avance
cm	m	kg/m	kg/m	m
30	0,80	0,90	0,35	0,45
38	0,90	1,40	0,55	0,45
45	1,00	2,00	0,80	0,50
48	1,10	2,30	0,90	0,55
51	1,20	2,60	1,00	0,60

Altura de carga de fondo =  $1/3 \times$  profundidad del barrenos.

Concentración de carga de columna =  $0,4 \times$  carga de fondo

El bordo no debe exceder  $\frac{\text{prof. de barrenación} - 0,4}{2}$ . Esta condición coincide con la limitación para bancos bajos, donde el bordo máximo  $V_{\text{max}}$  no debe exceder la mitad de la altura del banco:

$$V_{\text{max}} = \frac{K}{2}$$

Consecuentemente se necesita cerrar la barrenación con avances cortos. Es preferible de usar estopines IS en la cuna y sus ayudantes, para mayor colaboración entre los barrenos. (En la primera V se pone estopines INSTALANDOS.) Al otro lado el intervalo entre los Vs debe estar suficiente largo para permitir el hinchamiento y movimiento de la roca desprendida. Naturalmente esto es más importante para avances largos. En México hay pocos números disponibles que a veces limita el avance por trenada.



## 2.3 Cuchas paralelas

Como mencionado antes la aplicación de las cuchas paralelas se extiende también a túneles grandes. Esto depende de las ventajas que ofrecen las cuchas paralelas para la barrenación mecanizada:

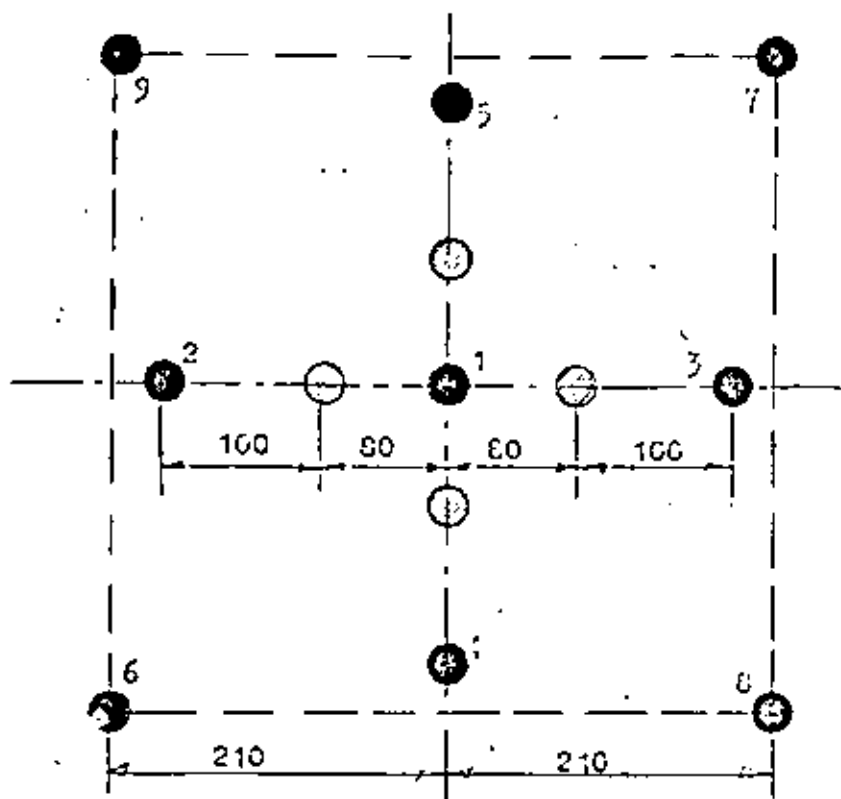
- Todos los barrenos tienen la misma longitud. Esto vale especialmente para jumbos con pistolas que no tienen rotación reversible, lo que hace la extensión o el cambio de la barra muy tardado.
- Los brazos pueden trabajar independientemente y se puede distribuir la barrenación bien entre los brazos.
- Con los brazos con paralelidad automática se obtiene una barrenación perfecta solamente vigilando el empujamiento.
- Como el diagrama de barrenación coincide en la superficie y en el fondo, es más fácil de instruir los perforistas.
- Usando el mismo equipo de barrenación las cuchas paralelas son iguales para todos los avances y todas las áreas de los túneles. Esto simplifica el entrenamiento de los perforistas.

La desventaja dominante de las cuchas paralelas es la elevada precisión de barrenación que requieren, especialmente en roca dura y avances largos.

Otra cosa importante es la concentración correcta de la carga, para evitar que se quemara la roca por exceso de carga.

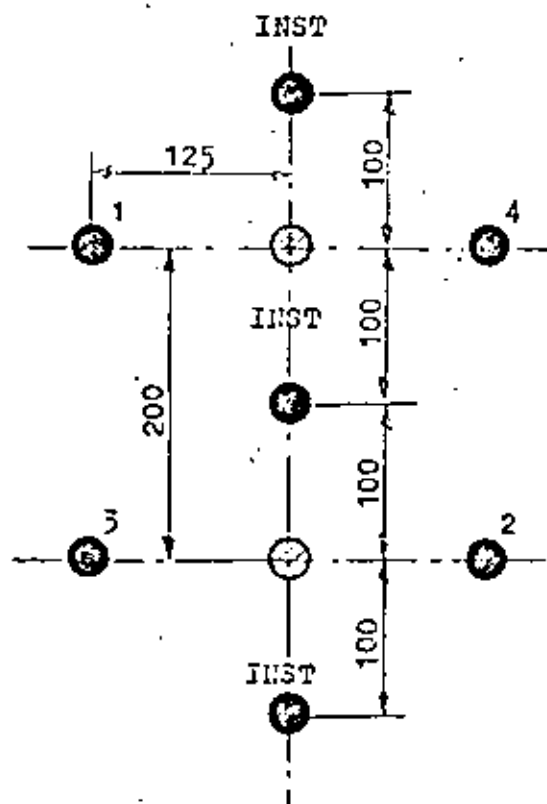
Hay una gran variedad de cuchas paralelas y normalmente el equipo de barrenación disponible indica el tipo de cucha. Si se cuenta con barrenos de un solo diámetro se usa una cucha quemada con 3 o 4 barrenos sin carga.

En la siguiente página presentamos dos cuchas quemadas comunes, la cucha Grönlund y la cucha de costura. La cucha de costura tiene la ventaja de tener los barrenos en una línea, que facilita la barrenación.



Caña Grönlund

(los números indican solamente el orden de ignición)



Caña de coctura

Para tener un avance máximo se usan las cuñas paralelas con uno o dos barrenos centrales de gran diámetro. En lo siguiente vamos a llamarlas cuñas cilíndricas. Una cuña se llama cuña paralela con barrenos quebrada. La base para el cálculo de una cuña cilíndrica es la relación entre el diámetro del barrenos central y distancia y carga del primer barrenos cargado.

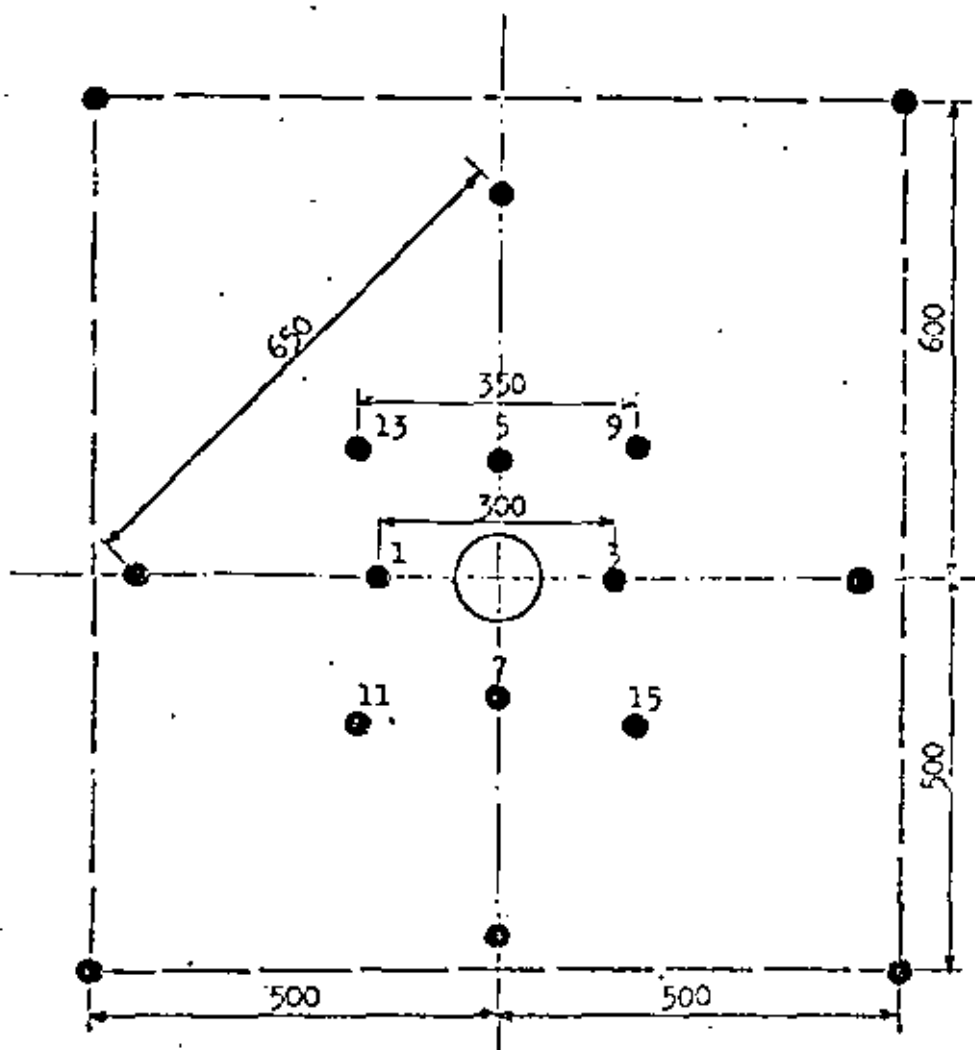
En la siguiente tabla se da concentración de carga en kg/m para cuñas cilíndricas y mínima distancia  $\bar{a}$ , cuando se dispara hacia barrenos vacíos con diámetros comprendidos entre 50 y 200 mm. El diámetro del barrenos cargado varía entre 30 y 45 mm. La concentración de carga corresponde a Gelatina Extra 40 %. Con otros explosivos se corrige en relación a la potencia por peso.

#### Relaciones básicas para cuñas cilíndricas

Diámetro del barrenos central mm	50	2x57	75	83	100	2x75	110	125	150	200
Diámetro del barrenos cargado mm	Concentración de carga kg/m									
30	0,20	0,30	0,30	0,35	0,40	0,45	0,45	0,50	0,60	0,80
37	0,25	0,35	0,35	0,40	0,45	0,53	0,53	0,60	0,70	0,95
45	0,30	0,42	0,42	0,50	0,55	0,65	0,65	0,70	0,85	1,10
$\bar{a}$ mm	90	150	130	145	175	200	190	220	250	350
Avance max m	1,6	3,0	2,9	3,1	3,6	3,9	3,9	4,3	4,8	6,0

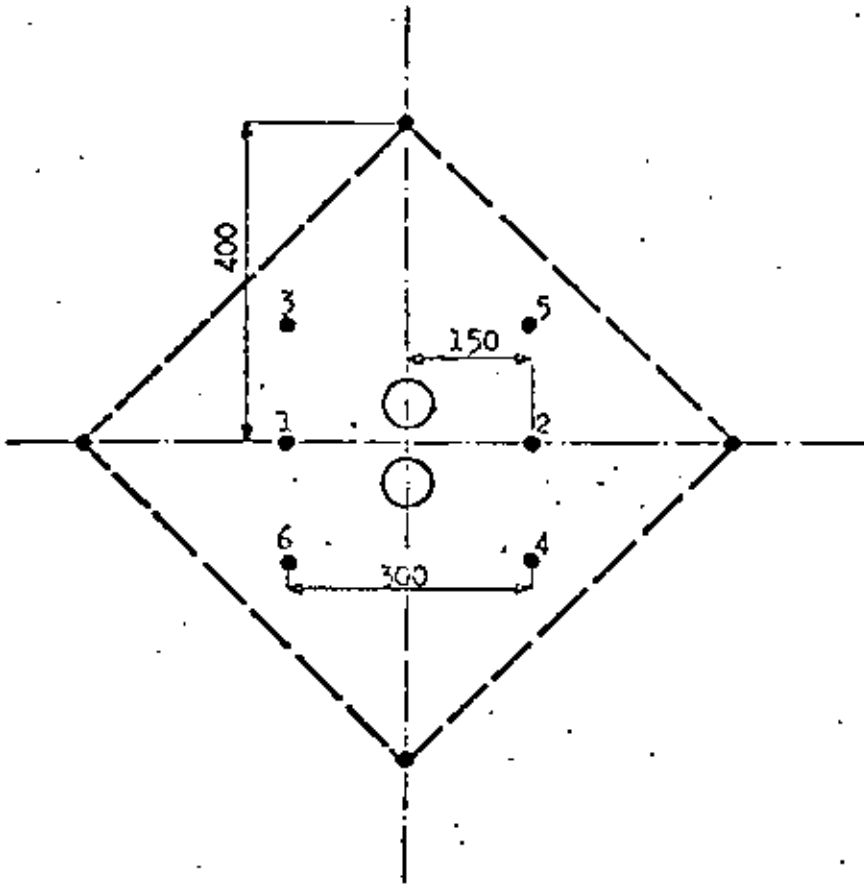
La cuña en doble espiral es la más efectiva, pero se necesita un barrenos central de mínimo 125 mm para obtener un buen avance, lo que implica que el jumbo debe tener una perforadora especial para este barrenos. Otra desventaja es que tiene una forma geométrica bastante complicada, que dificulta la barrenación. Sin embargo se usa el principio para la cuña Coronant. Esta cuña se puede barrenar con máquinas de piedra usando una plantilla de aluminio para guiar la barrenación. Con un accesorio especial se barrenan dos barrenos con diámetro de 57 mm en forma de un 8. Este buco corresponde más o menos a un barrenos de 75 mm.

La cuña Fagersta también se puede barrenar con máquinas de piedra. El barrenado central de 75 mm se hace en dos etapas, primero un barrenado piloto y después una ampliación con una broca escariadora. En las siguientes páginas se presenta algunos ejemplos de cuñas cilíndricas.



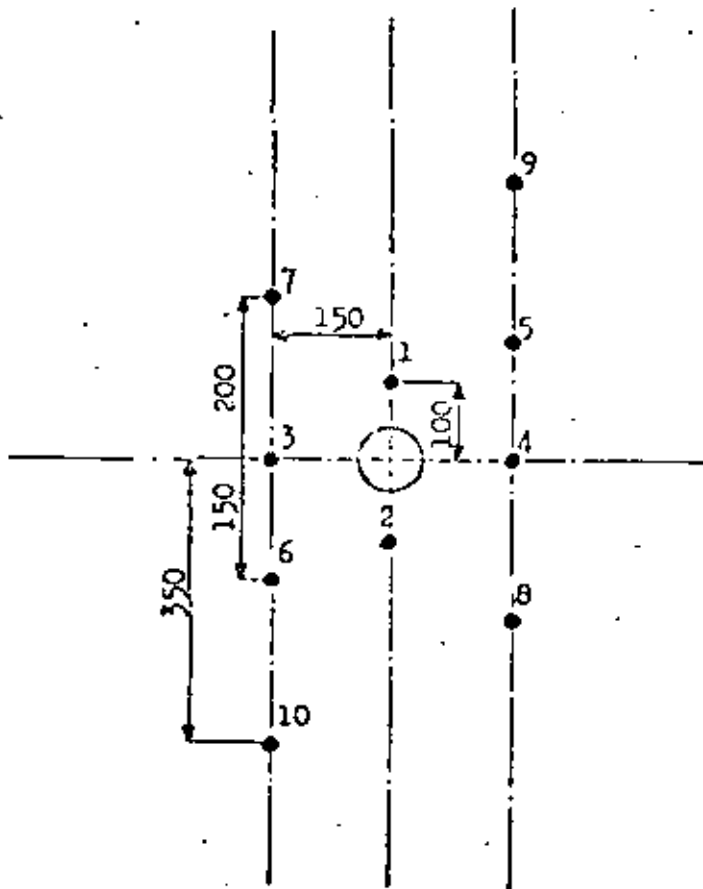
Cuña cilíndrica con un barrenado vacío de 110 mm de diámetro.

Para barrenación hasta 3,9 m.



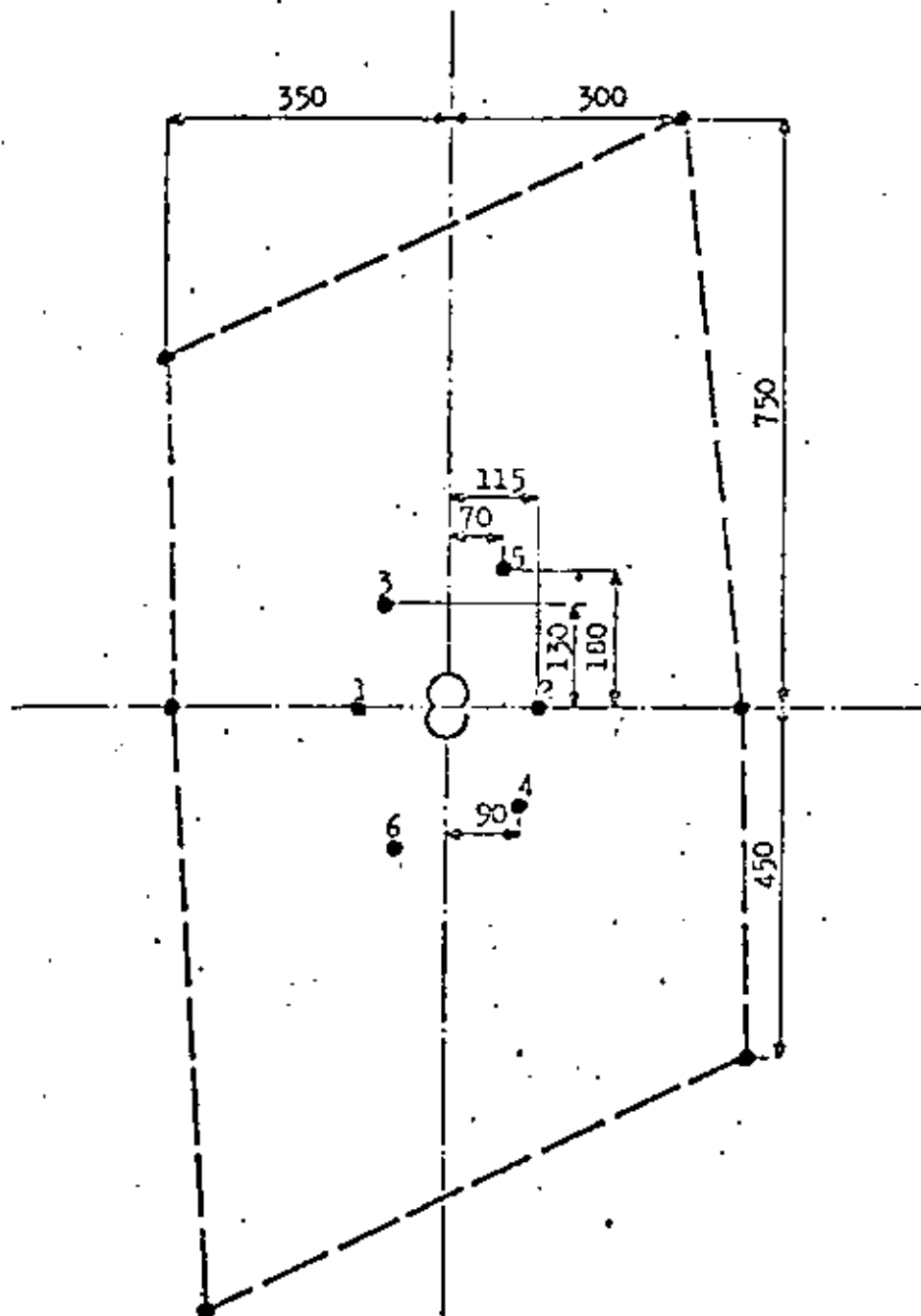
Cuña cilíndrica con dos barrenos vacíos de 76 mm de diámetro.

Para barrenación hasta 3,9 m.



CuñaPagersta con un barrenó vacío es 76 mm de diámetro.

Para barronación hasta 2,9 m.



Cuña Coromant con dos barrenos vacíos de 57 mm de diámetro. La barrenación se guía con una plantilla de aluminio.

Para barrenación hasta 3,0 m.



## 7.1.2 Cálculo de carga

Para poder aplicar el cálculo de carga de banco es necesario tener una apertura suficiente grande para que los barrenos tendrán salida libre. En el diagrama en la siguiente pagina se puede ver que para una barrenación de 50 mm la apertura debe ser 1,4 x 1,4 m, mientras para una barrenación de 48 mm la apertura sube hasta 2,0 x 2,0 m. Se puede también usar el diagrama para calcular los aumentos para ampliar la cuña hasta la apertura antes mencionada.

Es necesario de picar todos los barrenos del contorno (techo, paredes y piso) para mantener el área decaída. El ángulo de desviación depende del espacio que requiere el equipo de barrenación.

Calculo de barrenos con salida por arriba u horizontal:

Carga de fondo en una tercera parte del barreno

$$\text{Bordo maximo} = \frac{\text{Prof. de barreno} - 0,4}{2} \text{ m}$$

Espaciamiento = 1,1 x bordo

Concentración de carga de columna = 0,50 x carga de fondo

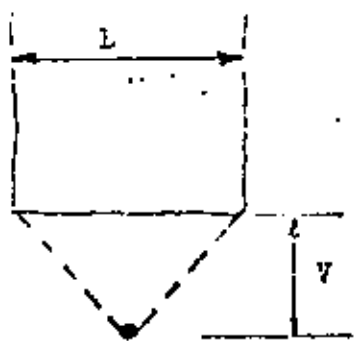
Táco = 0,5 x bordo

Distribución de los barrenos

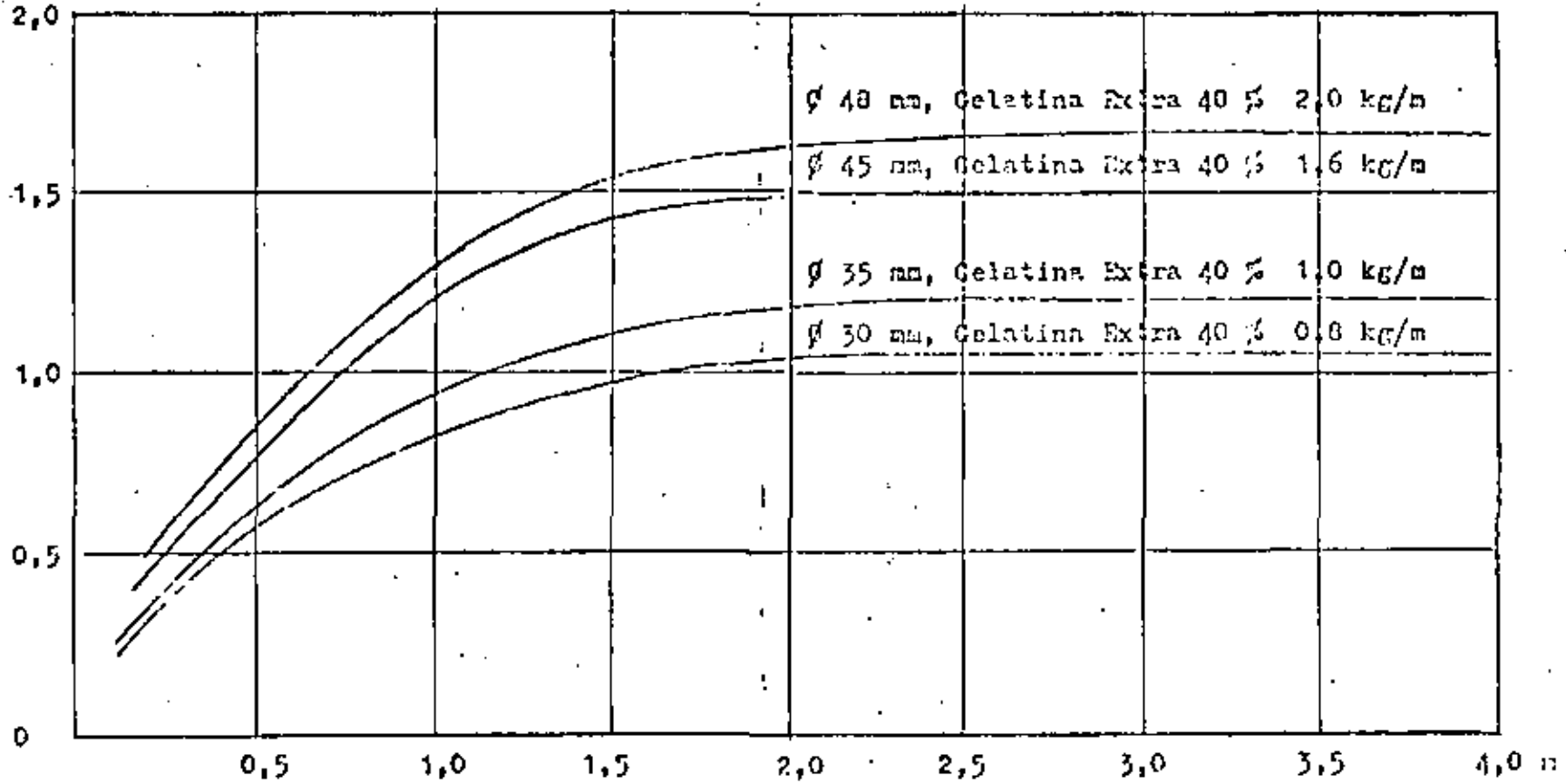
Díámetro del barreno	Área/ barreno	Bordo	Espaciamiento
mm	m <sup>2</sup>	m	m
32	0,91	0,90	1,00
35	1,00	0,95	1,05
38	1,15	1,00	1,15
45	1,44	1,15	1,25
48	1,57	1,20	1,30 x)
51	1,71	1,25	1,35 x)

x)

Este espaciamiento se alcanza solamente en túneles grandes. En túneles menores se distribuye los espaciamientos uniformemente.



Peso  
máximo  
v  
m  
2,0



Relación entre apertura (B), concentración de gelatina (C) y peso máximo (v)

Apertura B

Datos para barrenos con salida por arriba u horizontal

Diámetro del barreno	Profundidad del barreno	Bordo	Espaciamiento	Carga de fondo		Carga de columna		Taco
				kg	kg/m	kg	kg/m	
33	1,6	0,60	0,70	0,60	1,10	0,50	0,40	0,30
32	2,4	0,90	1,00	0,80	1,60	0,55	0,50	0,45
31	3,2	0,90	0,95	1,00	0,95	0,85	0,50	0,45
38	2,4	1,00	1,10	1,15	1,44	0,80	0,70	0,50
37	3,2	1,00	1,10	1,50	1,36	1,15	0,70	0,50
35	3,2	1,15	1,25	2,25	2,03	1,50	1,00	0,55
38	3,2	1,20	1,30	2,50	2,30	1,70	1,15	0,60
38	4,0	1,20	1,30	3,00	2,30	2,45	1,15	0,60
51	3,2	1,25	1,35	2,50	2,60	1,95	1,30	0,60
51	4,0	1,25	1,55	3,40	2,60	2,70	1,50	0,60

Los datos arriba son prácticos y incluyen compensación por errores normales de barrenación.

Se nota que aumenta la carga de fondo con el avance. Esto se debe a la desviación de los barrenos y el hinchamiento.

#### Cálculo de los barrenos de piso:

Bordo y espaciamiento de los barrenos de piso se calcula como los barrenos arriba, pero es necesario de tomar en cuenta la desviación por abajo de los barrenos. Si la desviación es 0,20 m en el fondo y el bordo 1,00 m hay que emboquillar la primera hilera de barrenos  $1,00 - 0,20 = 0,80$  m arriba el arranque de los barrenos de piso. El taco se pone  $0,20 \times$  bordo. La carga de columna se aumenta a  $0,70 \times$  carga de fondo.

## Datos para barrenos de piso

Diámetro del barreno	Profundidad del barreno	Bordo	Espaciamiento	Carga de fondo		Carga de columna		Taco
				kg	kg/m	kg	kg/m	
33	1,6	0,60	0,70	0,60	1,10	0,70	0,75	0,10
32	2,4	0,90	1,00	0,80	1,00	1,00	0,70	0,20
31	3,2	0,90	0,95	1,00	0,95	1,30	0,65	0,20 ←
38	2,4	1,00	1,10	1,15	1,44	1,40	1,00	0,20
37	3,2	1,00	1,10	1,50	1,36	1,60	0,95	0,20
45	3,2	1,15	1,25	2,25	2,03	2,60	1,40	0,25
46	3,2	1,20	1,30	2,50	2,30	3,00	1,60	0,25
48	4,0	1,20	1,30	3,00	2,30	4,25	1,60	0,25
51	3,2	1,25	1,35	2,70	2,60	3,20	1,80	0,25
51	4,0	1,25	1,35	3,40	2,60	4,75	1,80	0,25

Cálculo de barrenos con salida hacia abajo:

Estos barrenos necesitan menor carga específica porque trabajan con la gravedad. -

El espaciamiento se puede aumentar a 1,2 x bordo.

Datos para barrenos con salida hacia abajo

Diámetro del barreno	Profundidad del barreno	Bordo	Espaciamiento	Carga de fondo		Carga de columna		Taco
				kg	kg/m	kg	kg/m	
33	1,6	0,60	0,70	0,60	1,10	0,50	0,40	0,30
32	2,4	0,90	1,10	0,80	1,00	0,55	0,50	0,45
31	3,2	0,85	1,10	1,00	0,95	0,65	0,50	0,45
38	2,4	1,00	1,20	1,15	1,44	0,80	0,70	0,50
37	3,2	1,00	1,20	1,50	1,36	1,15	0,70	0,50
45	3,2	1,15	1,40	2,25	2,03	1,50	1,25	0,55
46	3,2	1,20	1,45	2,50	2,30	1,70	1,15	0,60
48	4,0	1,20	1,45	3,00	2,30	2,45	1,15	0,60
51	3,2	1,25	1,50	2,50	2,60	1,95	1,30	0,60
51	4,0	1,25	1,50	3,40	2,60	2,70	1,30	0,60

En túneles mayores de 70 m<sup>2</sup> es posible de aumentar bordo y espaciamiento hasta los datos para banquetes.

## Cálculo de barrenos de pared:

El cálculo presentado aquí es sin postcorte.

Bordo más desviación de la barrenación es  $0,9 \times$  bordo para barrenos con salida hacia abajo. El espaciamiento es  $1,2 \times$  bordo.

La carga de fondo ocupa solamente una sexta parte del barreno. Taco =  $0,5 \times$  bordo.

La concentración de carga de columna se reduce a  $0,40 \times$  carga de fondo.

Datos para barrenos de pared

Dímetro del barreno	Profundidad del barreno	Bordo	Espaciamiento	Carga de fondo		Carga de columna		Taco
m	m	m	m	kg	kg/m	kg	kg/m	m
30	1,6	0,55	0,55	0,30	1,10	0,45	0,45	0,30
32	2,4	0,80	0,95	0,40	1,00	0,65	0,40	0,40
34	3,2	0,80	0,95	0,50	0,95	0,80	0,40	0,40 ←
36	2,4	0,90	1,10	0,60	1,44	0,65	0,60	0,45
37	3,2	0,90	1,10	0,75	1,36	1,20	0,55	0,45
45	3,2	1,00	1,20	1,10	2,03	1,80	0,60	0,50
48	3,2	1,10	1,30	1,20	2,30	2,00	0,90	0,55
48	4,0	1,10	1,30	1,50	2,30	2,50	0,90	0,55
51	3,2	1,15	1,40	1,40	2,60	2,10	1,00	0,60
51	4,0	1,15	1,40	1,70	2,60	2,70	1,00	0,60

Cálculo para los barrenos de techo sin postcorte:

Distribución de los barrenos como para barrenos de pared.

La concentración de la carga de columna se reduce a  $0,3 \times$  carga de fondo.

## Datos para barrenos de techo

Diámetro del barreno	Profundidad del barreno	Bordo	Espaciamiento	Carga de fondo		Carga de columna		Avance
				kg	kg/m	kg	kg/m	
33	1,6	0,55	0,65	0,30	1,10	0,35	0,35	0,30
32	2,4	0,80	0,95	0,40	1,00	0,50	0,50	0,40
31	3,2	0,80	0,95	0,50	0,95	0,70	0,50	0,40
38	2,4	0,90	1,10	0,60	1,44	0,70	0,45	0,45
37	3,2	0,90	1,10	0,75	1,36	0,90	0,40	0,45
45	3,2	1,00	1,20	1,10	2,03	1,30	0,50	0,50
48	3,2	1,10	1,30	1,20	2,30	1,45	0,70	0,55
48	4,0	1,10	1,30	1,50	2,30	1,95	0,90	0,55
51	3,2	1,15	1,40	1,40	2,60	1,70	0,80	0,60
51	4,0	1,15	1,40	1,70	2,50	2,25	0,80	0,50

## 7.1.3 Diagrama de barrenación

Para el diseño del diagrama de barrenación se usa las tablas en la parte anterior, adaptando bordos y espaciamientos a las condiciones geométricas del túnel. El procedimiento se muestra más fácil en un ejemplo.

## 7.1.4 Ejemplo de diagrama de barrenación

El túnel que vamos a calcular tiene los siguientes datos:

Cuña cilíndrica con 2 barrenos vacíos con el diámetro de 76 mm.

Diámetro de la barrenación = 31 mm

Profundidad de la barrenación = 3,2 m

Explosivo: Celatina Extra 40 %

Postcorte no requerido.

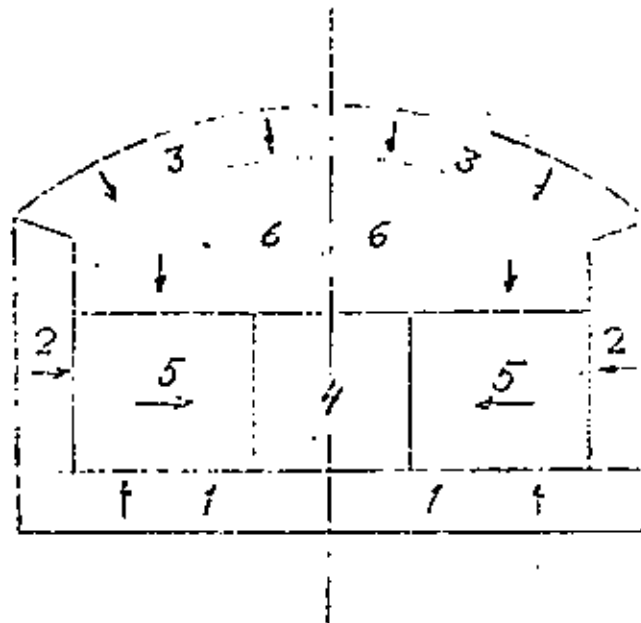
Ancho = 8,00 m

Altura = 5,65 m

Arco = 40 m<sup>2</sup>

Avance previsto 90 % = 2,9 m

## Secuencia del cálculo



Clave: 1 Barreno de piso, 2 Barrenos de pared, 3 Barrenos de techo, 4 Cuna y sus ayudantes, 5 Barrenos con salida horizontal, 6 Barrenos con salida hacia abajo

La figura arriba muestra como se puede localizar los barrenos en el diagrama. Las zonas marcadas para los barrenos perimetrales son el borde menos la desviación. La cuna y sus ayudantes se coloca a la distancia adecuada a los barrenos de piso.

1 Barrenos de piso (ver la tabla correspondiente)

La desviación es 0,10 m para máquinas de pierna

$$\text{Bordo} - \text{desviación} = 0,90 - 0,10 = 0,80 \text{ m}$$

$$\text{Espaciamento según tabla} = 0,95 \text{ m}$$

$$\text{Distribuido en el ancho del túnel } \frac{R}{0,95} = 8,4 \approx 9$$

$$\text{Espaciamientos: extremos } 2 \times 0,65 = 1,70 \text{ m}$$

$$\text{internos } 7 \times 0,90 = 6,30 \text{ m}$$

$$9 \quad 8,00 \text{ m}$$

$$\text{Carga de fondo} = 1,00 \text{ kg}$$

$$\text{Carga de columna} = 1,30 \text{ kg}$$

## 2 Barrenos de pared

$$\text{Bordo - desviación} = 0,80 - 0,10 = 0,70 \text{ m}$$

Espaciamiento = 0,95 que se distribuye en la altura de la pared - la zona del piso  $4,0 - 0,8 = 3,2 \text{ m}$

$$\text{Espaciamientos } \frac{3,2}{0,95} = 3,4 \approx 4$$

$$\text{Espaciamiento actual } \frac{3,2}{4} = 0,80 \text{ m}$$

$$\text{Carga de fondo} = 0,50 \text{ kg}$$

$$\text{Carga de columna} = 0,90 \text{ kg}$$

## 3 Barrenos de techo

$$\text{Bordo - desviación} = 0,80 - 0,10 = 0,70 \text{ m}$$

Espaciamiento = 0,95 que se distribuye en el arco del techo  $\sim 8,5 \text{ m}$   $\frac{8,5}{0,95} = 9$

$$\text{Espaciamiento} = 0,95 \text{ m}$$

$$\text{Carga de fondo} = 0,50 \text{ kg}$$

$$\text{Carga de columna} = 0,70 \text{ kg}$$

## 4 La cuña y sus ayudantes

En los seis barrenos de la cuña se pone una carga de fondo de 0,1 kg y una carga de columna de 0,75 kg con la concentración de 0,25 kg/m.

Los ayudantes tendrán la siguiente carga:

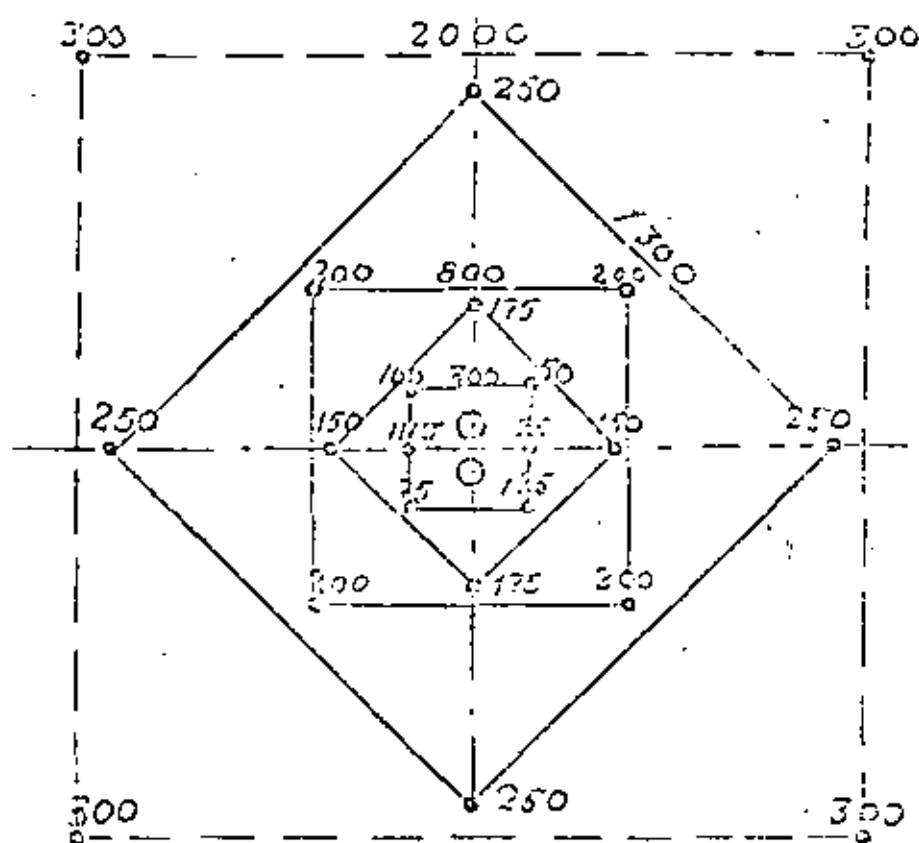
Bordo	Carga de fondo	Concentración de carga de columna kg/m			
m	kg	31	38	45	48
0,20	0,25	0,30	0,45	0,60	0,75
0,30	0,40	0,30	0,45	0,60	0,75
0,40	0,50	0,35	0,50	0,70	0,80
0,50	0,65	0,50	0,70	1,00	1,15
0,60	0,80	0,50	0,70	1,00	1,15
0,70	0,90	0,50	0,70	1,00	1,15

$$\text{Taco} = 0,5 \times \text{bordo}$$

Ayudantes con bordo mayor de 0,70 m se carga como barrenos con salida horizontal.



Plan de cuña y ayudantes con los estopines marcados



Se marca el cuadrado de 2 x 2 m en el diagrama.

##### 5 Barrenos con salida horizontal

Bordo = 0,90

Espaciamiento = 0,95

Cuando se coloca en el espacio libre el bordo sale = 0,77 m y el espaciamiento = 1,0 m.

Carga de fondo = 1,00 kg

Carga de columna = 0,85 kg

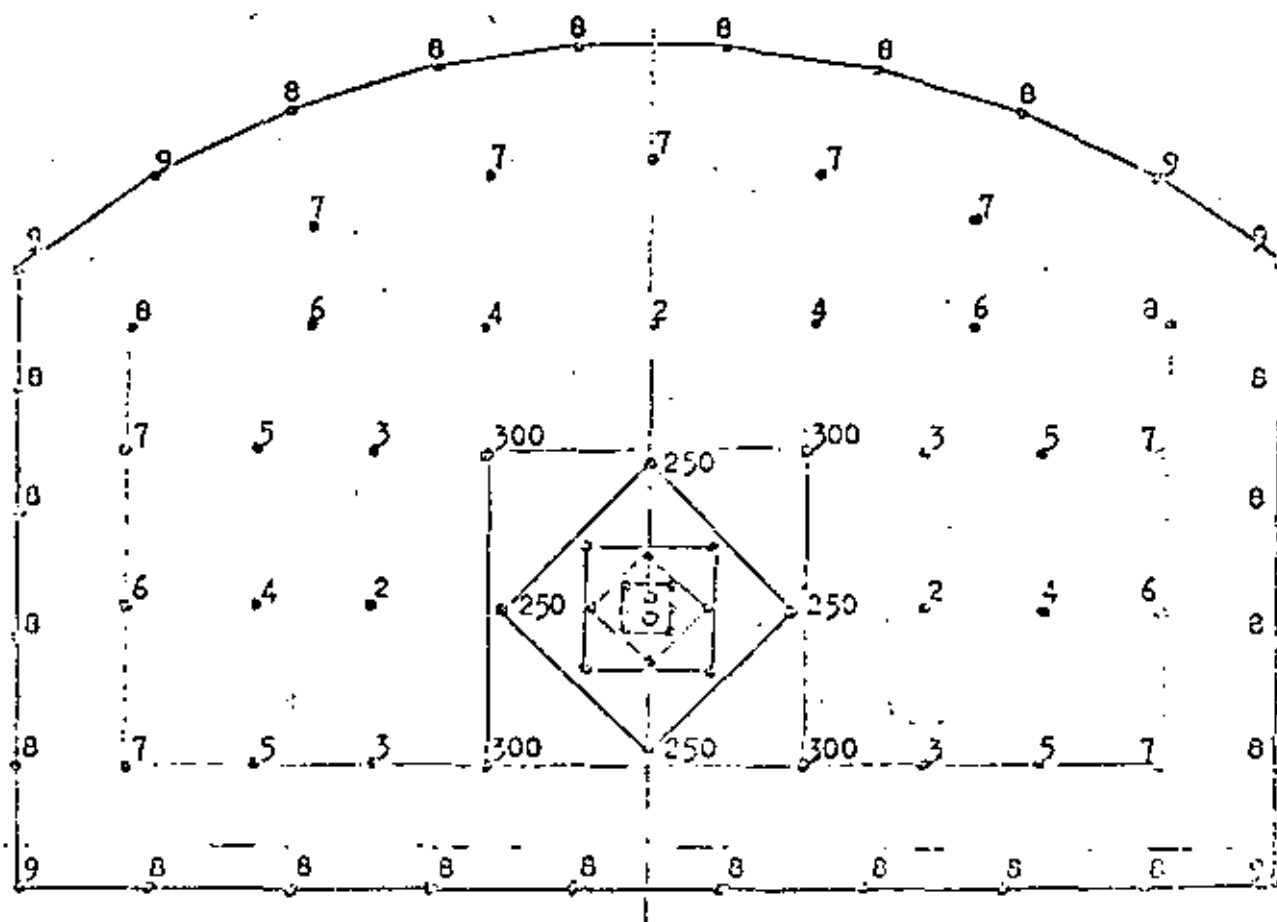
##### 6 Barrenos con salida hacia abajo

Bordo = 0,90 m    Espaciamiento = 1,10 m

Se coloca los barrenos uniformemente en el espacio que se queda.

El resultado:

El diagrama de barreración y los datos principales



Barreno	Tipo de barreno	Profundidad m	Número de barrenos	Carga de fondo kg	Carga de columna kg	Carga por barreno kg/m	Carga total kg	
INST 13 25-125	Cuña	3,2	6	0,10	0,75	0,25	0,85	5,10
13 150-175	Ayudantes	3,2	4	0,25	0,85	0,30	1,10	4,40
13 200	Ayudantes	3,2	4	0,45	0,90	0,35	1,35	5,40
13 250	Ayudantes	3,2	4	0,75	1,00	0,50	1,75	7,00
13 300	Ayudantes	3,2	4	1,00	0,85	0,50	1,85	7,40
Ac 2-3	Interiores	3,2	30	1,00	0,85	0,50	1,85	55,50
Ac 8	Paroques	3,2	8	0,50	0,90	0,40	1,40	11,20
Ac 8-9	Techo	3,2	10	0,50	0,70	0,30	1,20	12,00
Ac 8-9	Piso	3,2	10	1,00	1,30	0,20	2,50	25,00
256,0mb 80								131,00

$$\text{Volumen por tronada} = 40 \times 2,9 = 116 \text{ m}^3$$

$$\text{Carga específica} = \frac{131,00}{116} = 1,13 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Barreración específica} = \frac{256}{116} = 2,21 \text{ mb/m}^3$$

7.1.5 Ejemplo de ejercicio

Diagrama de barrenación y cálculo de carga para un túnel de 75 m<sup>2</sup>

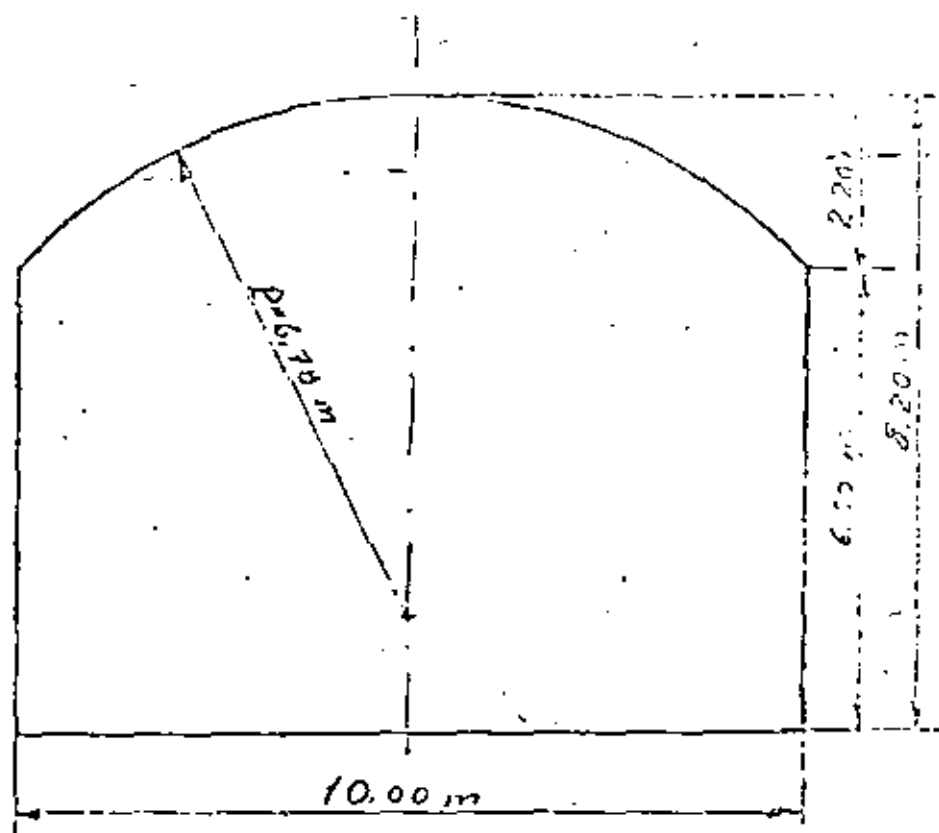
Datos: Ancho = 10,00 m  
 Altura = 8,20 m  
 Área = 75 m<sup>2</sup>

Barrenación = 45 mm, profundidad 3,20 m  
 Desviación de la barrenación = 0,20 m  
 Techo y paredes con postcorte.

Cuña en V

Explosivos: Gelatina Extra 40 % y Duramez C

Barrenación con jumbo, largo del alimentador (avance) = 5,50 m



PROCEDIMIENTOS PROBABLES DE ATAQUE EN CASOS TÍPICOS DE TUNELES DE SECCION GRANDE

Parametro, LONGITUD DEL TUNEL	PROCESO QUE SE ESTUDIA	Parámetro: COMPETENCIA DE LA ROCA		
		M A L A	D U D O S A	B U E N A
TUNEL CORTO >100m <750m	ATAQUE	① Métodos, Belga, Austriaco o Alemán según el grado de incompetencia de la roca	④ 1/2 secc. sup. con tunel piloto y banqueo simultáneo, pero defasado longitudinalmente.	⑦ 1/2 secc. sup. completa y banqueo simultáneo pero defasado longitudinalmente.
	CUNA	Cilíndrica (puede ser la más apropiada)	Cilind. o gubada para el tunel piloto	En "Y" o en abanico
	BARRENACION	Perforadoras de pierna sobre la rezaga o teranjos	Tun. piloto: perf. pierna, secc. sup.: perf. de pierna en platf. calmine. Banqueo: barrenos vert.: Tracks. Horiz. p. de pierna	Secc. Sup.: Perf. de pierna en platf. calmine. Banqueo: barrenos vert.: Tracks. Horiz. perf. de pierna en cal. platf.
	CARGA	A mano: En túneles derivadores Con equipo 955 Cat. o sim. en tunel principal	Tun. piloto: Scooptrane 1 y 1/2 secc. sup. subir en rezaga Cat. 955 o similar	1/2 secc. sup.: subir 955 por rezaga. Luego bajarlo y cargar abajo.
	ACARREO	Camiones de volteo convencionales	Camiones de volteo con caja convencional o reforzada	Cam. convenc. de volteo con caja y suspensiones reforzadas para roca.
TUNEL MEDIO >750m <3000m	ATAQUE	Igual al caso anterior ①	⑤ Igual que caso ④ o 1/2 secc. sup. corrida con tun. piloto y luego el banqueo también corrido.	⑧ Igual que caso ⑦ o 1/2 secc. sup. corrida, y luego el banqueo también corrido.
	CUNA	Cilíndrica (puede ser la más apropiada)	Igual al caso ④	En "Y" o en abanico
	BARRENACION	Igual al caso anterior ①	Igual al caso ④	Igual al caso ⑦. Si se atacan simult. las 2 secc. o Jumbo con Drifters y brazos hidr. montados en estruc. de Euclid o similar.
	CARGA	El eq. del caso anterior o el cargador rezagador Euco 634 sobre orugas	Igual que caso ⑤ o ya se justifica substituir Cat. 555 por rezagador Euco 634	Igual que caso ⑧ para caso de ataque simult. o cargador Cat. 989 para 1/2 secc. corrida.
	ACARREO	Camiones de volteo convencionales	Igual al caso anterior	Camiones fuera de carretera de 25 Tons. o más
TUNEL LARGO >3000m	ATAQUE	Igual al caso ①	⑥ Igual al caso ④	⑨ A sección completa
	CUNA	Cilíndrica (puede ser la más apropiada)	Igual al caso ④	En "Y" o en abanico
	BARRENACION	Igual al caso ①	Igual al caso ⑤	Estructura marcos sobre rieles con platf. a dif. niveles. Inferiores abatibles permitir paso rezaga, con Drifter
	CARGA	un. derivadores: Scooptrane 1 y 1/2 o más un. principal: Igual al equipo anterior	Igual al caso ⑤	Cargador 988 Cat. o similar o Pala cargadora hidráulica
	ACARREO	Igual al caso ① o locomotora eléctrica o vaporeras	Igual al caso ⑤ o locomotora eléctrica o vagones	Camiones fuera de carretera de 25 Tons. o más.

① Número de Caso

# MÉTODOS DE EXPLOTACION DE YACIMIENTOS SUBTERRANEOS

## INTRODUCCION

Los problemas involucrados tanto en la estabilidad de minas, como en la estabilidad de cualquier otro tipo de excavaciones subterráneas, son idénticos desde el punto de vista de condiciones estáticas, y la mayoría de los factores que contribuyen a estabilidad estática probablemente también contribuyen a reforzados bajo cargas dinámicas, tales como el fracturamiento de la roca con explosivos. En minería subterránea, hoy en día se puede disponer de una gran cantidad de datos, sin embargo, mientras más descriptivos sean sus caracteres, más confiables serán las guías actualizadas que en ese momento se dispongan para una evaluación global de los problemas de estabilidad que en obras subterráneas se presenten...

En términos generales, en minería se seleccionará el método de minado que proporcione la más favorable tasa neta de retorno. Adicionalmente, el método empleado deberá ser seguro, y deberá permitir el ritmo óptimo de extracción bajo las condiciones estructurales y geológicas encontrados. Una clasificación de los métodos de minado adoptados por el U.S. Bureau of Mines, fue ampliamente diseñado tomando como base la estabilidad de la roca por excavar; por lo tanto, el mejor método de minado dependerá de la característica geológica que determine el área de minado delimitado por las paredes que puedan auto-soportarse durante el proceso de remoción del mineral, la naturaleza y tamaño de los soportes que se requieran, y por el sostenimiento (artificial o natural) necesario para

mantener las obras abiertas permanentemente, para prevenir problemas de subsidencia.

Más específicamente, la geología deberá ser estudiada en detalle, de tal manera que:

- 1) Obras subterráneas preliminares puedan ser coladas con un mínimo de riesgo.
- 2) Obras permanentes (tiros, socavones, etc.) puedan ser construídas en roca sólida y estable.
- 3) Los rebajes (o aberturas de producción y extracción) puedan ser diseñados para proporcionar estabilidad óptima y control del terreno.
- 4) Las obras mineras se mantengan abiertas a un costo de mantenimiento mínimo.
- 5) Las obras, puedan ser localizadas de tal forma que se eviten las aguas subterráneas.
- 6) Se pueda conservar la máxima seguridad.

#### CLASIFICACION DE LOS METODOS MINEROS DE EXPLOTACION

Desde el punto de vista de la geología estructural, las siguientes características de un cuerpo mineral resultan de singular importancia.

- 1) Tamaño y forma del cuerpo mineral
- 2) Profundidad y tipo de roca encajonante
- 3) Localización, rumbo y echado del depósito
- 4) Dureza, resistencia y características físicas del mineral
- 5) Dureza, resistencia y características físicas de la roca huerped.
- 6) Presencia o ausencia de aguas subterráneas

- 7) Ley y tipo de mineral comercial
- 8) Variedades mineralógicas presentes en el cuerpo
- 9) Factores económicos tales como cotización del metal en los mercados internacionales, oferta y demanda, etc.

Estos factores pueden ser rápidamente interpretados en términos geológicos, otros en términos cuantitativos, y otros más en términos de naturaleza puramente cualitativa.

Como parte de los antecedentes de un análisis geológico tendiente a la selección de un método de explotación y al estudio de la mecánica de rocas correspondientes, la siguiente clasificación de los métodos mineros de explotación, podrá ayudar a establecer los principios de estabilidad en macizos rocosos.

CLASIFICACION DE METODOS MINEROS  
DE EXPLOTACION SUBTERRANEA

(Según Lewis R.S. y Clark B.G., 1967)

A. REBAJES NATURALMENTE SOPORTADOS

1. Rebajes abiertos

- a) Rebajes abiertos en cuerpos pequeños
- b) Rebajes por subniveles

2. Rebajes abiertos con pilares de soporte

- a) Con pilares irregularmente distribuidos
- b) Salones (rebajes) y pilares (regularmente distribuidos)

B. REBAJES ARTIFICIALMENTE SOPORTADOS

3. Sistema de tumba sobre carga

- a) Con pilares
- b) Sin pilares
- c) Con relleno posterior de tepetate

4. Sistema de corte y relleno

- a) Con relleno de tepetate
- b) Con relleno de arenas (provenientes de la planta de beneficio).

5. Sistema de cuadros conjugados

C. SISTEMAS DE HUNDIMIENTO

6. Hundimiento de grandes bloques

7. Hundimiento por subniveles

8. Rebanadas ascendentes



#### D. SISTEMAS COMBINADOS DE HUNDIMIENTO CON SOPORTES

En los Estados Unidos de Norteamérica, los sistemas de minado para el carbón, reciben un tratamiento y clasificación por separado, razón por la cual no aparecen en las tablas de clasificación de Clark y Lewis, pero con objeto de englobarlos dentro de una clasificación general, la tabla anterior quedaría complementada de la siguiente manera.

#### E. EXPLOTACION DE CARBON

9. Sistemas de salones y pilares
10. Sistemas de bordos y pilares
11. Sistema de frentes largas
  - a) En avance
  - b) En retirada

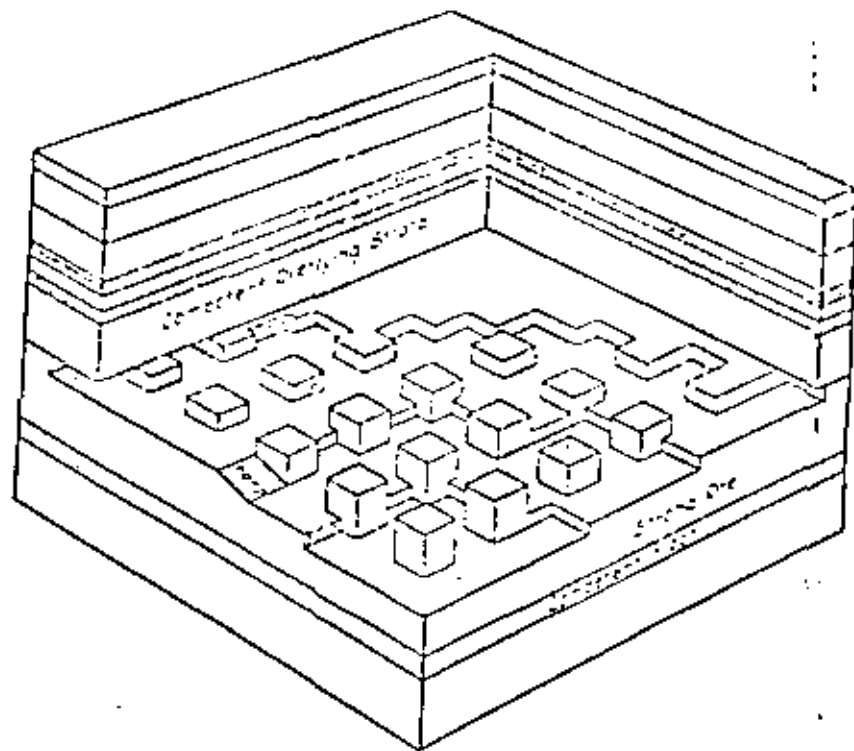


Figure 13.01 Room and pillar method with regular pillars.

2-in. plank resting on crossbars suspended by hanging rods and anchor bolts in the roof.

The method of development and mining of a characteristic flat-lying deposit is illustrated in Fig. 13.02. One or more development openings are driven in a selected direction and rooms are excavated usually at 90° to the development openings. However, the pattern of layout of rooms in development openings may vary considerably. Pillar heights vary from a few feet in the case of many coal mines to as high as 200 ft. in certain lead mines.

Methods of excavating development openings and rooms are quite variable. The principle concern in excavation processes in relation to stability is usually care in blasting. That is, blast holes should be placed in a proper manner and only an optimum amount of explosives used so that a minimum of overbreak or fracturing beyond the desired surface results.

The mine structures of example mines (Table 13.01) are representative of the application of room and pillar type of mining to bedded deposits. These deposits are notable for their simplicity of structure, lack of faulting, both premineral and postmineral, lack of alteration, and for the competency of the beds and the strength of the over-all geologic structure. In spite of the fact that dimensions of the deposits are variable, the method has uniform application throughout the deposits as long as the ore and rock are strong enough to support large openings. The placing of pillars is governed almost entirely by the presence of faults, fractures or weak beds. Where these planes of weakness do not occur, the pillars may be spaced regularly.

It is also noteworthy that many of these deposits occur in sedimentary rocks or in sedimentary rocks which have been metamorphosed. In the case of the deposits in the Tri-State District, the rock was strengthened considerably by the addition of silica which con-

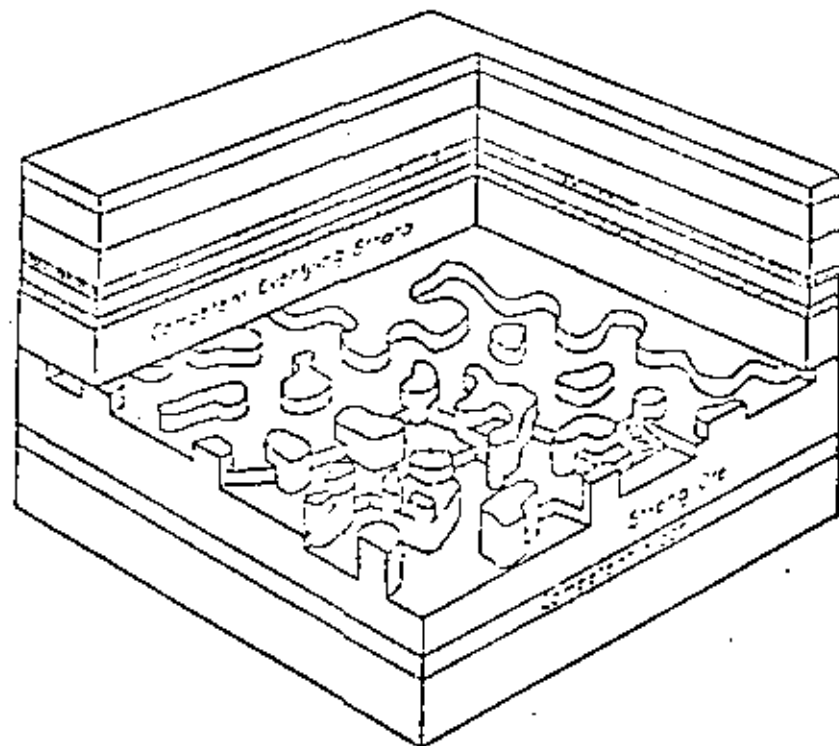


Figure 13.02 Room and pillar method with random pillars.

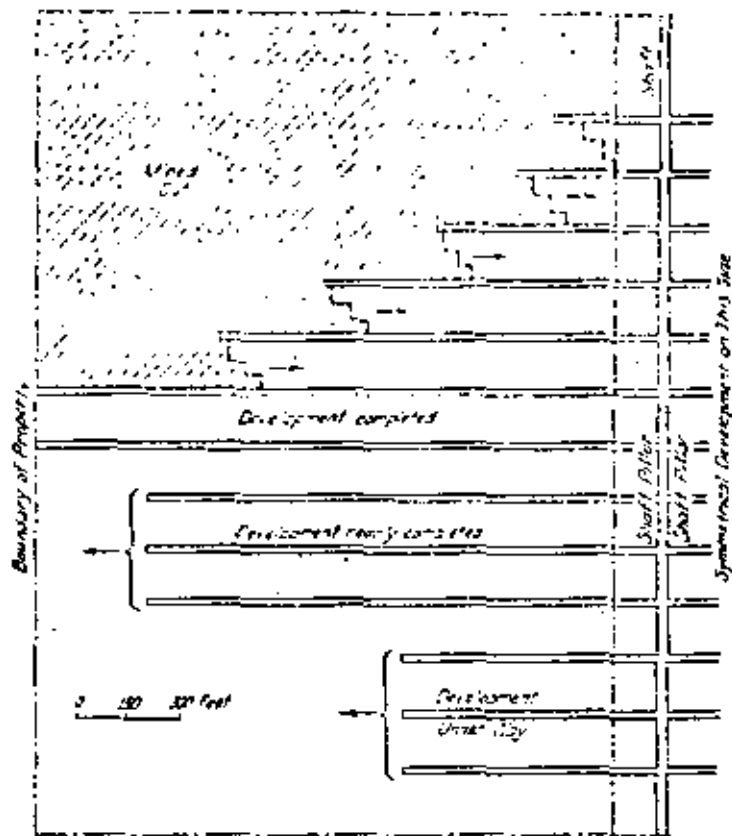


Figure 13.09. Mining retreatina.\*

are worked by the retreating system, which is designed to allow a stope to cave soon after it is worked out and thus relieve the weight on the supports in adjacent stopes. Figure 13.09 shows the manner of working a mine on the retreating system. Levels, 9 by 14 ft. in section and cut 5 ft. into the footwall, are driven at intervals of 150 ft. along the dip in groups of three. The lowest set is not far advanced from the shaft. The second set is nearly completed, and mining is underway on the third set, the stoping being carried toward the shaft. Pillars 300 ft. wide are left to protect the shaft.

From the end of a completed level, short raises, spaced 21 ft. center to center, are driven in the lode, started at points 5 ft. above the bottom of the level and are from 8 to 10 ft. long. Generally four raises are carried up at the same time. The tops of the raises are connected by a

### Sublevel Stopping

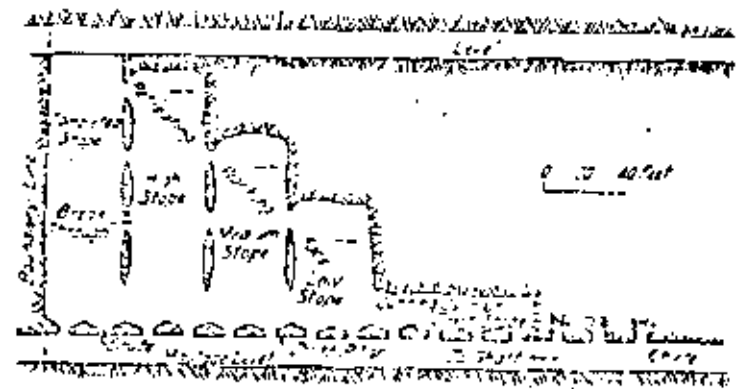


Figure 13.10. Moderately narrow lode worked retreating with small pillars.\*

drift stope from 7 to 9 ft. high and 15 to 16 ft. wide and are enlarged to form hoppers. Stopes 35 ft. wide with 7-ft. rib pillars left between are then carried overland in stepped order, as shown in Fig. 13.10. The pillars are divided into three sections by breakthroughs to provide access to stopes and passages for the ventilating air, after which they are reduced to a thickness of 4 or 5 ft. by slabbing off the sides. If the ore is rich and the hanging wall strong, the pillars are removed. In general, the purpose of the pillars is to give a temporary support and then fail slowly, thus cushioning the fall of the hanging wall and preventing a sudden collapse. Low-grade ore and waste may be left in stopes as pillars, but, if in large amount, settling of the hanging wall is retarded. Irregular extension of the ore into the walls can be followed in stoping. It is thought that 95% of the ore will be recovered by this method of mining. For dips of 40° or more the ore slides to the chutes. Scrapers are used where the dip is flatter. The pillars at the bottom of a stope are mined as fully as possible if the ore is rich but in no fixed manner. Shaft pillars are to be mined last, working upward from the bottom.

### SUBLEVEL STOPPING

Sublevel stopping is best adapted to steeply inclined deposits which have strong ore and strong walls. The ore is usually blocked out by two horizontal drifts separated vertically by 100 to 200 ft. and raises between the two horizontal drifts, the latter separated by comparable distances (Fig. 13.11). An inspection of the accompanying sketch will

show why the ore as well as the wall of the stope must be strong after the ore is excavated. The ore in place must serve as a footing for men who are mining the same and must be sufficiently strong to support the sublevel drifts which are driven at intermediate intervals between the two main haulage levels. Although moderately weak ore may be worked by sublevel stoping if the working faces are kept in the same vertical plane throughout the vertical extent of the stope, this is not usually a safe practice. Vertical pillars may be left between stopes on the same level and horizontal ones to support the main haulage levels. After the main bodies of ore have been completely mined, it is common practice to rob the pillars, and the walls of the stope may collapse after the pillars have been robbed. In some mines large stopes created by the sublevel method of stoping have remained open for very extended periods of time.

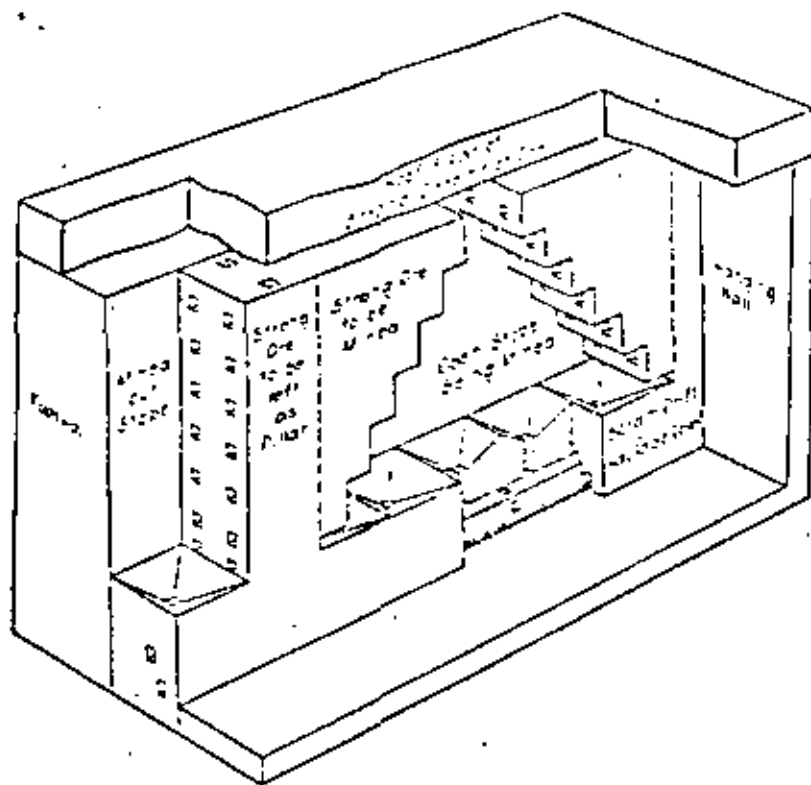


Figure 15.11 Schematic of sublevel stoping which is adapted to strong ore and strong wall configurations.

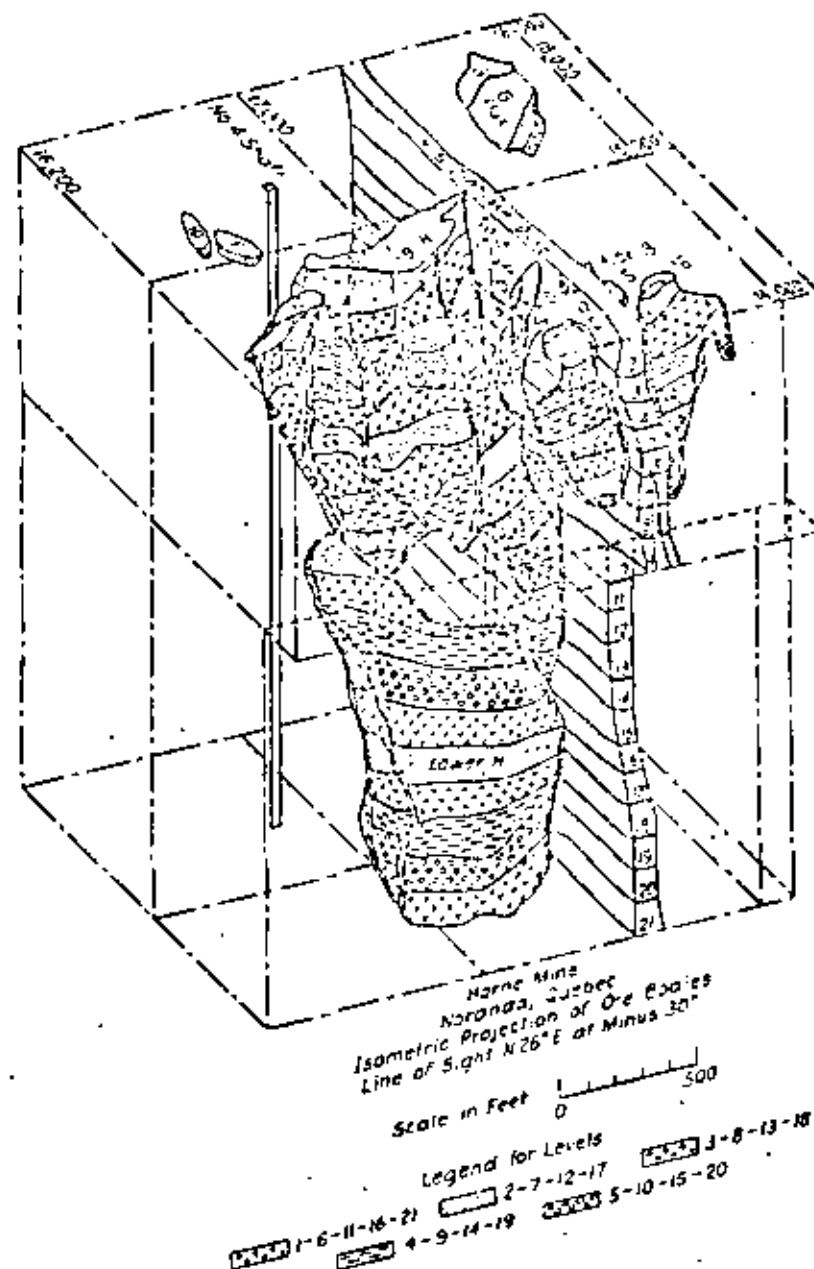


Figure 13.12 An isometric drawing of the geology of the Horne ore bodies.<sup>17</sup>

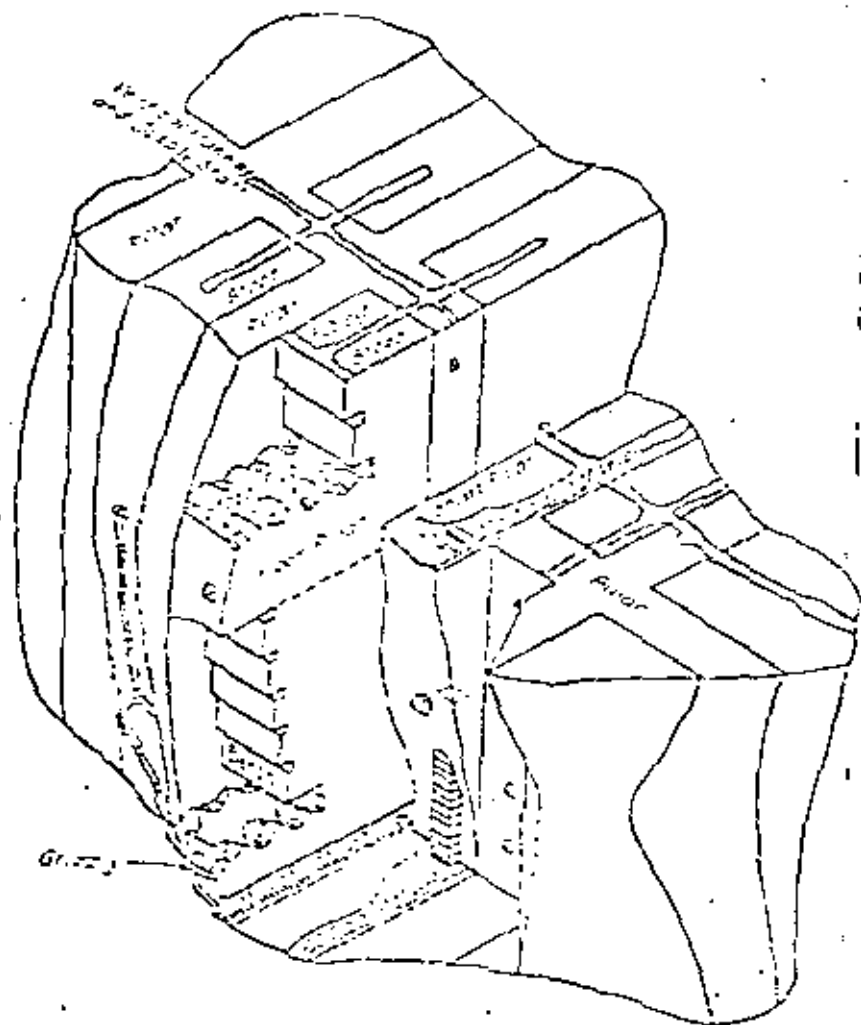


Figure 12.25. Basic layout of stopes and pillars in sublevel stoping. The pattern of sublevel stoping is similar to that shown in Figure 12.24. Method is similar to stop support.

about 6 ft. wide, formed across the end of the sublevels, and drops directly into the small holes. By keeping the mining on one sublevel a little ahead of the mining on the sublevel above, the pillars work under a back that is not very far above them.

In wide sections of the ore body, transverse stopes are driven 40 ft. wide from wall to wall. Pillars 40 ft. in width are left between the stopes.

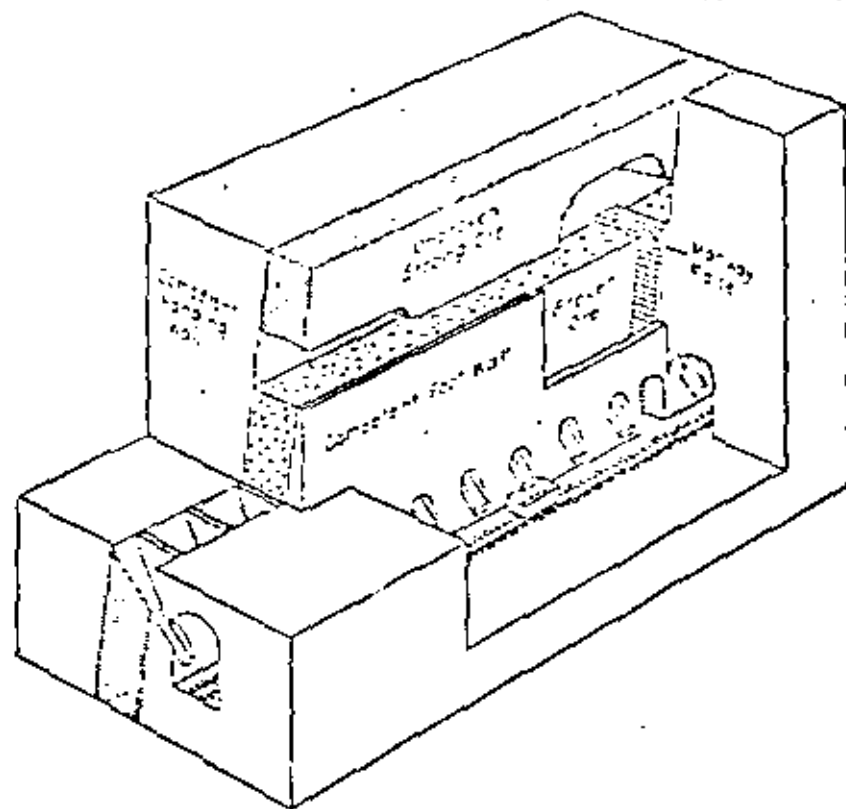


Figure 12.01. Diagrammatic sketch illustrating principle of shrinkage stoping method.

diluted. Hence in deposits which are minable by the shrinkage method, the over-all structure is one degree weaker geologically than the structures to which sublevel stoping is applicable. In the latter, both the ore and walls must be strong, whereas in shrinkage stoping the walls may be somewhat weaker.

In the early days of shrinkage stoping some large stopes were mined by this method, but it was found that there was a limit to the size of the back (roof) which would stand unsupported. Boarding the corners where the back and side joined was tried, for the roof or back tends to assume the shape of a dome, and become self-supporting. Boarding the corners and slightly arching the back permitted a slightly larger stope to be carried than if it were flat. However, a flat-backed stope is easier to mine, and it is preferable to keep stopes to the smaller

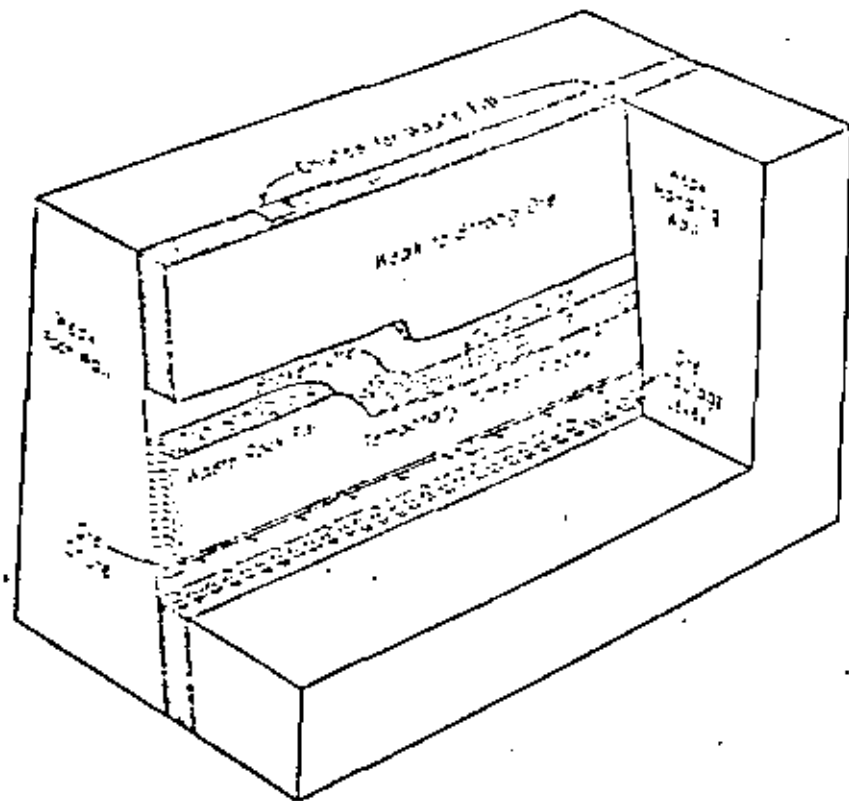


Figure 14.06 Method of cut-and-fill stoppage is adapted to moderate waste size and soft strata.

ore supported by the filling. Occasional slabs or loose sections of the back are supported by stulls or chills placed on the filling. The back is more easily supported in horizontal stoppage than in inclined stoppage; also, the use of horizontal holes in blast's case leaves the back in a more stable condition than if vertical or inclined holes are used. If badly slanted, the back is a source of danger to the miners.

**Pillars.** In large ore bodies, cut-and-fill stoppages, like shrinkage stoppages, are limited to a safe area by vertical pillars, which are held later, ordinarily by squarset stoppage although other methods are also used. The great difficulty experienced during the sinking of pillars is to keep out the waste filling on the stoppage. Stringers covered with lagging are placed against the pillars during stoppage to hold the waste away from the pillars. In small stoppages old wire cable may be tied

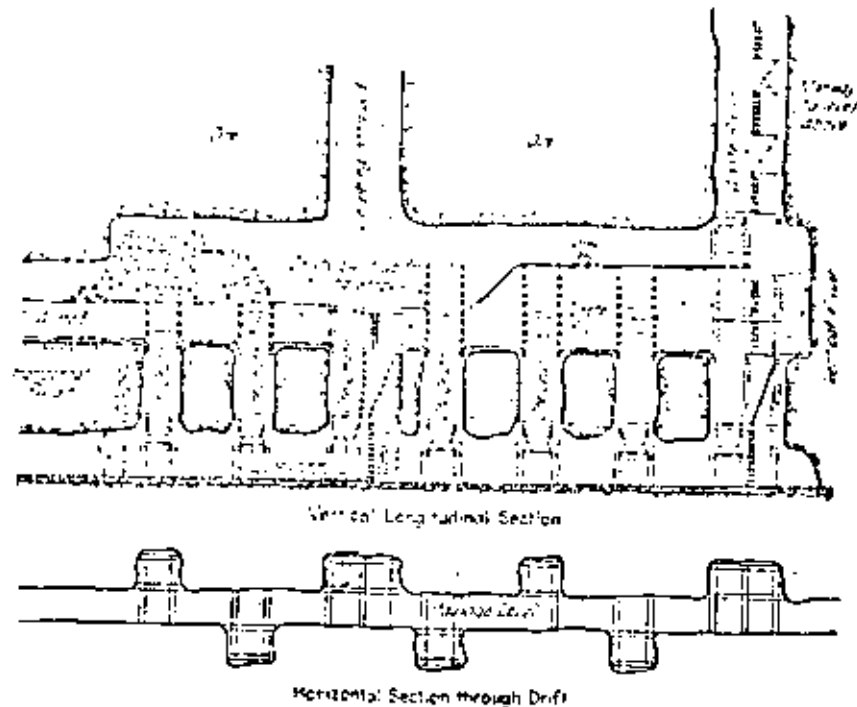


Figure 14.07 Typical cut-and-fill stoppage. United Verde mine.<sup>4</sup>

around the stringers and carried through the waste filling to the stringers at the other end of the stoppage. In large stoppages one end of the cableway may be fastened to a block buried in the fill. At the Campbell mine a row of square sets is carried up against the pillars at the ends of the stoppages. These sets are lagged on the stoppage side, and they have proved a very satisfactory means of keeping waste from the pillars. The sets are carried up with the stoppage. Grizzlies are placed over the top of the sets, which serve as a passageway for the ore.

A typical cut-and-fill stoppage at the United Verde mine is shown in Fig. 14.07. Pillars 14 to 18 ft. thick are left at the bottom of the stoppage over the haulage level.<sup>5</sup> At the Hecla mine the ore is found in a vertical shear zone in quartzite.<sup>6</sup> The ore varies in width, and pressure from the top and sides is extremely heavy. Stull sets are used as temporary support for the walls and back.

**Rill or inclined cut-and-fill stoppage** is illustrated in Fig. 14.08. Ore is drawn off through chutes at the toe of the stoppage, and waste is run in from the raise at the opposite end of the stoppage. In typical rill

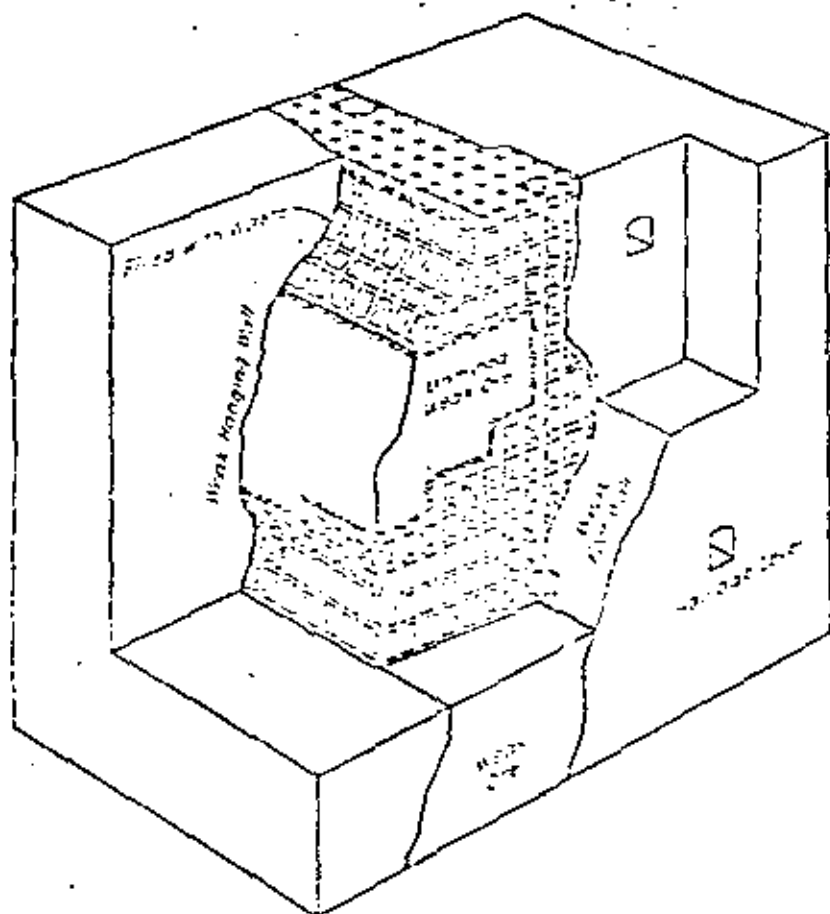


Figure 1414. Square set method of roof under conditions requiring maximum support for ore and walls.

Waste runs into the stopps through a raise driven to the level above and is distributed in narrow end-dump cars on a track which has curves of short radius.

At the Black Rock mine of the Butte and Superior Mining Co., the vein ranges from 5 to 10 ft. in stopps width and has an average dip of 50°. The vein contains sphalerite and galena in a matrix of altered granite, quartz and pyrite. The country rock is granite greatly altered near the vein (see below). Tail sands form the walls of the vein. Both ore and country rock are weak and cannot support themselves over small spans. Square-set stopping with protopy filling is used.

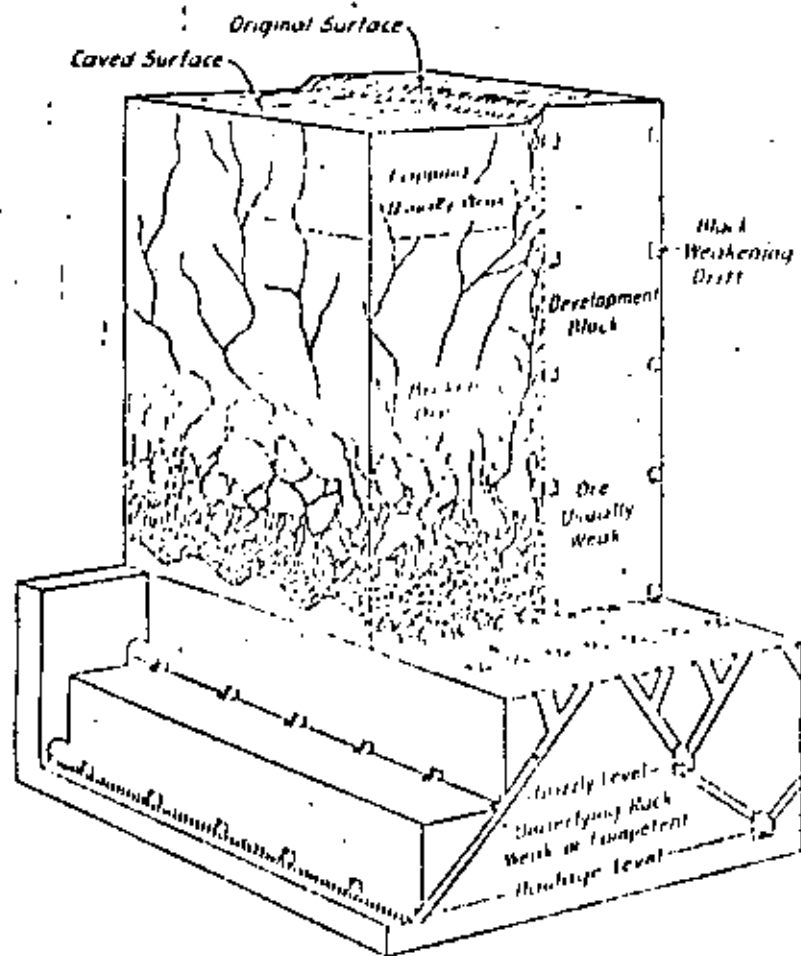


Figure 15.08 Block diagram illustrating principles involved in application of block caving method.

main, branch, and finger rises are driven up to the ore. The ore is then undercut, and the weight of the ore plus the capping is employed to force the ore to crush, run down through the rises and thus mine itself. The most ideal conditions for block caving are found in the porphyry copper deposits where both the ore and capping are weak. However, large deposits of relatively strong ore with strong capping are also mined by block caving. In this case it may be necessary to completely undercut a section of the ore and isolate it on one or more sides with shrinkage stopes (Fig. 15.09).

Use of block caving resulted from a gradual development of methods wherein the pillars left in rooms were mined in Lake Superior iron mines. The mechanics of block caving involve, first, the weakening of a mass of rock by undercutting, second, further breakage of the ore just above the draw points, usually by blasting, and finally crushing of the ore by the force of overlying material so that it may be drawn off through "finger" raises. The results of the process are the production of a large mass of unconsolidated material above the draw points and a more competent mass below this elevation to the haulage level. The strength and stability of the lower mass are often affected by the movement of the upper. The following examples illustrate principles involved, although details of practice have been modified somewhat.

*Roth Mine.* The general method of mining is illustrated in Fig. 15.09. Main haulage ways are driven parallel to each other and 87 1/2 ft. apart in a plane 60 ft. below the bottom of the ore. At intervals of

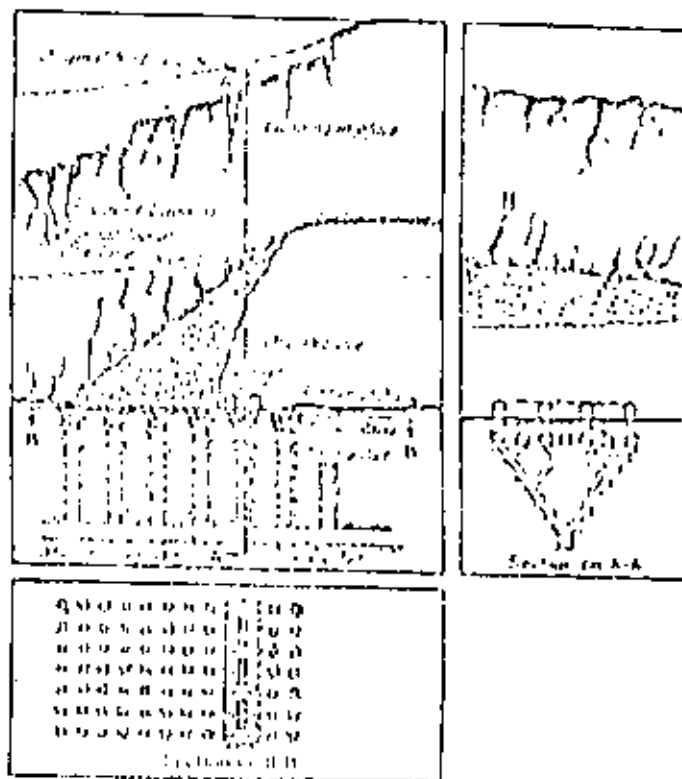


Figure 15.09 Block caving at Roth mine.



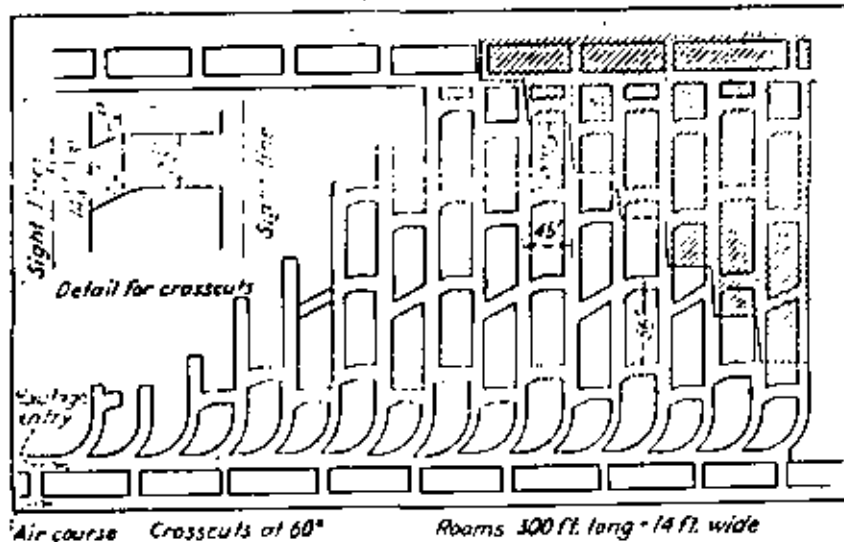


Figure 16.10 Room-and-pillar mining with mechanical loaders. (Coal Age.)

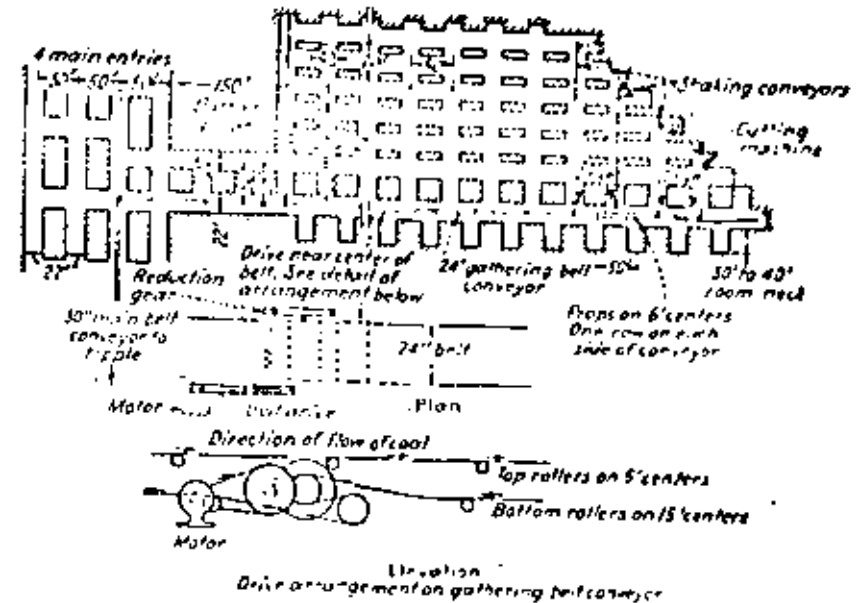


Figure 16.12 Mining with belt and shaking conveyors.

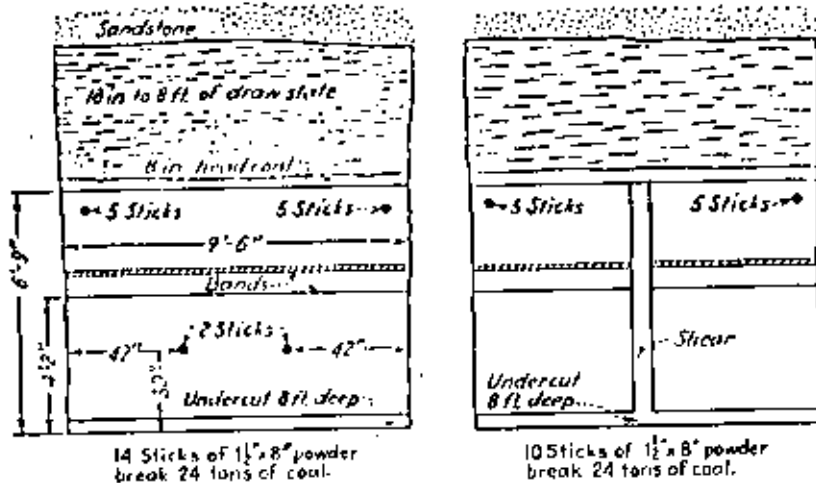


Figure 16.11 Drilling plans for 2 1/2 ft. headings. Room plans are identical. About 20% more powder is used in places shown on the left. (Coal Age.)

150-ft. barrier pillar is left along the main entries. Cross entries, 22 ft. wide, are driven to the boundary of the mine. Rooms 20 ft. wide are driven up 220 ft. on 50-ft. centers, leaving a 30-ft. pillar between. Crosscuts or breakthroughs are driven 20 ft. wide at 30-ft. intervals, leaving a 10- by 30-ft. pillar between crosscuts that is not recovered. Working faces comprise four rooms and a heading of the cross entry. Each working place has a shaking conveyor in the center. A row of props, on 6-ft. centers, is set on each side of a conveyor. The main 30-in. conveyor is 1680 ft. long and runs at a speed of 110 ft. per min. The 24-in. gathering conveyor has a speed of 180 ft. per min. Each conveyor is driven by a 15-horsepower a-c motor. The shaking conveyors are made in 10-ft. sections. At crosscuts, the conveyor is laid into them and is driven by a bell crank. A cutting machine with 6-ft. bar is assigned to each working place. For shooting, four holes are drilled with eccentrically operated augers. They are placed about 2 ft. down from the top, one at each end and one on each side of the center. An average of 10.8 tons of coal is broken per pound of powder. A conveyor crew consists of two to four men, depending on conditions. This crew timbers, extends the conveyor and loads the coal into the con-

BIBLIOGRAFIA

Texto:

Temas de la materia para los que  
se recomienda:

- ① STAGG, Zienkiewicz. "MECANICA DE ROCAS EN LA INGENIERIA PRACTICA" Editorial Blume. Madrid 1970.
- ② GAZIEV "ASPECTOS GENERALES DE LA MECANICA DE ROCAS", Instituto de Ingeniería, UNAM. Publicación D-11 Junio 1970.
- ③ C.F.E. "MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES" Sección C, Suelos y Rocas México 1970. (se suprime esta referencia por la ③③, ver siguiente página)
- ④ TALOBRE "MECANICA DE ROCAS" Ed. Dunod 1959.
- ⑤ JAEGER y COOK "FUNDAMENTALS OF ROCK MECHANICS" Methuen and Co. London 1969.
- ⑥ I.W. FARMER "ENGINEERING PROPERTIES OF ROCKS" Spon Ltd. Londres.
- ⑦ MARSAL R. y RESENDIZ D. "PRESAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO" LIMUSA WILEY
- ⑧ OBERT y DUVAL "ROCK MECHANICS AND THE DESIGN OF STRUCTURES IN ROCK" Wiley 1967. (aquí se ve mejor la elasticidad aplicada a obras subterráneas)
- ⑨ GOODMAN, E. R. "METHODS OF GEOLOGICAL ENGINEERING" West Publishing Co. U.S.A. 1976.
- ⑩ JAEGER, CH. "ROCK MECHANICS AND ENGINEERING" Cambridge University - Pres England 1972.
- ⑪ TIMOSHENKO y GOODIER "THEORY OF ELASTICITY" Mc Graw-Hill 3d. Edition 1970.
- ⑫ LEVI E. "ELEMENTOS DE LA MECANICA DEL MEDIO CONTINUO" Limusa Wiley, México 1971.
- ⑬ JUAREZ B. y RICO RODRIGUEZ. "MECANICA DE SUELOS" Tomo I Ed. Limusa Wiley México.
- ⑭ D.P. KRYNINE, MP. JUDG "PRINCIPLES OF ENGINEERING GEOLOGY AND GEOTECHNIQUE" Mc. Graw-Hill, 1957.
- ⑮ HVORSLEV, J. "SUBSURFACE EXPLORATION AND SAMPLING OF SOILS FOR CIVIL ENGINEERING PURPOSES" ASCE 1965.
- ⑯ GRIFFITHS y KING "GEOFISICA APLICADA PARA INGENIEROS Y GEOLOGOS" Ed. Paraninfo, Madrid. 1977.
- ⑰ DOBBIN. B.M. "GEOPHYSICAL PROSPECTING" Mc. Graw Hill 1960.
- ⑱ PHILLIPS "LA APLICACION DE LA PROYECCION ESTEREOGRAFICA EN GEOLOGIA ESTRUCTURAL" H. Blume Ediciones, Madrid, 1977.

BIBLIOGRAFIA

Texto:

Temas de la materia para los que  
se recomienda:

- 19) Colegio de Ingenieros Civiles "CONSTRUCCIONES EN ROCA" México 1965
- 20) BERNAIX, J. "ETUDE GEOTECHNIQUE DE LA ROCHE DE MALPASSET" Ed. Dunod, Paris 1967.
- 21) COVARRUBIAS, S. W. "ALGUNOS METODOS DE CAMPO EN MECANICA DE ROCAS" Tesis de Maestría en Mecánica de Suelos, UNAM, México 1965
- 22) RAMIREZ ARANDA R. "PRUEBAS DE CAMPO DE MECANICA DE ROCAS EN LA P.H. ANGOSTURA, CHIS". Tesis Profesional Facultad de Ingeniería UNAM. México 1978.
- 23) SZECHY, K. "THE ART OF TUNNELING" Akadémia; Kiado, Budapest 1973.  
(Para que se relacione con el tema en el campo de las túneles)
- 24) Curso del Centro de Educación Continua de la Facultad de Ingeniería "CONSTRUCCION DE TUNELES" México, D.F. 5 al 10 de Septiembre de 1977
- 25) BARTON A. "ENGINEERING CLASSIFICATION OF ROCK MASSES FOR THE DESIGN OF TUNNEL SUPPORT" 3rd. Intr. Cong. en rock Mech. 1974 Denver Col. U.S.A.
- 26) HOECK E., BRAY J. "ROCK SLOPE ENGINEERING" The institution of Mining and Metallurgy, London, 1974.
- 27) CAMPEFORT H. "INYECCION DE SUELOS" Ediciones Omega, Barcelona España 1968.
- 28) Symposium of The International Society of Soils Mechanics and Foundation Engineering "GROUTS AND DRILLING MUDS IN ENGINEERING PRACTICE" Butterworths London 1963.
- 29) LANGEFORS y KIHLESTRON "VOLADURA DE ROCAS" Ed. URMO Bilbao España 1972
- 30) Department of the army, U.S.A. "ENGINEERING AND DESIGN. SYSTEMATIC DRILLING AND BLASTING FOR SURFACE EXCAVATIONS" March 1972.
- 31) Goodman E. Richard "INTRODUCTION TO ROCK MECHANICS" Ed. John Wiley & son New York, 1960.
- 32) Jimikis R. Alfreds "ROCK MECHANICS" Trans Tech publications. Switzerland 1979
- 33) C.F.E. "Manual de Diseño de Obras Civiles" Sección B primer I (geología) II (Mecánica de Suelos) y III (Mecánica de Rocas). El primer III consta a su vez de 7 Capítulos (1. Estabilidad de taludes, 2. Obras Subterráneas, 3. Construcciones, 4. pruebas de campo y laboratorio, 5. Tratamiento de riesgos rocosos, 6. Instrumentación, 7. procedimientos de excavación)



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA. U.N.A.M.**

**MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y  
A LA CONSTRUCCION**

**TALUDES EN ROCA**

**ING. VICTOR MANUEL NAVARRO H.**

**MAYO , 1983**

## INTRODUCCION

LOS ANGULOS DE TALUDES CONSTITUYEN UNO DE LOS FACTORES PRINCIPALES QUE AFECTAN LA FORMA FINAL DEL TAJO Y LA UBICACION DE SUS CARAS, POR DIFERENCIA GEOLOGICAS, LOS ANGULOS DE TALUD OPTIMOS VARIAN DE MINA A MINA Y AUN ENTRE DIFERENTES PARTES DE LA MISMA MINA, ASI QUE NO ES RARO ENCONTRAR SECCIONES CON ANGULO DIFERENTE EN SUS PARTES ALTA Y BAJA.

YA QUE LA OPTIMIZACION DE ESOS ANGULOS ES UN TEMA MUY AMPLIO, ESTE CAPITULO DEL CURSO TRATA DE PRESENTAR UNA INTRODUCCION GENERAL QUE MUESTRE LOS ASPECTOS VARIADOS EN EL ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES, DESCRIBIENDO LAS DIVERSAS TECNICAS ANALITICAS DISPONIBLES E INDICANDO LOS CASOS MAS APROPIADOS PARA CADA UNALISTA DE MATERIAL DE CONSULTA PARA QUIENES NO TIENEN ESTUDIOS PREVIOS EN MECANICA DE ROCAS.

### OBJETIVOS EN EL DISEÑO DEL TALUD DE LOS TAJOS ABIERTOS.

EL OBJETIVO PRINCIPAL ES TENER LA PENDIENTE DEL TALUD LO MAS CERCANA A LA VERTICAL SIN INCURRIR EN LOS GASTOS MAYORES QUE OCASIONAN LA INESTABILIDAD DEL TERRENO Y SIN EXPONER A RIESGOS AL PERSONAL DE LA MINA.

UN TALUD CERCANO A LA VERTICAL GENERALMENTE MINIMIZARA LA CANTIDAD DE ROCA ESTERIL QUE DEBA MINARSE PARA LA MISMA CANTIDAD DE MINERAL RECUPERADO. MUCHO DEPENDERA DE LAS DIMENSIONES DEL CUERPO MINERAL, SU PROFUNDIDAD BAJO LA SUPERFICIE LOS TIPOS DE MENA QUE CONTENGA, ASI COMO SU DISTRIBUCION Y LEYES, EL TIPO DE LIMITE ES IMPORTANTE, YA SEA UN CONTACTO GEOLOGICO O BIEN UN LIMITE EN LEYES O VALDR-ECONOMICO.

LAS CONSECUENCIAS ECONOMICAS MAYORES QUE ORIGINAN LA INESTABILIDAD DE TALUDES SON:

- 1.- PERDIDA DE RESERVAS MINERALES.
- 2.- AUMENTO EN LOS COSTOS DE DESCAPOTE PARA RESCATAR EL MINERAL QUE PODRIA PERDERSE.

3. -COSTOS DE LIMPIA DEL DERRUMBE
4. -COSTOS ASOCIADOS A LA REUBICACION DE LAS CARRETERAS
5. -RETRASOS EN LA PRODUCCION
6. -PRODUCCION INEFICIENTE DEBIDA A LO INACCESIBLE DE ALGUNAS AREAS DE TRABAJO, O A CONDICIONES DE TRABAJO ANORMALES.

AUNQUE LA SEGURIDAD ES UN CRITERIO PRINCIPAL, LOS ACCIDENTES CAUSADOS POR LA INESTABILIDAD DE TALUDES SON RAROS. NO OBTANTE, EL RIESGO DE CALDA DE ROCAS PUEDE TENER GRAN IMPORTANCIA, AUNQUE SE HA ENCONTRADO QUE ESE RIESGO DEPENDE DE LA FORMA EN QUE SE MINAN LOS BANCOS Y SE AMACIZAN O SANEAN, EN VEZ DE DEPENDER DEL ANGULO DEL TALUD FINAL, EN TALES CASOS, DEBERA ATENDERSE LA FRECUENCIA DE ESAS CAIDAS Y LA NECESIDAD DE TENER GENTE SIN PROTECCION AL PIE DE DICHS BANCOS.

EN CONSECUENCIA, EL DISEÑO DE TALUDES ES EN GRAN PARTE UN PROBLEMA DE OPTIMIZACION EN EL QUE LAS CONSECUENCIAS ECONOMICAS QUE OCASIONA LA ESTABILIZACION SE EQUILIBRAN CON LOS AHORROS DE LA REDUCCION EN DESCAPOTE.

#### FACTORES GEOTECNICOS

LOS FACTORES GEOTECNICOS QUE AFECTAN LA ESTABILIDAD DE TALUDES DEPENDEN DE LA GEOLOGIA, Y EN PARTICULAR LA LITOLOGIA; LA PRECENCIA DE ZONAS DEBILES; Y LA FRECUENCIA, UBICACION Y ORIENTACION DE FALLAS, DIACLASAS Y OTRAS DISCONTINUIDADES LAS PROPIEDADES MECANICAS DEL MATERIAL DEL TALUD, COMO LA RESISTENCIA DE LAS ROCAS INTACTAS Y LA RESISTENCIA AL CORTANTE MOVILIZADA POR LAS DISCONTINUIDADES TIENEN TAMBIEN SU IMPORTANCIA. LA INFLUENCIA DEL AGUA ACTUANDO DE VARIAS MANERAS Y LAS ACELERACIONES SISMICAS TAMBIEN DEBEN DE CONSIDERARSE.

LOS TALUDES DE LAS MINAS A CIELO ABIERTO ESTAN FORMADOS POR MATERIALES MUY VARIADOS QUE VAN DESDE SUELOS HASTA ROCAS COMPETENTES, AUNQUE ES DIFICIL GENERALIZAR, LA COMPETENCIA DE LOS MATERIALES MEJORA CON LA PROFUNDIDAD, AUNQUE PUEDE

ENCONTRARSE ZONAS DE MATERIAL DEBIL EN CUALQUIER LUGAR DE LA MINA, Y DE ELLAS PUEDE DEPENDER LA ESTABILIDAD DEL TALUD.

SABEMOS QUE HAY MASAS DE SUELO QUE SON RELATIVAMENTE ISOTROPICAS Y HOMOGENEAS, MIENTRAS QUE EN LAS MASAS ROCOSAS ESTO ES RARO DEBIDO A LA OMINIPRESENCIA DE LAS DISCONTINUIDADES. EL COMPORTAMIENTO Y LA ESTABILIDAD DE LAS MASAS ROCOSAS ESTA CONTROLADO PRINCIPALMENTE, POR LA ORIENTACION Y TIPO DE ESAS DISCONTINUIDADES LO QUE CASI NO OCURRE EN LOS SUELOS, DEBERA NOTARSE QUE NO HAY UNA FRONTERA CLARA ENTRE SUELOS Y ROCAS, SINO UN COMPORTAMIENTO GRADUAL, Y QUE NO HAY DOS MINAS -- EXACTAMENTE IGUALES.

SIN EMBARGO, PODEMOS AFIRMAR QUE LA RESISTENCIA DE MATERIAL INTACTO ES EL FACTOR MAS IMPORTANTE PARA LOS SUELOS, Y LAS DISCONTINUIDADES CONSTITUYEN EL FACTOR MAS IMPORTANTE EN LAS MASAS ROCOSAS.

#### MODOS DE RUPTURA.

COMO RESULTADO DE LA OBSERVACION DE LA RUPTURA DE TALUDES EN MINAS Y OTRAS EXCAVACIONES, SE HAN IDENTIFICADO VARIOS MODOS QUE SE MUESTRAN EN LA FIGURA 1.

LA RUPTURA PLANA OCURRE CUANDO UNA DISCONTINUIDAD CON RUMBO APROXIMADAMENTE PARALELO A LA CARA DEL TALUD, LA INTERSECTA O AFLORA CON INCLINACION MENOR A LA DE LA CARA DEL TALUD, FACILITANDO EL DESLIZAMIENTO DEL MATERIAL QUE SE HALLA SOBRE LA DISCONTINUIDAD. SE PUEDEN PRESENTAR VARIACIONES A ESTE MODO SIMPLE, -- POR EJEMPLO CUANDO SE FORMA UNA GRIETA DE TENSION O BIEN CUANDO EL PLANO DE DESLIZAMIENTO ES UNA COMBINACION DE LOS CONJUNTOS DE DISCONTINUIDADES QUE FORMAN UN PERFIL ESCALONADO VER FIGURAS 1a, 1b, 1c.

LA RUPTURA DE CUÑA TRIDIMENSIONAL OCURRE CUANDO DOS DISCONTINUIDADES SE INTERSECTAN DE TAL MANERA QUE EL MATERIAL CONTENIDO ENTRE ELLAS PUEDE DESLIZARSE EN DIRECCION PARALELA A LA LINEA DE INTERSECCION DE LAS 2 DISCONTINUIDADES -- (FIGURA 1d), OCASIONALMENTE ESAS DISCONTINUIDADES PUEDEN CONSISTIR DE PERFILES ESCA

CONADOS.

LA RUPTURA EN DOS BLOQUES OCURRE CUANDO UNA CUÑA INESTABLE DE ROCA -- ORIGINA UNA FUERZA ACTIVA SOBRE OTRA CUÑA INFERIOR QUE POR SI SOLA SERIA ESTABLE, CAUSANDO EL DESPLAZAMIENTO DE AMBAS CUÑAS. SE PRESENTA EN MASAS ROCOSAS CON DISCONTINUIDADES DE BUZAMIENTOS OPUESTOS Y UNA DISCONTINUIDAD EN LA BASE QUE NO TENGA PROBLEMAS DE ESTABILIDAD FIGURA 1E.

LA RUPTURA CON VOLCAMIENTO OCURRE EN TALLUDES CON UN CONJUNTO DE DISCONTINUIDADES CASI VERTICAL POR LO GENERAL LA ESTABILIDAD DEL SISTEMA DEPENDERA DE UNO O DOS BLOQUES CLAVE; UNA VEZ QUE SE AFECTAN ESTOS, TODO EL SISTEMA PUEDE DERRUMBARSE.

TODOS LOS MODOS DE RUPTURA MENCIONADOS SON TIPICOS DE TALLUDES EN ROCA DONDE LOS MECANISMOS DE ESTABILIDAD DEPENDEN DE LAS ORIENTACIONES DE LAS DISCONTINUIDADES Y SU RELACION CON LA ORIENTACION DEL CORTE EN EL TALUD. ALGUNAS OCA SIONES EN LOS TALLUDES MUY ALTOS, LOS ESFUERZOS EN LA ESQUINA INFERIOR PUEDEN SER TAN GRANDES QUE FRAGMENTEN UN BLOQUE CRITICO Y PERMITAN A UNA MASA ROCOSA OTROCA ESTABLE, SU DESLIZAMIENTO O RUPTURA CON ALGUNO DE LOS MODOS ANTES DECRITOS.

HAY OTROS DOS MODOS DE RUPTURA QUE SE PRESENTAN EN TALLUDES DE SUELOS TERREROS Y TALLUDES ALTOS EN ROCA. ESTOS SON LOS DE SUPERFICIE DE RUPTURA CIRCULAR Y NO CIRCULAR, TAMBIEN CONOCIDAS COMO SUPERFICIES GENERALES DE DESLIZAMIENTO EN LA MECANICA DE SUELOS.

EN EL CASO DE CONJUNTOS DE DISCONTINUIDADES MUY DISPERSOS O POCO DE FINIDOS, Y CON TAMAOS DE BLOQUE PEQUEOS EN COMPARACION A LA ALTURA DEL TALUD, -- TENDREMOS CONDICIONES PARA EL DESARROLLO DE UNA SUPERFICIE CIRCULAR DE DESLIZAMIENTO. SI LA SUPERFICIE DE RUPTURA SE PROPAGA PARCIALMENTE POR DISCONTINUIDADES, ENTON CES SE TENDRA LA RUPTURA NO CIRCULAR QUE ESTARA CONSTITUIDA POR SEGMENTOS LINEALES--



Y CIRCULARES, (FIGURAS 16 Y 1H).

### PRINCIPIOS DEL ANALISIS DE ESTABILIDAD DE TALUDES.

MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE, EN ESTOS MÉTODOS SE EMPLEA LA ESTÁTICA PARA ANALIZAR LA ESTABILIDAD DE LA MASA DE ROCA Y/O SUELO QUE ESTÁ SOBRE LA SUPERFICIE DE ROTURA, SI YA SE HUBIERA PRESENTADO LA ROTURA, LA GEOMETRÍA DE ESA SUPERFICIE SE PUEDE CONOCER Y EL ANALISIS DE LA ROTURA SE LE CONOCE COMO RETRO-ANÁLISIS, SI LA SITUACIÓN ES DE DISEÑO, ENTONCES LA SUPERFICIE DE ROTURA ES POTENCIAL EN VEZ DE REAL Y EN CASO, SE DEBEN DE ANALIZAR MUCHAS SUPERFICIES DE ROTURA POTENCIAL PARA ENCONTRAR LA GEOMETRÍA MÁS CRÍTICA, A FIN DE CONSIDERAR ACEPTABLE EL DISEÑO.

EN EL CASO DE LA ROTURA PLANA, EL DESLIZAMIENTO DE UNA CUNA TRIDIMENSIONAL, LA ROTURA CIRCULAR Y NO CIRCULAR, EL MATERIAL SOBRE LA SUPERFICIE DE ROTURA ESTARÁ A PUNTO DE DESLIZARSE CUANDO LAS FUERZAS DEBIDAS A LA GRAVEDAD SE ENCUENTRAN BALANCEADAS POR LAS FUERZAS QUE TIENDEN A MANTENER EL EQUILIBRIO (TALES COMO LA FRICCIÓN Y LA COHESIÓN, LA RELACIÓN ENTRE ESAS FUERZAS DEFINE EL FACTOR DE SEGURIDAD QUE ES IGUAL A LA UNIDAD EN EL EQUILIBRIO LÍMITE, O SEA.

$$F.S. = \frac{\text{FUERZAS QUE TIENDEN A MANTENER EL EQUILIBRIO}}{\text{FUERZAS QUE TIENDEN A ALTERAR EL EQUILIBRIO}}$$

LOS MÉTODOS DE EQUILIBRIO LÍMITE SE HAN EMPLEADO CON ÉXITO EN LA MECÁNICA DE LOS SUELOS POR MÁS DE 100 AÑOS, A TRAVÉS DEL RETRO-ANÁLISIS ESOS MÉTODOS SE HAN MEJORADO Y AL MISMO TIEMPO QUE SE HA IDO ACEPTANDO LA CONFIANZA EN LOS MISMOS, DE TAL MANERA QUE HAY PRESAS DE TIERRA QUE SE HAN DISEÑADO CON FACTORES DE SEGURIDAD TAN BAJOS COMO 1.2, YA QUE LAS PROPIEDADES DE LOS MATERIALES Y LAS CONDICIONES DEL AGUA -----

PUEDEN MANTENERSE BAJO CONTROL EN EL DISEÑO DE TALUDES EN ROCA, LOS FACTORES DE SEGURIDAD TIENEN QUE SER MAS ALTOS DEBIDO A LA INCERTIDUMBRE DE LOS DATOS MANEJADOS.

### METODOS DE ANALISIS DE ESFUERZOS

LAS RUPTURAS NO OCURREN SIEMPRE A LO LARGO DE LOS PLANOS BIEN DEFINIDOS COMO EN EL CASO DE LA RUPTURA CON FLUJO DE BLOQUES, DONDE LAS CONDICIONES ESTRUCTURALES NO PERMITEN EL DESLIZAMIENTO SOBRE DISCONTINUIDADES, Y EL MATERIAL NO TIENE LA DUCTILIDAD SUFICIENTE PARA LA FORMACION DE UNA SUPERFICIE DE ROTURA, EN ESTE CASO, OCURRE FRACTURAMIENTO DE MATERIAL EN LOS PUNTOS CON MAYOR CONCENTRACION DE ESFUERZOS. ESTOS ESFUERZOS SE TRANSFIEREN A OTROS PUNTOS DE LA MASA ROCOSA PARA FRACTURARLA POSTERIORMENTE, DESARROLLANDOSE DE MANERA PROGRESIVA DE TAL MANERA QUE EL TALUD SUFRE GRANDES DEFORMACIONES O SE DERRUMBA. O EN OTROS CASOS, UNA RUPTURA QUE COMIENZA COMO FRACTURA PROGRESIVA PODRA PASAR A UNA RUPTURA CONTROLADA ESTRUCTURALMENTE, POR EJEMPLO LA CUÑA TRIDIMENSIONAL.

EL OBJETIVO DE LOS METODOS DE ANALISIS DE ESFUERZOS ES REPRESENTAR LA MASA ROCOSA COMO UN CONJUNTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES (ELEMENTO FINITO) O CELDAS DE MASA CONSTANTE (METODO DE DIFERENCIAS FINITAS) Y A PARTIR DE ESA INFORMACION DETERMINAR LOS ESFUERZOS EN PUNTOS DENTRO DEL TALUD. DESPUES SE PUEDE EXAMINAR LA DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PARA DETERMINAR LOS LUGARES MAS PROPENSOS A SUFRIR RUPTURA. DADA LA INTERDEPENDENCIA ENTRE LOS ESFUERZOS DE LOS DIFERENTES ELEMENTOS DE ROCA, EL ANALISIS POR COMPUTADORA SE REALIZA PARA UNA SERIE DE INTERVALOS DE TIEMPO, Y DE ESA MANERA SE ESTUDIA LA EVOLUCION PROGRESIVA DE TALUD.

## TECNICAS ESTEREOGRAFICAS

COMO LAS MASAS ROCOSAS ESTAN FORMADAS POR VARIOS TIPOS DE ROCA Y NUMEROSAS DISCONTINUADAS CON DIFERENTES ORIENTACIONES, EL NUMERO DE GEOMETRIAS POTENCIALES DE ROTURA ES ENORME. LA TAREA DE DECIDIR QUE GEOMETRIAS DE ROTURA SON MAS CRITICAS SE FACILITA CON LA AYUDA DE LAS PROYECCIONES ESTEREOGRAFICAS. USANDO ESAS TECNICAS, LAS ORIENTACIONES DE LA CARA DE TALUD Y LOS CONJUNTOS DE DISCONTINUIDADES PRESENTES EN LA MASA ROCOSA PUEDEN REPRESENTARSE EN UN DIAGRAMA PLANO, Y LOS MECANISMOS DE ROTURA QUE SON CINEMATICAMENTE POSIBLES PUEDEN DETERMINARSE RAPIDAMENTE. HAY PUBLICACIONES EXCELENTES SOBRE EL USO DE LA PROYECCION ESTEREOGRAFICA Y SUS APLICACIONES COMO LAS DE PHILLIPS ( 1973 ), JOHN ( 1968 ), HOEK AND BRAY ( 1974 ) Y GOODMAN ( 1975 ) Y OTROS .

QUIEN QUIERA CONSIDERARSE APTO PARA EL DISEÑO DE TALUDES EN ROCA, DEBERA ESTAR FAMILIARIZADO AMPLIAMENTE CON ESAS TECNICAS ES-  
 CENCIALES . COMO REGLA GENERAL, NO DEBERA EFECTUARSE UN ANALISIS EN  
 COMPUTADORA SIN QUE  
 PREVIAMENTE SE HAYA REALIZADO UN ANALISIS PRELIMINAR CON LA RED. DE LOS DATOS SE PUEDE DEDUCIR LO ADECUADO DEL ANALISIS ESTEREOGRAFICO, ASI COMO LA EXACTITUD INNECESARIA DEL ANALISIS COMPUTALIZADO.

## DEFINICIONES DE ESTABILIDAD

TRADICIONALMENTE, LA ESTABILIDAD DE LOS TALUDES SE HA ANALI-  
 ZADO CON LAS TECNICAS DE EQUILIBRIO LIMITE Y LOS RESULTADOS SE HAN EX-  
 PRESADO COMO FACTORES DE SEGURIDAD. LOS CALCULOS SE BASAN USUALMENTE --

SOBRE VALORES MEDIOS DE LOS DATOS DE CAMPO. POR LA DISPERSION E INCERTIDUMBRE DE ESOS DATOS, ES NECESARIO UN FACTOR DE SEGURIDAD MAYOR A 1.0 PARA ASEGURAR QUE HAY POCAS POSIBILIDADES DE ROTURA.

LA SENSIBILIDAD DEL FACTOR DE SEGURIDAD A CAMBIOS EN LAS VARIABLES DE ENTRADA SE PUEDE CONOCER VARIANDO LOS DATOS DE ENTRADA Y CALCULANDO EL FACTOR DE SEGURIDAD PARA CADA COMBINACION DE DATOS. ESTO SUPONE MUCHO TRABAJO, PERO ES MEJOR QUE TOMAR DECISIONES BASADOS EN UN SOLO CALCULO.

RECIENTEMENTE SE HA DESARROLLADO OTRA ALTERNATIVA PARA EXPRESAR LA ESTABILIDAD EN TERMINOS DE LA PROBABILIDAD QUE EXISTE DE ROTURA EN EL TALUD, DETERMINANDOSE SUS VALORES PARA VARIOS ANGULOS Y UNA ALTURA FIJA, O BIEN, PARA VARIAS ALTURAS Y UNA INCLINACION FIJA. PARA REALIZAR ESOS ANALISIS, ES NECESARIO CUANTIFICAR LOS PARAMENTROS DE ENTRADA A TRAVES DE UN AMPLIO Y CUIDADOSO PROGRAMA DE PRUEBAS Y MEDICIONES. LOS RESULTADOS OBTENIDOS PUEDEN PERMITIR A LOS INGENIEROS DE PLANEACION DE MINA ELEGIR UN TALUD CON UNA PROBABILIDAD DE ROTURA QUE LES PAREZCA ACEPTABLE. ADEMAS, LOS RESULTADOS SE PUEDEN USAR INMEDIATAMENTE PARA UN ANALISIS DE RIESGO.

EN NUESTRO CASO HAREMOS REFERENCIA AL METODO GRAFICO CONOCIDO COMO "CONO DE FRICCION", EN EL QUE EL FACTOR DE SEGURIDAD TOMA LA FORMA

$$F.S. = \frac{\emptyset \text{ DISPONIBLE}}{\emptyset \text{ REQUERIDO}}$$

Y ES COMPATIBLE PARA ANALISIS ESTATICOS ASI COMO ANALISIS PROBABILISTAS.

# REFERENCIAS

1 PHILLIPS, F.C. 1973

APLICACION DE LA PROYECCION  
ESTEREOGRAFICA A LA GEOLOGIA  
ESTRUCTURAL

2 JOHN, K.W. 1968

GRAPHICAL STABILITY ANALYSIS  
OF SLOPES IN JOINTED ROCK

A.S.C.E. VOL 94 No SM2 p 467

VOL 95 No SM6 p 1541-1545

3 HOEK, E.; BRAY, J.W. 1974

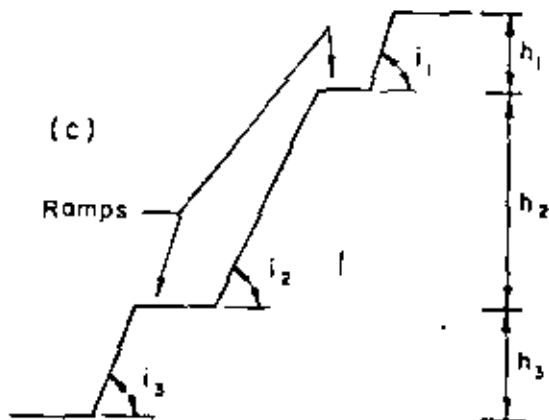
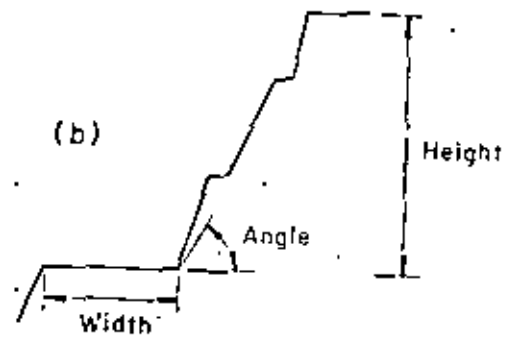
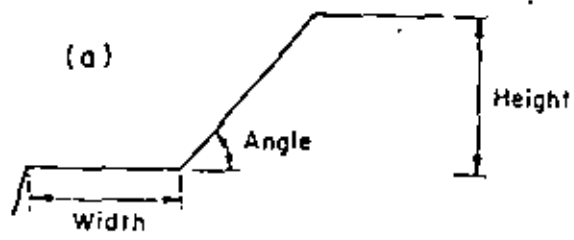
ROCK SLOPE ENGINEERING

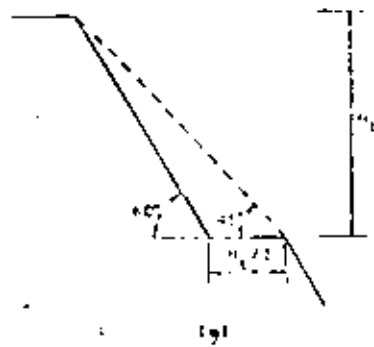
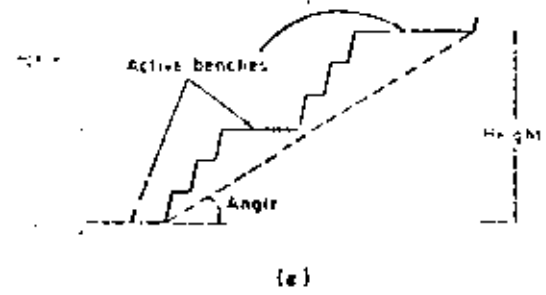
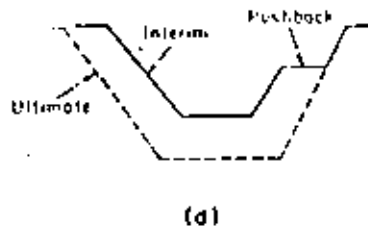
INSTITUTE OF MINING AND METALLURGY

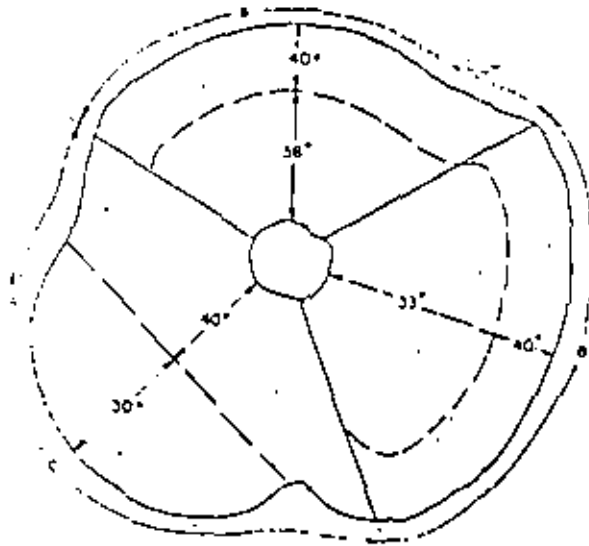
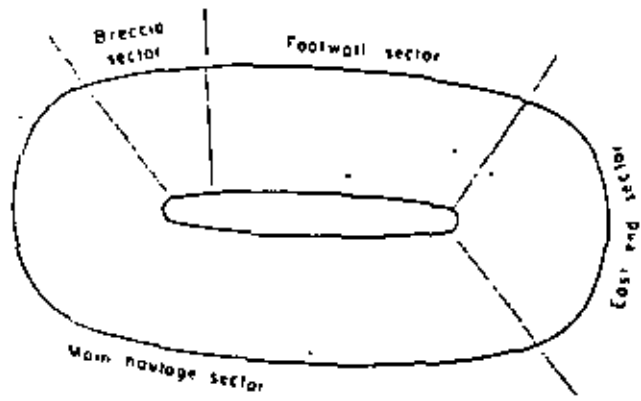
4 GOODMAN, R.E. 1975

METHODS OF GEOLOGICAL ENGINEERING  
IN DISCONTINUOUS ROCKS

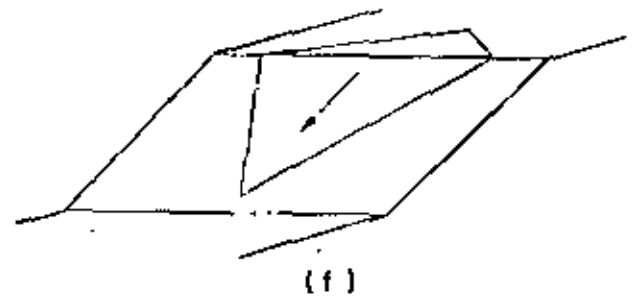
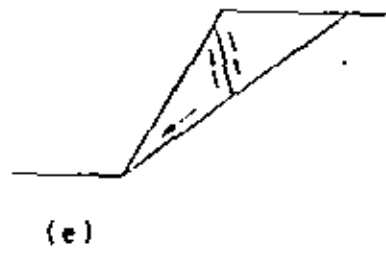
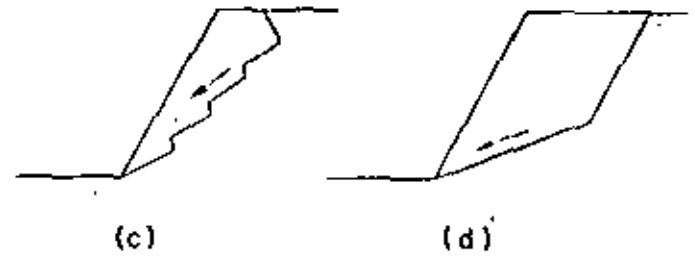
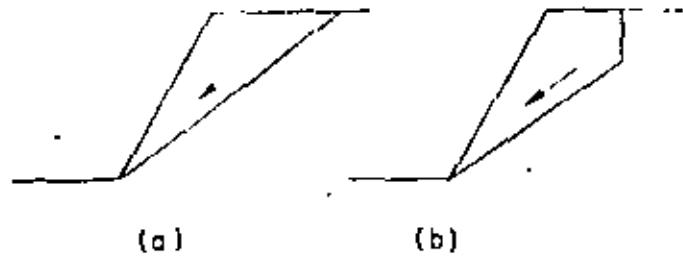
WEST PUBLISHING CO. MINNEAPOLIS

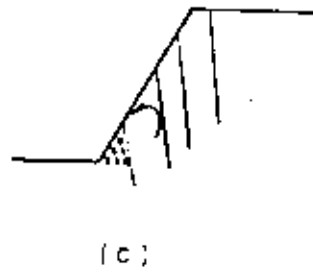
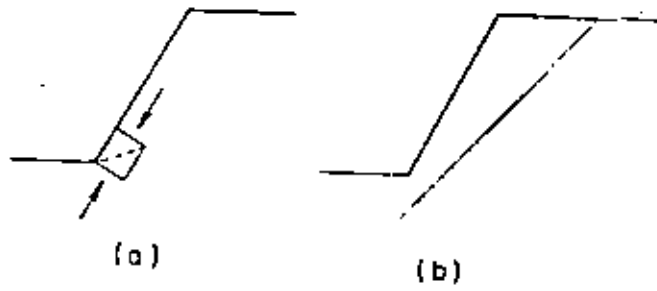
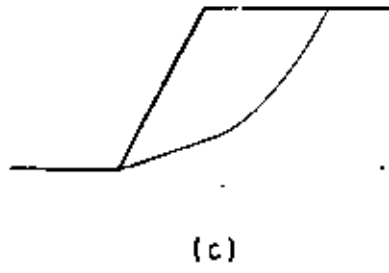
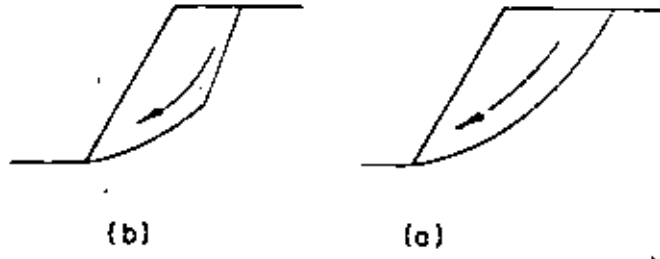


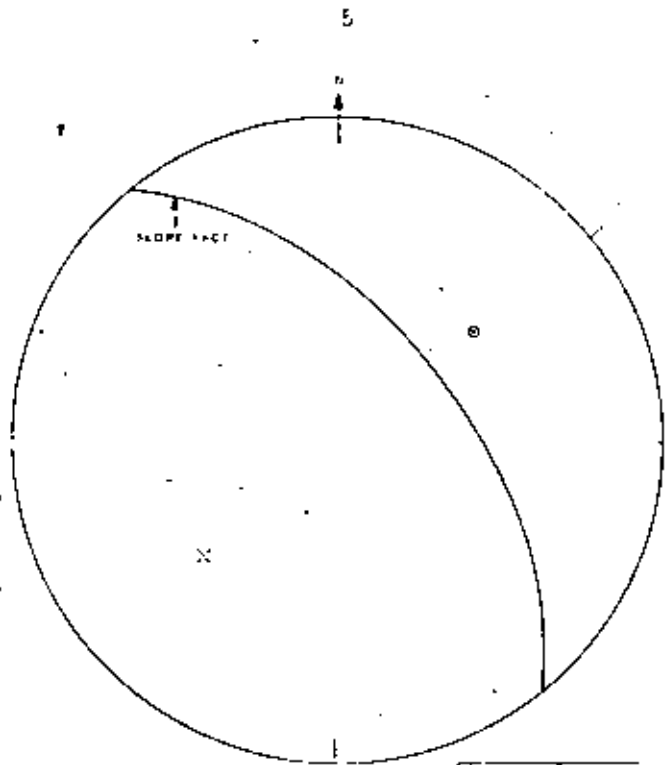




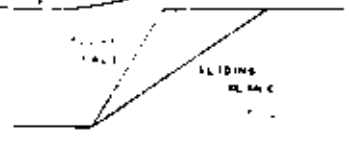


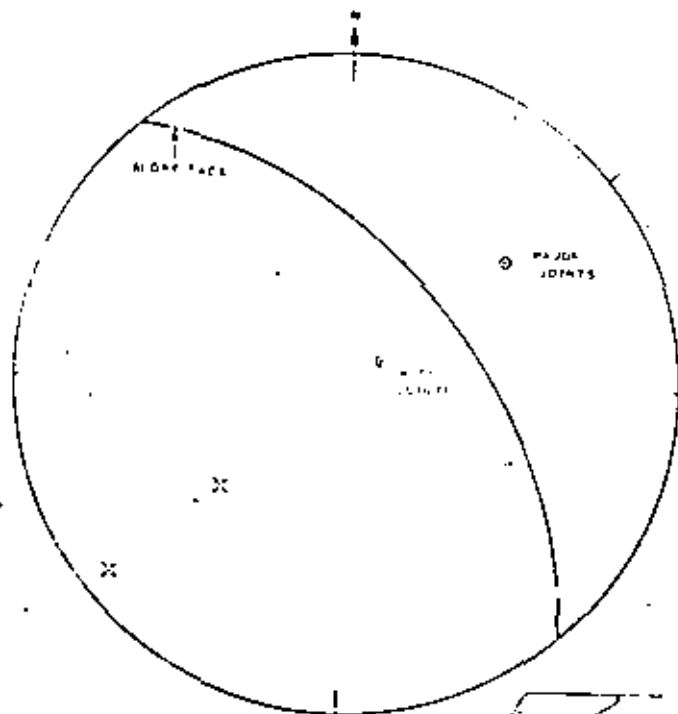






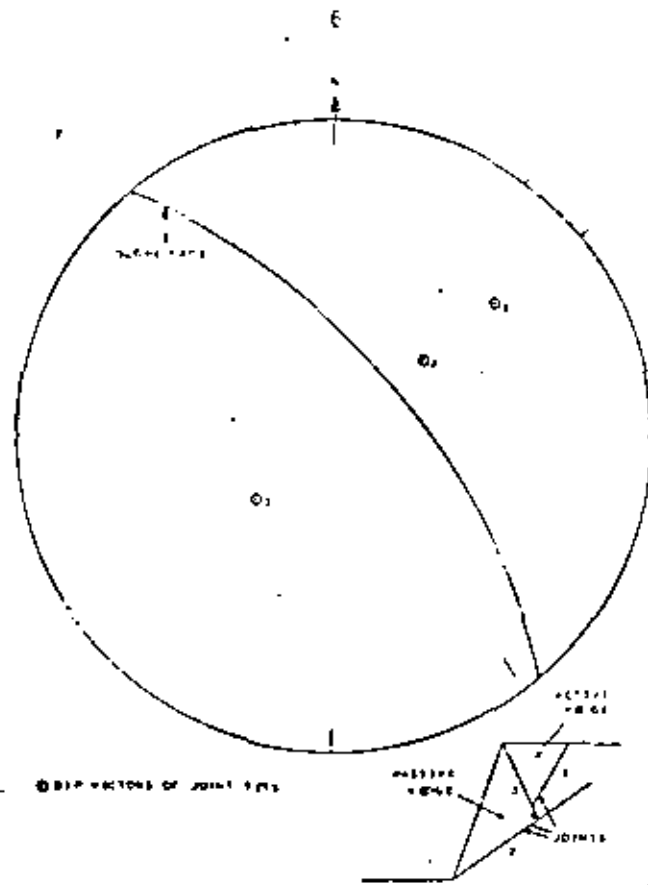
O CENTER OF JOINT SET  
 X POINT OF JOINT SET





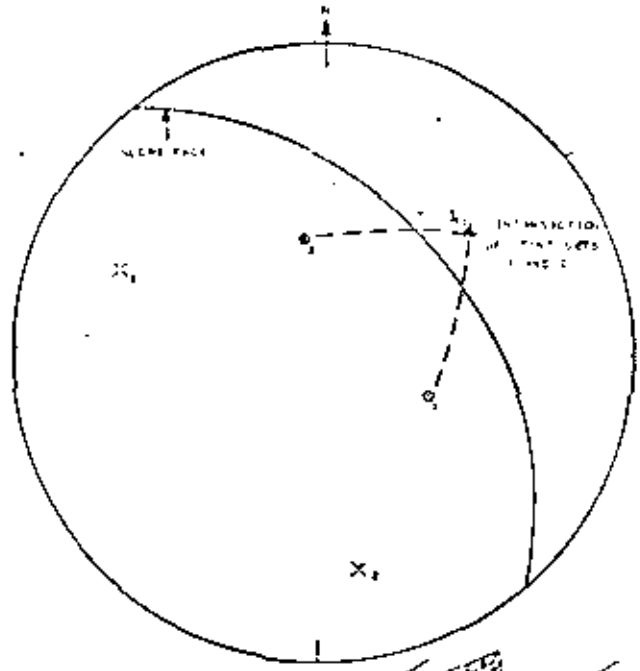
○ MINOR JOINTS OF JOINT SETS  
 × MAJOR JOINTS SETS



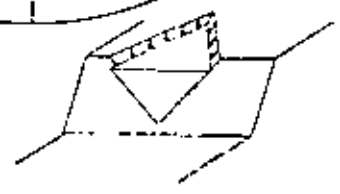


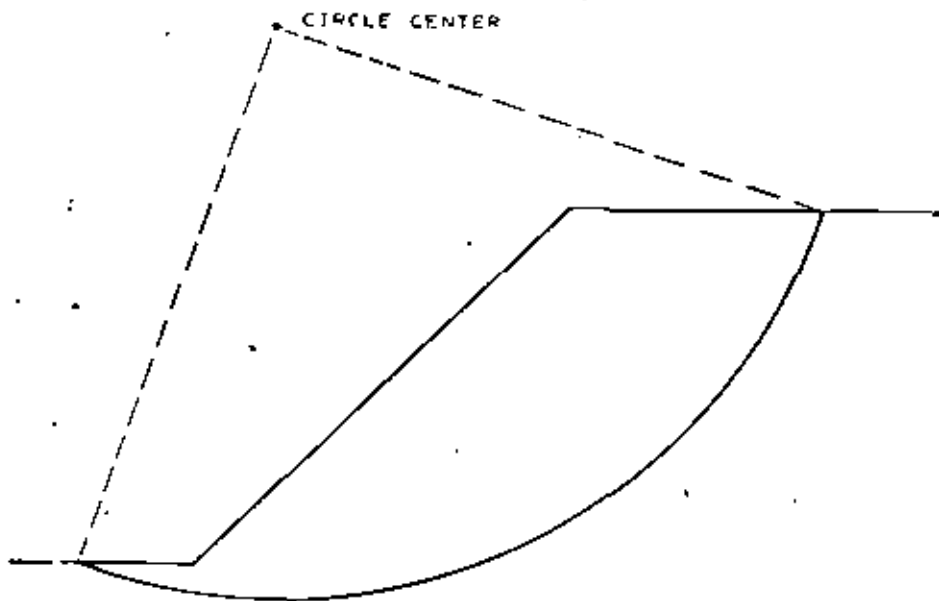
① DIRECTION OF JOINT STRESS

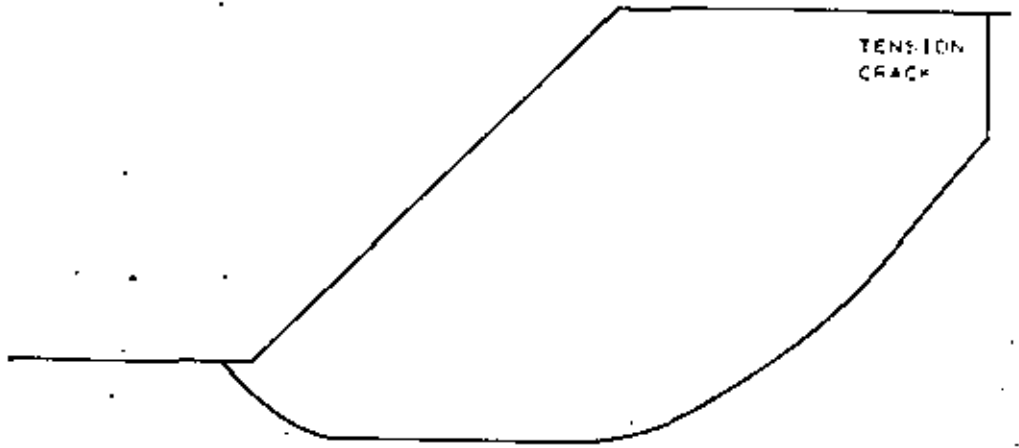
7



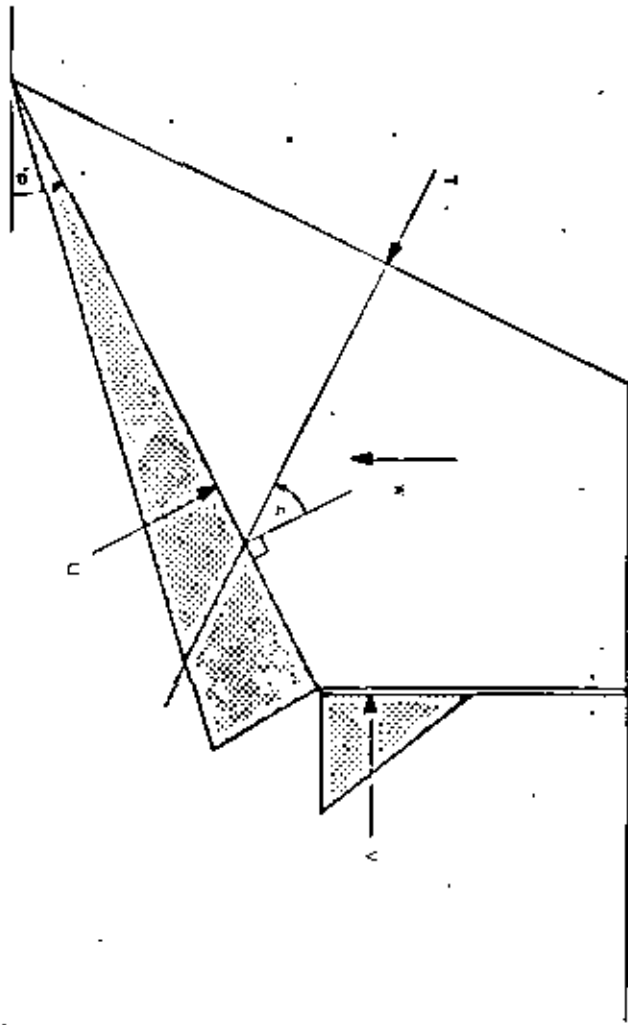
⊙ DIRECTION OF JOINTS  
X LOCUS OF JOINTS











I. PROPIEDADES DE LAS PROYECCIONES ESFERICAS:

1.1. General.

La orientación de un plano en el espacio, definida por su rumbo y mantos, se representa mediante la intersección de dicho plano con una esfera de referencia a través de cuyo centro pasa el plano en cuestión. Para determinar esta línea de intersección en el espacio, es necesario proyectarla sobre el plano ecuatorial de la esfera. Diferentes métodos de proyección han sido ideados; sin embargo las distorsiones que se producen al proyectar variables tridimensionales en una plano bidimensional no han sido resueltas. Para obviar estos problemas dos tipos diferentes de proyecciones se usan en geología estructural. En cristalografía y estabilidad de taludes es deseable usar el método de proyecciones ideados por Wulff en que en éste las medidas angulares no son distorsionadas. En otros casos, cuando se quiere conocer valores estadísticos de densidad y orientación de estructuras geológicas, es importante presentar una correcta representación de éstas y en consecuencia se emplean las proyecciones de Schmidt. La proyección equiangular (Wulff) es el método usado en este estudio.

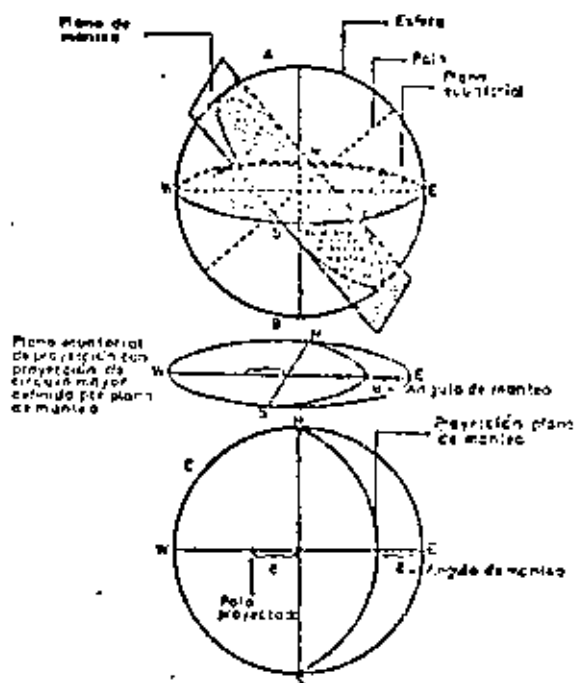


Fig. 1

1.2. Proyección equiangular.

El método de proyecciones Wulff ha sido extensamente explicado en la bibliografía (1,2) y no nos extenderemos en detalles. A modo ilustrativo la Fig. 1 muestra un plano tipo (representación de una falla o fractura geológica) interceptando la esfera imaginaria y su posterior proyección mediante un círculo mayor en el plano ecuatorial. La Figura 2 muestra un diagrama Stereonet obtenido de una proyección equiangular en el hemisferio inferior. En él se representa un plano con rumbo NS inclinado a  $10^\circ$  Oeste y también se indica la posición de un plano con rumbo N  $42^\circ$  E inclinado  $70^\circ$  SE, y la intersección de ambos. Se recomienda que una red de este tipo se dibuje en un plástico transparente tal que por superposición y rotación del transparente se puedan dibujar simultáneamente líneas con diferente manto y rumbo.

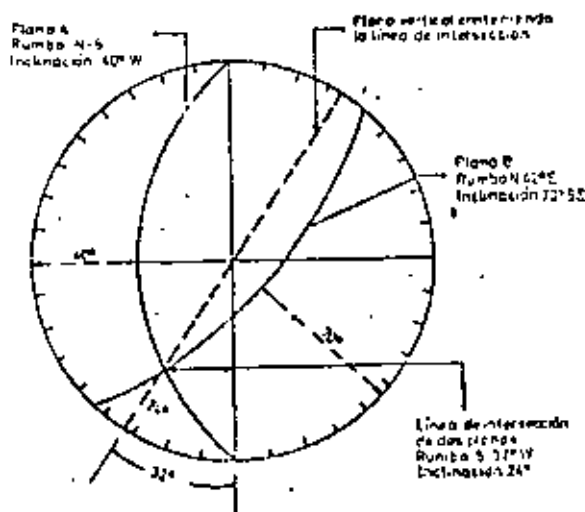


Fig. 2

\*Ing. Jefe del Laboratorio de Mecánica de Rocas, Departamento de Minas, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas, Universidad de Chile.

II. USO DE STEREOSET PARA EVALUAR LAS FUERZAS DESLIZANTES Y RESISTENTES PARA UNA CUÑA DE ROCA EN DESLIZAMIENTO POTENCIAL.

El uso de Stereonet en el análisis de estabilidad para rocas fracturadas ha sido descrito por varios autores (3, 4, 5). El método puede ser utilizado para evaluar la estabilidad de una cuña de roca

tridimensional descansando sobre el plano con resistencia friccional. Su aplicación se asemeja al sistema poligonal para sumar fuerzas gráficamente, pero en ese caso solo la orientación (y no la magnitud) de las fuerzas se determinan directamente con Stereonet.

En la Fig. 3 se muestra la orientación de las fuerzas de reacción en el plano de fallamiento

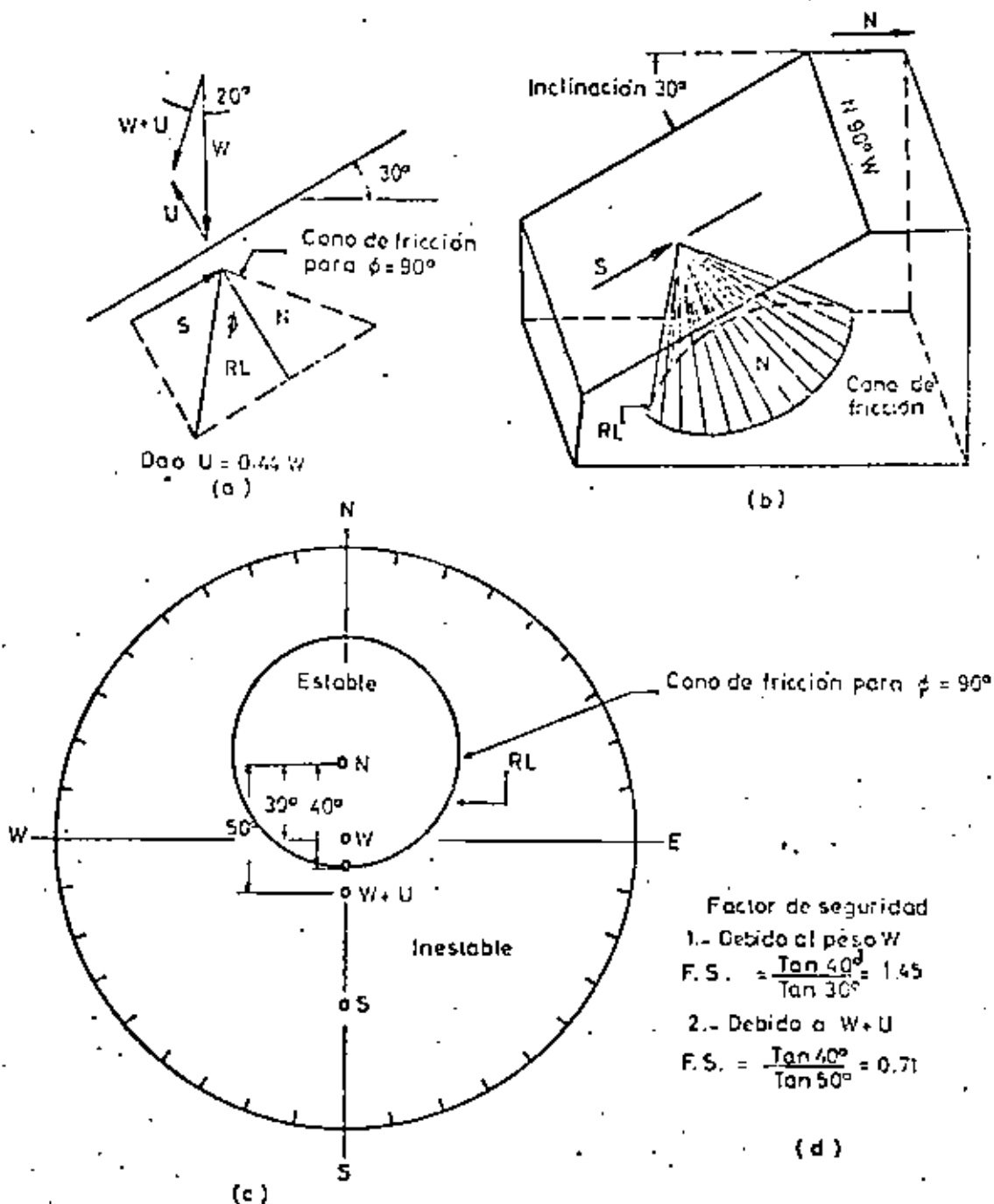


FIG. Nº3. Deslizamiento en un plano.

para el caso simple de deslizamiento en un plano. El análisis de estabilidad se divide en dos partes. Primero se dibuja en Stereonet la orientación de la reacción de resistencia máxima  $RL$  en el plano de fallamiento potencial. En este caso corresponde a la componente resistente definida por el ángulo de fricción interna  $\phi$ , el cual determina un "cono de fricción" ( $\phi$  grados con respecto a la normal al plano). La segunda parte corresponde a la determinación de la orientación de las fuerzas deslizantes actuando en la cuña. Estas fuerzas pueden incluir el peso del material, fuerzas de aceleración, presión de agua en los planos de falla y fuerzas pujantes que se presentan debido a estructuras de superficie (ejemplo apoyos de represas de agua).

La suma gráfica de vectores se usa con Stereonet para determinar la orientación de la resultante de fuerzas deslizantes, definiéndose con ello zonas de estabilidad e inestabilidad según el ángulo con que actúa la fuerza deslizante resultante. Por ejemplo, si esta fuerza actúa con un ángulo más alejado de la normal, con respecto al plano potencial de falla, que el ángulo de resistencia de reacción máxima  $\phi$  se produce el deslizamiento. Se destaca que la ubicación exacta de las fuerzas no es conocida y la suma de momentos no se efectúa.

En nuestro ejemplo el plano  $N 20^\circ W$  ubica su polo sobre la línea  $NS$  en Stereonet. Para dibujar el cono de fricción  $\phi = 40^\circ$  es necesario usar el enmarcado de  $40^\circ$  desde  $N$  en la red Stereonet. Se observa que  $N$  no está en el centro del círculo formado por el cono de fricción.

En la Fig. 3 se han estudiado dos casos posibles. En el primero la cuña de roca está solicitada por su propio peso  $W$  que se representa en el centro de Stereonet y por lo tanto dentro de la zona estable delimitada por el cono de fricción. El factor de seguridad para este caso es 1.15. En el segundo, se ha supuesto una presión de poro  $U$ , equivalente a  $0.31 W$  lo que ha desviado la resultante  $W + U$  en  $20^\circ$  fuera de la vertical. Esto en Stereonet significa quedar fuera de la zona estable, con un factor de seguridad 0.71.

### III. ANALISIS DE ESTABILIDAD PARA MÚLTIPLES SISTEMAS DE TRACCIONES:

El ejemplo anterior ilustraba el caso más sencillo para una cuña de roca deslizante sobre un plano único. El método puede hacerse extensivo a una cuña formada por dos, tres o más planos de deslizamiento. Para múltiples planos Londeo y Hendon<sup>1</sup> han planteado varios posibles modos de fallamiento. Para el ejemplo mostrado en Fig. 1 podemos suponer los siguientes modos de fallamiento:

- Deslizamiento cuesta abajo en plano 1.
- Deslizamiento cuesta abajo en plano 2.
- Deslizamiento cuesta abajo en intersección de planos 1 y 2.

Además se presentan las posibilidades teóricas de "levantamiento de la cuña" desde los planos 1 ó 2.

#### III.1. Orientación de la línea de intersección de los planos y fuerza de reacción en el plano de fallamiento.

La orientación de la línea de intersección de los planos representados en la Fig. 4, se obtiene en Stereonet al dibujar los círculos mayores correspondientes a cada plano. Ver Fig. 5. En nuestro ejemplo la línea de intersección está orientada  $S 27^\circ W$  con una inclinación  $40^\circ$  desde la horizontal.

Para el caso de deslizamientos solamente en el plano 1, la orientación de  $RL1$  representada por el cono de fricción en el plano 1 define las zonas estables e inestables. Para deslizamientos en la intersección de planos 1 y 2, la orientación de  $RL1 + RL2$  separa las zonas estables e inestables. El límite entre deslizamientos en la línea de intersección y deslizamientos en plano 1 resulta ser el círculo mayor que pasa a través de  $N1$  y  $S1$ , siendo estas las fuerzas normales y de cizalle actuando en el plano 1.

El estudio de estabilidad se inicia construyendo los conos de fricción para ambos planos. Ellos quedan determinados a partir de las normales  $N1$  y  $N2$  según se explicó en la Fig. 3a. Para el caso de deslizamientos en la intersección de ambos planos las fuerzas de cizalle  $S_1$  y  $S_2$  actúan en la dirección del deslizamiento siendo ésta paralela a la línea de intersección. Las fuerzas  $S_1$  y  $S_2$  se dibujan en el mismo punto en Stereonet. Conocidos  $N$  y  $S$  para cada plano, las fuerzas de reacción respectivas se dibujan directamente y con la resultante  $RL$  en cada plano actuando en la misma sección que sus respectivas  $N$  y  $S$ . Por ejemplo, la dirección de las fuerzas de reacción  $RL1$  puede localizarse dibujando un círculo mayor a través de  $N$  y  $S$ .  $RL1$  se ubica donde este círculo intercepta el cono de fricción a través del plano 1. Conocidos  $RL1$  y  $RL2$  la resultante total del sistema  $RL1 + RL2$  debe actuar en una plano paralelo a  $RL1$  y  $RL2$ . En Stereonet este dato se obtiene trazando un círculo mayor a través de  $RL1$  y  $RL2$ , y la reacción total se ubicará en algún lugar de este círculo. Sin embargo se observa que su posición exacta dependerá de la orientación de las otras fuerzas deslizantes por considerar, ya que la orientación de estos vectores afecta la magnitud relativa de  $RL1$  y  $RL2$ .

#### III.2. Fuerzas Mínimas requeridas para causar deslizamientos o estabilizar la cuña.

Para causar deslizamientos en la cuña, el vector deslizante resultante debe yacer fuera de las zonas estables y el factor de seguridad debe ser reducido al valor uno. Esquemáticamente ello se consigue

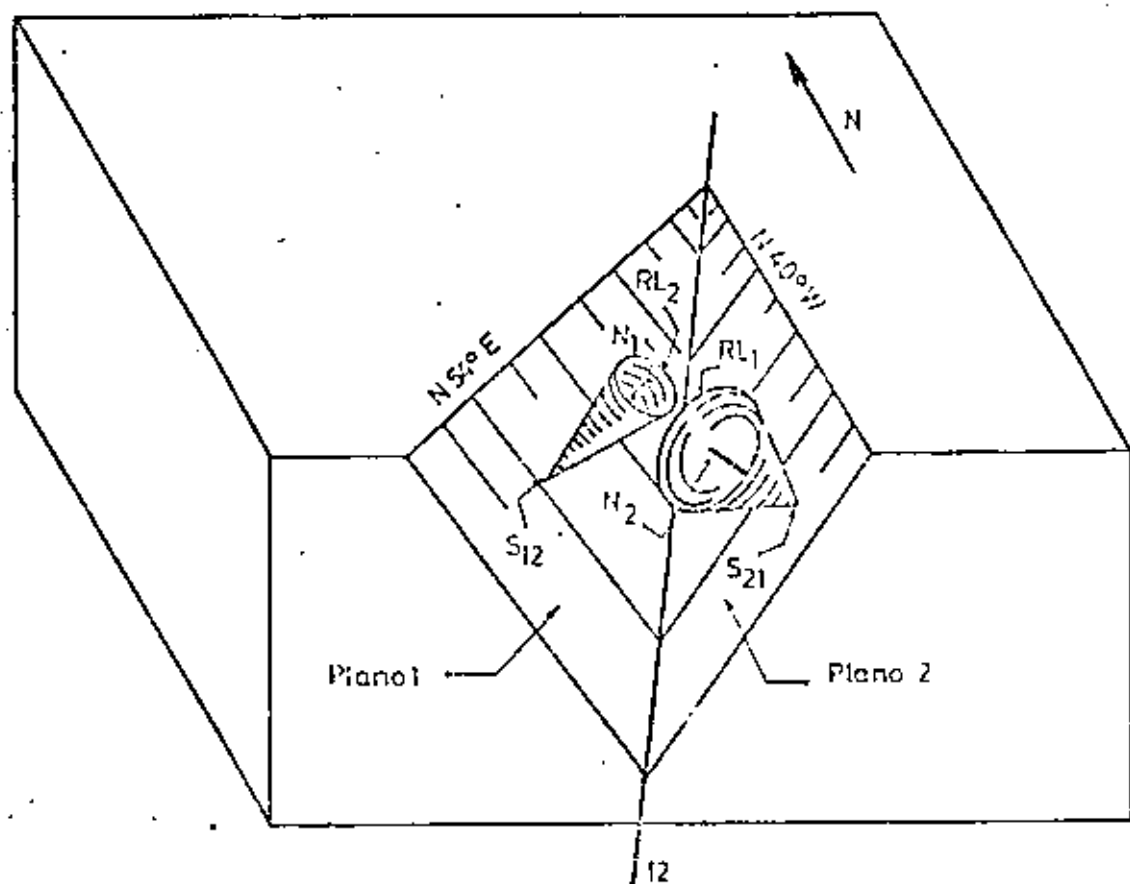


FIG. Nº4.- Deslizamiento en dos planos. —

mediante una fuerza NW que dibujada en un polígono de fuerza se ubicaría entre la punta del vector existente (vector peso W en este caso) y perpendicular al plano RL1 + RL2.

En la Fig. 6 el ángulo entre W y RL1 + RL2 es cuatro grados. Se observa que el rumbo de la fuerza mínima NW (S 40° W) no es el mismo rumbo de la línea de intersección (S 27° W). De acuerdo al esquema de fuerza presentado en la Fig. 6 la magnitud de la fuerza mínima requerida para iniciar el deslizamiento es igual a 0,07 W y se orienta al S 10° W a 1° hacia arriba.

Una vez que se ha estimado la magnitud y dirección de la fuerza que podría causar el deslizamiento es necesario determinar la magnitud y dirección de las fuerzas necesarias para estabilizarla y establecer así el factor de seguridad. La característica de la fuerza estabilizadora dependerá del tipo de escurrimiento observado, por ejemplo:

CASO I.

La cuña de Fig. 3 está solicitada por una fuerza

deslizante D y escurre potencialmente en el plano 1.

En este caso la orientación N1 y D es conocida, siendo sólo necesario determinar las características de S1 y RL1. Los vectores S1 y RL1 actúan dentro de los planos definidos por N1 y D, su posición se obtiene dibujando un círculo mayor a través de N1 y D (línea sólida en Fig. 7). Resulta así que S1 se ubica a 90° de N1 y RL1 a  $\phi$  grados de N1 a lo largo del círculo mayor. En el ejemplo, el ángulo entre N1 y RL1 es  $\phi = 20^\circ$ , el ángulo entre RL1 y D es 37°. El factor de seguridad resultante es:

$$F.S. = \frac{\text{Fuerza de cizalle máxima}}{\text{Fuerza de cizalle movilizada}} =$$

$$\frac{\text{Tang } 20^\circ}{\text{Tang } (20^\circ + 37^\circ)} = 0,21$$

Para este caso el deslizamiento de la cuña será en dirección de las fuerzas de cizalle S, con incli-

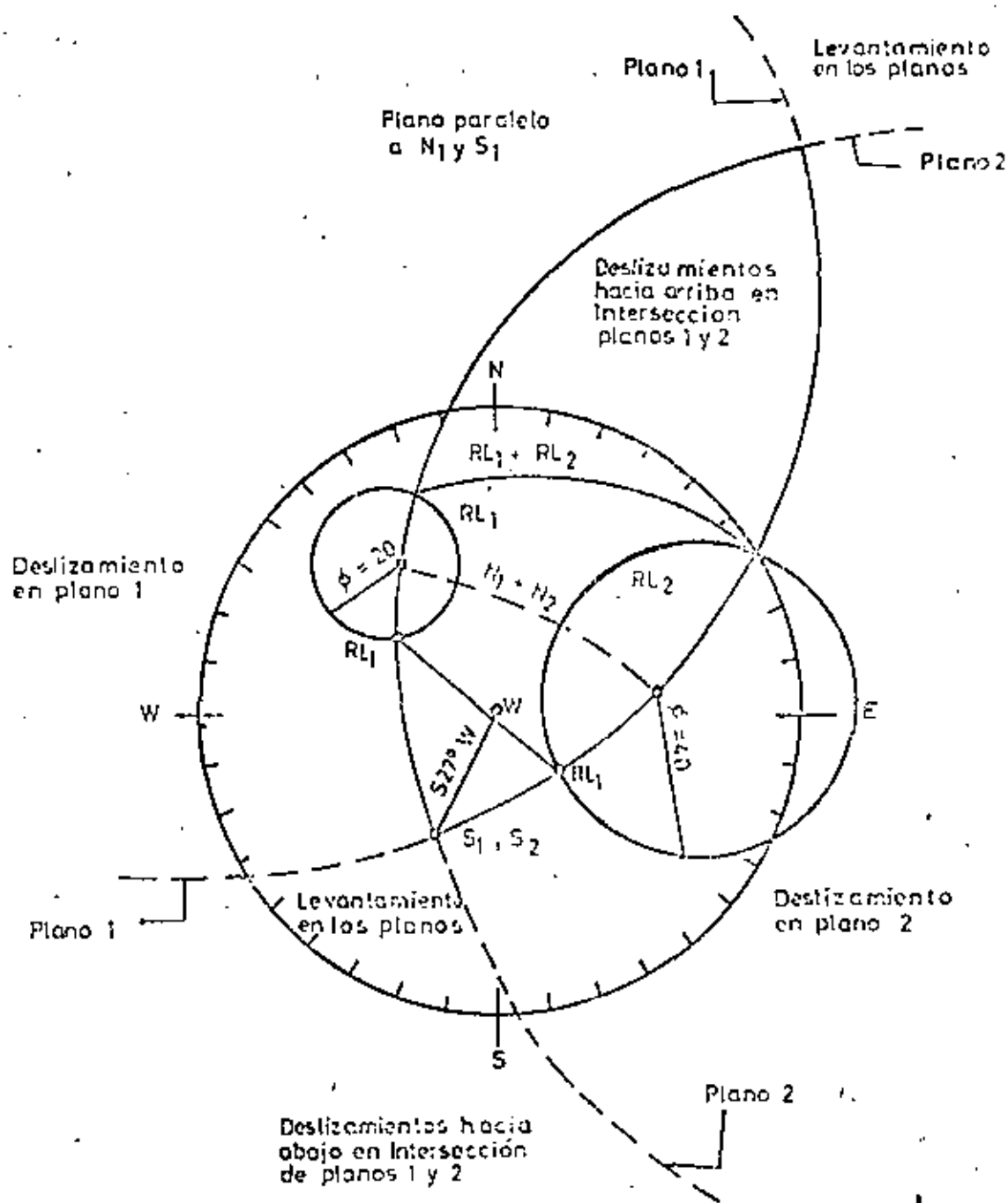


FIG. 1.º 5.- Stereonet para deslizamientos en dos planos.-

nación de  $10^\circ$  y en la dirección S  $40^\circ$  W en el plano 1.

La magnitud de la fuerza mínima  $P$ , requerida para cerrar los  $37^\circ$  angulares existentes entre  $RL_1$  y  $D$  (y consecuentemente aumentar el factor de seguridad a uno), puede determinarse de la construcción gráfica en la Fig. 7. Si la magnitud  $D$  es conocida entonces la fuerza mínima es:

$$P_{\min} = D \cdot \sin 37^\circ$$

CASO 2.

La cuña es solicitada por el vector deslizante  $D$  y escorrerá a lo largo de la línea de intersección de los planos 1 y 2,  $S_1$  y  $S_2$  actúan paralelos a la línea

de intersección de estos planos. La posición de  $N1 + N2$  y  $RL1 + RL2$  quedará definida al dibujar un círculo mayor (línea sólida en Fig. 2) a través de  $S1, S2$  y  $H$ . El vector  $RL1 + RL2$  se localiza en la intersección de este círculo mayor y otro círculo que pasa por  $RL1$  y  $RL2$ . También el vector  $N1 + N2$  se localiza en la intersección de los círculos mayores que pasan por  $S1 + S2, H$  y  $N1, N2$  respectivamente.

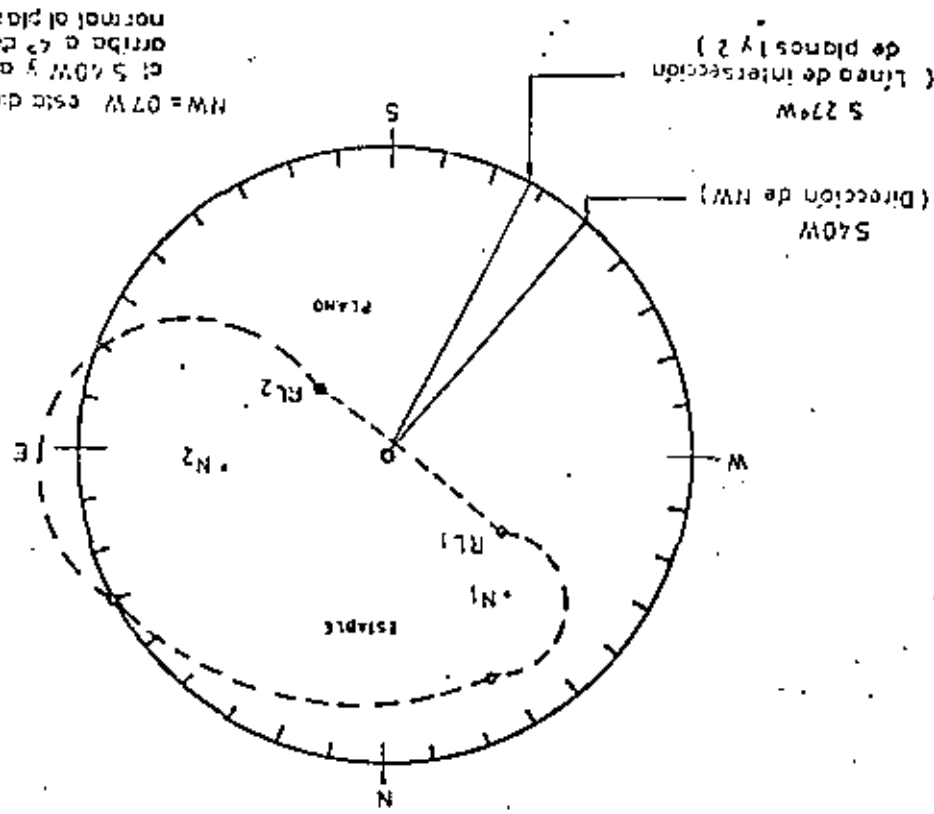
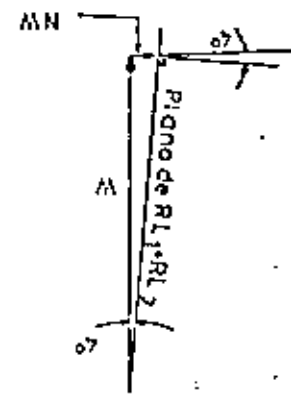
El factor de seguridad queda definido por los ángulos  $51^\circ$  entre  $N1 + N2$  y  $B$ , y el ángulo  $33^\circ$  entre  $N1 + N2$  y  $RL1 + RL2$ .

IV. PROBLEMA DE COMPENSACION

La dirección del deslizamiento es a lo largo de la línea de intersección  $S 27^\circ W$  con inclinación  $40^\circ$  hacia abajo.

El método descrito resulta aparentemente complicado y tedioso en el dibujo manual, pudiendo

FIG. N° 6.- Deslizamientos en dos planos. Fuerza mínima requerida para causar deslizamiento.



$NW = 07W$  está dirigida  
 al  $S 40W$  y actúa hacia  
 arriba a  $40^\circ$  de la horizontal  
 normal al plano  $RL1 + RL2$

$$F. S. = \frac{\text{Tang } 33^\circ}{\text{Tang } (33^\circ + 18^\circ)} = 0.53$$

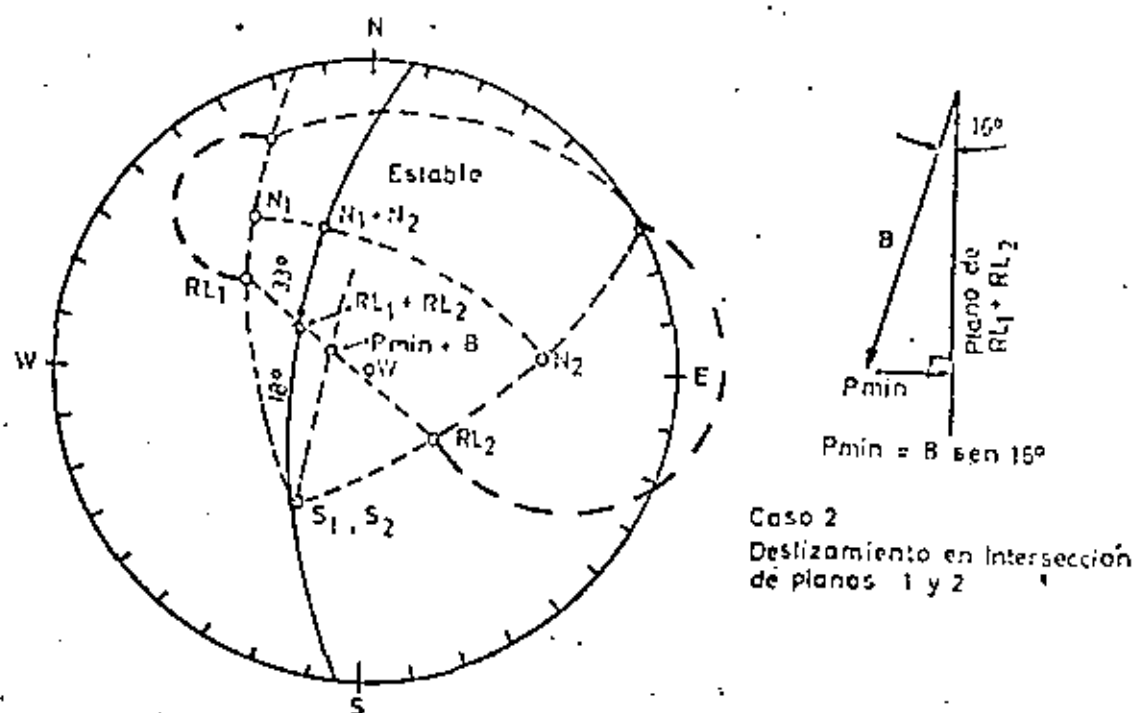
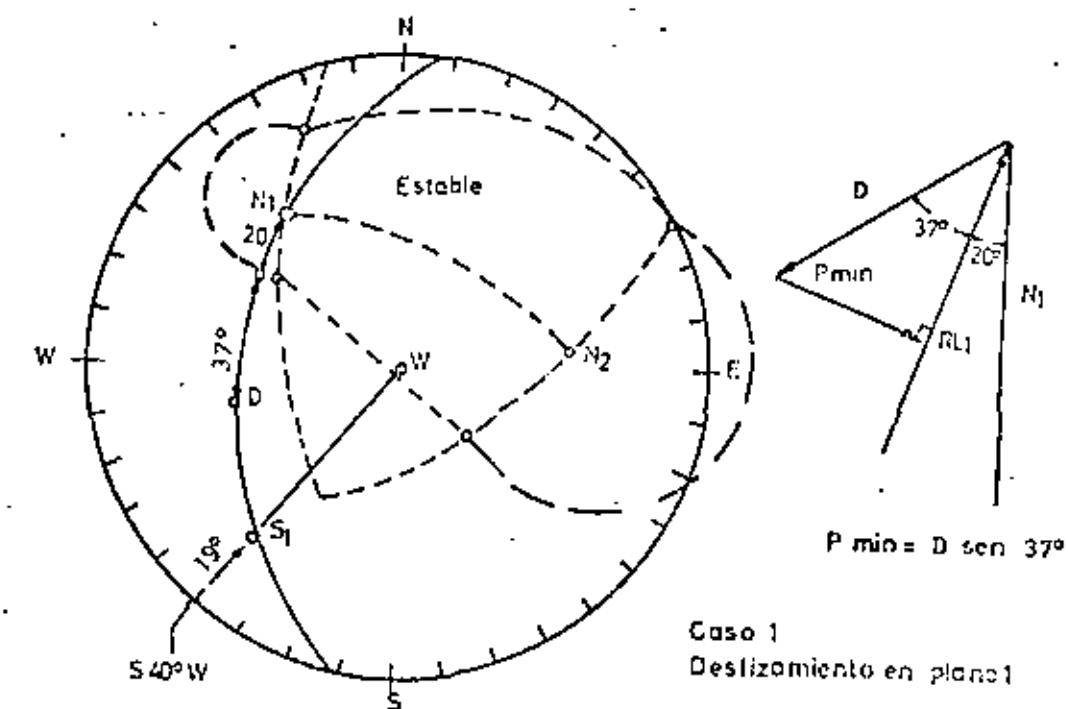


FIG. Nº 7.- Fuerza mínima requerida para establecer la cuña.-

aumentar las dificultades al crecer el número de caras libres de la cuña de teca en estudio. Pues ésta muchas veces no se encuentra definida por una clara y delineada línea de falla sino por una serie de discontinuidades geológicas (vetas, diaclasas, etc.) que presentan planos de debilidad.

A objeto de obviar estos problemas se han diseñado una serie de programas de computación (8.9) para procesar toda la información por etapa. El ciclo se inicia con la recolección de información en terreno dividiendo la zona a estudiar en bloques (metros de galerías, minas subterráneas; super-



ficie de bancos, mina a cielo abierto). Los datos en forma de rumbos y mantes para cada discontinuidad geológica son procesados por STRAZONET 1 para dibujar concentración de polos en una Red de Wolff. STRAZONET II identifica formaciones de grupos de polos sacando su orientación media y desviación standard. Finalmente STRAZONET III obtiene las intersecciones de planos principales y analiza los factores de seguridad.

REFERENCIAS

1. Turner, F. J.; Weiss, L. E. (1963). Structural Analysis of Metamorphic Terranes, Mc Graw-Hill.
2. Lowe, K. E.; Eizer, D. (1964). Petrofabric Counting by Digital Computer, Geol. Soc. Amer. Sp. Paper 68, p. 220.
3. Goodman, R. E. (1969). Discussion of Graphical Stability Analysis of Slopes in Jointed Rock by Klaus John. Proc. ASCE, vol. 95 SM2, marzo.
4. John, K. W. (1968). Graphical Stability Analysis of Slopes in Jointed Rock. Proc. ASCE vol. 94 SM2, marzo.
5. Londe P. V. et al. (1969). Stability of Rock Slopes. Graphical Methods, Proc. ASCE, vol. 96 SM4, julio.
6. Londe P. V., et al. (1970). Stability of Rock Slopes. A three Dimensional Study. Proc. ASCE vol. 95 SM7, enero.
7. Hendron, A. J. (1971). Analytical and Graphical Methods for the Analysis of Slopes in Rock Masses. Department of Civil Engineering, University of Illinois.
8. Kestulovic, G. et al. (1971). Reporte Técnico RT-51-1 Stereonet. Programa de Computación para Cuantificar Discontinuidades Geológicas. Compañía de Cobre El Salvador, CobreSal.
9. Kestulovic, G. et al. (1972). Informe Técnico IN-72-1 Análisis Vertical para el estudio de rocas fracturadas. Reporte Interno Sección Mecánica de Rocas, Depto. de Minas, Universidad de Chile.

MIEMBRO  
AMERICAN SOCIETY  
OF PHOTOGRAMMETRY



Y  
AMERICAN CONGRESS  
ON  
SURVEYING AND MAPPING

OFICINA TECNICA ANTONIO de GAVARDO

- LEVANTAMIENTOS AEROFOTOGRAFICOS     LEVANTAMIENTOS FOTOGEOLOGICOS CON CONTROL DE TERRENO     MENSURAS DE PROPIEDADES MINERAS POR FOTOGRAFIA     PROYECTOS DE CAMINOS Y FERROCARRILES     CUBICACION DE DESMONTES Y CONTROL DE TRANQUES POR FOTOGRAFIA TERRESTRE     CATASTRO DE PROPIEDADES MINERAS, ETC.

DISTRIBUIDOR EXCLUSIVO DE  
PILOTECNICA SALMOIRAGHI S P A  
MILANO, ITALIA

REPRESENTANTES  
MC. PIAR. GEOPHYSICS I.T.D.A.  
ONTARIO, CANADA

- TALLER REPARACION INSTRUMENTOS DE INGENIERIA Y OPTICA  
 TALLER COPIAS DE PLANOS

AV. ISIDORA GOYENECHEA 3162 - LAS CONDES  
TELEFONOS: 531131 - 452193  
CASILLA 107 - SANTIAGO 19



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION



Mayo de 1983.

## METODO SIMPLIFICADO PARA EL ANALISIS DE ESTABILIDAD DE GRANDES EXCAVACIONES SUBTERRANEAS.

ARTURO A. BELLO H.  
GEOSISTEMAS, S.A.

### RESUMEN.

Al observar y analizar algunas de las excavaciones mineras que están en continua realización en el país, atraen un particular interés aquellas que tienen aberturas con ancho de algunas docenas de metros y en las cuales no existe ningún sistema de soporte para mantener abierta la excavación, excepto quizá, por algunos pilares formados en la roca misma, con una distribución y tamaño que muchas veces no son sistemáticos. Ante estas excavaciones surge la pregunta: ¿Cómo y por qué algunas excavaciones subterráneas permanecen abiertas sin requerir de soporte alguno? El método simplificado para el análisis de estabilidad de grandes excavaciones subterráneas, que se presenta en este escrito, trata de encontrar una respuesta razonable y práctica a esta pregunta. El método está basado en el viejo concepto de arqueo de la masa del subsuelo alrededor de una excavación subterránea y haciendo uso del principio de Trabajo de Deformación Mínimo; este principio es la base para los métodos numéricos de análisis de distribución de esfuerzos ahora tan en boga, como el método del Elemento Finito, que para su uso requieren, en general de modo indispensable, contar con el auxilio de una com-

putadora, equipo que normalmente no forma parte del inventario de las minas.

El método propuesto ha sido aplicado y probado en algunas excavaciones mineras en realización ó por realizarse en México. Las mediciones llevadas al cabo para controlar el comportamiento de dichas excavaciones, también han permitido establecer que existe una aceptable aproximación entre el valor de los esfuerzos generados en la masa rocosa que limita la excavación y los que pueden predecirse con la aplicación del método; así mismo, el comportamiento general predicho con el método de análisis de estabilidad, se ve confirmado por el satisfactorio comportamiento de las excavaciones analizadas y que ya fueron ejecutadas.

### INTRODUCCION.

Para el diseño de una excavación subterránea, muchos de los métodos empíricos y semiempíricos que existen en la literatura técnica para este propósito, conducen a determinar el valor de una "presión" para ser aplicada al sistema de soporte, cuando a priori se establece que tal sistema debe ser utilizado; algunos de estos métodos indican que para una roca masiva intacta no se requerirá de sistema de soporte alguno. Sin embargo, ha sido demostrado que en cualquier clase de masa de suelo o roca, es posible realizar una excavación subterránea sin soporte, siempre y cuando no se exceda de ciertas dimensiones, (Referencia 1); así pues, es evidente que alrededor de una excavación subterránea se genera de manera natu-

rel un mecanismo que es responsable de la estabilidad de la excavación cuando no se coloca ademe exterior o refuerzo interior alguno. El método simplificado que se presenta y se desarrolla en este escrito, es un intento para definir dicho mecanismo natural de estabilidad, que es dependiente de las propiedades mecánicas de la masa rocosa y de las dimensiones y geometría general de la excavación proyectada.

#### BASES DEL METODO PROPUESTO.

La configuración que toma el techo de excavaciones subterráneas después de que se ha presentado en ellas un desprendimiento, semeja la configuración de un arco, especialmente cuando la masa rocosa es uniforme, esto es, cuando tiene el mismo número y orientación de fisuras y fracturas por unidad de volumen; así también, se presenta una configuración similar cuando la falla ocurre en túneles excavados en suelos o masas de tipo granular. Por otro lado, la redistribución de los esfuerzos principales que puede predecirse con la aplicación de las teorías de elasticidad ó plasticidad alrededor de una abertura formada en un sólido sujeto a la acción de un campo de esfuerzos unidireccionales, también hace pensar que el viejo principio de arqueo en la masa del suelo alrededor de una excavación subterránea, tiene validez en cuanto que tales teorías predicen un incremento de esfuerzos verticales a los lados de las tangentes verticales de la excavación y un incremento de los esfuerzos horizontales en las inmediaciones de la clave. También, es interesante notar que el concepto de arqueo forma parte de un grupo numeroso de

los métodos propuestos para analizar y diseñar túneles, sobre todo de aquellos propuestos en las primeras tentativas de análisis para este tipo de obras. El comportamiento de la masa del subsuelo reflejando la condición de arqueo ha sido probada por las teorías y, en algunos casos, mediante mediciones, (Referencia 2). La hipótesis de que un arco se genera naturalmente en la masa de roca se ha adoptado para el desarrollo que sigue y se considera que su forma es parabólica, en congruencia con la más alta capacidad de las masas de suelo para soportar esfuerzos de compresión, en comparación con su habilidad para soportar esfuerzos de tensión. La disposición del arco de carga en relación con la excavación se muestra en la figura N° 1; se considera que la presión por arriba del arco de carga es distribuida por este elemento hacia los lados de la excavación y un arco similar, imagen del mostrado en dicha figura con respecto a la ubicación de la excavación, es el mecanismo con que los esfuerzos son redistribuidos bajo la excavación. La geometría y las dimensiones del arco de carga deben ser determinadas y para este propósito se utiliza el principio del Trabajo de Deformación Mínimo: el arco que de manera natural se genere en la masa de roca para estabilizar la excavación, es aquel en el cual el trabajo de deformación producida por los esfuerzos inducidos es un mínimo. Para simplificar el establecimiento de las fórmulas que representen el comportamiento señalado, se considera también que los esfuerzos inducidos en el arco de carga son uniformes en todo su espesor, Figura No. 1.

#### MODELO MATEMATICO.

La formulación del modelo matemático correspondiente al comportamiento antes señalado, se resume en el apéndice. Las características geométricas obtenidas para el arco de carga, de acuerdo con el modelo matemático señalado en el apéndice, se agusan como linealmente dependientes del ancho de la excavación, figura 2, lo cual era de esperarse, ya que: mayor dimensión de una excavación subterránea, mayor será la zona en que se presente la redistribución de esfuerzos inducida por la presencia de la oquedad; así lo predicen las teorías de la elasticidad y plasticidad y puede comprobarse al observar los resultados de mediciones de deformación, que en número amplio, se pueden encontrar en la literatura técnica relativa.

A fin de que el arco de carga generado de manera natural en la masa del subsuelo, efectivamente sea el mecanismo estabilizador de la excavación, los máximos esfuerzos inducidos en su espesor no deben exceder la resistencia a la compresión de la masa en ninguna sección: la ubicación crítica en una masa uniforme puede identificarse en la sección donde el arco de carga es tangente a la abertura. En los casos en que los esfuerzos en el arco tangente a la excavación excedan la resistencia de la masa del suelo y ésta tiene características de comportamiento plástico, es decir, es capaz de tolerar esfuerzos ligeramente menores que los de falla a costa de una deformación mayor, entonces, un nuevo arco de carga será generado sobre el arco en estado plástico, en una posición también definida por la condición de que el trabajo de deformación inducido en él sea un mínimo y que los esfuerzos generados ya no excedan la resistencia a compresión de la

masa rocosa, la cual, por otro lado, se incrementa conforme el nuevo arco se aleja del perímetro de la excavación, debido al confinamiento que se produce por la oposición a las deformaciones que presentará el arco que trabaja a esfuerzos plásticos. La figura No. 3 muestra las consideraciones que corresponden a este caso.

Una vez definida la posición del arco de carga estabilizador generado alrededor de la excavación, se conocen simultáneamente los esfuerzos provocados por el peso total del subsuelo entre la superficie y el arco, que es soportado por este elemento y distribuido hacia los lados de la excavación.

El material que se encuentra debajo del arco debe ser soportado en alguna forma. En roca masiva o en aquellas masas rocosas con fisuras orientadas favorablemente con respecto a la abertura, la resistencia a tensión de la masa rocosa puede ser suficiente para permitir que el material bajo el arco se "cuelgue" de él; en tal caso, si la altura:

$$h_c = \frac{r_c}{\gamma} = \frac{\text{Resistencia a la tensión de la masa rocosa.}}{\text{Peso volumétrico unitario}}$$

es mayor que la distancia desde la clave de la excavación -- hasta la parte superior del arco de carga y no hay discontinuidades en este intervalo, el mecanismo de soporte a tensión que desarrollará y una estabilidad completa de la abertura se logrará por el trabajo de la masa de roca en sí misma, sin la ayuda de un ademe exterior o de un refuerzo interno. La anterior descripción puede explicar el hecho de que para cualquier masa rocosa es posible formar una excavación subterránea de dimensión restringida, sin que se requiera soporte.

Cuando la altura  $h_c$  no es suficiente para permitir que el material abajo del arco de carga se "cuelgue" de éste, se desarrollará una fractura a tensión, aún en roca masiva, y la presión  $p = \gamma h_c$  debe ser soportada por dentro de la excavación. El método de cámaras y pilares, actualmente de uso muy difundido en la minería, puede ser muy bien representativo del caso en que los pilares se ven sujetos sólo a los esfuerzos inducidos por el peso de la capa de roca que se forma entre la excavación y la fractura a tensión desarrollada.

En las masas rocosas con planos de fisuramiento o fracturamiento en posición cuasihorizontal, el mecanismo de estabilidad por resistencia a tensión no puede desarrollarse. En tales casos, el material debajo del arco de carga debe ser soportado de alguna manera. En túneles con dimensiones relativamente pequeñas, el uso de anclas de fricción totalmente rellenas e instaladas dentro de la masa rocosa, con una longitud suficiente para penetrar el arco de carga, constituirán un sistema de refuerzo de la masa rocosa muy conveniente, ya que las anclas obligan a un comportamiento más uniforme del suelo haciendo más fácil la generación del arco de carga y, al mismo tiempo, las anclas se constituyen en elementos capaces de transmitir al arco el peso del material que se encuentra bajo él; una capa de concreto lanzado de espesor reducido, colocada en el techo y las paredes de la excavación, embebiendo la parte saliente de las anclas, evitará el aflojamiento y caída progresiva de fragmentos de roca que se encuentran entre las anclas y, por otro lado, transmitirá a éstas el peso de cualquier material aflojado entre ellas (Ref. No. 3). Los sistemas de soporte convencionales para excava-

ciones subterráneas, tales como los pilares, los marcos de acero o de concreto, etc, también pueden ser usados para soportar el peso de material que no puede colgarse del arco; - en tales casos, el peso total del material bajo el arco debe ser considerado para actuar sobre el soporte.

#### CERTIFICACION DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS CON EL METODO.

El método antes descrito ha sido aplicado al análisis de estabilidad de varias excavaciones mineras subterráneas que se realizan en México, con el propósito de controlar el comportamiento de la excavación diseñada y, al mismo tiempo, para fundamentar la extensión de las aplicaciones del método a excavaciones de dimensiones y geometrías diferentes. Algunos túneles también han sido proyectados y diseñados haciendo uso del método.

A fin de exponer el grado de aproximación que proporciona el método en la predicción de esfuerzos en los soportes de la excavación y en la masa del subsuelo a los lados de las aberturas, se presentan a continuación los resultados de los programas de mediciones de control que fueron programadas para tres de las excavaciones mineras que han sido analizadas con el método.

Para medir esfuerzos en los pilares formados en la misma masa del subsuelo en que se ejecutó la excavación, se utilizaron "Gatos Hidráulicos Planos"; instrumentos del mismo tipo fueron utilizados para medir los esfuerzos en la paredes extremas de las excavaciones.

La figura No. 4 muestra una planta de un "rebaje" excavado en una formación calizar, el índice de calidad de la roca, según se define en la Referencia No. 1, fué establecido con un valor de 100, que corresponde a una roca de buena calidad: la profundidad de la excavación es de 240 m; los pilares están formados en el cuerpo mineralizado mismo, en las ubicaciones y con las dimensiones que se muestran en dicha figura. En cada uno de los pilares se instaló un gato plano: el resultado de las mediciones, con una interpretación que toma en cuenta apropiadamente los efectos de fluencia plástica de la masa rocosa, se muestran en la tabla No. 1. Los esfuerzos calculados en los pilares, considerando que están inducidos por el peso total del material que se encuentra bajo el arco de carga en el que se genera el trabajo mínimo de deformación, se reportan en la misma tabla. Puede verse que existe una aceptable coincidencia entre los valores calculados y medidos: para el pilar Norte, el cual se ve sujeto a los mayores esfuerzos, la diferencia entre dichos valores es de 10%; para el pilar Sur la diferencia es de sólo 4%. Se considera que la aproximación en el procedimiento de medición de esfuerzos es parcialmente responsable de la diferencia obtenida entre las cifras que se comparan.

En la Tabla No. 1 se reportan otros dos casos en los que se comparan esfuerzos calculados y medidos. En la mina Charcas, los análisis de estabilidad con el método descrito y las mediciones de esfuerzos, fueron llevados al cabo en un corte de salones y pilares formando una masa de roca caliza clasificada como "buena", pero muy plegada y con calcita petrifi-

cada en los planos de estratificación que se presentan en general con una posición cuasihorizontal. Las mediciones de esfuerzos fueron realizadas también con gatos planos. Los esfuerzos calculados consideran que el peso total del material bajo el arco de carga actúa sobre los pilares. Una planta del corte y la localización de los gatos planos instalados se muestra en la Figura No. 5.

En el Cuerpo "La Prieta" de la mina "La Encantada" de Peñoles, los esfuerzos calculados y medidos que se muestran en la Tabla No. 1, corresponden a la parte superior del arco de carga definido como el mecanismo natural responsable de la estabilidad de una abertura bastante grande, formada en una caliza muy fisurada, con un índice de calidad de 0.50, que corresponde a una roca de "muy mala" calidad. Sin embargo, el material que se encuentra en la parte superior y en el cual se genera la clave del arco de carga, es una roca de tipo masivo, que aparentemente ha adquirido esta condición debido al intemperismo que ha sufrido la parte más superficial de esta caliza fracturada. La figura No. 6 muestra una sección transversal de la excavación al través de la ubicación de los gatos planos usados para las mediciones e indica también la posición definida para el arco de carga. Los esfuerzos calculados y medidos que se reportan en la Tabla No. 1 toman en cuenta la dirección de los esfuerzos en el arco, en comparación con la posición horizontal de los instrumentos colocados.

#### CONCLUSIONES.

La aproximación de los esfuerzos medidos con Gatos Planos en

relación con los calculados haciendo uso del método de estabilidad propuesto, cae en el rango de  $\pm 10\%$ , excepto para un caso que no se reporta en este escrito y en el cual la diferencia fué de  $-20\%$ . Puede concluirse que la aproximación lograda con el método de análisis expuesto, al aplicarse a grandes excavaciones subterráneas, es más que suficiente para propósitos de diseño de ingeniería.

#### RECOMENDACIONES.

- 1.- Toda vez que el método simplificado de análisis de estabilidad sea aplicado a una excavación subterránea para propósitos de diseño o de estabilidad, es necesario obtener las características geométrico-mecánicas de la masa del subsuelo, a fin de dar una apropiada consideración a la forma más probable de generación del arco de carga y del mecanismo para soportar el material que se encuentra bajo él. Se recomienda utilizar la clasificación ingenieril de las masas del subsuelo que se consigna en la Referencia NO. 1.
- 2.- Un programa de medición de esfuerzos en los soportes y en las paredes que limitan la excavación, es altamente recomendable en cualquier excavación subterránea que se realice, pues permitirá comparar los esfuerzos medidos contra la resistencia de la masa del subsuelo y, lo que no es menos importante, obtener un mejor entendimiento del comportamiento de este tipo de obras de ingeniería, para poder mejorar o sofisticar los métodos de análisis y diseño hasta ahora disponibles.

- 3.- La determinación de las características de resistencia de las masas rocosas debe realizarse a base de pruebas de campo; las pruebas de laboratorio solamente permitirán enjuiciar cambios apreciables de las propiedades mecánicas de la masa de roca, pero no deben tomarse como indicativos de los valores reales que corresponden a dicha masa rocosa.

#### RECONOCIMIENTO.

El autor desea expresar su agradecimiento a los Directivos de Industrial Minera México, S.A. y de Industrias Peñoles, S.C., por la oportunidad que dieron a GEOSISTEMAS, S.A. para llevar a cabo los estudios que se reportan en sus excavaciones mineras y sobre las cuales se establece la confirmación de la bondad del método de análisis propuesto, para aplicarse a excavaciones de grandes dimensiones; el interés demostrado por los Directivos de esas empresas mineras y, así también, por el personal directamente encargado de las minas, resulta siempre estimulante.

El contenido de este escrito fué inicialmente presentado en el Simposio Rockstore 77, celebrado en Estocolmo, Suecia, en Septiembre de 1977 y se presentó bajo el patrocinio del Grupo ICA.

#### REFERENCIAS.

- 1.- N. BARTON, R. LIEN and J. LUNDE, 1975. Estimation of su



port requirements for underground excavations. Proceedings, 16 th Symposium on Rock Mechanics of ISRM, Minneapolis, Preprints, pp. 99-113.

- 2.- A. BELLO y F. SERRANO, 1974. Measurements of the behavior of grouted bolts used as reinforcing elements for the support of underground openings. Proceedings, 3 th. Congress of the ISRM, Denver, Vol. II-B, pp. 1189-1193.
- 3.- A. BELLO M., 1975. Anclas de fricción como sistemas de soporte para excavaciones subterráneas. Revista CICM No. 185, Nov.-Dic., 1974, pp. 38-42.

#### APENDICE.

Derivación de las ecuaciones para definir la ubicación del arco de carga con el Mínimo Trabajo de Deformación Inducida.

1.- Se admite que en la masa del suelo se genera un arco parabólico alrededor de la excavación, Fig. No. 1.

1.1.- La ecuación del eje del arco es:

$$y - f_0 = -\mathcal{K} x^2 \quad (1)$$

1.2.- En  $y = 0 \Rightarrow x = \frac{L_0}{2}$ ; entonces:  $f_0 = \mathcal{K} \left(\frac{L_0}{2}\right)^2$

$$\text{ó } f_0 = \mathcal{K} \frac{L_0^2}{4} \quad (2)$$

1.3.-  $\frac{dy}{dx} = -2\mathcal{K}x \Rightarrow dy = -2\mathcal{K}x dx$  (2a)

$$\text{En } y=0 \text{ y } x = -\frac{L_0}{2} \Rightarrow \operatorname{tg} \theta = 2\mathcal{K} \frac{L_0}{2} = \mathcal{K} L_0. \quad (3)$$

$$\text{ó según (2): } \operatorname{tg} \theta = 2\mathcal{K} \sqrt{\frac{f_0}{\mathcal{K}}} = 2\sqrt{\mathcal{K} f_0}$$

1.4.- De la figura A-1.

$$\operatorname{Sen} \theta = \frac{h/2}{L_0 - B} = \frac{h}{2(L_0 - B)}$$

$$\text{y como: } \operatorname{sen} \theta = \frac{\operatorname{tg} \theta}{\sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \theta}}$$

$$\text{de (3) se deduce: } \operatorname{sen} \theta = \frac{\mathcal{K} L_0}{\sqrt{1 + \mathcal{K}^2 L_0^2}}$$

$$\text{Entonces: } \frac{h}{2(L_0 - B)} = \frac{\mathcal{K} L_0}{\sqrt{1 + \mathcal{K}^2 L_0^2}} \quad (4)$$

2.- El equilibrio en el arco parabólico, Fig. A-1, requiere que en cada punto se satisfagan:

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow V = wx \quad (5)$$

$$\sum M_p = 0 \Rightarrow \frac{wx^2}{2} - H \cdot (l_0 - y) = 0$$

$$\text{entonces: } H = \frac{wx^2}{2(l_0 - y)}$$

pero, de (1):

$$H = \frac{wx^2}{2\mathcal{K}x^2} = \frac{w}{2\mathcal{K}} \quad (6)$$

$$|F| = \sqrt{V^2 + H^2} = \sqrt{w^2x^2 + \frac{w^2}{4\mathcal{K}^2}} = w \sqrt{x^2 + \frac{1}{4\mathcal{K}^2}} \quad (7)$$

1.- El trabajo de deformación inducido en el arco se obtiene como sigue:

$$3.1.- \text{ El esfuerzo medio en el arco es: } \bar{\sigma} = \frac{|F|}{h} = \frac{w}{h} \sqrt{x^2 + \frac{1}{4\mathcal{K}^2}}$$

3.2.- La deformación de un segmento de longitud  $ds$ , es:

$\delta = \frac{F}{E} ds$ . En donde se admite una relación lineal entre esfuerzo y deformación para la masa del subsuelo en el rango de esfuerzos inducidos y siendo  $E$  su "módulo de elasticidad". Entonces:

$$\delta = \frac{w}{Eh} \sqrt{x^2 + \frac{1}{4\mathcal{K}^2}} ds \quad (8)$$

3.1.- El trabajo de deformación inducido en el segmento de longitud  $ds$ , es:

$$dW = |F| \cdot \delta = w \sqrt{x^2 + \frac{1}{4\mathcal{K}^2}} \cdot \frac{w}{Eh} \cdot \sqrt{x^2 + \frac{1}{4\mathcal{K}^2}} \cdot ds$$

$$\text{Entonces: } dW = \frac{w^2}{Eh} \left( x^2 + \frac{1}{4\mathcal{K}^2} \right) ds$$

$$\text{Pero: } ds = \sqrt{dx^2 + dy^2}$$

$$\text{de (2a): } ds = \sqrt{dx^2 + 4\mathcal{K}^2 x^2 dx^2} = \sqrt{1 + 4\mathcal{K}^2 x^2} dx$$

$$\text{así: } dW = \frac{w^2}{Eh} \frac{1 + 4\mathcal{K}^2 x^2}{4\mathcal{K}^2} \cdot \sqrt{1 + 4\mathcal{K}^2 x^2} dx$$

$$dW = \frac{w^2}{4Eh\mathcal{K}^2} \cdot (1 + 4\mathcal{K}^2 x^2)^{3/2} \cdot dx$$

por integración en la longitud total de  $x = -\frac{L_0}{2}$  a  $x = \frac{L_0}{2}$ :

$$W = \frac{w^2}{Eh8\mathcal{K}^3} \left[ \frac{3}{4}\mathcal{K}L_0 \sqrt{1 + \mathcal{K}^2 L_0^2} + \frac{1}{2}\mathcal{K}L_0 (1 + \mathcal{K}^2 L_0^2)^{3/2} + \frac{3}{4} \text{Ln}(\mathcal{K}L_0 + \sqrt{1 + \mathcal{K}^2 L_0^2}) \right]$$

4.- De (3) puede verse que  $W$  es una función de las variables independientes  $L_0$  y  $\theta$ , por lo que su valor mínimo se presentará cuando:  $\frac{\partial W}{\partial \theta} = \frac{\partial W}{\partial L_0} = 0$  y estas ecuaciones se cumplen para el juego de valores:

$$L_0 = 1.5 \text{ h.}$$

$$\theta = 67.65^\circ \Rightarrow \mathcal{K}L_0 = \text{tg}\theta = 2.432.$$

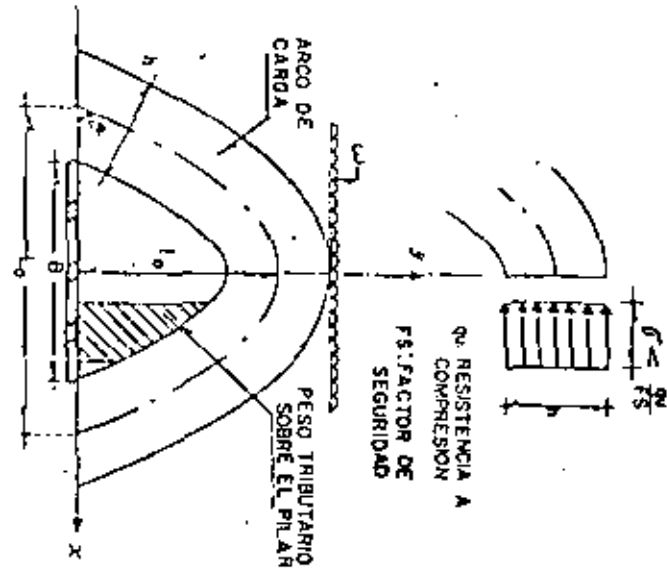


FIGURA 1.- Conceptos fundamentales del método simplificado propuesto

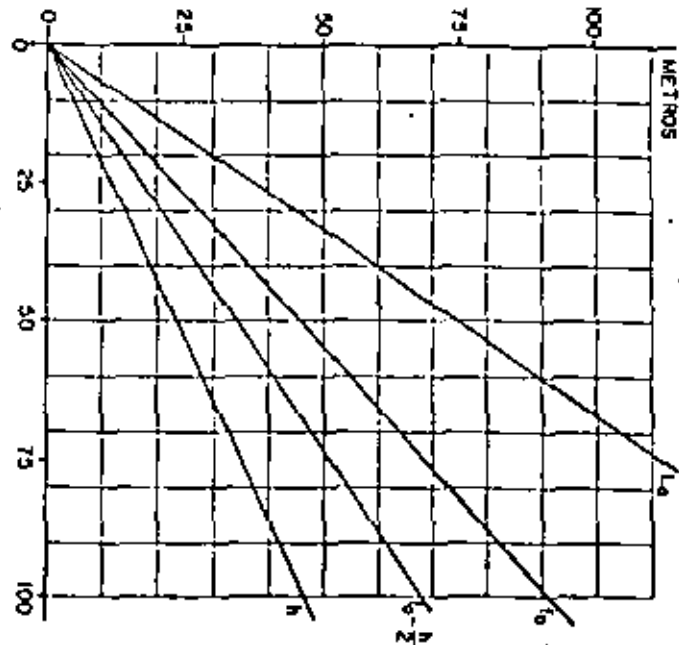


FIGURA 2.- Características geométricas del arco de carga de generación natural

Todas las otras características geométricas del arco de carga con el mínimo trabajo de deformación inducido pueden obtenerse una vez conocidos los valores anteriores, al sustituirlos en las ecuaciones correspondientes; de esa manera se obtienen:

$$f_0 = 0.912 B.$$

$$h = 0.462 B.$$

$$f_0 - h/2 = 0.681 B.$$

$$\text{mín. } w = 1.7836 \frac{B^2}{l_0^2}$$

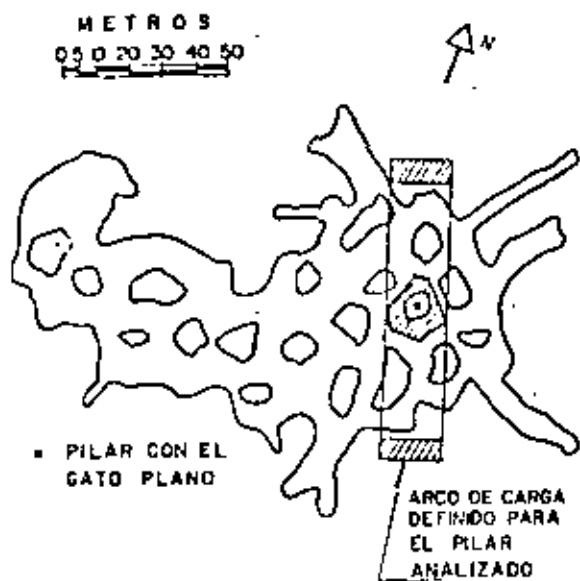


FIGURA 5.- Mina Charcos. Cámaras y pilares con corte y relleno, Nivel 1B

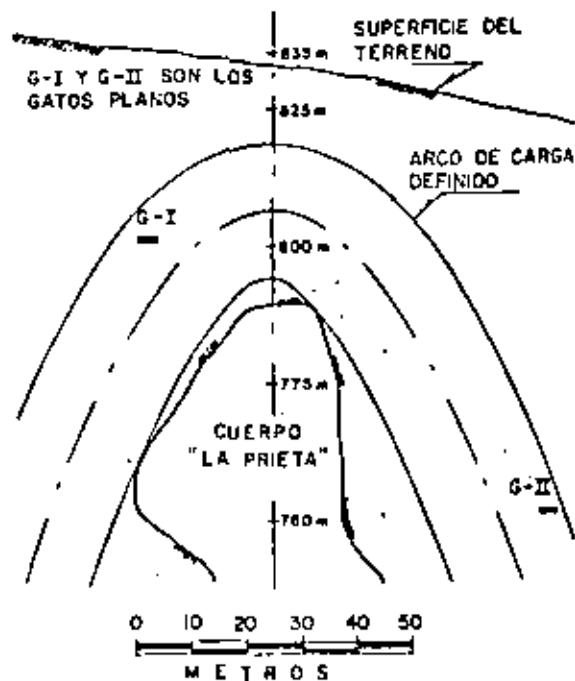


FIGURA 6.- Cuerpo La Prieta. Sección transversal al traves de los Gatos Planos Instalados

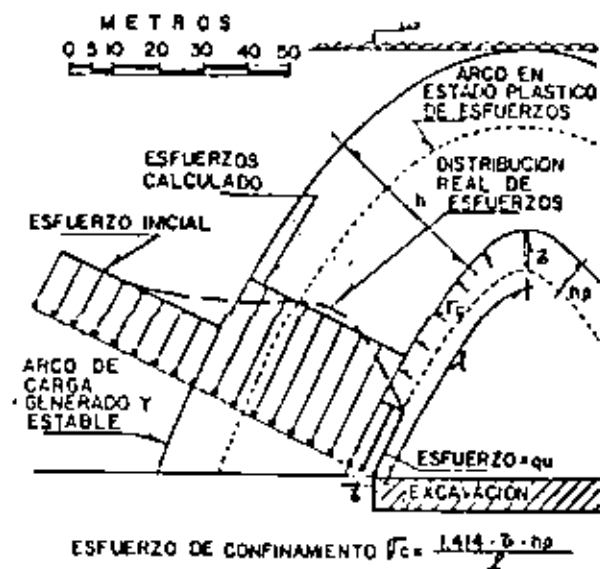


FIGURA 3.- Mecanismo de estabilidad supuesto para la condición de esfuerzos plásticos perimetrales

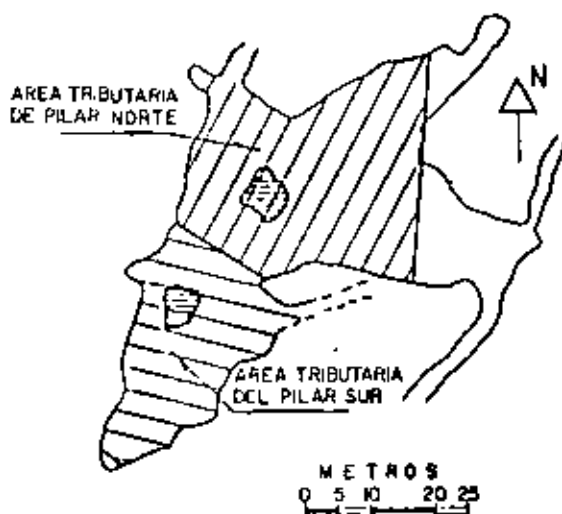


FIGURA 4.- Mina SanMarín. Corte 4-850 de cámaras y pilares con corte y relleno

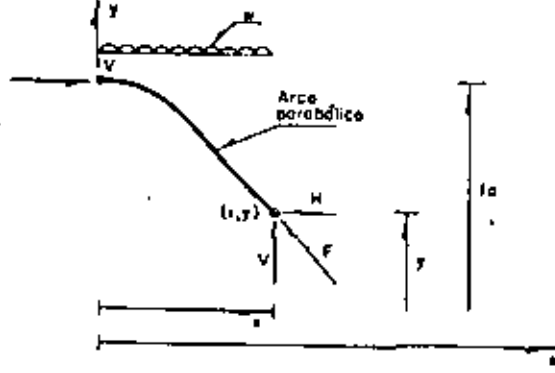


FIGURA Nº A-1

TABLA No. 1

COMPARACION ENTRE ESUNAS MEDIDAS Y CALCULOS HACIENDO USO DEL METODO SIMPLIFICADO EXPUESTO

MINA	DIMENSIONES DE MEDIDAS DE LA ABERTURA Largo x Ancho	DESCRIPCION DE LA MASA ROCOSA.	SOFORTE	ESFUERZOS EN LOS PIVALES			ESFUERZOS EN LAS PAREDES LATERALES		
				CALCULO LADO LLO.	MED. LLO.	DIFE. REL. CIA.	CALCULO LADO LLO.	MED. LLO.	DIFE. REL. CIA.
San Martín I.M.A. S. A. Corte N-950	60 x 25	Caliza gris oscura, todas las fisuras rellenas con calicinta patrificada.	2 pilares de 25 m 27 m <sup>2</sup> de área.	Pilar 72 Pilar 201	Sur 75 Parte 182	-14 +103			
Cheras I.M.A. S. A. Corte 18-16	110 x 65	Caliza gris, muy ligada, fisuras rellenas de calicinta patrificada. algunas fallas con material fríasil y muy fracturado, con al- to de arcilla.	Pilares a cada 15 m 20 m en promedio. Área de pilares a 25% del área total.	84	87	-33			
La Encantada I. Pedales, S.C. Cuerpo "La Prieta"	120 x 55	Caliza café claro, nativa en el techo por alteración, muy fracturada en las paredes (tablas); dol. tres (sumidos de fisuras lijas y huecos unilobos, rellenas con calicinta.	Sin soporte.				9.05	9.30	-33
							18.1	18.3	+23

ENSAYES DE LABORATORIO  
(Roca Intacta)

RESISTENCIA	DEFORMABILIDAD	PERMEABILIDAD
<p>Compresión simple compresión triaxial.</p> <p>Tensión directa tensión indirecta (pla. brasileña) prueba puntual prueba centrífuga</p> <p>corte simple corte doble corte directo punzocortante torsión</p> <p>flexión</p>	<p>Módulo de deformabilidad estático</p> <p>Módulo de deformabilidad dinámico.</p> <p><del>coef</del> Módulo de poisson</p> <p>consolidación</p> <p>expansión</p> <p>fluencia plástica (creep)</p>	<p>al agua { permeámetro de carga constante. permeámetro de carga variable. permeámetro indirect.</p> <p>al aire { permeámetro al aire</p>

NOTA: se mencionan solo los ensayos de mayor uso para determinar las propiedades mecánicas de las rocas en laboratorio.

# ENSAYES DE CAMPO

(maíz rocoso)

RESISTENCIA	DEFORMABILIDAD	PERMEABILIDAD.
<p>Compresión simple</p>      <p>Corte directo.</p>	<p>Metodos Superficiales { prueba de placa { rígida flexible</p> <p>gato plano delgado (LAGE)</p> <p>pneles pasurizados</p> <p>gato plano radial</p>      <p>Metodos profundos { aparatos en sondas.</p>	<p>arriba del N.A.F. { matsuo - nasberg.</p>      <p>abajo del N.A.F. { lugon lefranc trayadores radioactivos. microminete.</p>

NOTA : Se mencionan solo los ensayos mas frecuentemente utilizados para evaluar las propiedades mecanicas del maíz rocoso mediante ensayos de campo.

## BIBLIOGRAFIA

(Complemento).

PROPIEDADES MECANICAS DE LAS ROCAS (laboratorio <sup>ensayos</sup> y campo)

Lama R.D, Vutuhuri V.S. "Handbook on Mechanical properties of Rocks"  
Vols. I a II. Trans Tech publications. Switzerland 1978.

## EXCAVACIONES SUBTERRANEAS

Juanz Baillon, Rico Rodriguez., "Mecanica de Suelos" Tomo II. Cap IV. inciso  
IV.14 y anexo II. h. Impreso por la Facultad de Ingenieria UNAM. Mexico 1964.  
(hay una edicion mas reciente editada por Limusa Wiley)

Pieter; White., "Rock tunneling with steel supports" Capitulo 4. pp. 47-83  
Commercial Sheeting Inc. reimpresion EUA 1977.

C.F.E "Manual de Diseño de Obras Civiles" B.3.2. (Seccion B, tomo 3, capi-  
tulo 2) Obras Subterranas. Mexico, 1979.

Department of the Army, Corps of Engineers, Engineer Manual "Tunnels  
and shafts in rock"

Barton, N. Lien, R, and Lunke J. "Engineering classification of rock masses.  
for the design of tunnel support", Norwegian geotechnical Institute, publi-  
cation N°106. Oslo 1974.

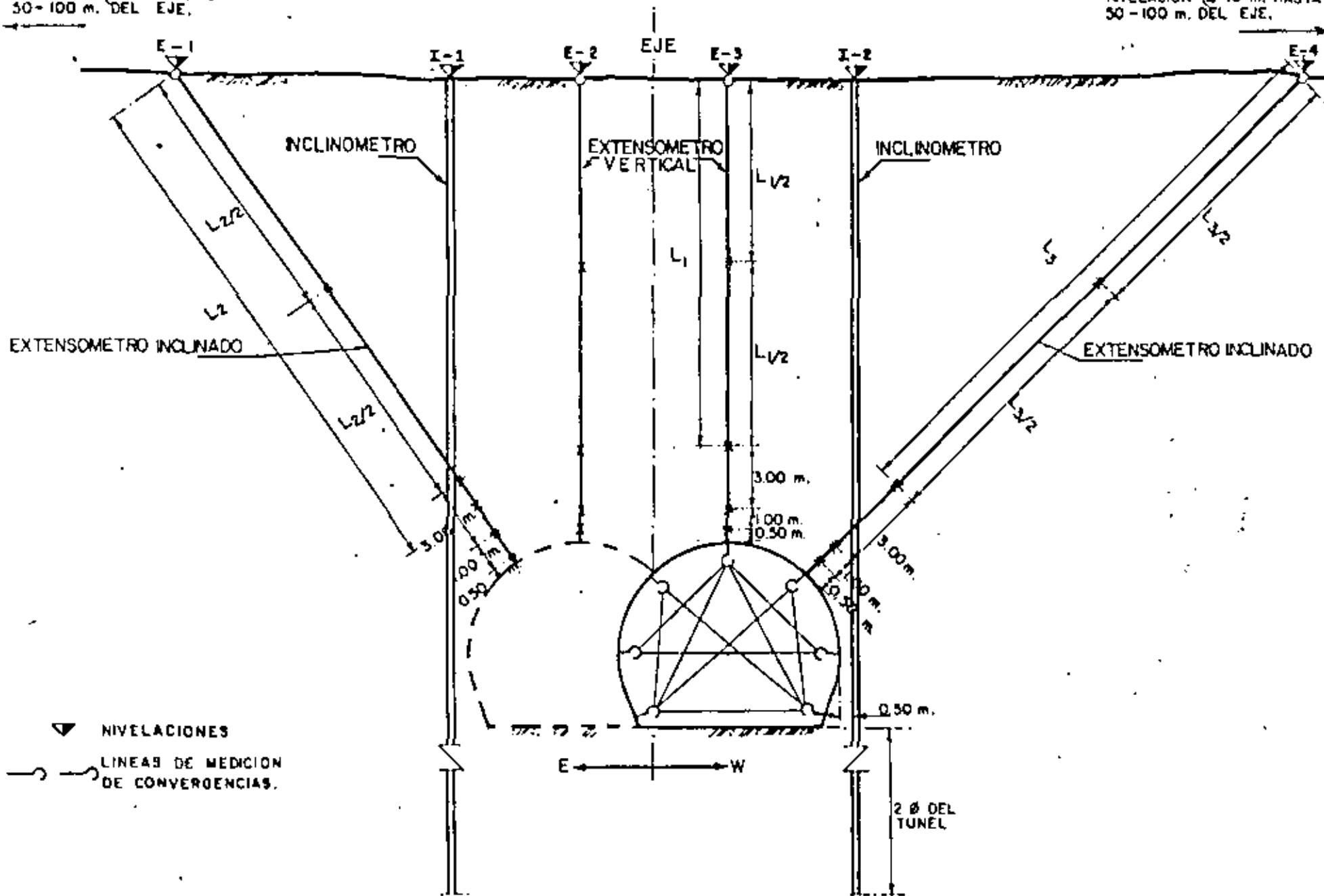
Hoeck, E. "Structurally controlled instability in underground excavations"

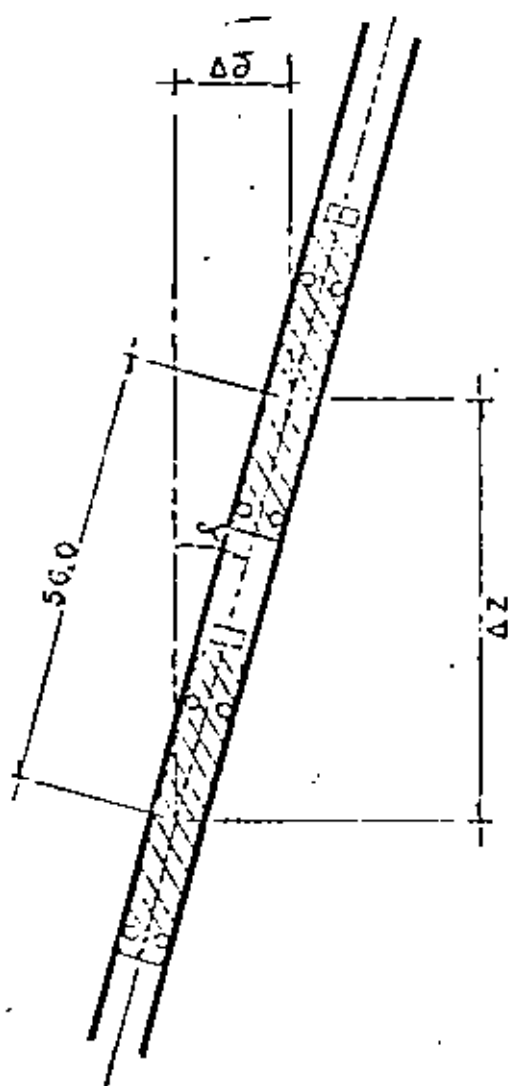


# SECCION TIPICA DE LA INSTRUMENTACION DE UN TUNEL DOBLE

NIVELACION @ 10 m. HASTA  
50-100 m. DEL EJE.

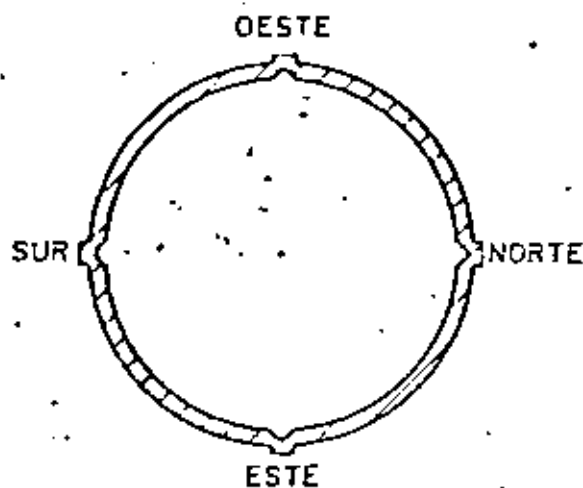
NIVELACION @ 10 m. HASTA  
50-100 m. DEL EJE.



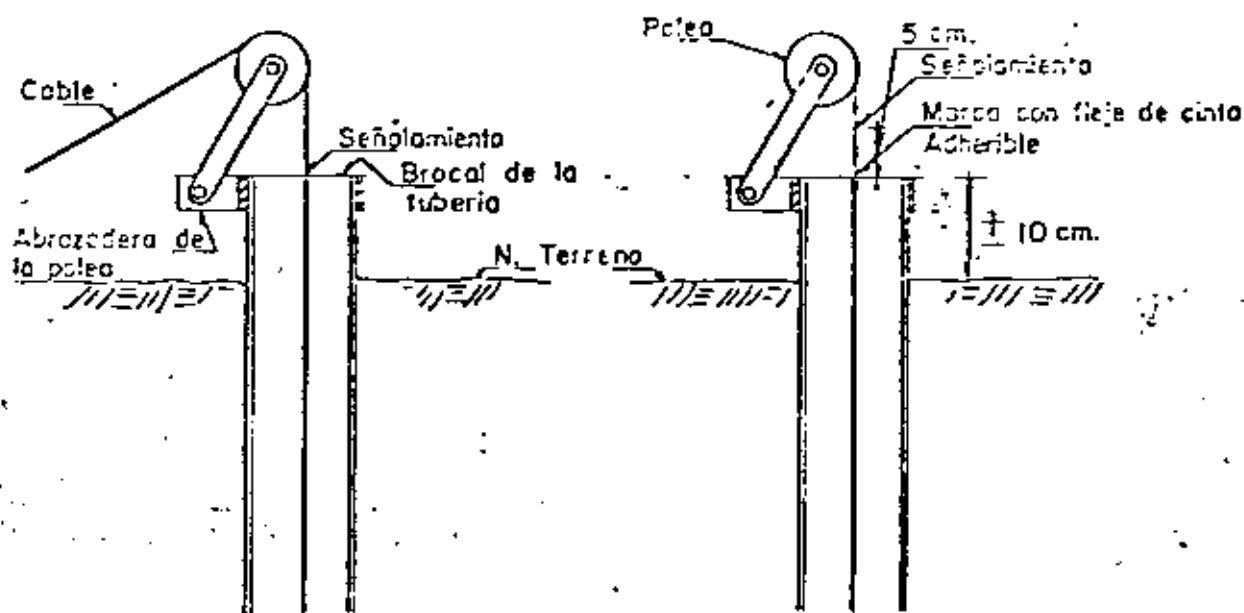


$\Delta \delta = 56 \text{ sen } \alpha =$  Incremento de desplazamiento horizontal.

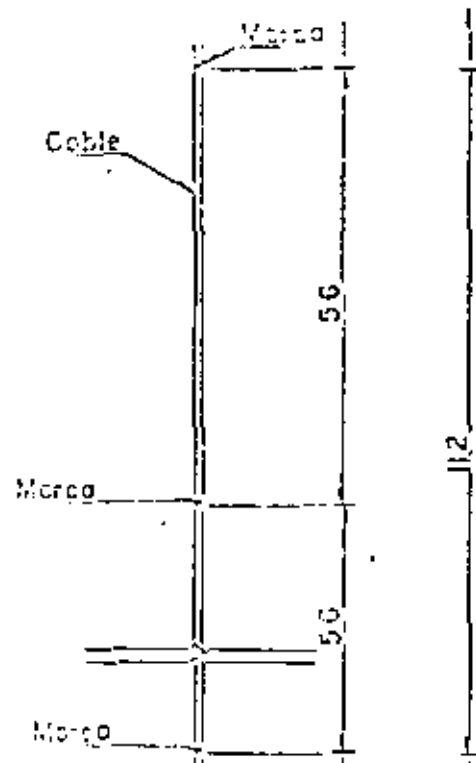
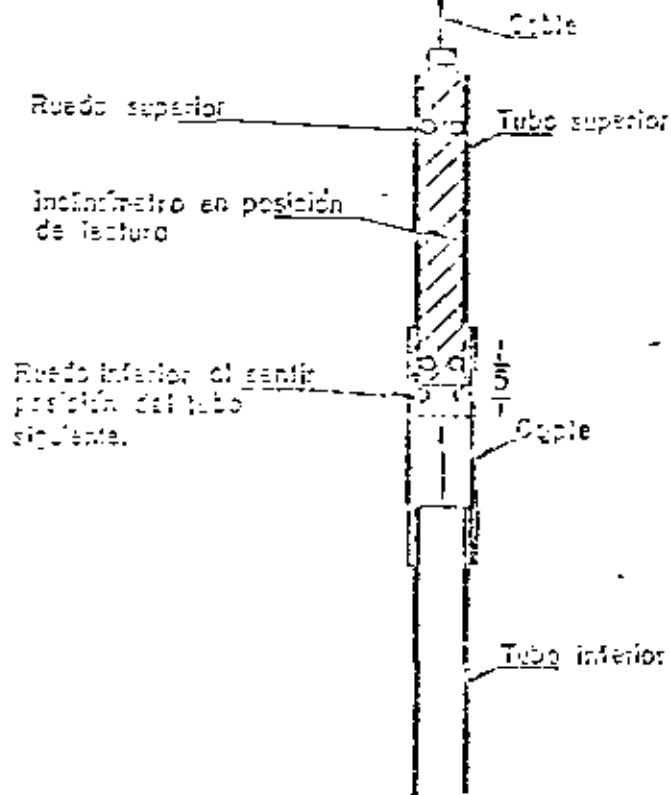
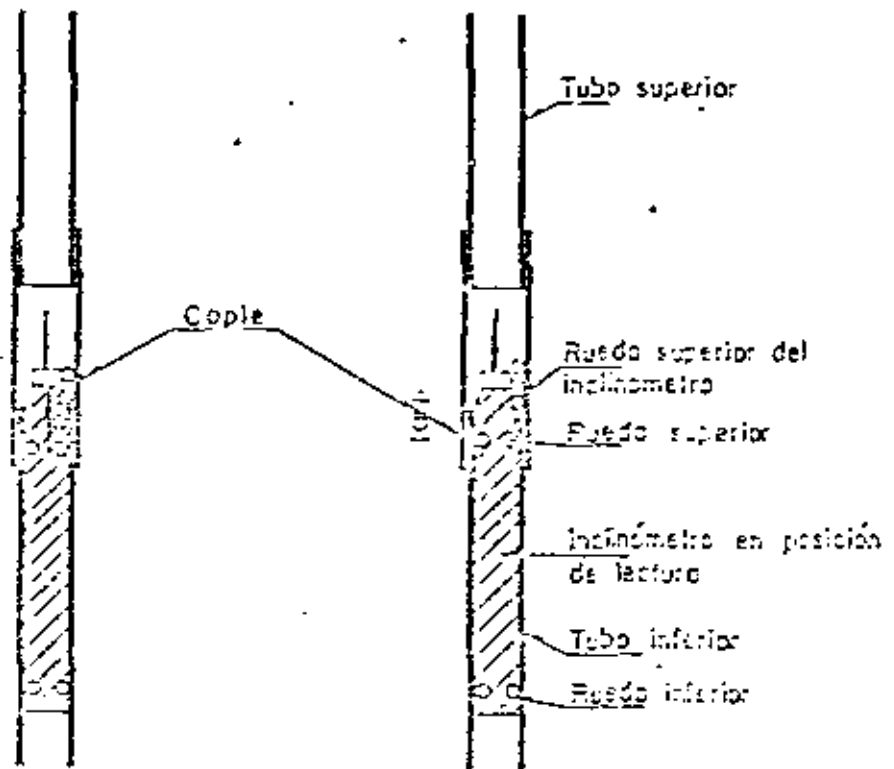
$\Delta Z = 56 \text{ cos } \alpha =$  Incremento de profundidad.



DESIGNACION DE LOS SURCOS DE LA TUBERIA DEL INCLINOMETRO



MARCAJE DEL CABLE DEL INCLINOMETRO

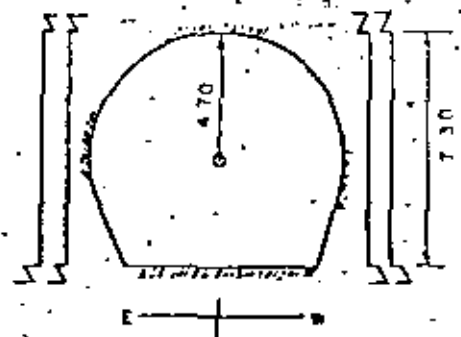


O LECTURA INICIAL: 11-II-82  
 A 16-VII-82  
 D \_\_\_\_\_  
 E \_\_\_\_\_  
 F \_\_\_\_\_

OBRA: METRO LINEA 3 SUR  
 TRAMO: ESTACION M.A. QUEVEDO  
 SECCION DE INSTRUMENTACION N°: 5  
 INCLINOMETRO N°: 4  
 CADENAMIENTO: 18+304.66  
 FECHA 1ª LECTURA: 11-II-82  
 FECHA PASO DEL TUNEL: 18-II-82

PROFUNDIDAD EN METROS

50  
40  
30  
20  
10  
0

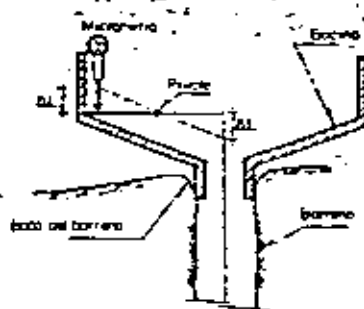
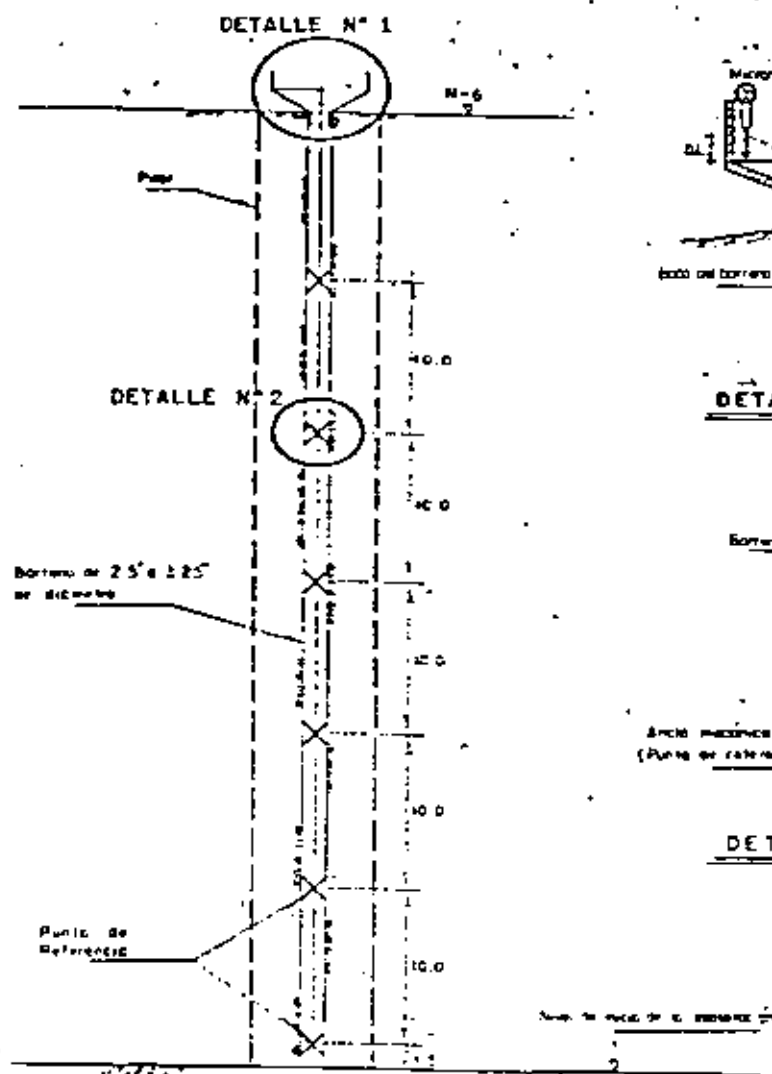


DEFORMACION EN

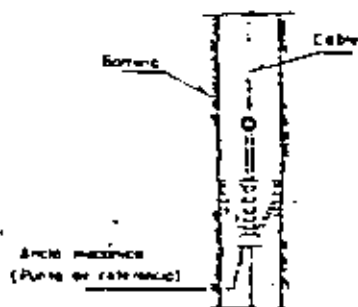
M E T R O  
 L I N E A 3 S U R  
 C O V I T U R

ISTME, S.A. G. Estudios Especiales  
 GEOSISTEMAS, S.A.

1981 FIGURA N°



DETALLE N° 1



DETALLE N° 2

EXTENSOMETROS PARA MEDIR DEFORMACIONES VERTICALES

MINA SAN MARTIN

DEFORMACION REAL  
DEFORMACION MEDIA

mm.  
3.60  
3.40  
3.20  
3.00  
2.80  
2.60  
2.40  
2.20  
2.00  
1.80  
1.60  
1.40  
1.20  
1.00  
0.80  
0.60  
0.40

0 5 10 15  
DISTANCIA EN METROS

EXTENSOMETRO Nº 2227  
CANT. LIVER Nº 1  
" 20

M E T R O

C H E V I T U R

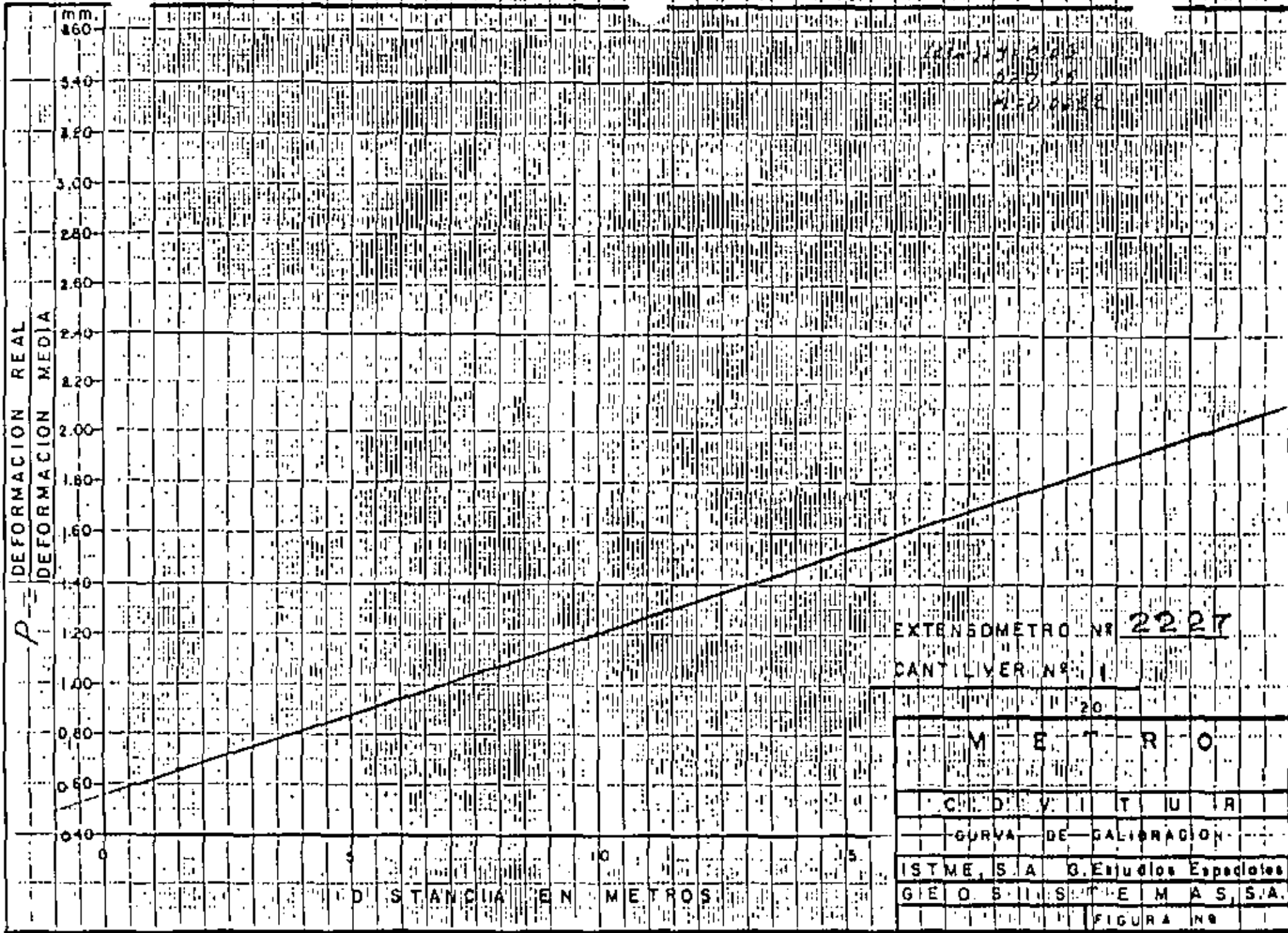
GURVA DE CALIBRACION

ISTME, S.A. G. Estudios Espedotes

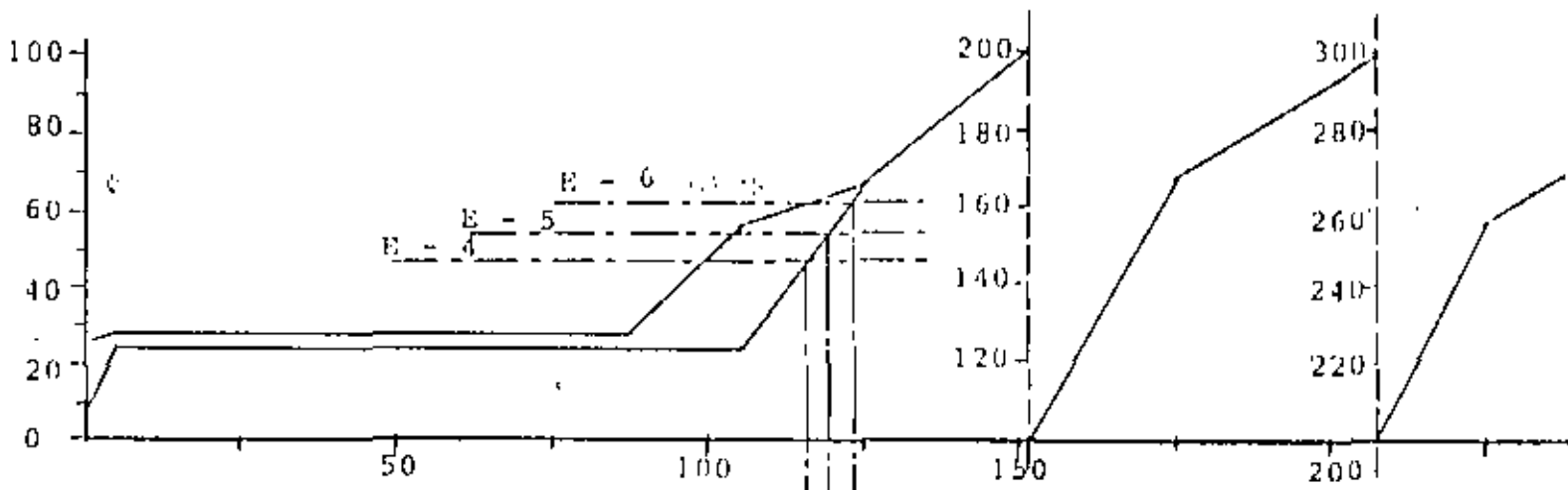
GEOSILS E M A S, S.A.

FIGURA Nº

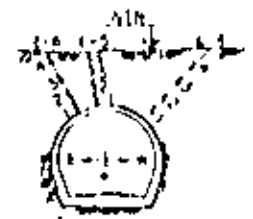
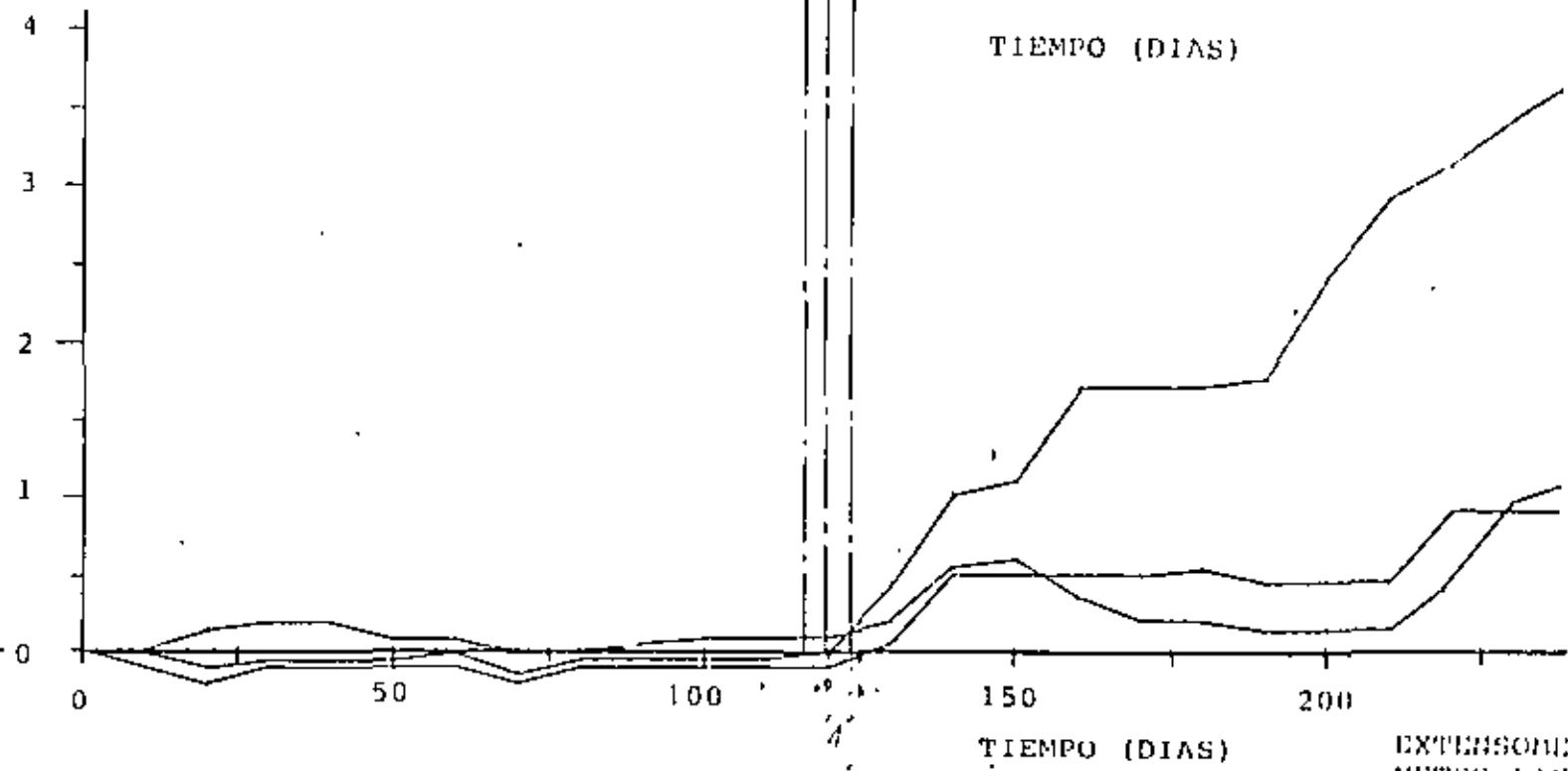
P



AVANCE DE LA EXCAVACION (m.)  
EN EL TUNEL



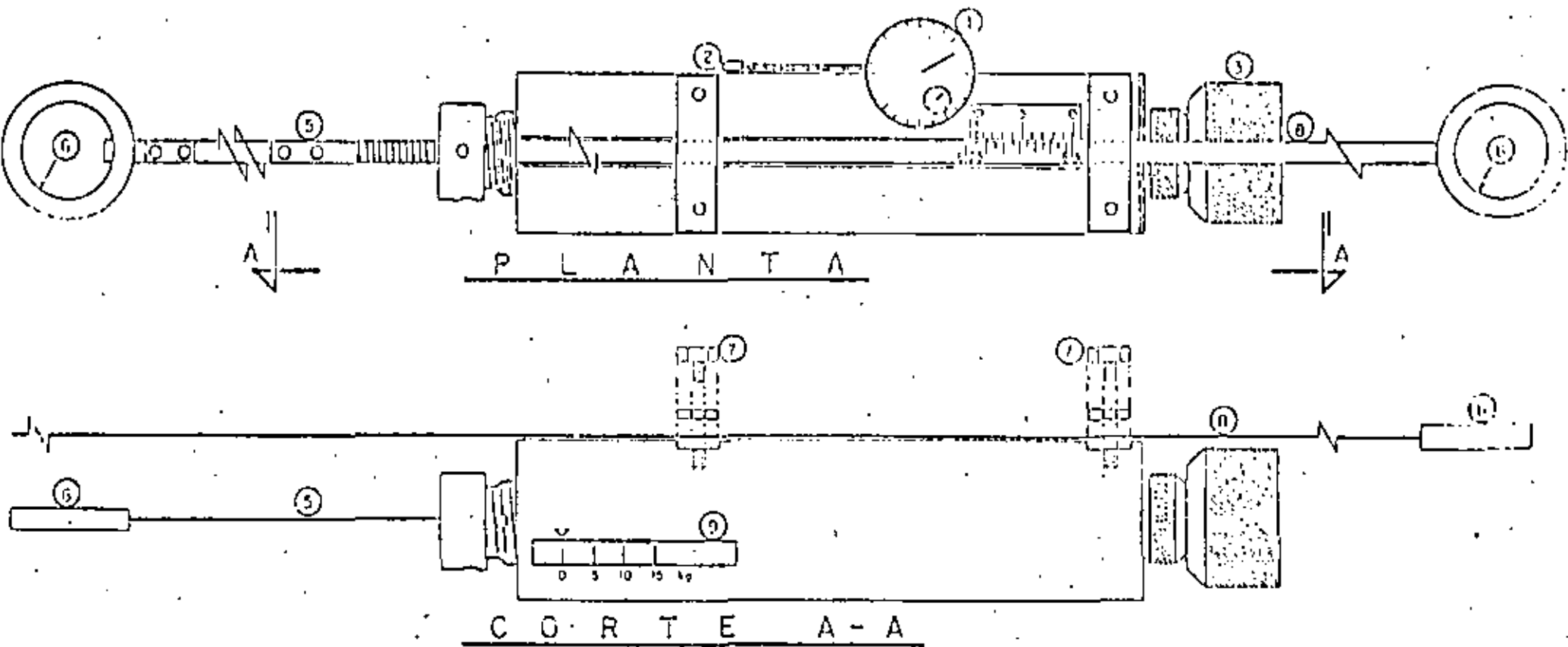
MOVIMIENTO HACIA EL TUNEL (mm.)



EXTENSOMETRO  
METRO LINEA J SUR  
CAD - 100306  
TRAMO ESTACION B.A. QUEVEDO



# INVAR-TAPE DISTANCE-METER GS-EC



- ① DIAL GAUGE
- ② DIAL GAUGE ACTIVATING SUPPORT
- ③ SCREW TO APPLY TENSION
- ④ VERNIER SCALE TO FIX TAPE
- ⑤ INVAR TAPE OF CONSTANT LENGTH
- ⑥ RING TO BE FIXED TO MEASURING POINT
- ⑦ SCREWS AND PLATES TO FIX TAPE
- ⑧ INVAR TAPE WITH LENGTH UP TO 50 FT
- ⑨ SCALE FOR TENSION APPLIED

FIGURA Nº 35

AVANCE DE LA EXCAVACION  
A PARTIR DE LA SECCION  
DE CONVERGENCIA (m.)

100

80

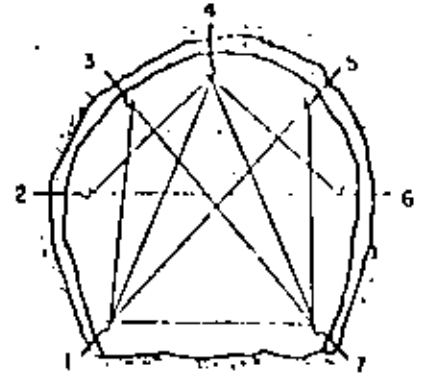
60

40

20

0

SECCION DE CONVERGENCIA



ACERCAMIENTO (mm.)

16

14

12

10

8

6

4

2

0

25

50

75

2-6

7-3

1-7

7-4

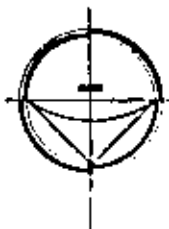
3-4

4-5

5-6

CONVERGENCIA  
METRO LINEA 3 SUR  
CAD - 18+250  
TRAMO LA. QUINTA

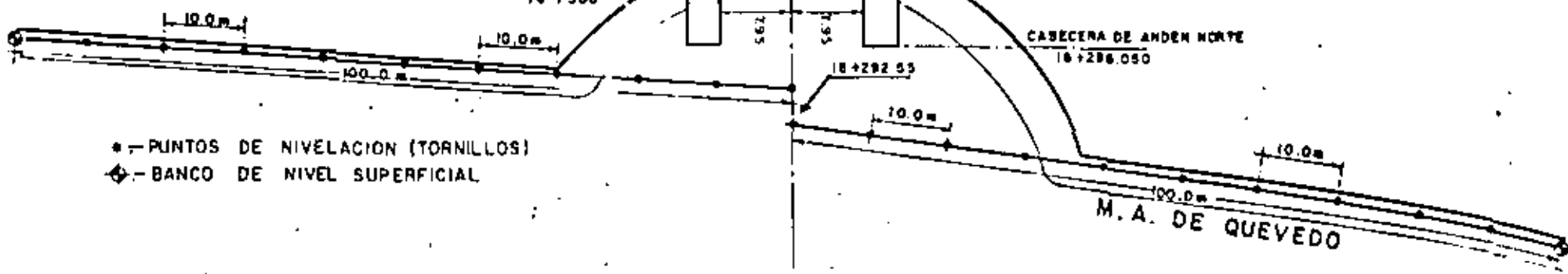
SECCION N° 0  
18+370



M.A. QUEVEDO  
ESTACION  
AV. UNIVERSIDAD  
LÍNEA DE TRAZO

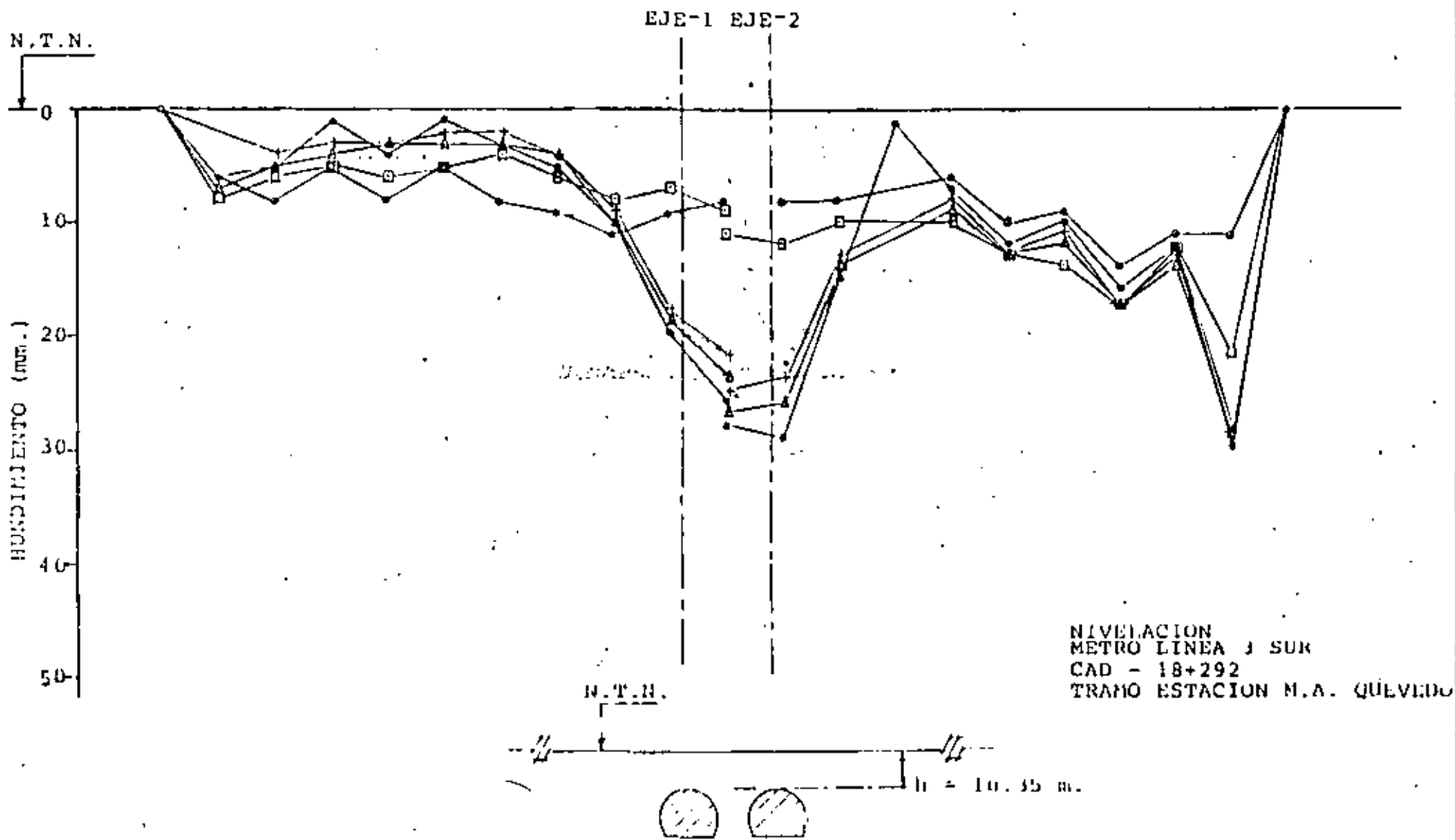
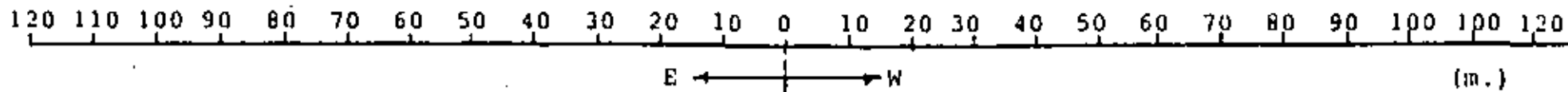
SECCION N° B  
18+300

CASECERA DE ANDEN NORTE  
18+286.050



\* - PUNTOS DE NIVELACION (TORNILLOS)  
◆ - BANCO DE NIVEL SUPERFICIAL

M	E	T	R	O
L	I	N	E	A
3				
C	O	V	I	T
U	R			
NIVELACION EN TUNELES				
ISTME, S.A. G. Estudios Especiales				
GEO SISTEMAS, S.A.				
1982		FIGURA 17		



INCLINOMETRO

Movimiento hacia el interior del túnel (mm)

Paso de la excavación

Suma de deformaciones de los inclinómetros

SECCION Nº 7 LINEA - 7

h = (3.20 m) ○ INCLINOMETRO Nº 2 (10+211)  
CONVERGENCIA (10+206)

COMPARACION DE DEFORMACIONES—  
MEDIDAS EN TUNEL CON INCLINOMETRO  
Y CONVERGENCIA.

CONVERGENCIA

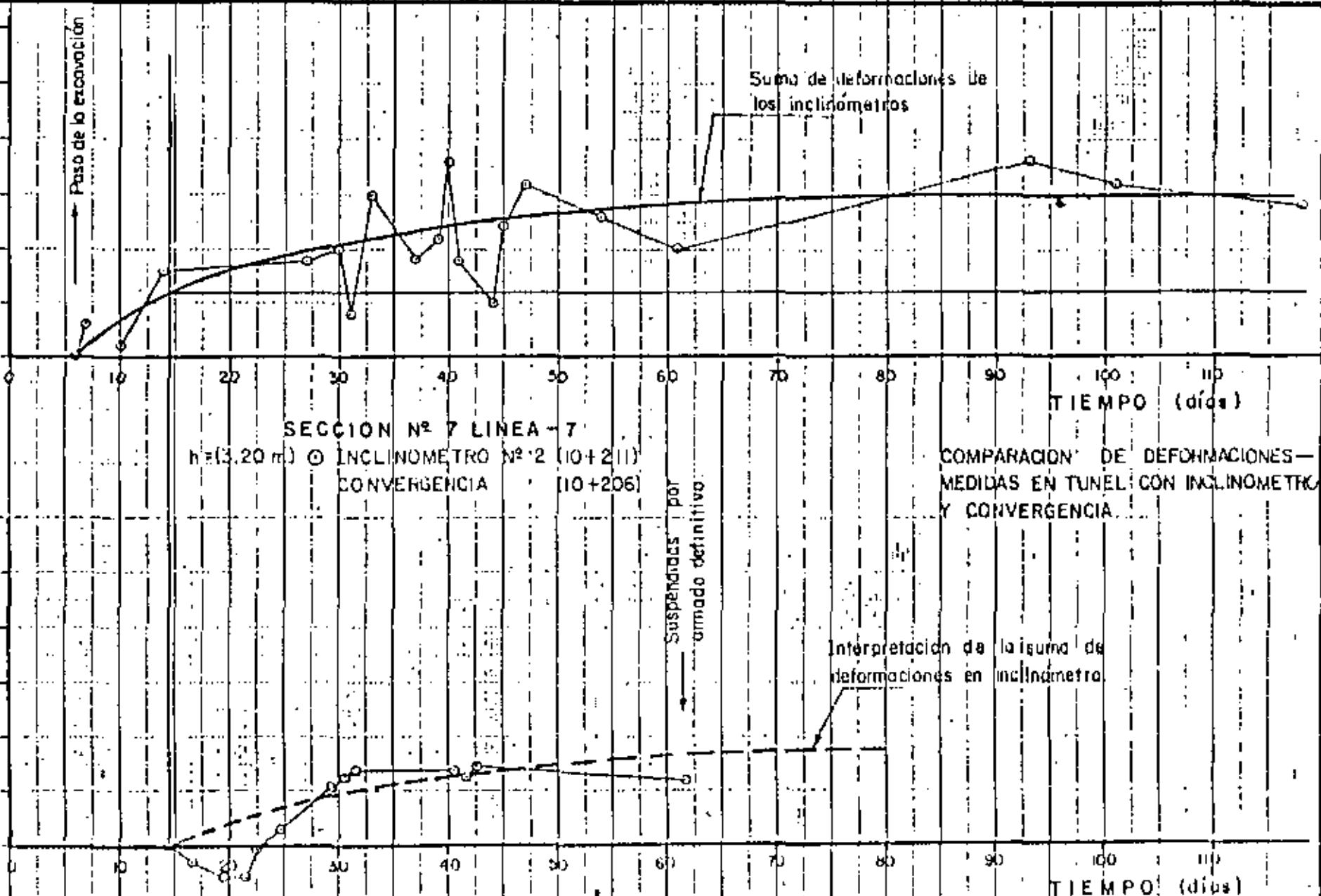
Acorramiento (mm) Línea 2-6

Suspendidas por armado definitivo

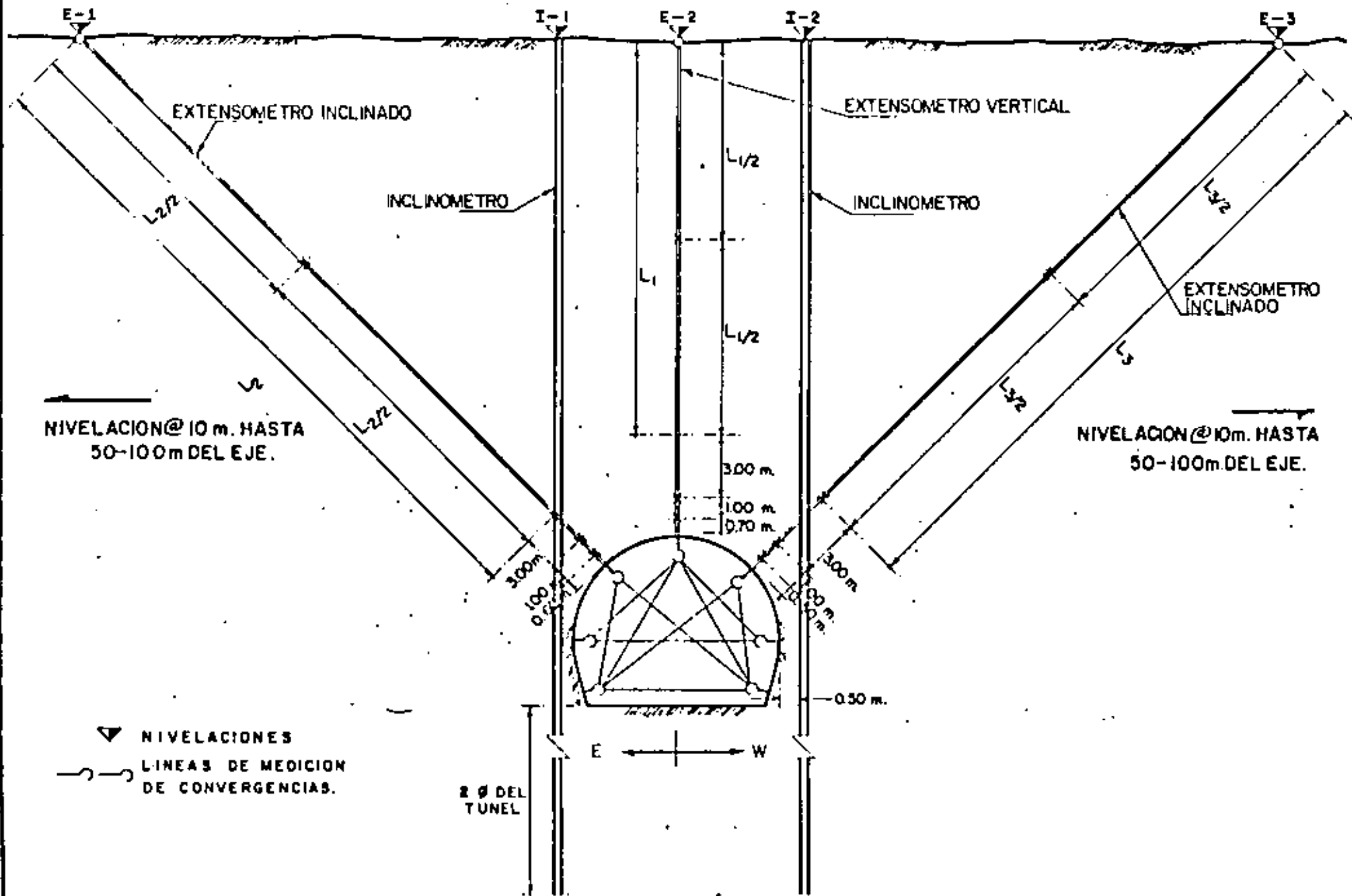
Interpretación de la suma de deformaciones en inclinómetro

TIEMPO (días)

TIEMPO (días)



# SECCION TIPICA DE LA INSTRUMENTACION DE UN TUNEL SENCILLO



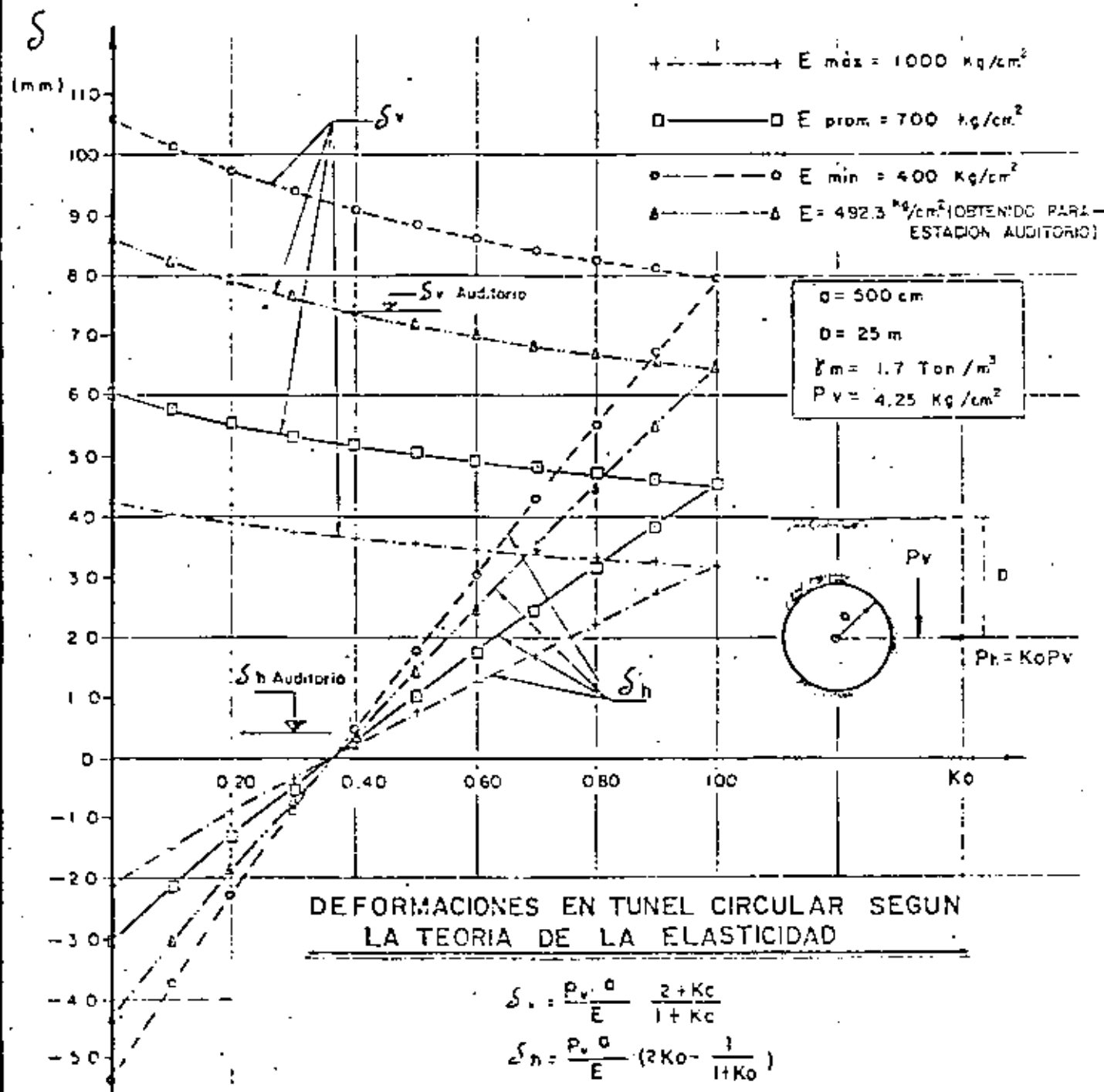
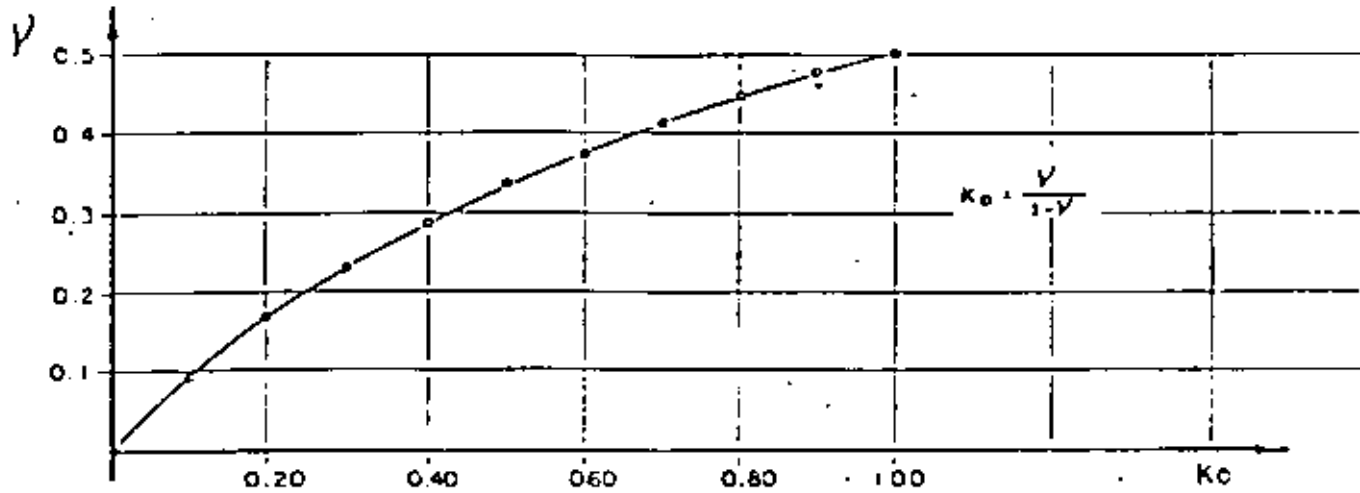
ESTACION AUDITORIO DE LA LINEA 7 DEL METRO DE  
LA CIUDAD DE MEXICO.

CONCLUSIONES DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN -  
LAS MEDICIONES DE DEFORMACION REALIZADAS CON  
LOS INSTRUMENTOS INSTALADOS EN EL SUBSUELO.

INSTRUMENTO	DEFORMACION MAXIMA EN MM	VELOCIDAD MAXIMA EN MM/DIA
EXTENSOMETRO N° 3	11.80	* 0.10    ** 0.09
NIVELACION	62.00	* 0.35    ** 0.18
EXT. + NIV.	73.80	* 0.45    ** 0.27
CONVERGENCIA		
LINEA 1-4 y 7-4	12.00	* 0.40    ** 0.30
LINEA 6-2	2.00	* 0.02    ** 0.02
INCLINOMETRO	4.00	* 0.015    ** 0.01

N O T A : LAS VELOCIDADES DE DEFORMACION FUERON CALCULADAS  
A LOS 38 y 53 DIAS DE EXCAVADO EL TUNEL EN EL -  
INSTRUMENTO CORRESPONDIENTE

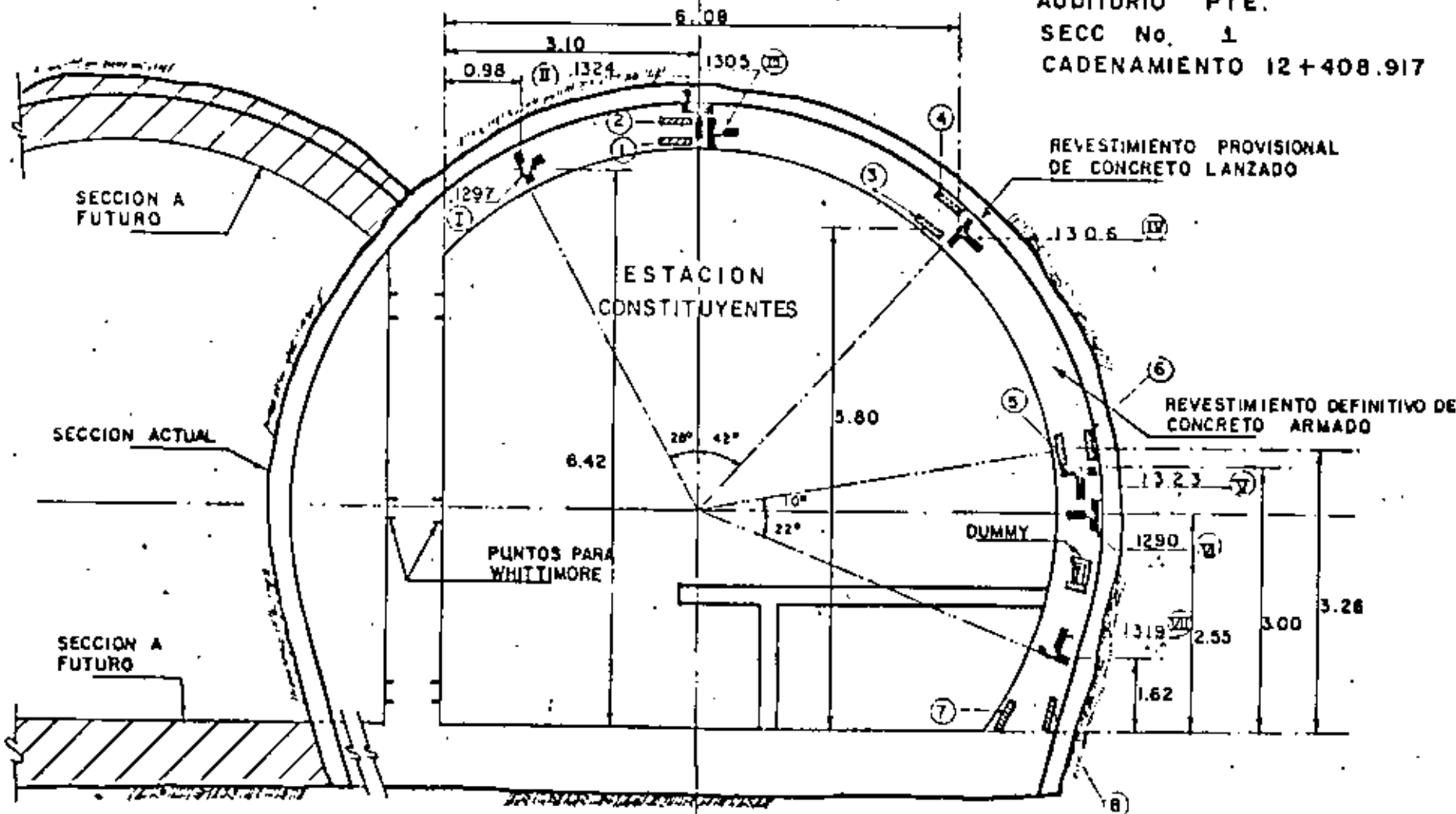
\* 38 DIAS  
\*\* 53 DIAS








# INSTRUMENTACION LINEA - 7

AUDITORIO PTE.  
SECC No. 1  
CADENAMIENTO 12+408.917



## ESTACION AUDITORIO

-  CELDA DE PRESION (7 PZAS. POR SECCION)
-  DEFORMIMETRO (8 PZAS. POR SECCION)
-  DUMMY SIN DEFORMACION (1 PZA. POR SECCION)

ESCALA 1:75  
ACOT. EN m.

M E T R O  
LINEA - 7

C O V I T U R

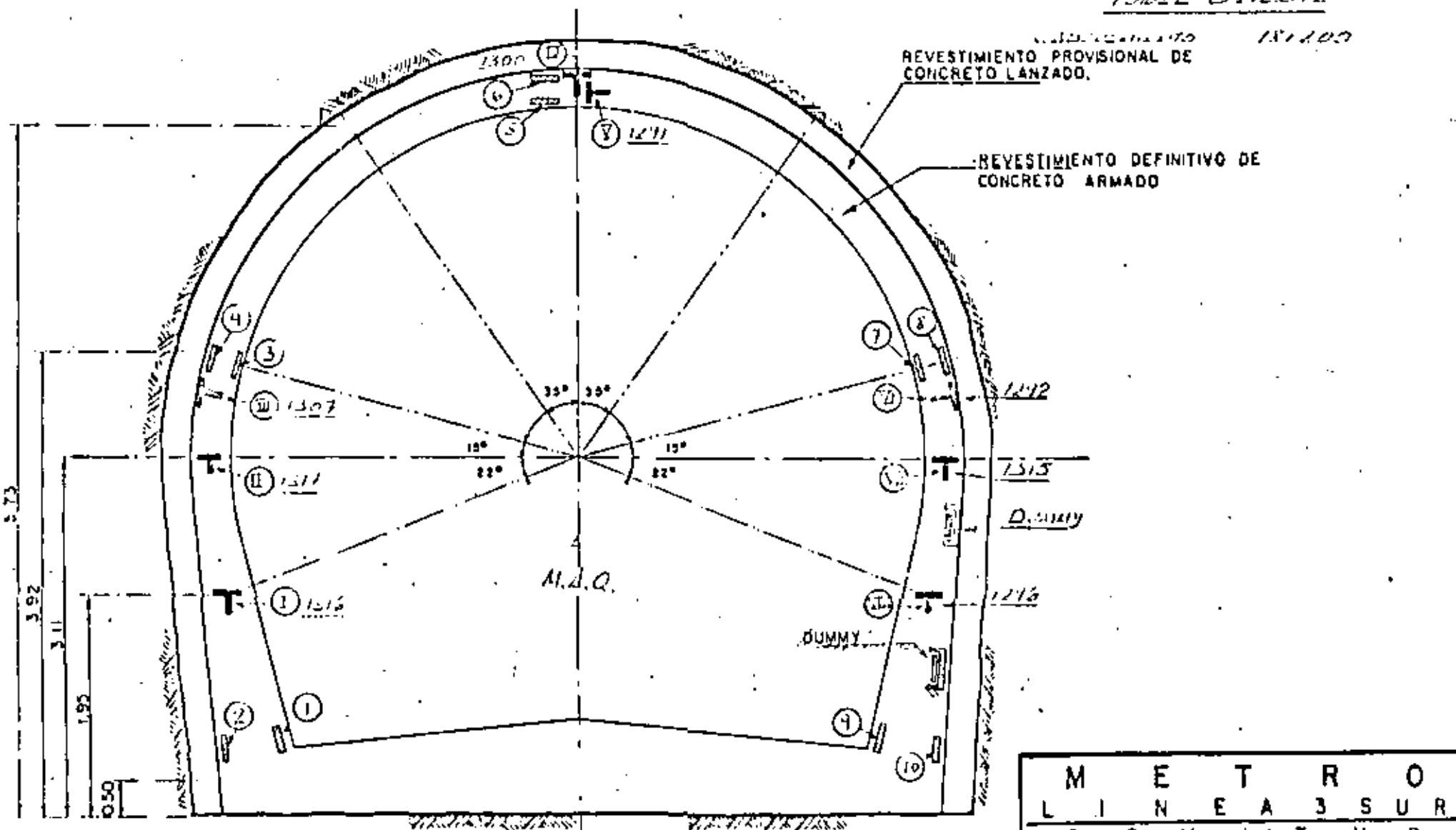
INSTRUMENTACION DEL  
REVESTIMIENTO DEFINITIVO

G E O S I S T E M A S , S . A .

M A Y O 1 9 6 2 FIGURA NR 1

# INSTRUMENTACION LINEA 3 - SUR

*TOMEL ORIENTE*






REVESTIMIENTO PROVISIONAL DE CONCRETO LANZADO.

REVESTIMIENTO DEFINITIVO DE CONCRETO ARMADO

M.A.Q.

DUMMY

-  CELDA DE PRESION (9 PZAS.)
-  DEFORMIMETRO (10 PZAS.)
-  DUMMY SIN DEFORMACION (1 PZA.)

ESCALA 1:50  
ACOT. EN m.

M E T R O	
L I N E A 3 S U R	
C O N V E R T I D O	
INSTRUMENTACION DE LOS REVESTIMIENTOS - PROVISIONAL Y DEFINITIVO.	
G E O S I S T E M A S, S. A.	
M A Y O 1982	FIGURA Nº 3

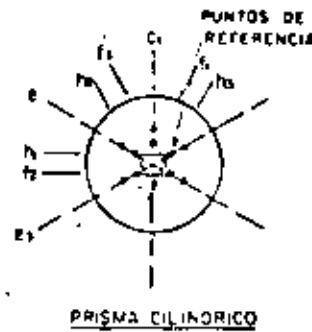
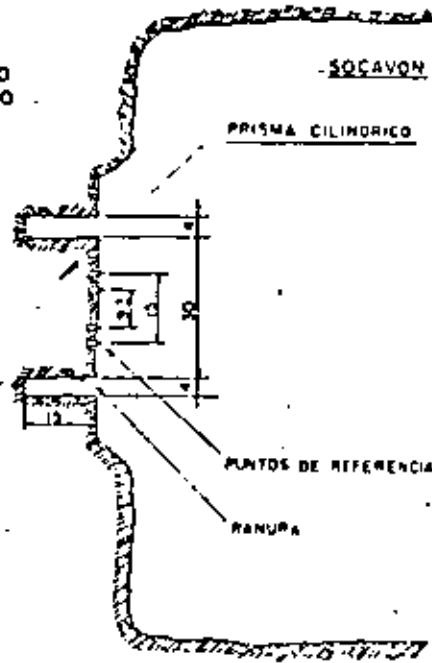


DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION

MAYO, 1983

MACIZO  
ROCOSO



Escala: 1 cm = 1 cm

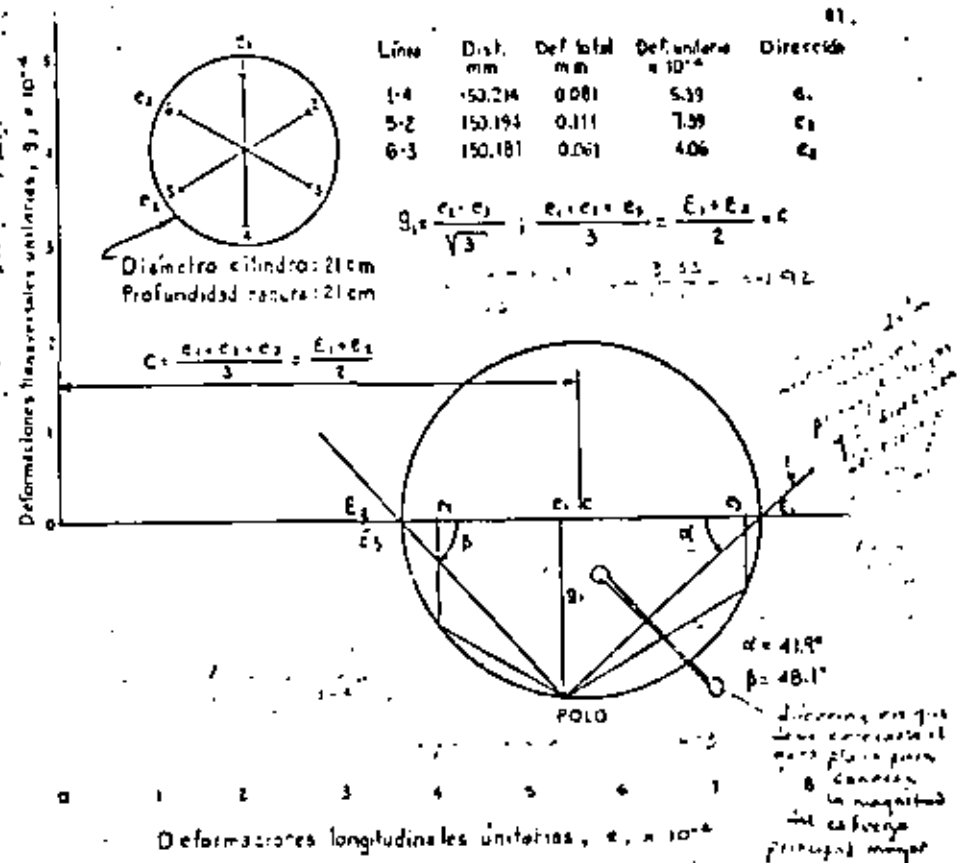
**"PRUEBA DE ROSETA"**

**DIRECCION Y MAGNITUD DE ESFUERZOS INTERNOS  
METODO DE LIBERACION DE ESFUERZOS**

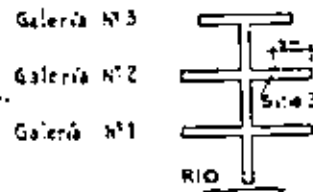
**EJECUCION DE LA PRUEBA**

- 1- Pulido superficie de la roca.
- 2- Colocación de puntos de referencia, fijándolos con epoxy
- 3- Medición inicial de la separación entre las puntos de referencia, con medidor mecánico tipo Whittemore, de carátula, con precisión de 0.001 mm
- 4- Barrenación de la ranura de forma circular de 30cm de diámetro, 15cm de profundidad y 4cm de ancho
- 5- Proceso de deformación de la roca inducida por rotura de la continuidad de la misma al efectuar la ranura (liberación de esfuerzos que produce deformaciones en el prisma cilíndrico de roca).
- 6- Medición de estas deformaciones en tres direcciones a 60°.
- 7- Obtención de la dirección de deformaciones principales

FIG 3-1.

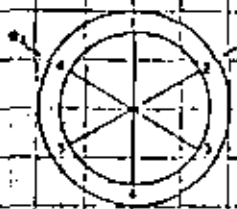


**DIRECCION DE ESFUERZOS PRINCIPALES — "ROSETA DE DEFORMACIONES"**



— P.H. ANGOSTURA, CHIS. —  
— CASA DE MAQUINAS —

FIG 3-2



ALTA	DISY.	DEF. TOTAL	DEF. UNIFORMIA	DIRECCION
mm.	mm.	mm.	mm.	
4-1	149.78	0.178	11.48	81°
3-8	149.50	0.056	5.15	66°
3-2	149.55	0.188	0.37	61°

EXTENSOMETRO MECANICO  
ZUNIGACES/MICRA

DAERIA 3

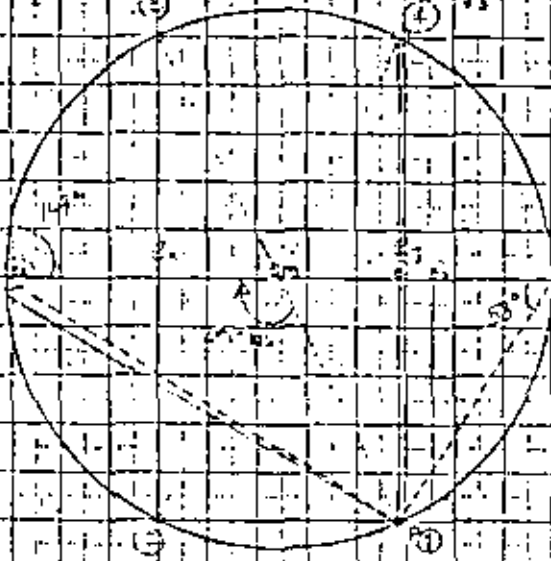
SITIO II

DIAMETRO CILINDRO 1.30 cm.  
PROFUNDIDAD BANCAL 22 cm.

CROQUIS DE LOCALIZACION

C. 4-1-1-1 E. 1-1-1-1

3-2-1-1



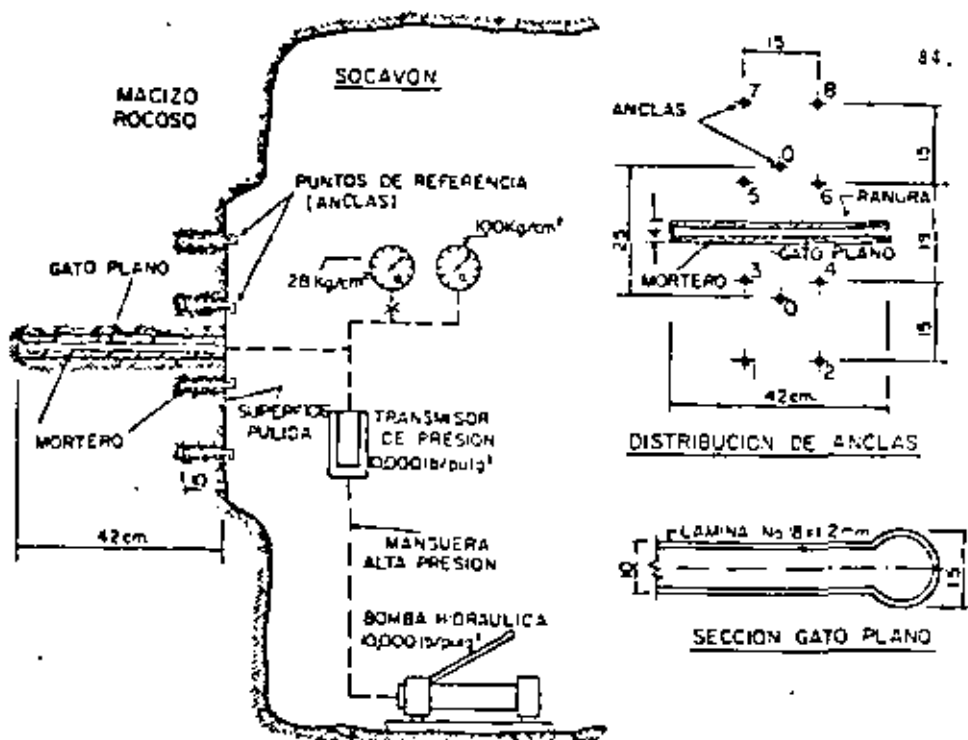
DEFORMACION LONGITUDINAL ENTUBERIA 3-1-1

OPERACION C. R. M.  
MARZO 4/1971

DIRECCION DE ESFUERZOS PRINCIPALES  
"ROSETA DE DEFORMACIONES"

LA ANGOSTURA, CHIS.  
CASA DE MAQUINAS GALERA 3..  
SITIO II

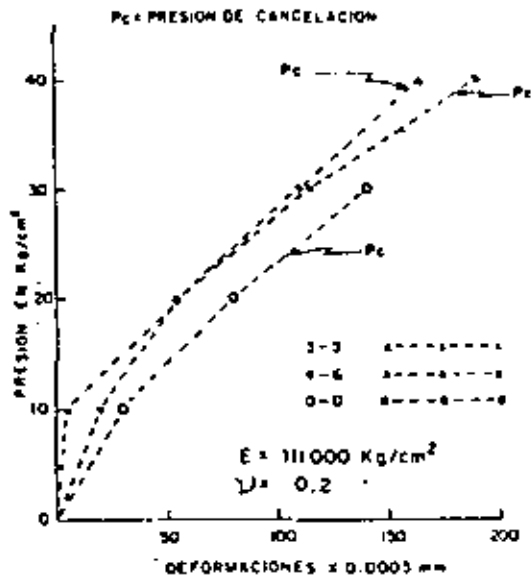
218 2-3



ESQUEMA, PRUEBA DE "GATO PLANO"  
 DETERMINACION DE ESFUERZOS INTERNOS EN ROCA  
 METODO DE LIBERACION DE ESFUERZOS

#### EJECUCION DE LA PRUEBA

- 1-Pulida superficie de la roca
- 2-Colocación de "puntos de referencia" (anclas), fijándolos a la roca usando mortero con aditivo estabilizador de volumen.
- 3-Medición inicial de la separación entre los puntos de referencia, con medidor mecánico tipo Whittemore, de cardúta, con separación mínima de 00005
- 4-Barranación de la ranura de 42x42x4 cm
- 5-Proceso de deformación de la roca inducida por rotura de la continuidad de la misma al efectuar la ranura (liberación de esfuerzos que produce deformaciones perpendiculares al plano de la ranura).
- 6-Medición de estas deformaciones, tomando lectura; inmediatamente después de ranurar (que son del orden del 90% de la deformación total), y durante un período de tiempo entre 1y3 días después de haber hecho la ranura.
- 7-Insertión del "gato plano" cuadrado en la ranura, colocándolo en mortero con aditivo estabilizador de volumen, con resistencia de 50Kg/cm<sup>2</sup> a los 7 días
- 8-Tiempo de fraguado del mortero 3 días.
- 9-Aplicación de presión hidráulica hasta que los "puntos de referencia" regresen a su posición inicial, obteniéndose la "presión de cancelación" que es el valor del esfuerzo interno de la roca en dirección perpendicular al plano de la ranura.

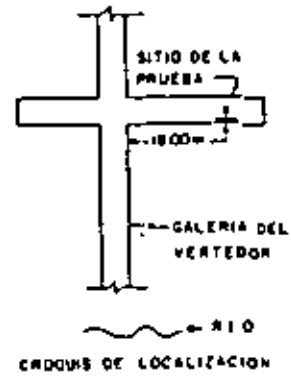
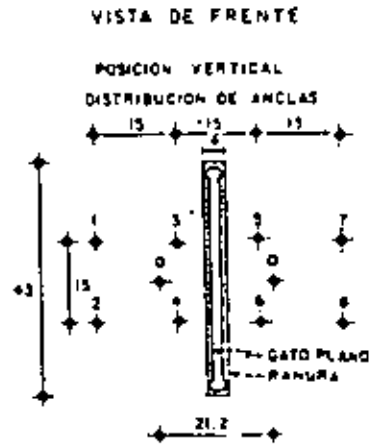


LECTURAS EN EL EXTENSOMETRO \*

LINEA	ANTES DE RANURAR	DESPUES DE RANURAR	PARA PRESIONES DE 30 40 Kg/cm <sup>2</sup>
1-3	410	420	
2-4	70	70	
3-5	970	810	873
4-6	1010	823	1013
5-7	390	390	
6-8	480	330	
0-0	1143	1030	1180

\* EXTENSOMETRO MECANICO 2 UNIDADES/MICRA.

ABRIL 24/1972  
OPERADOR:



PRUEBA DE GATO PLANO  
POSICION VERTICAL

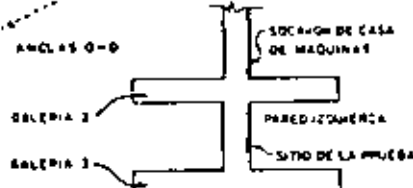
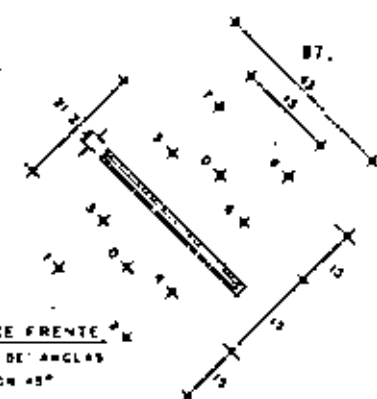
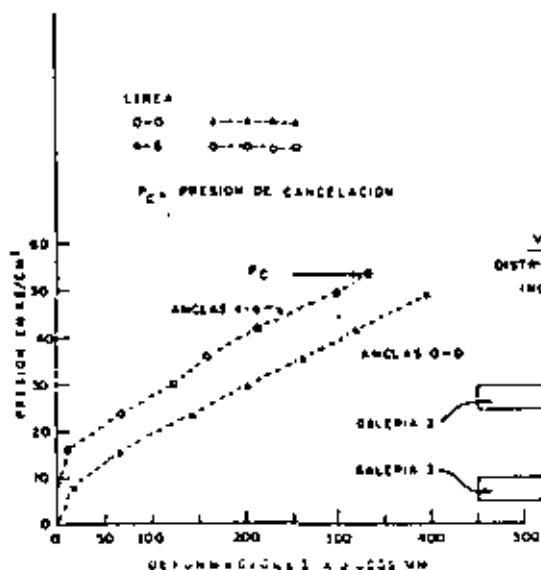


$$\bar{\sigma}_m = P_c / C_1 = 0.2419 \cdot 3 = 0.7257$$

$$\therefore \bar{\sigma}_m = 17.3 \text{ Kg/cm}^2$$

P. H. ANGOSTURA, CHIS.  
GALERIA VERTEDOR

FIG 3-5



CROQUIS DE LOCALIZACION

LECTURAS EN EL EXTENSOMETRO

LINIA	ANTES DE MANURAR	DESPUES DE MANURAR	PARA PRESIONES DE 50 y 54 KG/CM <sup>2</sup>
1-5	70	183	
2-6	80	213	
3-5	1020	616	
4-6	880	633	870
5-7	433	633	
6-8	325	495	
0-0	1140	750	1142

EXTENSOMETRO MECANICO 2 UNIDADES/MICRA

PRUEBA DE "GATO PLANO"

GATO EN POSICION INCLINADA 45°

PRESION DE CANCELACION

$$\frac{1}{2} \times 2 \times 1$$

$$\frac{1}{2} \times 2 \times 2$$

$$\frac{1}{2} \times 2 \times 3$$

$$Q = \frac{W(C_1 - C_2)}{L} = \frac{10418 \times 3 - 31}{213}$$

$$Q = 159 \text{ KG/CM}^2$$

P. H. ANGGSTURA, CHIS.  
 SOCAVON DE CASA DE MAQUINAS  
 EST. 0+348 DEL TUNEL DE DESVIO

AGOSTO 4/1970  
 OPERADOR: E. E. D.



TABLE 2.1  
Porosities of Some Typical Rocks Showing Effects of Age and Depth<sup>a</sup>

Rock	Age	Depth	Porosity (%)
Mount Simon sandstone	Cambrian	13,000 ft	0.7
Nugget sandstone (Utah)	Jurassic		1.9
Potsdam sandstone	Cambrian	Surface	11.0
Pottsville sandstone	Pennsylvanian		2.9
Berea sandstone	Mississippian	0-2000 ft	14.0
Keuper sandstone (England)	Triassic	Surface	22.0
Navajo sandstone	Jurassic	Surface	35.5
sandstone, Montana	Cretaceous	Surface	34.0
Heckmantown dolomite	Ordovician	10,500 ft	0.4
Black River limestone	Ordovician	Surface	0.46
Niagara dolomite	Silurian	Surface	2.9
limestone, Great Britain	Carboniferous	Surface	5.7
chalk, Great Britain	Cretaceous	Surface	28.8
Solenhofen limestone		Surface	4.8
Salem limestone	Mississippian	Surface	12.2
Bedford limestone	Mississippian	Surface	12.0
Bermuda limestone	Recent	Surface	43.0
Shale	Pre-Cambrian	Surface	1.6
Shale, Oklahoma	Pennsylvanian	1000 ft	17.0
Shale, Oklahoma	Pennsylvanian	3000 ft	7.0
Shale, Oklahoma	Pennsylvanian	5000 ft	4.0
Shale	Cretaceous	600 ft	33.5
Shale	Cretaceous	2500 ft	25.4
Shale	Cretaceous	3500 ft	21.1
Shale	Cretaceous	6100 ft	7.6
Mudstone, Japan	Upper Tertiary	Near surface	22-32
Granite, fresh		Surface	0 to 1
Granite, weathered			1-5
Decomposed granite (Saprophyte)			20.0
Marble			0.3
Marble			1.1
Bedded tuff			40.0
Welded tuff			14.0
Cedar City tonalite			7.0
Frederick diabase			0.1
San Marcos gabbro			0.2

<sup>a</sup> Data selected from Clark (1966) and Brace and Riley (1972).

mined to be  $w_{H_2O}$ , (as a proportion of the dry weight of the rock before mercury injection), the porosity can be calculated more accurately as follows:

$$n = \frac{w_{Hg} - G G_{Hg}}{1 - (w_{Hg} - G G_{Hg})} \quad (2.6)$$

The specific gravity of mercury ( $G_{Hg}$ ) equals 13.546.

The densities of some common rocks are given in Table 2.3. These figures are only sample values, of course, since special factors can cause wide variations in individual formations.

TABLE 2.3  
Dry Densities of Some Typical Rocks<sup>a</sup>

Rock	Dry (g/cm <sup>3</sup> )	Dry (kN/m <sup>3</sup> )	Dry lb./ft <sup>3</sup>
Nepheline syenite	2.7	26.5	169
Syenite	2.6	25.5	162
Granite	2.65	26.0	165
Diorite	2.85	27.9	178
Gabbro	3.0	29.4	187
Gypsum	2.3	22.5	144
Rock salt	2.1	20.6	131
Coal	0.7 to 2.0		
	(density varies with the ash content)		
Oil shale	1.6 to 2.7		
	(density varies with the kerogen content, and therefore with the oil yield in gallons per ton)		
30 gal/ton rock:	2.13	21.0	133
Dense limestone	2.7	26.9	168
Marble	2.75	27.0	172
Shale, Oklahoma <sup>b</sup>			
1000 ft depth	2.25	22.1	140
3000 ft depth	2.52	24.7	157
5000 ft depth	2.62	25.7	163
Quartz, mica schist	2.82	27.6	176
Amphibolite	2.99	29.3	187
Rhyolite	2.37	23.2	148
Basalt	2.77	27.1	173

<sup>a</sup> Data from Clark (1966), Davis and De Weert (1966), and other sources.

<sup>b</sup> This is the Pennsylvanian age shale listed in Table 2.1.

TABLE 2.4  
Permeabilities of Typical Rocks<sup>a</sup>

	Items for Rock With Water (20°C) as Permeant	
	Lab	Field
Sandstone	$3 \times 10^{-3}$ to $8 \times 10^{-3}$	$1 \times 10^{-2}$ to $2 \times 10^{-2}$
Navajo sandstone	$2 \times 10^{-3}$	
Berea sandstone	$4 \times 10^{-3}$	
Citywacker	$3.2 \times 10^{-3}$	
Shale	$10^{-9}$ to $5 \times 10^{-11}$	$10^{-9}$ to $10^{-11}$
Pierre shale	$5 \times 10^{-12}$	$2 \times 10^{-9}$ to $5 \times 10^{-11}$
Limestone, dolomite	$10^{-5}$ to $10^{-11}$	$10^{-3}$ to $10^{-7}$
Salem limestone	$2 \times 10^{-7}$	
Basalt	$10^{-12}$	$10^{-2}$ to $10^{-7}$
Granite	$10^{-7}$ to $10^{-11}$	$10^{-4}$ to $10^{-8}$
Schist	$10^{-8}$	$2 \times 10^{-7}$
Fissured schist	$1 \times 10^{-4}$ to $3 \times 10^{-3}$	

<sup>a</sup> Data from Brace (1978), Davis and De Wiest (1966), and Seidm (1988).

An advantage of the radial permeability test, in addition to its capability to distinguish flow in fissures from flow in pores, is the fact that very large flow gradients can be generated, allowing permeability measurement in the millidarcy region. For rocks considerably less permeable than that, for example granites with permeability in the region  $10^{-8}$  Darcy and below, Brace et al. (1965) devised a transient flow test.

Dense rocks like granite, basalt, schist, and crystalline limestone usually exhibit very small permeability as laboratory specimens, yet field tests in such rocks may show significant permeability as observed in Table 2.4. The reason for this discrepancy is usually attributed to regular sets of open joints and fractures throughout the rock mass. Snow (1965) showed that it is useful to idealize the rock mass as a system of parallel, smooth plates, all flow running between the plates. When there are three mutually perpendicular sets of fractures with parallel walls, all with identical aperture and spacing and ideally smooth, the permeability of the rock mass is theoretically expressed by:

$$k = \frac{\pi}{6\mu} \left( \frac{c^3}{S} \right) \quad (2.10)$$

where  $S$  is the spacing between fractures and  $c$  is the fracture aperture (interwall separation). It is seldom feasible to calculate the rock permeability from description

TABLE 2.5  
Typical Point Load Index Values<sup>a</sup>

Material	Point Load Strength Index (MPa)
Tertiary sandstone and claystone	0.05-1
Coal	0.2-2
Limestone	0.25-8
Mudstone, shale	0.2-8
Volcanic flow rocks	3.0-15
Dolomite	6.0-11

<sup>a</sup> Data from Bruch and Franklin (1972) and other sources.

tend to be clean, single breaks that can be distinguished from preexisting fractures sampled by the drilling operation. Point load test results can be shown on the drill log, along with other geotechnical information, and repetition of tests after the core has dried out can establish the effect of natural water conditions on strength. Values of the point load index are given for a number of typical rocks in Table 2.5.

## 2.7 SLAKING AND DURABILITY

Durability of rocks is fundamentally important for all applications. Changes in the properties of rocks are produced by exfoliation, hydration, decrepitation (slaking), solution, oxidation, abrasion, and other processes. In some shales and some volcanic rocks, radical deterioration in rock quality occurs rapidly after a new surface is uncovered. Fortunately, such changes usually act imperceptibly through the body of the rock and only the immediate surface is degraded in tens of years. At any rate, some index to the degree of alterability of rock is required. Since the paths to rock destruction devised by nature are many and varied, no test can reproduce expectable service conditions for more than a few special situations. Thus an index to alteration is useful mainly in offering a relative ranking of rock durability.

One good index test is the *slake durability* test proposed by Franklin and Chandra (1972). The apparatus consists of a drum 140 mm in diameter and 100 mm long with sieve mesh forming the cylindrical walls (2 mm opening); about 500 g of rock is broken into 10 lumps and loaded inside the drum, which is turned at 20 revolutions per minute in a water bath. After 10-minutes of this slow rotation, the percent of rock retained inside the drum, on a dry weight basis, is reported as the *slake durability index* ( $I_d$ ). Gamble (1971) proposed using a second 10-minute cycle after drying. Values of the slake durability index for representative shales and claystones tested

TABLE 2.9  
Typical Values of  $I_{10}^*$  for Rocks

Rock	$I_{10}^*$ in %
Gabbro	7000
Basalt	6500-7000
Limestone	6000-6500
Dolomite	6500-7000
Sandstone and quartzite	6000
Granitic rocks	5500-6000

\* From Fourmantraux (1976)

For example, a sandstone with  $n_p$  equals 10%, had IQ equal to 54%. After heating the rock to a high temperature that produced an additional increment of flat cracks amounting to 2% pore space ( $n_p = 10\% + 2\% = 12\%$ ), IQ fell to 52%. Heating opens grain boundary cracks in minerals with different coefficients of thermal expansion in different directions, in this case quartz.)

Because of this extreme sensitivity of IQ to fissuring and based upon laboratory

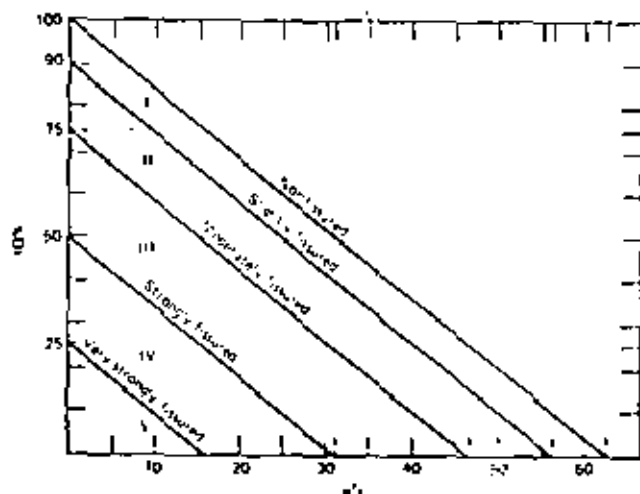


Figure 2.3. Classification scheme for fissuring in rock specimens. [After Fourmantraux 1976.]

TABLE 3.1

Unconfined Compressive Strength ( $q_u$ ) and Ratio of Compressive to Indirect Tensile Strength ( $q_u/T_0$ ) for Specimens of Representative Rocks

Description*	$q_u$		$q_u/T_0^b$	Reference <sup>c</sup>
	MPa	psi		
Berea sandstone	73.8	10,700	63.0	5
Navajo sandstone	214.0	31,030	26.3	5
Tensleep sandstone	72.4	10,500		1
Hackensack siltstone	122.7	17,800	41.5	5
Monticello Dam s.s. (greywacke)	79.3	11,500		4
Solenhofen limestone	245.0	35,500	61.3	5
Bedford limestone	51.0	7,400	32.3	5
Tavernally limestone	97.9	14,200	25.0	5
Oneota dolomite	86.9	12,600	19.7	5
Lockport dolomite	90.3	13,100	29.8	5
Flaming Gorge shale	35.2	5,100	167.6	3
Micaceous shale	75.2	10,900	36.3	2
Dworshak Dam gneiss				
45° to foliation	162.0	23,500	23.5	5
Quartz mica schist ⊥ schistosity	55.2	8,000	100.4	5
Baraboo quartzite	320.0	46,300	29.1	5
Taconic marble	62.0	8,990	53.0	5
Cherokee marble	66.9	9,700	37.4	5
Nevada Test Site granite	141.1	20,500	12.1	7
Pikes Peak granite	226.0	32,800	19.0	5
Cedar City tonalite	101.5	14,700	15.9	6
Palisades diabase	241.0	34,950	21.1	5
Nevada Test Site basalt	148.0	21,500	11.3	7
John Day basalt	355.0	51,500	24.5	5
Nevada Test Site tuff	11.3	1,639	10.0	7

\* Description of rocks listed in Table 3.1:

*Berea sandstone*, from Amherst, Ohio; fine grained, slightly porous; cemented. *Navajo sandstone*, from Glen Canyon Dam site, Arizona; friable, fine to medium grained. (Both sandstones are predominantly composed of quartz grains.) *Tensleep sandstone*, Pennsylvanian-age sandstone from Alcoa Powerhouse, Wyoming, (near Casper); calcite cemented; medium grained. *Hackensack siltstone*, New Jersey; from Triassic Newark Series; cemented with hematite; argillaceous. *Monticello Dam greywacke*, Cretaceous sandstone from the Monticello dam foundation, California; medium to coarse grained, cemented feldspar, quartz, and other components; some feldspars altered to mica. *Solenhofen limestone*, from Bavaria; very fine, interlocked crystalline texture. *Bedford limestone*, Indiana; slightly porous, oolitic, bioclastic limestone. *Tavernally limestone*, from Carthage, Missouri; fine grained, cemented and inter-

TABLE 3.3  
Representative Values for Shear Strength Intercept ( $S_0$ ) and Angle of Internal Friction ( $\phi$ ) for Selected Rocks

Description	Porosity (%)	$S_0$ (MPa)	$\phi$	Range of Confining Pressure (MPa)	Reference <sup>a</sup>
Berea sandstone	18.2	27.2	27.8	0-200	4
Bartlesville sandstone		8.0	37.2	0-203	3
Pottsville sandstone	14.0	14.9	45.2	0-68.9	8
Repetto siltstone	5.6	34.7	32.1	0-200	4
Muddy shale	4.7	38.4	14.4	0-200	4
Stockton shale		0.34	22.0	0.8-4.1	2
Edmonton bentonitic shale (water content 30%)	44.0	0.3	7.5	0.1-3.1	9
Snowy quartzite		70.6	48.0	0-203	3
Texas slate: loaded 30 degrees to cleavage		26.2	21.0	34.5-276	6
90 degrees to cleavage		70.3	26.9	34.5-276	6
Georgia marble	0.3	21.2	25.3	5.6-68.9	8
Wolf Camp limestone		23.6	34.8	0-203	3
Indiana limestone	19.4	6.72	42.0	0-9.6	8
Hasmark dolomite	3.5	22.8	35.5	0.8-5.9	4
Chalk	40.0	0	31.5	10-90	1
Blaine anhydrite		43.4	29.4	0-203	3
Inada biotite granite	0.4	55.2	47.7	0.1-98	7
Stone Mountain granite	0.2	55.1	51.0	0-68.9	8
Nevada Test Site basalt	4.6	66.2	31.0	3.4-34.5	10
Schistose gneiss 90 degrees to schistosity	0.5	46.9	28.0	0-69	2
30 degrees to schistosity	1.9	14.8	27.6	0-69	2

<sup>a</sup> Data from Kulhawy (1975) (Ref. 5)

1. Daye, M., Dessent, J. L., and Wack, B. (1970) *Proc. 2nd Congress of ISRM*, Belgrade, Vol. 1, pp. 373-381.
2. DeKlotz, L., Heck, W. J., and Neff, T. L. (1964) *1st Interim Report, MKD Lab Report 64-393*, U.S. Army Corps of Engineers, Missouri River Division.
3. Handin, J., and Hager, R. V. (1957) *Bull. AAPG*, Vol. 41, pp. 1-50.
4. Handin, J., Hager, R. V., Friedman, M., and Feather, J. N. (1963) *Bull. AAPG*, Vol. 47, pp. 717-755.
5. Kulhawy, F. (1975) *Eng. Geol.*, Vol. 9, pp. 327-350.
6. McLamore, R. T. (1966) *Strength-deformation characteristics of anisotropic sedimentary rocks*, Ph.D. Thesis, University of Texas, Austin.

TABLE 6.1  
Modulus Ratio ( $E/E_0$ ) and Poisson's Ratio ( $\nu$ ) for the Rock Specimens of Table 3.1<sup>a</sup>

Description	$E/E_0$	$\nu$
Berea sandstone	261	0.38
Navajo sandstone	183	0.46
Tertstep sandstone	264	0.11
Hackensack siltstone	214	0.22
Monticello Dam greywacke	253	0.08
Solenhofen limestone	260	0.29
Belford limestone	559	0.29
Tavernalle limestone	570	0.30
Onondaga dolomite	505	0.34
Lockport dolomite	565	0.34
Fleming Gorge shale	157	0.25
Micaceous shale	148	0.29
Dworshak Dam gneiss	331	0.34
Quartz mica schist	375	0.31
Baraboo quartzite	276	0.11
Taconic marble	773	0.40
Cherokee marble	834	0.25
Nevada Test Site granite	523	0.22
Pikes Peak granite	312	0.18
Cedar City tonalite	189	0.17
Palisades diabase	339	0.28
Nevada Test Site basalt	236	0.32
John Day Basalt	236	0.29
Nevada Test Site tuff	323	0.29

<sup>a</sup>  $E$  reported here includes both recoverable and nonrecoverable deformation, mixed in unknown proportions.

the slope of the rising portion of a virgin loading curve, the determined property should be reported as a modulus of deformation rather than as a modulus of elasticity. Unfortunately, this is not universal practice at present.

The negative slope of the tail of the complete stress-strain curve in the conventional sense but is a yield function; in particular, it is the envelope of yield points from all reloading curves. Figure 6.3c shows the value of  $\nu$  calculated from lateral deformation of a compression specimen on its virgin loading

TABLE I  
Rock Mechanics In-Situ Tests  
(after Int. Soc. Rock Mech., 1975)

Legend:  
Test importance:  
n necessary  
a advisable  
of of interest  
o alternative

Stage of the work:  
F Feasibility  
DD Detailed design  
DC During construction  
AC After completion

INSITU MECHANICAL TESTS	FOUNDATIONS		NATURAL AND ARTIFICIAL ROCK SLOPES			UNDERGROUND WORK		ROCK EXCAVATION, HARBOURS & OTHER SUBMARINE WORKS	
	gravity dams	arch dams	large structures	involving reservoirs	involving other works	large underground works	tunnels, shafts, underground mining	open air mining, quarries, large surface excavations	
1. Deformability Tests									
1.1 Static method	nDD	oF; nDD; nAC	nDD			nDC			oF
1.1.1 Plate bearing (hydraulic jack, flat jack, cable jackmer)		nDD; nAC				nDD	nDC		
1.1.2 Pressing (tunnel, water loading, radial jacks)		nDD; nAC				nDD			
1.1.1 Pressure borehole dilatometer	aF	nDD; nAC				aF; nDD	nDC		
1.2 Dynamic method	nDD	oF; nDD; oF; nAC				aF; nDC	nDC		aF
1.2.1 Measurement of longitudinal waves velocity (geophones)	nDD	oF; nAC				aF	nDD		
1.2.2 Measurement of the velocity of longitudinal and transversal waves, Love's waves, Rayleigh's (sismography)		nDD; nAC				nDD			

TABLE I (continued)

INSITU MECHANICAL TESTS	FOUNDATIONS		NATURAL AND ARTIFICIAL ROCK SLOPES			UNDERGROUND WORK		ROCK EXCAVATION, HARBOURS & OTHER SUBMARINE WORKS	
	gravity dams	arch dams	large structures	involving reservoirs	involving other works	large underground works	tunnels, shafts, underground mining	open air mining, quarries, large surface excavations	
1.2.3 Measurement of direct longitudinal waves velocity in borehole (sonic logging)		nDD; nAC				nDC			
1.2.4 Detailed stratigraphic surveys							nDC		
2. Natural Rock Mass Stress Tests									
2.1 Rock surfaces tests						aF; nDD			
2.1.1 Measurement of deformation after over-coring or bond removal (by strain rosette)						nDD			
2.1.2 Measurement of pressure to balance natural stresses (by flat jack)						nF			
2.2 Test inside borehole	oDD	oDD	oDD	oF		nDD	nDD		
2.2.1 Measurement of core deformation after over-coring						nDD			
2.2.2 Measurement of borehole wall deformation after over-coring						nDD			

diameter of the flat jack is 87 cm (34.3 in) with a 5.1 cm (2 in) hole in the centre and its expansion is limited to 2.54 cm (1 in). For competent rocks, one flat jack on each end of the aluminium column is sufficient to maintain the test load. In highly jointed and deformable rocks, more than one flat jack may be used to obtain greater deformation.

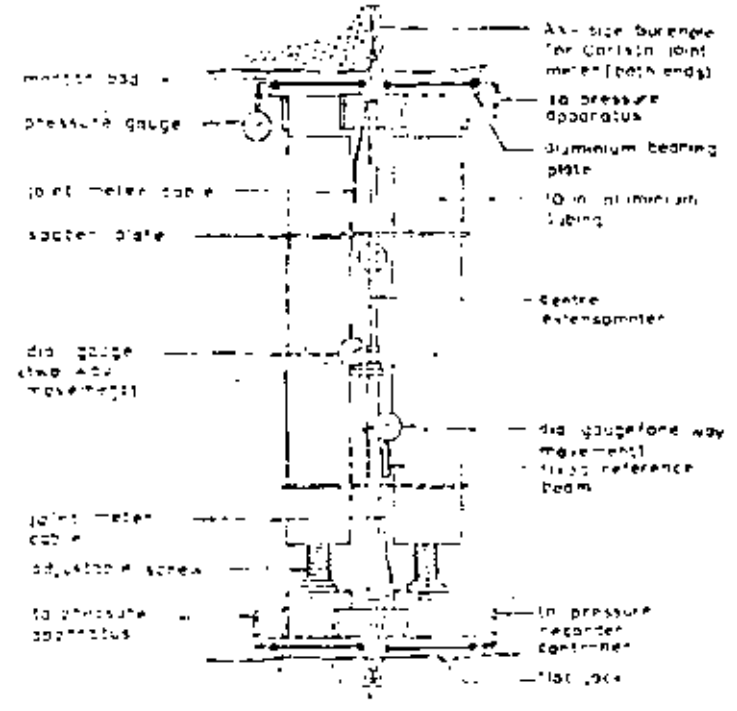


Fig. 3-29 U.S.B.R. plate loading system (after Wallace et al., 1969)

Load to the rock surface is transmitted through a 91 cm (36 in) diameter concrete pad about 12.7 cm (5 in) thick to compensate for unevenness of rock surface. The jacks are calibrated individually and capable of applying maximum pressure of 6.9 MPa (1000 lbf/in<sup>2</sup>) (70 kgf/cm<sup>2</sup>) to the rock surface though the pressure in the system is about 10.3 MPa (1500 lbf/in<sup>2</sup>) (105 kgf/cm<sup>2</sup>). Pressure is maintained using an electrically operated pump and recorded on a recorder-controller. As pressure drops due to movement of rock, the controller activates the electric pump.

TABLE 1 (continued)

TYPE OF WORK	LOAD DIRECTIONS	SAMPLE CHARACTERISTICS		TESTING PROCEDURE	ROCK TYPE	EXPLANATION	REFERENCES
		SIZE	CLASSIFICATION				
1	Strength tests						
1.1	Compression						
1.1.1	Triaxial tests						
1.2	Shear						
1.2.1	Rock disk test along discontinuity surface						
1.2.2	Concrete disk test along interface						
2	Permeability						
2.1	In situ hydraulic (upflow)						
2.2	In situ pumping test						
3	Resonance methods						
3.1	Groundwater flow						
5	Rock anchor tests						
A	Rock Movement Monitoring						
A.1	Long base extensometer						
B.2	Inverted pendulum						
6.4	Shape indicator						
6.4	Flat & ground motion monitoring						
D.5	Rock burst monitoring						

reported in the subsequent cycles. If the modulus values are calculated taking pressure  $P_1$  or  $P_2$  and displacement  $D_1$  or  $D_2$ , this is called deformation modulus ( $E_d$ ). If only the deformation values ( $D_1/E_1$ ) and ( $D_2/E_2$ ) are taken into account, the modulus value so obtained is called the modulus of elasticity ( $E_s$ ). For displacements at extremely small load (corresponding to tangent  $OC$  in Fig. 8-31) the modulus is called as the initial modulus ( $E_i$ , modulus at zero load).

TABLE 11  
Comparison of Two Recent Field-Jacking Tests  
(after U.S. Bureau of Reclamation, 1965)

	Morrow Point Dam	Dvorzhak Dam
Total load	200 tons	425 tons
Size of shoe	24 in diameter, round	30 in diameter
Unit load	985 lb/ft <sup>2</sup>	1000 lb/ft <sup>2</sup>
Equipment	hydraulic jacks	34 in diameter Freyssinet jacks on gress and adjustable struts
Direction	horizontal and vertical	horizontal and vertical
Rock surface	below blast damage	below blast damage Less than 2 in deviation of surface
Gauge	rock deformation, Carlson	Carlson
Length	15 to 3 m	15 to 18 ft
Grout	portland cement, 24 hr set	-
Surface deformation	micrometer extensometer between steel anchors	dial gauge extensometer 0.0001 in reading
Temperature control	none given	0.5 F, correction for more than 1 F
Pressure control	pressure recorder and regulator	prest-electronic control
Testing	200 lb/ft <sup>2</sup> , 6 days 0.0 lb/ft <sup>2</sup> , 1 day 400 lb/ft <sup>2</sup> , 6 days 0.0 lb/ft <sup>2</sup> , 1 day 600 lb/ft <sup>2</sup> , 6 days 0.0 lb/ft <sup>2</sup> , 1 day	5 cycles, 5 to 10 min, 250, 1000 lb/ft <sup>2</sup>
Strain rate	none given	less than 0.001 in/hr
Creep	not measured	checked with 2 to 3 day max load

alter its properties or develop hydrostatic pressure in the joints. To protect the lining from rupturing due to sharp edges and unsmooth surface of the tunnel rock, the test section is lined with thin reinforced concrete walling or gypsum, or plaster is placed in 4-8 segments round it which serves as a smooth back for the impermeable rubber ring.

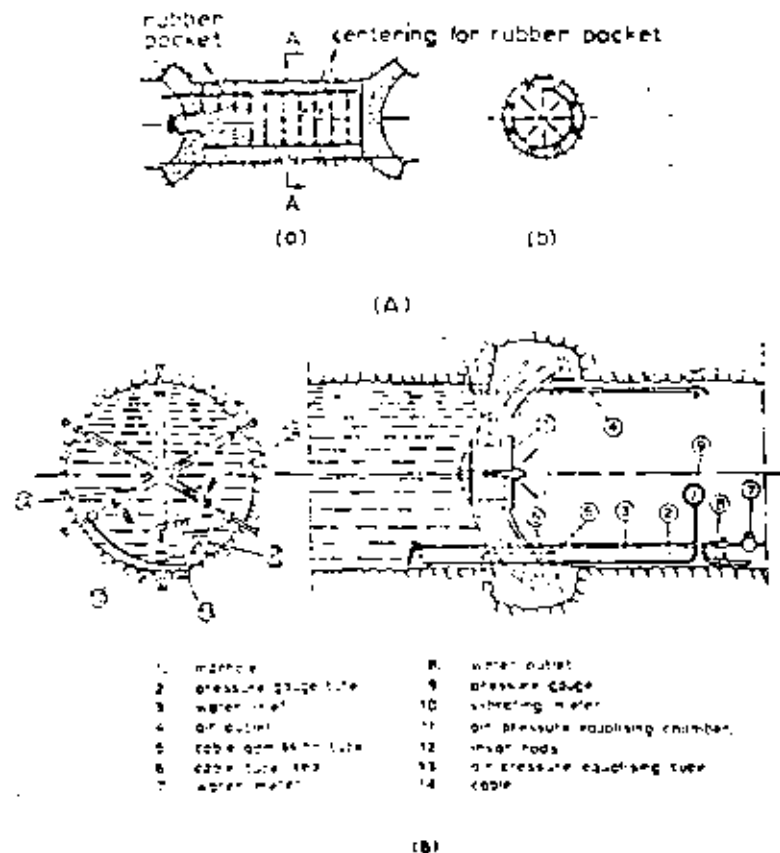


Fig. 8-27 (A) Standard arrangement for pressure tunnel test  
(a) Tunnel for rock tests; (b) Section A-A  
(after Strick, 1965)  
(B) Details of hydraulic pressure chamber test  
(after RICH, SIKKIM and DE SILVA, 1955).

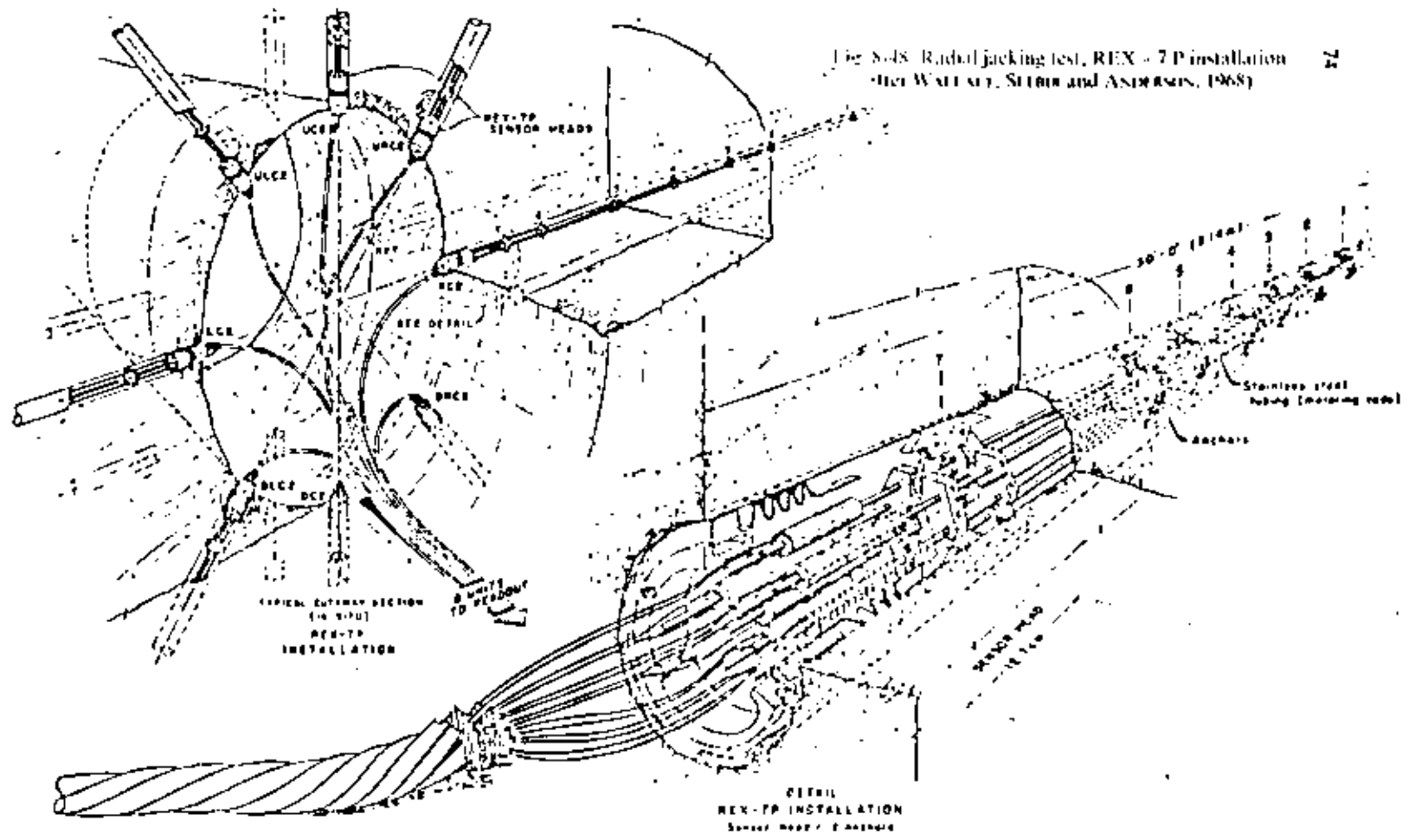


Fig. 8-48. Radial jacking test, REX-7P installation  
 (After WALLACE, STUBBINS and ANDERSON, 1968)



major structures (dams, underground power houses etc.) and has mainly been used in pressure tunnel sites. Because of the costs involved the number of sites that can be tested are limited to 2 or 3 and hence it may be supplemented with small diameter jacking tests. The method has been most commonly employed in France and Italy (OUBRI, 1960) where it has been used for over 30 years.

There have been certain objections to the use of the method since the method induces tensile hoop stresses in the rock and at certain points, the tensile stress may exceed the compressive stress and cracks may open up giving lower value of strain modulus. The results are, however, directly useful for pressure tunnels and tunnel lining design or testing of tunnel liners (NONVILLER, 1954; KUCINSZIC, 1957).

### 8.6.3. Radial Jacking Test

Radial jacking test is a modification of the pressure chamber test where pressure is applied through a series of jacks placed close to each other. A number of loading techniques have been developed in different countries such as Yugoslavia, Austria, West Germany, Switzerland and U.S.A.

The basic features of the equipment consist of 16 flat jacks of length 2.0-2.4 m (6.5-8.0 ft) with width of 40-41 cm (16 in). The flat jacks are curved along their width and form segments of a circular ring of diameter about 2.2-2.4 m (7.2-8.0 ft). The tunnel surface to be loaded (Fig. 8-49) is given a shot-concrete lining of 10-13 mm (3/8-1/2 in) (sometimes up to 15 cm (6 in)). LAUTNER and STUBER, 1966) and the pressure jacks are placed against the concrete lining.

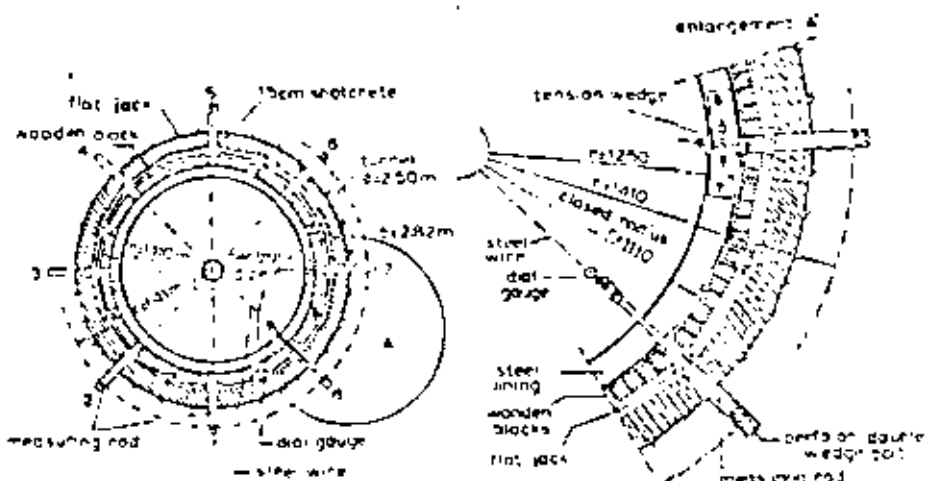


Fig. 8-49 Radial press (HWAAT  
(after LAUTNER & STUBER, 1966)

TABLE 15. Devices for measuring rock deformability in boreholes

Type	Pressure condition	Interpretation formula	Name of device	Method of pressure application	Method of measuring deformation	Number of diameters measured	Diameter of borehole (mm)	Length of loaded area (mm)	Area (cm <sup>2</sup> )			
Dilatometers	Uniform radial pressure all around the volume between of the borehole	$E = \frac{1}{\mu} \frac{1 - \mu}{1 + \mu} K(1 + \mu)$	Mikardo pressure meter	gas pressure against water filling cell	volume change on expansion	integrated effect of all diameters	76	30	515	19.5		
			Gas pressure instrument	date	date	date	7	30	9	9		
			1 NVD device	pump oil to 15 NVDs	4	76	30	7	21.2			
			Jensen's piston device	date	11 NVDs	3	100	60	770	30.4		
			Control cell	date	11 NVDs	3	100	60	1000	35.0		
			Tube dilatometer	date	24 NVDs	4	267	117	1500	51.2		
			sounding dilatometer	date	2 NVDs	2	200	20	1000	36.7		
									300	118	1200	47.2
			pressure meter	date	11 NVDs	2	46	18	800	28.9		
			pressure meter	date	11 NVDs	2	76	30				
			dilatometer	date	11 NVDs	5	144	57	800	33.0		
			dilatometer 100		2 lever arms	2	62	24	520	20.5		
			dilatometer 200		11 NVDs	3	62	24	520	20.5		
Borehole jacks	unidirectional force of 2-100 plates each contacting rock over an angle 2θ		1 NVD plate bearing test	pump oil to drive pistons	21 NVDs	1	76	30	204	20.0		
			control cell (C) NVD device	pump oil to drive a conical mandrel inside split cylinder	1	76	30	50	12.0			
			pressure meter	gas pressure	volume change	integrated effect	1 N, 1 N	76	30	10.0		

# BOREHOLE TESTS

85

**Symbols**

$\epsilon_c$  = diametral displacement     $d$  = diameter of borehole     $p$  = applied pressure

MAX. COMPRESSIONABLE PRESSURE (bars)	Can it be used for other uses?	Country of origin	Remarks	Reference
100	yes	France	considerable experience record	Mitsui, 1957 and 1966
100	yes	"	"	Geophys. Instr., 1967
150	yes	France	"	Geos. et al., 1966
150	yes	France	"	Desautels & Mouton, 1972
150	yes	France	"	Chouy, 1965
40	yes	Japan	"	Takano & Shimozono, 1966
40	yes	Yugoslavia	"	Stojanovic & Stojanovic, 1963
200	yes	USSR	"	Prizantov, 1968
		USSR	usable for rock for $\epsilon_c$ up to $10^3$ MPa	Prizantov, 1968
100	yes	Nylon	deformation accuracy $\pm 10^{-3}$ mm	Yess, 1969
100	yes	Japan	for rock with compressive strength up to 10 MPa	Oki Corporation, Japan
200	yes	Japan	for rock	Oki Corporation, Japan
10-30	yes	Japan	for soils with compressive strength up to 10 MPa	Oki Corporation, Japan
40	yes	USA	used for $\epsilon_c = 0.017 - 10.542$ MPa	Chouy, 1969; Hirschman et al., 1969
600	yes	USA	$2p = 90$	Geos. et al., 1966
	not always in deep holes	France	$2p = 100$	Sauvage, 1963

TABLE 15 (continued)

Type	Pressure condition	Interpretation formula	Name of device	Method of pressure application	Method of measuring deformation	Number of diameters measured	Diameter of borehole (mm)	Length of loaded area (mm)
		$t = \frac{1p}{3(1-\nu)E} k_1(t, \beta)$	Geostress-someter (New UTRIP device)	pump oil to drive pistons	2 LVDTs	1	76	300
			Tatone's jack	pump oil to drive pistons	2	17	86	120
			Ugman stress-strain meter	special wedges driving a screw	transformation of deflection	1	50	63
			Prestek's borehole flat jack	pump oil into a flat jack cemented in the borehole	not done at present could be measured by gauging across inside of flat jack	1	can be tailor-made for any length and diameter	
	radial pressure over opposed 2 sections	$t = \frac{1p}{3(1-\nu)E} k_2(t, \beta)$	quadrantal jacks	pump oil into 4 steel jacks in opposed quadrants	response of passive jacks in other two quadrants	integrated effect of all diameters		ditto
			quadrantal jacks	ditto	2 LVDTs	2	76	200
borehole penetrometers	unidirectional pressure over a small area	empirical relationship	USBM penetrometer	pump oil to drive piston for penetrating pin	dial gauge extension rings with cable drive	1	12	95
			WAT's device	pump oil to drive piston deforming proving ring	strain gauges on proving ring	1	32	83
			Dryden's device (UTRIP)	pump oil to drive 3 pistons at 90°	strain gauges on cantilever elements	1	22	83

Max vertical pressure bars	Can be reversed effectively?	Country of origin	Remarks	Reference
low	yes	France	$2\beta = 141$	YVES and SERRIS, 1967
	yes	France	25 believed to be about 100. Intended as stress meter, limited to shallow depth	YVES and SERRIS, 1967
high	not always	Germany	$\beta$ limits $> 180$	MORITZ et al, 1964
low	no	USA	$2\beta$ slightly $> 180$ , intended as stressometer. Could be adapted but severe edge effects	PANIC & YOUNG, 1962
low	yes	Australia and South Africa	$2\beta = 180$ , but never actually performed on site. Could be adapted for shallow applications	YETTS & COOK, 1967
		Australia	$2\beta = 120$	WORTHINGTON et al, 1975
very high	yes	USA	10" diam. indenting pin forced into wall. Designed to measure rock bolt anchorage capability; limited depth	YVES, 1965
very high	yes	Sweden	1.5" x 1.5" square piece forced into wall by deformation of pressing ring. Designed as active still gauge for stress measurements	HULT, 1963
very high	yes	Sweden	3 pins forced into wall by oil pistons. Designed as active still gauge	ÖRTENGREN, 1963

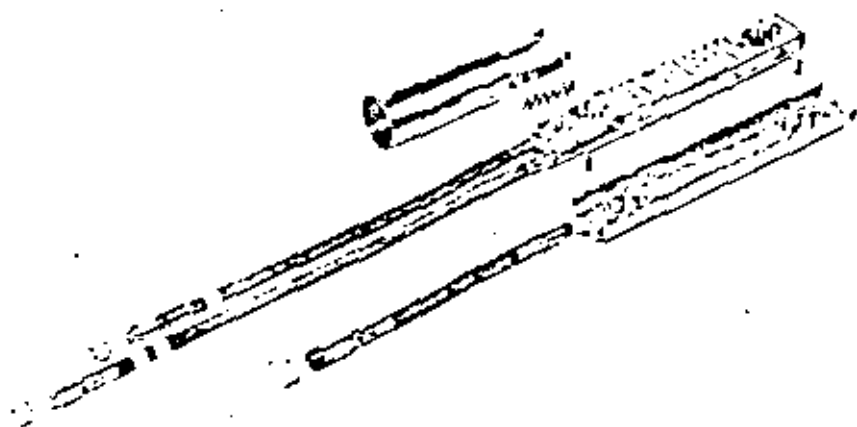


Fig. 8-65. (a) Goodman jack model 52101 hard rock jack.  
(Courtesy, Slope Indicator Co.)

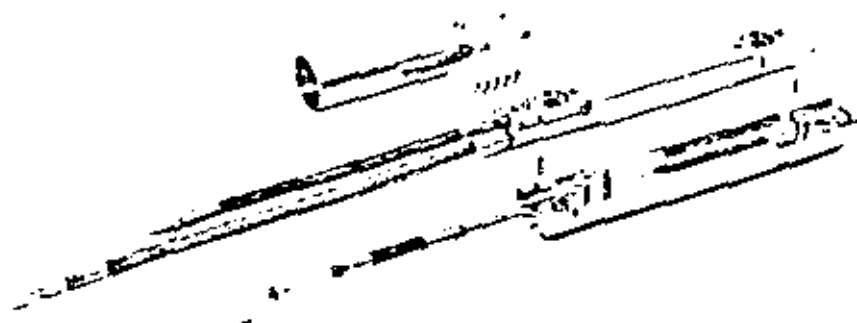


Fig. 8-65. (b) Goodman jack model 52102 soft rock jack.  
(Courtesy, Slope Indicator Co.)

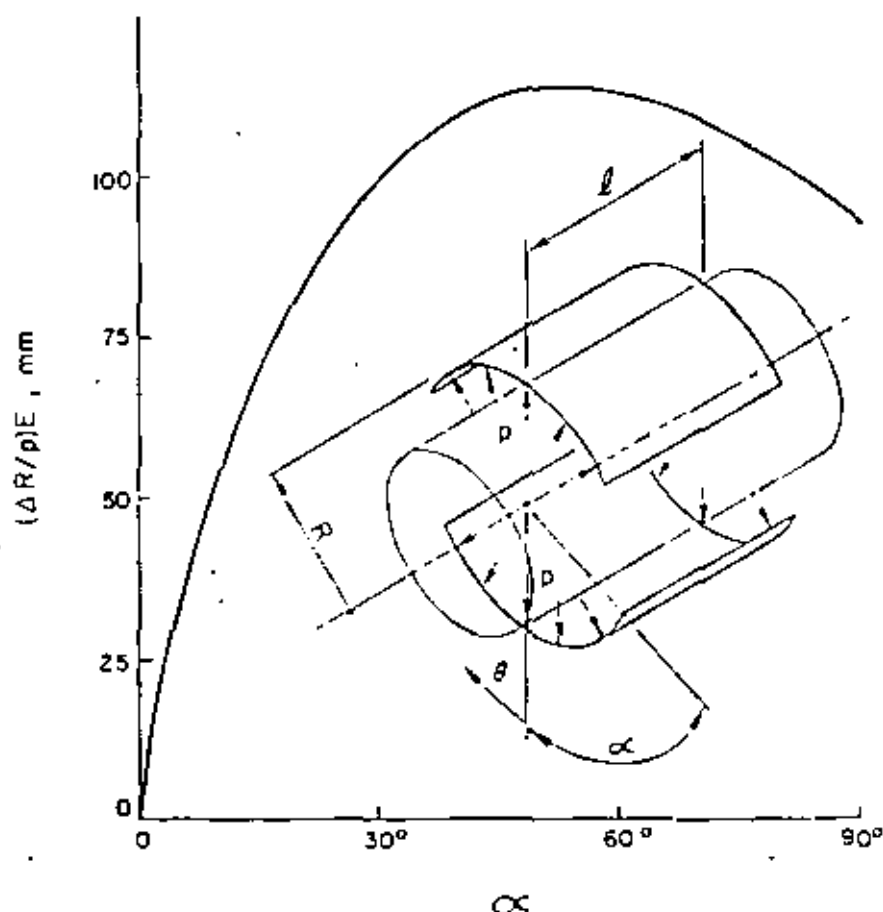


Fig. 8-69. A theoretical relationship between are of loading and deformability of rock surrounding a borehole (after WOODSTOCK, ENSTAD and SEXTON, 1976).

The Poisson's ratio ( $\nu$ ) for rock must be known for the calculation of Young's modulus. The influence of any error in assessing the value  $\nu$  does not seriously affect the  $E$  values calculated except at high values of  $\nu$ . In C.S.L.R.O. pressiometer, a variation of  $\nu$  from 0.1 to 0.25 results in error in estimation of  $E$  by 1.3%. In GOODMAN'S jack, taking value of  $\nu$  as 0.3 instead of a true value of 0.2 results in error in the calculated value of  $E$  by 3.25%, and for  $\nu = 0.4$  instead of true value of 0.2 gives an error in  $E$  by 8.30%.

The influence of finite length of the loading surface is more important. Fig. 8-70 gives the variation of displacement at the border of a borehole over the width and length subjected to a uniform pressure for GOODMAN'S jack. The  $K$  values

TABLE 24  
Classification of rock mass and their mechanical properties  
(after KURUOZIC, COJIC and RADOSAVLJIC, 1970)

Property	Classification Category					
	I	II	III	IV	V	VI
1. Deformation modulus $E_p, \text{kgf/cm}^2 \times 10^3$	< 4	4-8	8-12	12-20	20-30	> 30
2. Modulus of elasticity $E_s, \text{kgf/cm}^2 \times 10^3$	< 10	10-20	20-30	30-45	45-75	> 75
3. Seismic wave velocity km/s	< 3.2	3.2-3.5	3.5-3.8	3.8-4.1	4.1-4.5	> 4.5
4. Joint cohesion, $c$ , kgf/cm <sup>2</sup>	< 0.5-1.0	1-1.5	1.5-2.0	2.5-3.0	3.5-5	> 5
5. Peak joint friction angle	< 25	25-30	30-40	40-50	50-60	> 60
6. Residual joint friction angle	< 25	25-30	~ 30	~ 35	35-40	40-45

Category - I : Tectonically highly fractured with clay bands and altered schist with clay filled joints.

Category - II : Strongly laminated gneiss mainly biotite with intercalations of altered and soft schist with clay.

Category - III : Tectonically fractured biotite - laminated gneiss with intercalations of amphibolite, granite and chlorite schist.

Category - IV : Mainly biotite-gneiss with intercalations of biotite quartzite gneiss with small amount of chlorite gneiss.

Category - V : Mainly biotite-gneiss with little tectonic damage.



TABLE 25  
Correlation of results of rock deformation moduli ( $\times 10^3$  kgf/cm<sup>2</sup>)  
(after GALLIO, 1974)

Dam	Foundation rock	$E_d^*$	$E_{re}^{\dagger}$	$E_p^{\ddagger}$	$E_L^{\S}$	$E_{os}^{\parallel}$	Remarks
Karohc	weathered granite	40-250	40-80	10-30	20-50	10-30	variable between banks & from top to bottom
Daz	conglomerate		50	50-80	50-100	60	homogeneous
Solebyl	coking tuff and lava	40-200	100-200		10-60	30-120	variable from top to bottom
Santa Rosa	sound rhyolite	250	200-400		80-130	150-250	scattered joints
Novillo	sound rhyolite	300	300-370		150	100-150	variable from top to bottom
Ocumingo	weathered basalt	180	150-400	500-800		150	variable from surface to inside bank
Fachien	stratified slate and quartzite		200-300	120-200	50	120	parallel to bedding
				50-150	40	60	normal to bedding
Jagun	weathered & tectonised limestone	40-130	100-200	20-130		30-90	variable from top to bottom
Oroville	amphibolite schist	333-1034	733-1034	95-1116 (flatjack) 82-112		41-310	sp. gr. = 2.9

\*  $E_d$  = in situ dynamic test;  $E_{re}$  = rock element, laboratory;  $E_p$  = in situ plate-load test;  $E_L$  = in situ pressure chamber and radial jack test; and  $E_{os}$  = overall rock system

As already indicated, the modulus values determined from different tests are influenced by the test configuration and the volume effect. Volume effect which is a manifestation of joints and cracks is a major factor reducing the modulus values as one moves across the spectrum from sonic tests to laboratory tests, plate bearing tests, pressure tunnel tests and overall rock system behaviour on actual construction of the structure. Tables 25, 26 and 27 give results of tests at different dam sites using different methods. More results are given in Appendix III.

TABLE 26

Rock properties at different dam sites obtained by using different methods (after COBBING, HENDRICKS and DEBOE, 1971)

Location, Size Depth of Cavity	Rock Properties	Measured Field and Lab Methods		$E_{TENS}$ $E_{COMP}$
		$E_{TENS}$	$E_{COMP}$	
Nevada Test Site, Cavity I and II Hemispherical end Height $H = 100$ Width $B = 100$ Length $L = 120$ Depth $D = 100$ Vertical stress $\sigma_v =$ 1100 psi, horizontal stress $\sigma_h =$ 900 psi	Mylonite faulted with $\sigma_{TENS}$ Fracture, $E_{TENS}$ low compressive strength, $\sigma_c =$ 1500 psi, water content, $w = 21\%$	$E_{TENS}$	0.5	0.8 0.6
Nevada Test Site, Cavity III, hemi- sphere on end $H = 60$ , $B = 60$ $L = 75$ , $D = 350$ $\sigma_v = \sigma_h = 600$ psi estimated	Granitic quartz monoclone, iron- stained joints Blocky RQD Fair to Good (75% average) Major joint set parallel to wall In-situ shear zones	$E_{TENS}$	1.0	0.4 0.6
Idaho 1, $H = 100$ , $B = 75$ , $L = 300$ , $D = 1100$ in, $\sigma_v =$ 1500 psi, $\sigma_h =$ $0 = 1500$ psi	Granite, Granitic Gneiss, $\sigma_c = 20,000$ psi, RQD Fair- Good (estimated) High angle fault intersects one wall, joint spacing approx. 1 to 5	$E_{TENS}$ $E_{TENS, COMP}$ $E_{TENS, TENS}$ $E_{TENS, COMP}$ $E_{TENS, TENS}$ $E_{TENS, COMP}$	0.8 0.8 0.5 0.2	0.25 0.6
Idaho 2, $H = 100$ , $L = 300$ , $B = 60$ $D = 1000$	RQD Good to Excellent (test)	$E_{TENS}$ $E_{TENS, COMP}$ $E_{TENS, TENS}$ $E_{TENS, COMP}$ $E_{TENS, TENS}$ $E_{TENS, COMP}$	1.6 1.5 1.0 0.5	0.15 0.25
Montrose Power Plant, Colorado $H = 100 = 135$ , $B = 55$ , $D = 800$ $L = 207$ in, $\sigma_v =$ 400 $\rightarrow$ 2000 psi	Mylonitic Quartz- ite, Mica Schist, $\sigma_c = 6,000 \rightarrow$ 10,000 psi, RQD Good to Excellent (test)	$E_{TENS}$ $E_{TENS, COMP}$ $E_{TENS, TENS}$ $E_{TENS, COMP}$ $E_{TENS, TENS}$ $E_{TENS, COMP}$	1.5 1.4 1.3	0.33 1.0

Observed Cavern Displace- ments, $\mu$ inches	Modulus Determined from $\mu$ , inches	$E_1$ $E_{100}$	$E_2$ $E_{100}$	Comments
Elastic crown and sidewalls 0.15' to 0.4'	0.5	1.0	1.0	
Shallow, crown 1' to 2'	(0.05-0.15)	(0.1-0.3)	(0.1-0.3)	Displacements occurred at 5 to 5' depth behind shallow shafts
Deep-seated, caving of wall 1' to 2'	(0.05-0.15)	(0.1-0.3)	(0.1-0.3)	* Displacements occurred at 10 to 30 depth over 30 x 100' area of wall. Strengthened with additional bolts
Crown: 0.015' 0.015'	4	0.4	1.0	
Wall, upper 0.05'	3	0.1	0.75	Larger displacements due to opening of joints 3 to 4' behind and parallel to wall
Wall, middle 0.125'	2	0.2	0.50	
Crown	2*	0.25	0.50	
Wall, at spring- line 0.15'	2	0.25	0.70	* From strains in machine bolt foot
Wall, near top, at springline 0.4'	(0.7)	10.9	(0.15)	
Crown:	5*	0.6	1.0	* From strains in machine bolt foot
Walls 0.2' to 0.6'	2	0.25	0.40	By precise survey
Walls	0.8-7.0	0.1-0.9	0.2-1.7	From extensometers
Crown 0.1' to 0.4'	0.5-2.1	0.17-0.7	0.5-1.0	* Shear zone on one face, wall formed wedge which moved into cavity
Along Wall 0.1'	~ 5.0	~ 1.0	~ 1.0	
4-line Wall 2.1'	(0.4)	(0.15)	(0.2)	

TABLE 26 (continued)

Location, Size, Depth of Cavern	Rock Properties	Measured Field and Lab Results, $10^3$ psi		$\frac{E_{in-situ}}{E_{lab}}$
Onizuka Power- plant, California. $H = 120$ , $B = 60$ , $L = 550$ , $(\sigma_c = \sigma_u = 3000$ psi)	Amphibolite RQD: Fair to Good (see 1)	$E_{lab}$	: 13	
		$E_{in-situ}$	: 16	
		$E_{in-situ}$	: 5	
		1015		
		(10 average)		
		$E_{in-situ}$	: 1.5	0.12
		1016		1.0
		$E_{in-situ}$	: 1.2	0.12
		1017		
Onizuka Tunnel $B = 24$		$E_{lab}$	: 13	
Houston Power Station, Tex. $H = 45$ , $B = 45$ , $L = 400$ , $D = 200$ , $(\sigma_c = 1200$ psi, $\sigma_u = 2000$ 2400 psi)	Thin to massive bedded sandstone $\sigma_c = 5100$ psi $\sigma_u = 1.5 \sigma_c$	Loaded perpendicular to bedding		0.33
		$E_{lab}$	: 4.5	
		$E_{in-situ}$	: 2.4	
		Loaded parallel to bedding		
		$E_{lab}$	: 6.4	
		$E_{in-situ}$	: 3.2	0.51
Kariba Powerplant, Rhodesia, $H = 132$ , $B = 75$ , $L = 460$ , $D = 201$	Basalt gneiss RQD: Fair to Good (see 1)	$E_{lab}$	: 9	0.1
		$E_{in-situ}$	: 11	
		$E_{in-situ}$	: 0.9	
		1018		
Lago Debo $H = 145$ , $B = 60$ , $L = 630$ , $D = 520$ , $(\sigma_c = 3000$ to 1600 psi)	Fine grained paleozoic gneiss, near vertical foliation perpendicular to axis of cavern. Local weathered zones	$E_{in-situ}$	: 7.6	0.3
		1019	103.0	
		$E_{in-situ}$	: 1.4	
		1020	103.0	
		$E_{in-situ}$	: 1	
		1021	103	0.25
Kawiyama, Japan $H = 165$ , $B = 61$ , $L = 200$ , $D = 810$	Chert, sandy slate	$E_{in-situ}$	: 8.5	0.06
		$E_{in-situ}$	: 0.7	
		1022		
Niagara Tunnel $B = 50$ , $D = 500$	Bedded limestone, sandstone, shale, Roof in hard limestone, wall to shale, sand- stone, and dolomite	$E_{lab}$	: 1-10	

Observed Cavern Displacements, $\delta$ , in ft/in	Modulus Determined from $\delta$ , inches	$E_1$ $E_{1,av}$	$E_2$ $E_{2,av}$	Comments
Crown "0.012" up 0.054 (0.12 average)	2 average (1.6 low values)	0.63	~ 1.0	* measured = 48.20 cm - 1.90 meters ** measured = 111.81 cm - 4.38 meters
Wall** 0.054 to 0.247 (0.114 average) Left wall** 0.250	3	0.15	0.2-1.0  (~ 0.2)	** Vertical shear intersected wall at shallow angle
Crown: Extensometers	0.6-7.5	0.05-0.58		
Crown: 0.10  0.15 *	1.6 (0.9)	0.56 (0.21)	0.6? (0.37)	* After horizontal shear developed at intersection of crown and haunch
Wall: 0.4	2.5	0.4	0.78	
Wall Less than 0.5	0.5-1.0	0.1	0.1	Arch concrete   Rock bolts used as required by masts
Wall* 1.5	(0.2)	(0.02)	(0.20)	* Fault zone at NW corner of powerhouse reinforced with tendons
Crown: 0.3 *	0.7	0.09	0.36	* Occurred within 25 ft surface
Wall: 0.7	1.2	0.15	0.60	** End wall is parallel to foliation
Endwall** 1.0	0.5	0.06	0.24	
Crown: Excellent Rock 0.08 "	6	0.70		* Chert layer separated from slate causing large displacement
Poor Rock 0.25 "	0.6	0.10		** Struts installed across cavern for fear of collapse when displacement occurred
0.02 *	(0.4)	(0.05)		Struts were later removed and walls were concreted
Walls left 0.4 "	5	0.54		
right 1.5 **	(1)	0.12		
Crown 0.05 "	2	~ 0.5		Steel rib supports heading and bench
Wall (1.8 )	(0.1)	(0.05)		Horizontal offset on bedding planes observed

TABLE 27  
 Modulus of Deformability of Various Rocks  
 (after RECHAS, 1964)

Rock Type	Site	Modulus of deformability ( $10^3 \text{ kgf/cm}^2$ )		$\frac{E_m}{E_s}$
		Lab $E_s$	In situ $E_m$	
Granite	Alvarenga (P)	320	400	1.11
Granite	Alto Rabagao (P)	26	9	1.29
Granite	Alto Lindoso (P)	320	66	1.53
Granite	Vilafinhos (P)	430	15	1.29
Gneiss	Cahora-Bassa (P)	800	650	1.12
Schist	Cedillo* (S)	900	400	1.22
Schist	Cedillo** (S)	650	120	1.54
Schist	Akamtara* (S)	1200	50	1.28
Conglomerate	Aylaki (G)	600	60	1.10
Sandstone	Cambambe (P)	650	86	1.76
Siltstone	Aylaki (G)	150	15	1.10
Claystone	Karum (I)	115	70	1.16
Marl	Karum (I)	450	430	1.11
Limestone	Karum (I)	700	600	1.12
Limestone	Karum (I)	500	75	1.67
Quartzite	Alvito (P)	430	4	1.108
Quartzite	Alvito (P)	330	70	1.47

\* Parallel to schistosity

\*\* Perpendicular to schistosity

P - Portugal

S - Spain

G - Greece

I - Iran

## 8.9. Bearing Capacity of Rock

The bearing capacity of rock is defined as the maximum load exerted through a rigid punch per unit area that the rock is capable of withstanding before failure. The bearing capacity is of importance in the design of strata control systems in coal mines and in rock drilling. The method of determining the bearing capacity is based upon forcing an indenter into rock as in the case of a plate bearing test. The load and penetration of the indenter is continuously monitored. The test procedure usually adopted is as follows:

- (a) Exert an even increasing load on the surface of given dimensions and measure the penetration placed close to the end of the loading surface. This maximum value gives an initial estimate of the failure load.

### 8.10.1. Inclined Load Test

This is the most commonly used direct shear method. The method has been recommended by the International Society for Rock Mechanics (1974) as one of the standards for determining the direct shear strength of rock in situ. Fig. 8-99 represents the general arrangements. The rock blocks are of square base of suitable dimensions and height. They are enclosed in rigid metallic frame bonded to them with mortar and concrete. Their displacements are measured with reference to a point fixed at a sufficient distance from the position of the blocks and regarded as fixed.

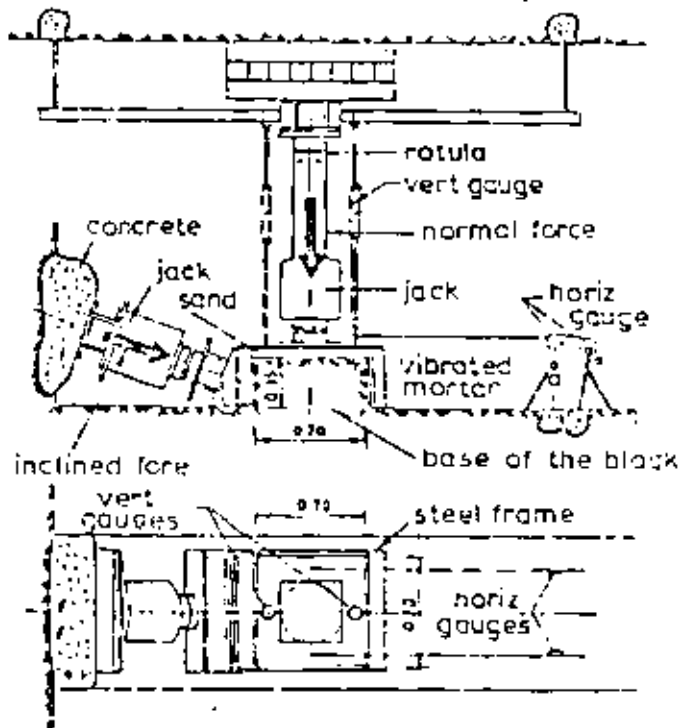


Fig. 8-99 Loading system for in situ shear test (after STRAIN and LOUIS, 1962).

The blocks are stressed with jacks acting vertically (normal to the base) till stabilisation of deformation of the blocks is reached. The lateral force, i.e. the shearing force, is applied in steps, waiting for the stabilisation of the displacement for each step until failure is reached. The shearing strength of the blocks is taken to be the tangential stress for which the vertical movement of the side of the block is inverted (point A of Fig. 8-100b) or the maximum tangential stress or the residual stress after large displacement. The tests are carried out for

TABLE 30(a) In situ shear strength parameters of rocks

Rock	Specimens		Number of tests	Cohesion MPa	Angle of friction		Reference
	Cross-section (m)	Height (m)					
Granite (Portugal)	0.7 × 0.7	0.7	41	0.5-1.3	41-62	ROTHS, 1964	
Shale (Portugal)	0.7 × 0.7	0.7	9	0.2	69	ROTHS, 1964	
Granite (Japan)	3.5 × 2.5	1.8	9	1.0-2.0	45-50	NOSE, 1964	
Fissured granite (USSR)	12.0 × 8.0	7.0	2	0.3	42	EVDOUKIMOV & SARGIN, 1970	
Limestone (Switzerland)	1.5 × 1.5	1.5	2	0.0	45	LOCHER, 1968	
Sandstone-Basalt (Brazil)	6.1 × 5.5	4.6	1	0	78	RUIZ & DE CAMARGO, 1966	
Basalt (Brazil)	2.0 × 2.0	2.0	5	0.2-0.7	53-73	RUIZ et al., 1968	
Braccia (Brazil)	0.7 × 0.7	0.7	9	0.4-1.0	57-61	RUIZ & DE CAMARGO, 1966	
Marl (Spain)	1.0 × 1.0	1.5	4	0.1-0.6	28-49	RODRIGO, 1968	
Marl (Spain)	0.5 × 0.5	0.5	3	0.1-0.4	29-49	RODRIGO, 1966	
Marl (France)	0.6 × 0.6	0.6	6	0.9-2.1	18-28	COUS & FURSTER, 1968	
Limestone (Yugoslavia)	2.8 × 1.8	1.5	6	0.1	30-45	KRSMANOVIC & PODOVIC, 1969	
Marl (Morocco)	0.7 × 0.6	0.3	9	0.6-1.2	26-36	MOROC CO, 1968	
Quartzite (Spain)	0.7 × 0.7	0.7	8	0.4-0.7	51-56	SERRAFA & GUERRERO, 1968	
Quartzite Schist (Spain)	0.7 × 0.7	0.7	8	0.1-0.3	32-40	SERRAFA & GUERRERO, 1968	
Limestone Marl (Spain)	0.7 × 0.7	0.7	12	0.2-0.7	44-62	SERRAFA & GUERRERO, 1968	



FIGURE 35

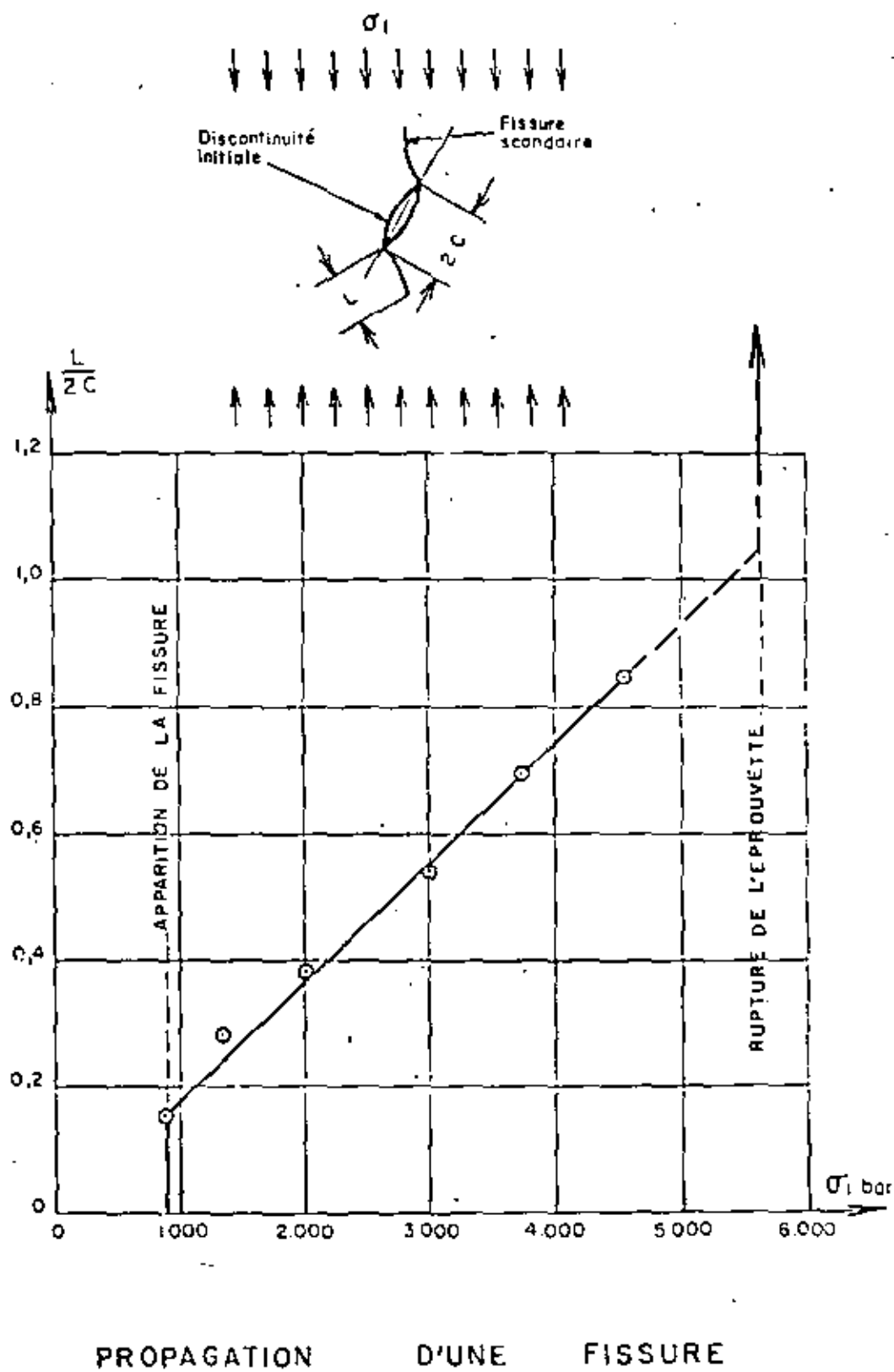
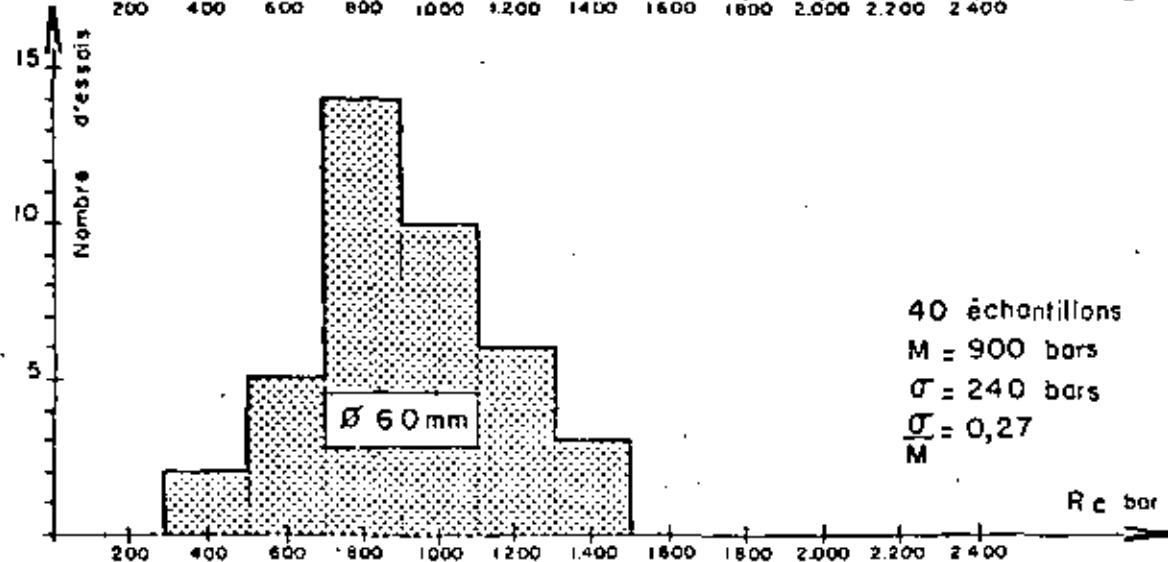
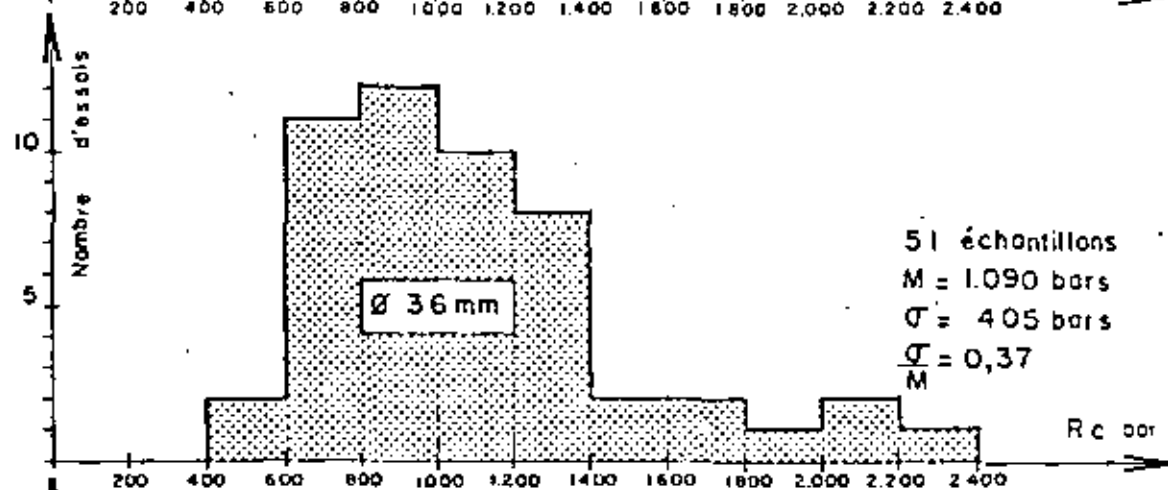
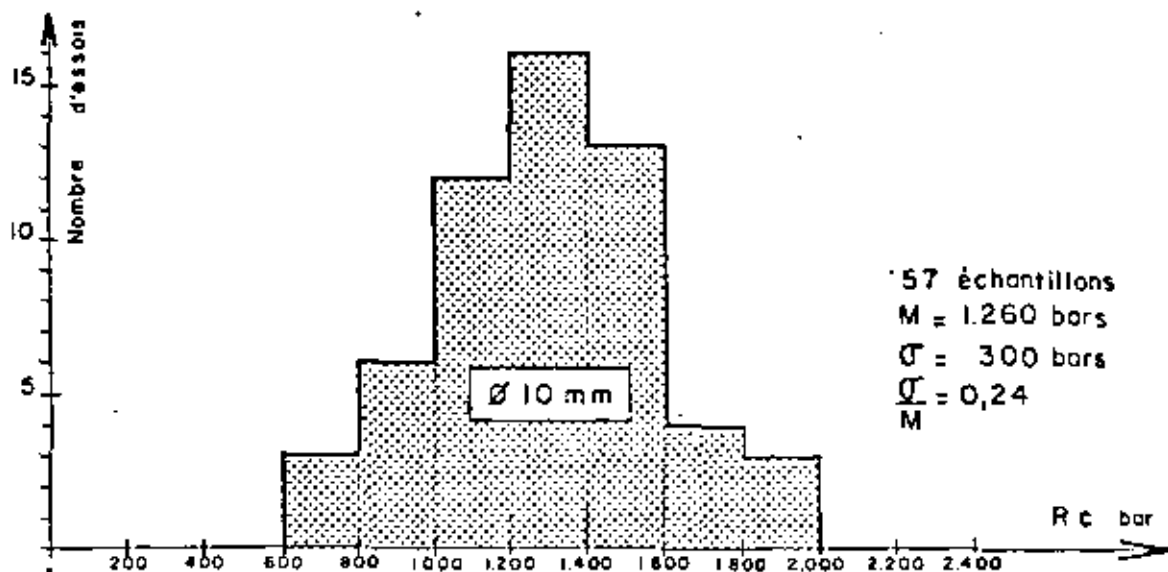


FIGURE 49



CALCAIRE JURASSIQUE FISSURE. EFFET D'ECHELLE

1, 3223 Calcaire Jurassique fissuréNature de la roche

Nous avons vu plus haut qu'il s'agit d'une passe de calcaire sublithographique découpé par des joints stylolithiques et par des joints marneux minces. La direction de carottage des échantillons correspond à la verticale des blocs en place; elle est donc perpendiculaire à la direction générale des macrofractures.

Essais

Tableau des résultats déduits des histogrammes de la figure 49

	∅ 10 mm	∅ 36 mm	∅ 60 mm
M bars	1260	1090	900
σ bars	300	405	240
$\frac{\sigma}{M}$	0,24	0,37	0,27

## a) Dispersion

La valeur de  $\frac{\sigma}{M}$  pour le diamètre 36 mm semble peu significative, l'histogramme ayant du côté des fortes valeurs de la résistance une allure assez différente de ce qu'on observe généralement. Le nombre d'éprouvettes n'étant pas très élevé (51), il est possible que l'échantillonnage ait présenté un défaut. Retenons donc comme valeur caractéristique du paramètre  $\frac{\sigma}{M}$  la valeur 0,25.

## b) Intensité de l'effet d'échelle

Retenons la valeur du rapport  $\frac{R_{\emptyset 10}}{R_{\emptyset 60}} = 1,40$



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION

DESCRIPCION DE OPERACIONES

UNIDAD TAXCO

INDUSTRIAL MINERA MEXICO, S. A.

Mayo, 1983

DESCRIPCION DE OPERACIONES

UNIDAD TAXCO.

INDUSTRIAL MINERA MEXICO, S. A.

MAYO DE 1983

## C O N T E N I D O

- I.- INTRODUCCION
- II.- HISTORIA DE LA OPERACION
- III.- BREVE DESCRIPCION DE LA GEOLOGIA DEL DISTRITO
- IV.- GEOLOGIA GENERAL
- V.- ESTRATIGRAFIA
- VI.- GEOLOGIA ESTRUCTURAL
- VII.- FORMA, TAMAÑO Y DIMENSIONES HORIZONTALES Y VERTICALES DEL DEPOSITO
- VIII.- ABSTRACTO
- IX.- ANTECEDENTES
- X.- TRABAJOS DE REFORZAMIENTO DE LA ROCA
- XI.- LUGARES DE TRABAJO REFORZADOS
- XII.- OTROS
- XIII.- RESUMEN ANCLAJE-ZARPEO
- XIV.- PROGRAMA DE INSTRUMENTACION
- XV.- CONCLUSIONES

## I.- INTRODUCCION

La Ciudad de Taxco de Alarcón, Gro., (70,000 habitantes aproximadamente) está localizada en la parte norte del Estado, a 160 Kms. de la Ciudad de México, 89 de Cuernavaca y 36 de Iguala por la Carretera Nacional; el punto de entronque al Ferrocarril México - Balsas más cercano es Estación Naranja y está a 26 Kms. de Taxco, al norte de Iguala.

Taxco es cabecera del Distrito Minero del mismo nombre, el cual es un importante productor de metales, tales como: Plata, Plomo y Zinc; al mismo tiempo es uno de los principales centros turísticos del País, constituyendo así el principal complejo turístico minero de Guerrero y del Sureste de México.

### DESCRIPCION DE OPERACIONES

## II.- HISTORIA DE LA OPERACION

La historia y desarrollo de la Ciudad de Taxco, están íntimamente asociados con la minería, la cual comenzó en la Epoca Prehispánica, posiblemente entre los años de 1428 - 1468. Cuando Hernán Cortés conquistó al País, tuvo noticias de que en esta provincia circulaban piezas de estaño como moneda, motivo por el cual envió a un grupo de su gente a ex-

plorar esta zona, con la mira de localizar minerales que le fueran útiles para la fabricación de cañones.

Algunos años después, se abrió el Socavón del Rey en lo que hoy es la Mina Pedregal y se fundó una hacienda de beneficio en lo que hoy es Cantarranás, todo esto por órdenes directas de Cortés, con el fin de extraer y procesar minerales de plata. Desde esa época hasta 1747 el desarrollo de la minería fué precario, sin embargo aquel año marca el inicio de una gran bonanza en el Distrito; Don José de la Borda, Don José Vicente de Anza y Don Miguel José de la Estaca descubrieron riquísimos depósitos en Taxco, Tehuilotepic y Juliantla respectivamente.

Posteriormente, debido a la Guerra de Independencia, la actividad minera en Taxco se vió suspendida hasta fines del Siglo pasado; a principios de este siglo se introdujo a la industria el tratamiento por Cianuración y en 1920 el de Flotación Selectiva, sistemas que permitieron el tratamiento de minerales sulfurosos y/o de baja ley y por ende una explotación más amplia y sistemática de los depósitos minerales de la zona.

Un poco después, durante 1942, la Compañía American Smelting and Refining Company se integra al Distrito y comienza así la Era que nos está tocando vivir ahora, en la



cual Industrial Minera México, S. A. está haciendo cuantiosa inversión, gracias a la cual Taxco y su Industria Minera se pondrán a la altura de los principales Distritos Mineros de México y del mundo, en lo que a tecnología y equipo se refiere.

### III.- BREVE DESCRIPCION DE LA GEOLOGIA DEL DISTRITO.

#### a).- Situación Geográfica

El Distrito Minero de Taxco, se localiza en la parte Norte-Central del Estado de Guerrero, casi en los límites con los Estados de México y Morelos.

Abarca una área de  $220 \text{ Km}^2$  (18 x 12), entre los paralelos  $18^\circ 28'$  y  $18^\circ 35'$  de latitud norte y los meridianos  $99^\circ 32'$  y  $99^\circ 41'$  de longitud Oeste.

#### b).- Fisiografía

Fisiográficamente, la zona está ubicada en la Subprovincia "Cuenca del Balsas-Mexcala", perteneciente a la provincia de la Sierra Madre del Sur; presenta dos ciclos de erosión, el de madurez con un drenaje bien integrado y disecaciones moderadas en rocas mesozoicas y la etapa juvenil, con

grandes cantiles y drenaje no integrado en rocas terciarias.

Los arroyos y ríos de la zona son tributarios del Río Iguala y éste a su vez del Balsas que desemboca en el Pacífico, en los límites de Michoacán y Guerrero.

#### IV.- GEOLOGIA GENERAL

En el Distrito Taxco tenemos rocas Sedimentarias, Igneas y Metamórficas, cuyas edades fluctúan desde el Jurásico Medio al Oligoceno Superior.

La roca más antigua y que constituye el basamento es el Esquisto Taxco; descansando en discordancia erosional tenemos las Formaciones Roca Verde Taxco El Viejo, Formación Morelos, Formación Mexcala, Grupo Balsas y Riolita Tilzap--tla que es la más reciente.

El magmatismo y la tectónica tuvieron una relación durante los eventos ocurridos en el tiempo geológico, siendo de importancia para la creación del depósito económico.

Los minerales que se explotan son sulfuros que contienen valores de plata, plomo y zinc, siendo los cuerpos de reemplazamiento y vetas, cuyos comportamientos están goberna-

dos por controles estructurales, litológicos y químicos que presentan las rocas encajonantes.

#### V.- ESTRATIGRAFIA

##### a).- Esquisto Taxco (Jct)

Aflora únicamente en las áreas de Taxco, Tehuflotepec, Pichahua y en las instalaciones del Solar.

Esta formación agrupa una alternancia de esquisto sericítico, esquisto talcoso y/o esquisto clorítico con intercalaciones de filitas; dentro de la secuencia se presentan abundantes sillis de composición diorítica de forma y espesores irregulares.

Megascópicamente es una roca foliada de color verde-claro-oscuro que se altera a amarillo pálido, pardo rojizo, produciendo arcillas y óxidos de fierro. Los minerales son: Cuarzo, Feldespatos, Pirita, Clorita, Calcita, Sericita y talco en la matriz, con esquistosidad bien desarrollada.

Son frecuentes, abundantes lentes de cuarzo segregado que contienen especularita, pirita y débiles disseminaciones de esfalerita, galena y calcopirita en zonas determi-

nadas.

La edad de esta roca es Jurásico Medio (Rubidio-Estroncio).

b).- Roca Verde Taxco El Viejo (Jrvt)

Aflora únicamente al oriente del poblado de Taxco El Viejo a 7 Km al SE del Solar, descansa discordantemente sobre Esquisto Taxco.

Consiste de metalavas y metatobas de composición dacítica, algo piritizadas de color verde, se altera al amarillo paja o amarillo rojizo.

Su edad por posición estratifica posiblemente sea Jurásico Superior, el espesor de esta Formación es de aproximadamente 100 mts. en la zona.

c).- Formación Morelos (Kim).

Descansa discordantemente sobre los Esquistos Taxco, está constituida por calizas de textura microcristalina ó criptocristalina en estratos medios a potentes.

La formación, en su parte media y superior, alberga dos horizontes fosilíferos que han sido reemplazados por

calcita.

Fósiles más pequeños y microfósiles, así como pequeños nodulos de pedernal son comunes en la parte media.

La parte basal contiene calizas de grano grueso, arcillosas con zonas cavernosas, con nodulos y lentes de pedernal negro y olor fétido al golpe.

El espesor de la formación es variable, en el centro del Distrito varía de 2 a 20 mts., en Mina Guerrero de 1.0 a 70 mts., al sur de Guerrero (calizas) 200 mts. y el espesor máximo que se ha medido en el área de Mina San Antonio-Hueyapa de 150 a 230 mts.; la edad de la formación varía del albiano medio - cenomaniano inferior.

d).- Formación Mexcala (Ksm)

La Formación Mexcala está constituida por lutitas y areniscas alcaéreas. Hacia la base son frecuentes capas delgadas de caliza interestratificada con lutitas y areniscas que cubren discordantemente a la Formación Morelos.

Aflora en la parte central, oriente, poniente y surponiente del Distrito.

El color es de gris claro a negro e intemperiza en color amarillento a ocre; los espesores mínimos de 5 mts. en la zona Juliantla y el máximo 400 mts. al SW de la Mina Jesús.

Según Fries (1960) su edad varía del Conaciano Inferior al Campaniano Superior.

e).- Grupo Balsas (Tgb)

Este grupo está compuesto de una gran variedad de rocas; en su parte basal se tiene un conglomerado calcáreo compuesto por fragmentos angulosos y subangulosos de caliza, lutita y arenisca; le sobreyace una toba de composición traquiandesítica de matriz arenosa, sobreyace a ésta una toba arenosa riolítica de textura clástica y matriz calcárea.

La parte superior la constituye una toba lítica de composición riolítica de aspecto vesicular. Su espesor varía desde 50 mts., en la zona San Juan hasta más o menos 400 mts. en la zona al norte del poblado de Landa.

Son comunes los diques y derrames de vidrio riolítico en toda la zona en que aflora.

Su edad por correlación varía del Eoceno Superior

al Oligoceno Medio. Esta Formación aflora en una faja orientada E-W desde Juliantla hasta San Pedro Chichila.

f).- Riolita Tilzapotla (Trt)

Esta roca cubre toda la parte norte y NW del Distrito desde Zacatecolotla y Cacalotenango hasta Tetipac y -- San Juan Tenearía.

Es una secuencia mal diferenciada de riolitas caolinizadas, riolitas fluidales vítreas, brechas tobáceas riolíticas y vidrio volcánico.

Su espesor varía de 50 mts. hasta 230 mts. en las partes más altas; su edad por radiometría Plomo-Alfa fué de 26 M.A. y Oligoceno Tardío.

VI.- GEOLOGIA ESTRUCTURAL

Los rasgos estructurales que definen el Distrito son pliegues mayores, sistemas de fracturas y fallas de rumbos NW-SE y E-W, todos ellos alojados en las estructuras que forman la Sierra de Chilacachapa, la Sierra de Icatepec y el Valle de Tonalapa.

Por lo general los pliegues son amplios con ejes de gran extensión, fácilmente identificables en rocas de la

Formación Morelos (calizas), no así en la Formación Mexcala, que presenta pliegues estrechos y recostados de ejes cortos e irregulares, debido todo ello al carácter plástico de la roca.

La Sierra de Chilacachapa es un anticlinorio de -- rumbo ligeramente NE-SW, constituido por calizas arcillosas y calizas arrecifales, su longitud es de 35 Km. aproximada-- mente, iniciándose en el poblado del mismo nombre, pasa al W de Coatepec de Costales y el E. de Xalostoc, San Miguel de Amealco, al W de San Felipe hasta San Juan Tenería.

Contiene fallas de rumbo NW-SE y E-W que indican - un comportamiento y posición invertida hacia el oriente de - los anticlinales recostados que forman esta Sierra. En este tipo de fracturas se alojan los arroyos que drenan el área, así como los ríos de los Sabinos y Xalostoc.

El Valle de Ionalapa está alojado en un sinclino-- rio de aproximadamente 30 Km. de longitud, estando labrado en la Formación Mexcala.

Se inicia en el poblado del mismo nombre, pasando por Huixtac, Santiago Temixco, El Fraile y termina entre Cacalotenango y San Francisco Cuadra, debido a que la cubren - las rocas volcánicas.



Las fallas de Hueymatla-Taxco El Viejo al E y las de Atzala-Zapoapa al W; definen el valle y marcan el inicio de las Sierras.

La Sierra de Icatepec es un anticlinal amplio de rumbo N 15° E que nos limita el flanco E del Valle de Tonala pa, tiene una extensión de 36 Km., aproximadamente; desde -- Meltapa al SW de Iguala pasa por Mezcaltepec, al E de Taxco El Viejo, para continuar hasta Acuitlapan. Lo constituyen -- calizas de plataforma de la Formación Morelos, está cortado por fallas normales de rumbo NW-SE y E-W que alojan arroyos.

### Fallamiento

Se considera que el plegamiento regional fué pro-- ducto de los esfuerzos de la Revolución Larámide y origina-- ron tres sistemas de fallas de rumbos NW-SE, N-S y una terce-- ra variante NE-SW.

Estos rasgos estructurales son los más importantes, ya que se combinaron con los sistemas de fracturamiento pre-- existente, que sirvieron como receptáculo para los fluidos -- mineralizantes y que hoy forman las vetas del Distrito de -- Taxco.

La falla más importante del Distrito es la del ---

Muerto; su rumbo N 63° W buza 60° al NE, su longitud 6 Km., localizada en el Norte del Distrito, corre paralela a la Carretera Nacional hasta Tehuilotepec y de ahí hasta Juliantla; esta falla aloja en su extremo E la Veta La Rambla, por lo cual se le considera premineral.

#### VII.- FORMA, TAMAÑO Y DIMENSIONES HORIZONTALES Y VERTICALES DEL DEPOSITO.

Económicamente explotables se desarrollan dos tipos de depósitos minerales que son:

- 1.- Vetas o filones de fisura, con una ligera variante de vetas a filones de reemplazamiento.
- 2.- Manto de reemplazamiento.

1.- Vetas o filones de fisura.- Los depósitos de este tipo se originaron en las fracturas que sirvieron como conducto a los fluidos mineralizantes. Estas estructuras (vetas), son las más importantes, debido a su persistencia y contenidos en Ag, Pb y Zn. Se encuentran encajonadas en rocas que varían desde el esquisto hasta el Grupo Balsas, denotando cambios en su comportamiento, dependiendo de la roca encajonante.

Normalmente son uniformes en rocas metamórficas e irregulares en calizas y lutitas. En cuanto a dimensiones, longitudinalmente se tienen desarrollos hasta de 2,700 mts.

(Veta Cobre) y a profundidad se explotan actualmente 410 mts. abajo de superficie y se desarrollan obras de exploración 90 mts. abajo del nivel anterior (500 mts. abajo de superficie) y la estructura continúa hacia abajo.

2.- Mantos de reemplazamiento.- Estos cuerpos se alojan en rocas calcáreas de la Formación Morelos; son cuerpos tabulares con espesores variables que van de 3 mts. hasta 45 mts. los contactos de Esquisto-Caliza-Lutitas son muy irregulares, están frecuentemente fallados, por lo que también muestran cambios bruscos en su potencia. Lateralmente varía la mineralización hasta 80 mts. al alto y al bajo de las vetas (niveles 1, 2, 5 y 6). Existen 3 (tres) zonas mineralizadas en la secuencia calcárea y son:

a).- La parte superior de la Formación Morelos aloja los reemplazamientos que tienen las Minas Guerrero, Remedios, Chiquihuite y Guadalupeana, pudiendo estar en contacto con la Formación Mexcala o bien cercano a ella, separado por un horizonte de caliza estéril de 10 a 40 mts.

#### VIII.- ABSTRACTO

La presente serie de párrafos muestra una síntesis de las actividades relacionadas con el reforzamiento de la roca de la fecha de su iniciación a Abril 30 de 1983. Con el objeto de dar a conocer a las personas interesadas el alcance, importancia e impacto que han tenido estas actividades

con relación a puntos como: seguridad, desarrollo y producción. Además de formular una estadística sobre el particular.

#### IX.- ANTECEDENTES

Los años precedentes a los primeros trabajos formales de la estabilización de la roca, se caracterizan por la existencia de innumerables problemas estructurales que paralizan el avance de algunas de las obras, que orillan a cambios de sistemas de minado, que causan pérdidas humanas y de equipo, impiden la creación de espacios o aberturas mayores a las entonces establecidas y el no poder explotar áreas de mineral con severos rasgos de inestabilidad (mantos).

#### X.- TRABAJOS DE REFORZAMIENTO DE LA ROCA

a).- Anclaje.- Los primeros trabajos de anclaje como medida de sustentación de la roca y efectuado en una manera sistemática, con el fin de resolver problemas estructurales, data de diciembre de 1979. Las primeras anclas instaladas fueron de varilla corrugada de 7' inyectadas con cemento, posteriormente se usaron de 10' y 12' en lugares que ameritaron un anclaje más largo; también se probaron varillas con cartucho de resina, las cuales debido al alto costo de la misma y a las condiciones existentes no fueron viables de utilizar en forma sistemática.

De dos años a la fecha, además del anclaje de varilla con cemento, se ha utilizado el split-set de 6' y 5' generalmente en desarrollos o terrenos sumamente alterados y donde se requiere de un soporte inmediato.

El anclaje con cable de desecho de 1' inyectado con cemento. Se está empleando en lugares con severos problemas estructurales ó en áreas de subsidencia, llegándose a instalar en ocasiones cables de hasta 60 mts. de longitud.

b).- Zarpeo.- El zarpeo en la Unidad realizado en forma regular, data de principios de 1980, y fué seleccionado el método seco por medio de una zarpeadora Aliva, modelo 250, dadas las ventajas que ofrecía sobre el del tipo húmedo.

Con esta máquina de concreto lanzado, se han rehabilitado, ampliado e incrementado las obras de preparación y exploración; se han acondicionado y reforzado ventanillas, comedores, estaciones robbins, niveles de acarreo, taludes, etc., así como lugares de producción.

Más tarde, en octubre de 1981 se adquirió otra zarpeadora, una Aliva modelo 260 con motor eléctrico y con capacidad de 10 a 12 metros cúbicos por hora; con este equipo se estuvo atacando inicialmente el problema de subsidencia en Capilintla al inyectar gravilla por barrenos de 2' para intentar rellenar los huecos del área.

Actualmente ambas zarpeadoras están realizando trabajos de reforzamiento de la roca, en obras pertenecientes a las minas Guerrero, Remedios y Calizas.

#### XI.- LUGARES DE TRABAJOS REFORZADOS

##### MINA GUERRERO:

- 1.- Rampa Santa Fé.- Casi en un 60% de su desarrollo está zarpeado y anclado, desde superficie al nivel 2. Teniendo aproximadamente 500 m. l. de concreto lanzado y 770 m. l. de anclaje con varilla corrugada de 7' y split-sets de 6'.
- 2.- Contra Cañón Nivel 0.- Esta obra se encuentra soportada del cruce con la Rampa Santa Fé hacia el norte, teniendo 350 m.l. de concreto lanzado y 490 m.l. de anclaje con varilla de 7' y 12' además de split-sets de 6'.
- 3.- Nivel 1.- La mayoría del reforzamiento de esta obra se encuentra entre las secciones 22-70 a la 26-20 ó sea donde se amplió el nivel, consistiendo de anclaje de varilla de 7' y split-sets en algunas partes del norte, dando un total de 450 m.l. de anclaje.
- 4.- Rebaje 1-20-80 (Manto de Anza).- En este lugar la mayor parte de su contracielo se encuentra recibido con varilla corrugada de 7' y 10', también se instalaron algunos split-sets y cables de 1/2' x 5.0 mts. para reforzamiento de pilares. El zarpeo fué lanzado regularmente en accesos y en zonas cortadas por fallas y otros rasgos de inestabilidad.

- 5.- Rebaje 1-28-00 (Ver Capilintla).- La cabeza del último corte de este rebaje quedó anclada con split-sets de 6'.
- 6.- Contra Cañón Nivel 2.- Sobre el c/cañón de Veta San Jorge, es donde se localiza la mayor parte del soporte, debido a las condiciones estructurales del lugar, habiéndose totalizado hasta la fecha 370 m.l. de anclaje, tanto de split-sets de 6' como de varilla de 7' y 12'.
- 7.- Rebaje 2-34-50.- El c/cielo de este rebaje en su último corte quedó recibido con split-sets de 6'.
- 8.- Contra Cañón Nivel 4.- Para esta obra tenemos alrededor de 55 m.l. de zarpeo y 360 m.l. de anclaje con varilla de 7' y 10', además de split-sets de 6'. Sobre Veta San Jorge se tienen 85 m.l. anclados con split-sets de 6'.
- 9.- Manto Victoria Nivel 4.- (intersección rebaje 36-37, Sn. Jorge).- Toda la cabeza del manto en su intersección con el nivel quedó completamente reforzada con anclaje de varilla de 7'.
- 10.- Nivel 5.- En la ampliación del nivel (Secciones 28-00 a 31-30), se tienen recibidos 90 m.l. con concreto lanzado y 490 m.l. con anclaje de varilla de 7' y split-sets de 6'.
- 11.- Rebaje 5-24-25 Pastora.- Debido a problemas de caídos y para evitar dilución del mineral se dejó anclado el último corte y parte del respaldo del alto con varilla de 7' y mallacero.

Aparte de todas estas obras, también fueron reforzadas, ya sea con anclaje, zarpeo o una combinación de ambas, ventanillas, comedores, estaciones Robbins, plazas de barrena ción a diamante, metaleras, tapones de ventilación, talleres diesel, etc.

## XII.- O T R O S

### MINA REMEDIOS:

Aquí se han instalado varillas de 7' con cemento y split-sets de 6', y zarpeado algunas áreas, generalmente en el rebaje de la 40 y en la bocamina. Se está actualmente considerando la posibilidad de recuperar pilares de alta ley, dejando en su lugar anclas de cables de desecho de 12 m. de longitud.

### MINA CALIZAS:

El zarpeo se ha efectuado en el pórtar y entrada de la rampa y el anclaje tanto de varilla de 7' y 12' como split-sets de 6' se está llevando a cabo sistemáticamente -- dentro del rebaje.

Además se instalaron 34 anclas de cable de 1" x 12.0 mts. inyectadas con cemento en una zona de rebaje que presentaba fuertes problemas de estabilidad, lográndose muy buenos resultados. Actualmente se está reforzando con cables de 45 m. de longitud la cabeza de dicho rebaje.



MINA LA CONCHA:

Durante la rehabilitación del cañón de acceso a su superficie, se instalaron split-sets de 6' por lo alterado e intemperizado del terreno, cubriéndose una longitud de 80 m.l.

MINA EL PEDREGAL:

Aquí se recibió con malla, split-sets y concreto lanzado, una área aproximada de 240 metros cuadrados que se vino abajo durante las fuertes precipitaciones pluviales de 1981. Localizada atrás de la sala de malacates, en el talud que colinda con el Hotel de la Borda.

PRIMER HUNDIDO:

Localizado a un lado de la Carretera Nacional a Acapulco, en este lugar se instaló malla con varilla de 7' y se zarpeo un área aproximada de 150 m<sup>2</sup> con el objeto de reforzar el talud de dicha carretera. Además de estarse monitoreando el lugar con extensómetros, seismitrón y midiendo el nivel de rezaga, a partir de puntos estratégicos.

XIII.- RESUMEN ANCLAJE-ZARPEO.

Hasta el pasado mes de Abril se ha instalado el siguiente anclaje en la Unidad:

Anclas de varilla de 7' - 2 - - - - -	13693
Anclas de varilla de 10" - - - - -	660
Anclas de varilla de 12' - - - - -	658
Split-sets de 6' - - - - -	5140
Anclas de resina de 7' - - - - -	137
Anclas de cable de 1/2" x 4.0 m. - - - -	24
Anclas de cable de 1' - - - - -	115 (4219 m.l.)

En lo referente al zarpeo se han lanzado 10160 sacos de cemento ó sea 508 toneladas, cubriéndose un área aproximada de 20200 m<sup>2</sup> de terreno.

Todo lo anterior nos representa exclusivamente en desarrollo 3400 m. l. de reforzamiento de la roca.

#### XIV. - PROGRAMAS DE INSTRUMENTACION

La instrumentación comenzó prácticamente a principios de 1981, y desde entonces se han usado los siguientes instrumentos:

- Seismitrón: Usado para predecir posibles desprendimientos o caídos de roca y para localizar barrenos Robbins y a diamante.
- Extensómetro: Con objeto de medir las deformaciones existentes de la roca en diferentes obras.
- Medidor de Esfuerzos: Como su nombre lo indica se emplea para medir los esfuerzos que se generan dentro del maciso rocoso.
- Probador de Puntas: Este aparato se utiliza para conocer la resistencia a compresión de la roca.

Prensa Hidráulica: También se emplea para determinar la resistencia a compresión de la roca en especímenes preparados para ello y es un instrumento de mayor capacidad y precisión que el anterior.

Strain Gages: Estos medidores de deformación del tipo pegable o soldable, generalmente se emplean en núcleos de roca, con objeto de determinar sus propiedades físicas, empleadas para el diseño de pilares.

Todos estos instrumentos y otros se han usado de una manera u otra para controlar la estabilidad del terreno, en lugares con problemas de soporte, como son entre ellos: C/Cañón Nivel 0, Bancos 1-20-80, Rampa Santa Fé, Capilintla, Calizas, etc., generalmente con buenos resultados, aunque le ha faltado un poco de enfoque con el fin de hacerla una herramienta más - práctica y entendible al personal obrero y de supervisión.

Por otra parte han recibido entrenamiento sobre las técnicas de reforzamiento e instrumentación en el control del terreno, dentro de la Unidad Taxco, las siguientes personas:

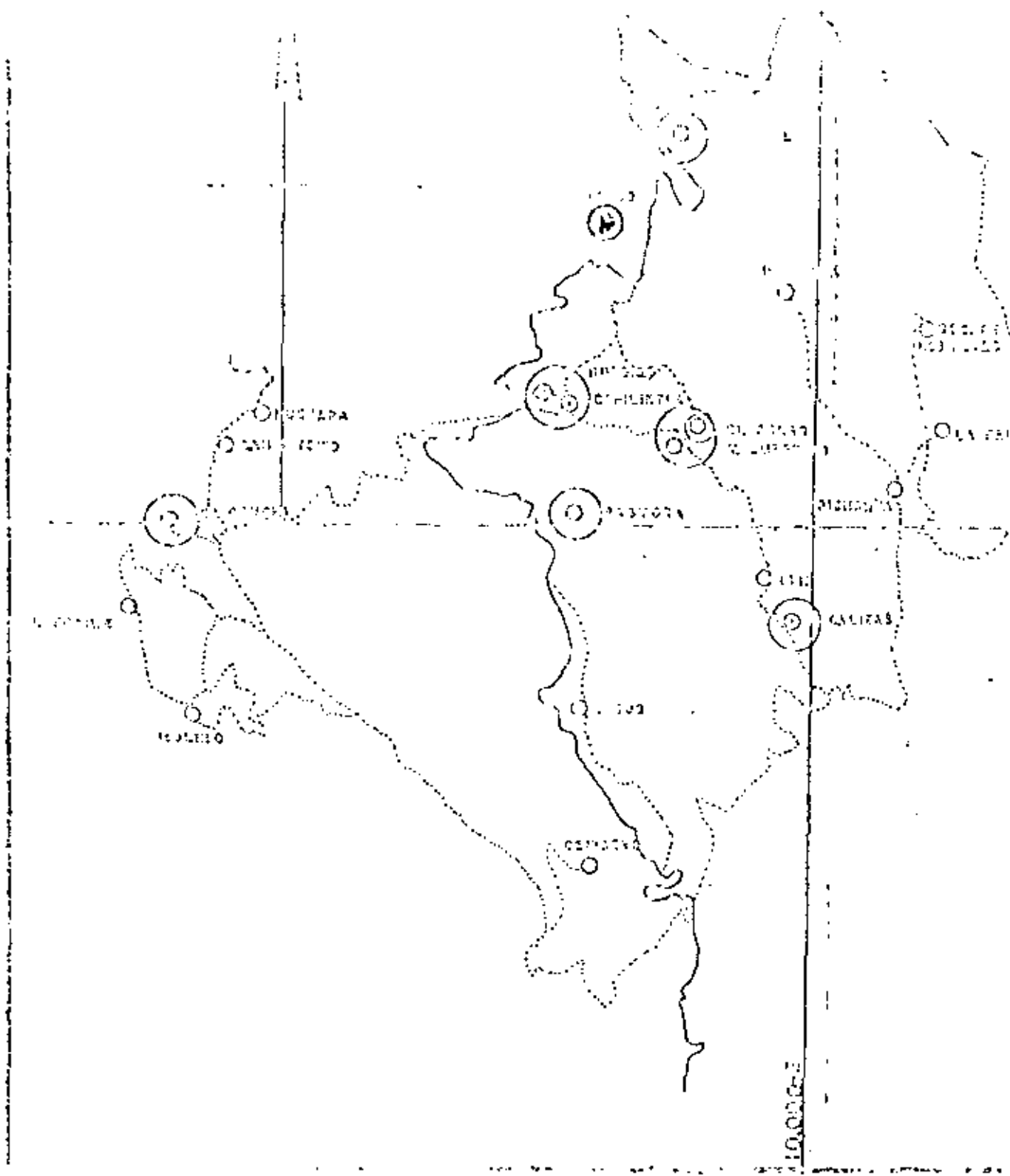
Laborando actualmente en:

Ing. Pedro Miguel Sánchez	Unidad Santa Bárbara
" Leopoldo Rubio	Unidad Charcas
" Gustavo Figueroa	Dejó la Empresa
" Armando Bernal	Unidad Velardeña
" Arnoldo López	Unidad Taxco
" Héctor Mendoza	Dejó la Empresa
" J.J. Guillermo Moreno	Unidad San Martín
" Jorge Hernández	Dejó la Empresa
" Juan Manuel Dueñas	Unidad Taxco
" Roberto Hernández	Unidad Parral
" Luis U. Minjares	Unidad Taxco
" Miguel E. Domínguez	Unidad Taxco

## XV.- CONCLUSIONES

El impacto y beneficio que estas actividades han representado para la Unidad Taxco y por ende para la Empresa, se pueden resumir como sigue:

- PRIMERO.- Seguridad: Se ha disminuido considerablemente el porcentaje de accidentes por caídas de piedra, incluso no hemos tenido que lamentar en los últimos 3 años alguna pérdida humana ó de equipo por este motivo, tal como era común en años precedentes.
- SEGUNDO.- Desarrollo y Producción: Es inegable que obras como los trabajos del Manto 1-20-80, Mina Calizas, parte norte de la Mina (Veta San Jorge), no podrían haberse trabajado con los costos, producción y seguridad con que se -- han hecho, de no haberse aplicado la tecnología de anclaje y zarpeo.
- TERCERO.- Se ha creado una escuela en la Unidad que acepta pasando desde la Gerencia al personal obrero, estas técnicas del reforzamiento de la roca.
- CUARTO.- Se cuenta dentro de la Unidad Taxco con un laboratorio completísimo de mecánica de rocas, con personal entrenado, equipo y materiales para estar llevando las técnicas de anclaje-zarpeo-instrumentación con bases diarias.





50000

INDUSTRIAL MINERA MEXICO S. A.

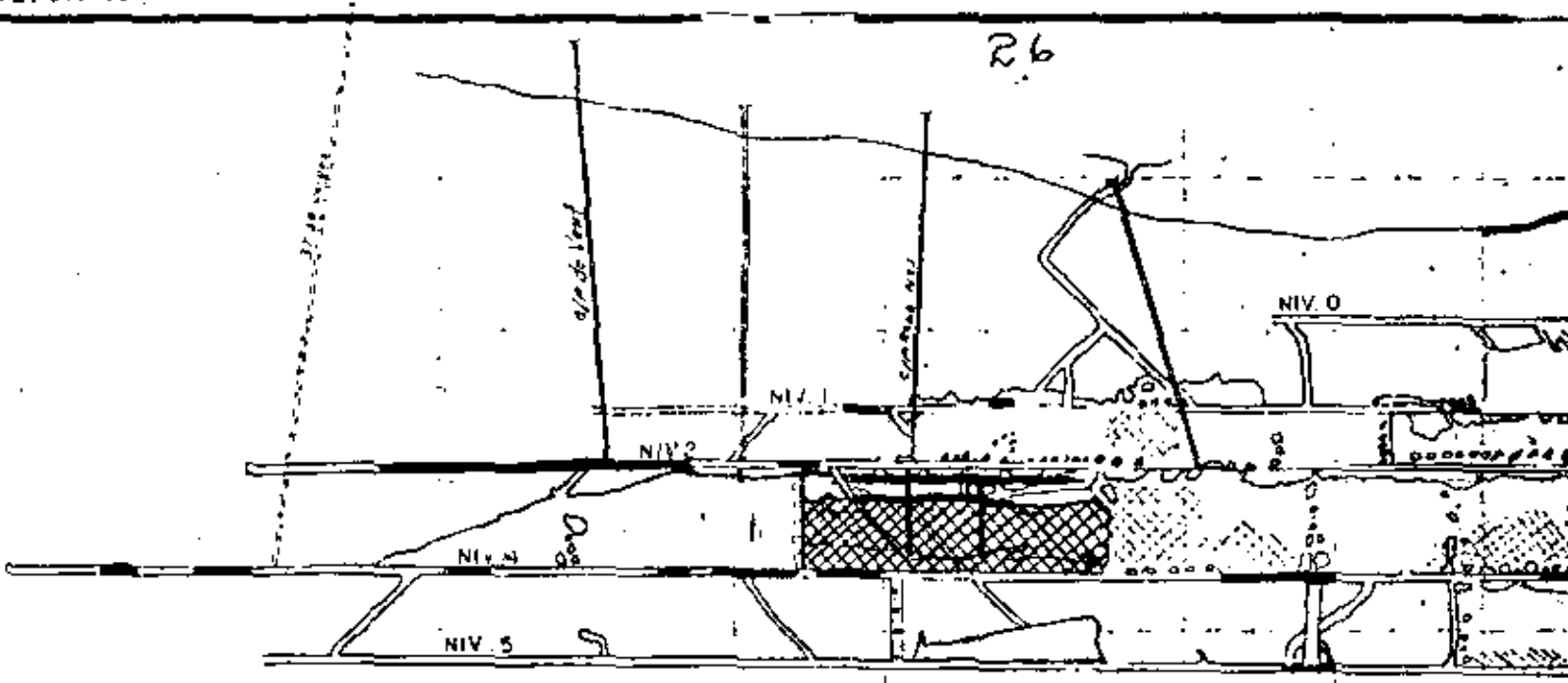
DEPTO. CENTRAL FED. DE COCAS

PLANO DE LOCALIZACION  
MOSTRANDO AREAS DE  
REFORZAMIENTO

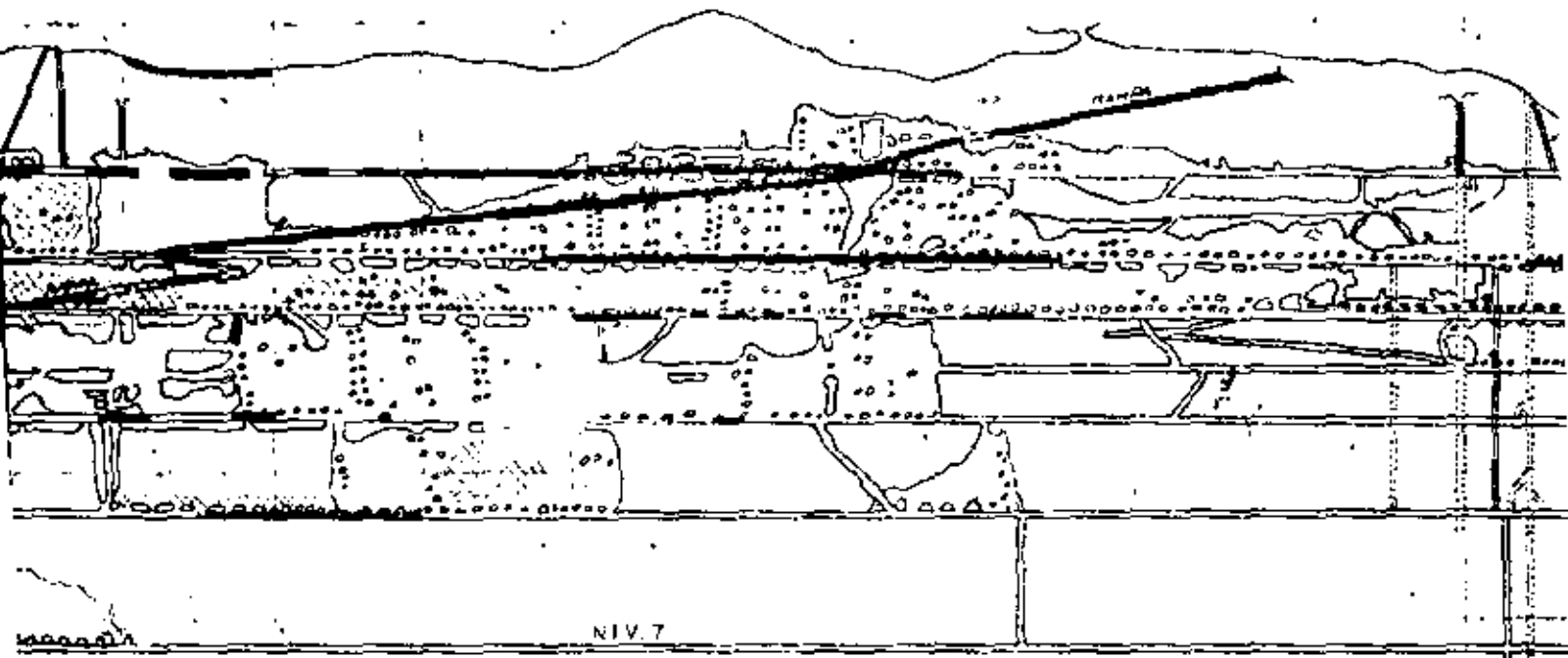
ESC. 1:50,000

NOV. DE 1942

R6



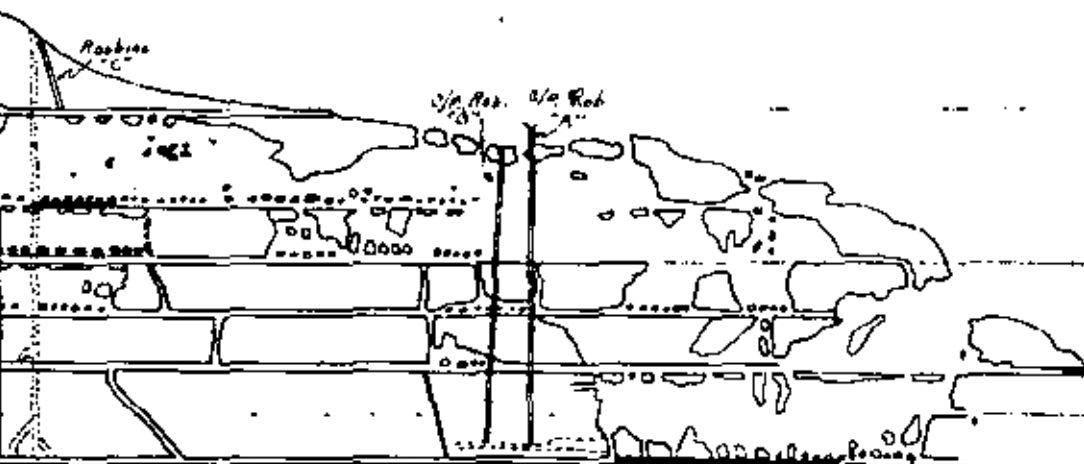
27



NIV. 7

NIV. 9





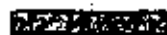
AREA ANCLADA



AREA ZARPEADA



AREA ANCLADA Y ZARPEADA



INDUS

ESCA

1/5

28

1750

1650

1550

1450

1350

1250



~~XXXXXXXXXX~~

~~XXXXXXXXXX~~

ARPEADA

~~XXXXXXXXXX~~

INDUSTRIAL MINERA MEXICO S<sup>a</sup> A.  
UNIDAD TAXCO

MINA GUERRERO

VETA COBRE

ESCALA:  
1:5000

FECHA:  
JULIO-1980

DIBUJO:  
M - N - 80



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION

LA MECANICA DE ROCAS EN EL CONTROL Y DISEÑO DE LOS  
SISTEMAS DE MINADO SUBTERRANEOS

Mayo, 1983

C O N T E N I D O

- I.- LA MECANICA DE ROCAS EN EL CONTROL Y DISEÑO DE LOS SISTEMAS DE MINADO SUBTERRANEOS.
  
- II.- INSTRUMENTACION
  
- III.- SISTEMAS DE REFORZAMIENTO DE LA ROCA (ANCLAS, CONCRETO LANZADO Y MALLA) ..
  
- IV.- ALGUNOS CONCEPTOS BASICOS SOBRE LOS PERNOS DE ANCLAJE
  
- V.- ANALISIS DE ESFUERZOS Y DEFORMACIONES EN DOS DIMENSIONES, PARA ABERTURAS SUBTERRANEAS EMPLEANDO LA TECNICA DE DIFERENCIAS FINITAS.
  
- VI.- DISCUSION DE CASOS REALES
  
- VII.- BIBLIOGRAFIA

PREPARADO

POR

RODOLFO NAVA R.  
MAYO DE 1983  
MEXICO, D. F.

LA MECANICA DE ROCAS EN EL DISEÑO Y  
CONTROL DE LOS SISTEMAS DE MINADO -  
SUBTERRANEOS.

POR

RODOLFO NAVA ROJAS.

3

C O N T E N I D O

I.- INTRODUCCION

II.- DEFINICIONES

III.- AREAS DE APLICACION

IV.- FACTORES EN LA SELECCION DE UN SISTEMA DE MINADO

IV.1.- EL ESTADO LOCAL DE ESFUERZOS

IV.2.- LOS RAZGOS ESTRUCTURALES DE LA MASA ROCOSA

IV.3.- LAS DIMENSIONES DEL DEPOSITO MINERAL

IV.4.- LOCALIZACION DE OTROS CUERPOS CERCANOS

IV.5.- PROPIEDADES INGENTERILES DE LA MASA ROCOSA

IV.6.- EL FACTOR TIEMPO

IV.7.- LAS LEYES DEL DEPOSITO

IV.8.- CONVERTIBILIDAD DEL METODO

IV.9.- CONSIDERACIONES DE COSTOS

V.- DIMENSIONAMIENTO DE ABERTURAS PARA SERVICIOS

VI.- SECUENCIA DEL TUMBE

VII.- DISEÑO DE PILARES

VII.1.- TEORIA DEL AREA TRIBUTARIA

VII.2.- BACK ANALYSIS

VII.3.- POST - PILLAR MINING METHOD

VIII.- INSTRUMENTACION

VIII.1.- OBJETIVOS

VIII.2.- TIPOS DE INSTRUMENTACION

IX.- SISTEMAS DE REFORZAMIENTO DE LOS MACIZOS ROCOSOS

X.- CONCLUSIONES.

INDICE DE FIGURAS Y GRAFICAS

- FIGURA 1.- DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN EL PERIMETRO DE INTERSECCION DE DOS OBRAS.
- FIGURA 2.- EFECTOS DE SUPERPOSICION POR OBRAS DE MINADO CERCANAS -- UNAS A OTRAS.
- FIGURA 3.- DISTRIBUCION DE ESFUERZOS VERTICALES EN UN PILAR CON CONTENIDO ELEVADO DE SULFUROS.
- FIGURA 4.- PLANTA Y SECCION MOSTRANDO SISTEMA DE CORTE Y RELLENO MECANIZADO (RIB PILLARS). NOTE QUE EL AVANCE DEL TUMBE VA EN DIRECCION NORMAL AL SISTEMA DE FALLAS.
- FIGURA 5.- PRUEBAS DE RESISTENCIA DE LA ROCA EN EL CAMPO.
- FIGURA 6.- TECNICA DE LA RECUPERACION MODIFICADA DE LA ROCA EN TESTIGOS A DIAMANTE.
- FIGURA 7.- ALTERNATIVAS DE ARREGLOS DE PILARES.
- FIGURA 8.- CONCENTRACION DE ESFUERZOS EN FUNCION DE LA GEOMETRIA DEL PILAR.
- FIGURA 9.- DETERMINACION RESISTENCIA A COMPRESION SIMPLE.
- FIGURA 10.- DETERMINACION MODULO DE ELASTICIDAD.
- FIGURA 11.- FORMACION Y CRECIMIENTO DE LA FRACTURA LIDER O DE FALLA EN ESPECIMENES DE ROCA SOMETIDOS A COMPRESION.
- FIGURA 12.- BARRENACION LARGA PARALELA EN RETROCESO (CON SECUENCIA CORRECTA DE MINADO) (SIN ESCALA).
- FIGURA 13.- BARRENACION LARGA PARALELA CON SUBNIVELES USANDO CRUCEROS



Y PALAS NEUMATICAS PARA LA EXTRACCIÓN ( CON SECUENCIA INCORRECTA DE MINADO). (SIN ESCALA).

- FIGURA 14.- ILUSTRACION DEL CONCEPTO DEL AREA TRIBUTARIA.
- FIGURA 15.- RELACION ENTRE EL VOLUMEN DE UN EJEMPLAR Y SU RESISTENCIA (MODIFICADA DESPUES DE KOSTAK).
- FIGURA 16.- COMPARACION ENTRE LA RESISTENCIA DE UN PILAR Y LOS ESFUERZOS A QUE ESTA SOMETIDO (DESPUES DE HEDLEY Y GRANT)
- FIGURA 17.- COMPORTAMIENTO DE LAS ROCAS MAS ALLA DE SU PUNTO DE FALLA.
- FIGURA 18.- ESQUEMA DEL SISTEMA DE POST PILLARS.
- FIGURA 19.- NOMOGRAMA PARA DISEÑO DE PILARES (MODIFICADO DESPUES. - DE HEDLEY Y HERGET).
- FIGURA 20.- MONITOREO DENTRO DE LA MINA.
- FIGURA 21.- MOSTRANDO INSTALACION DEL CONJUNTO SEISMITRÓN PROBADOR DE PUNTAS PARA EVALUAR LA ACTIVIDAD MICROSISMICA ARTIFICIALMENTE EN ESPECIMENES DE ROCA.

## 1.- INTRODUCCION

Contrariamente a otros campos modernos de la ingeniería que se han desarrollado como una ciencia, la creación de estructuras subterráneas para extracción de mineral ó trabajos de ingeniería civil, se han llevado a la práctica por siglos sin el beneficio de una guía científica.

En las últimas tres décadas, la información técnica con relación a las propiedades mecánicas de las rocas y al diseño de aberturas en las mismas se aceleró rápidamente. Teniendo lugar en Lieja, Bélgica en el año de 1951 la Primer Convención Internacional Sobre Presiones en las Rocas y Soporte del terreno.

Desde entonces a la fecha se han organizado frecuentemente simposios Nacionales e Internacionales con la misma finalidad. El crecimiento de la mecánica de rocas en las décadas de 1950, 1960 y 1970, puede atribuirse a considerable número de causas entre las que podemos citar:

- 1.- A consecuencia del incremento general de la actividad científica, que ha permitido entre otras cosas la creación de teoría -- instrumentación y procedimientos de medida aceptable a investigaciones de mecánica de rocas.
- 2.- Dentro del campo de la minería a medida que ha transcurrido el tiempo los depósitos más ricos y de fácil acceso se han terminado. Dando como resultado un incremento ó aliciente por extraer al máximo el % de mineral contenido dentro de un "X" depósito, y minar a grandes profundidades. Estos dos factores hacen mandatorio un mejor entendimiento del comportamiento de la roca en que se está minando.
- 3.- En el campo de la Ingeniería Civil ha habido un notable incre--

mento en el número y magnitud de los proyectos.

tales como la construcción de presas, túneles, hidroeléctricas, carreteras, etc.

- 4.- Se ha visto que ciertos productos estratégicos como el petróleo tienen probabilidades de almacenarse dentro de minas antiguas - ó grandes obras subterráneas construidas a ex-profeso. Existiendo por lo tanto un marcado interés por la estabilidad de estas obras.
- 5.- Desde el final de la II Guerra Mundial, se ha visto la necesidad de construir instalaciones subterráneas para refugios atómicos ó con fines militares..
- 6.- Dejando en un segundo plano de importancia las consideraciones anteriormente mencionadas, siempre existe la inquietud y los -- requerimientos federales para contar con estructuras las más -- seguras posibles.

## II.- DEFINICIONES.

La mecánica de rocas es el estudio de los efectos que ocasionan los campos de fuerzas sobre las rocas y macizos rocosos. Los efectos pueden ser: cambio de forma y volúmen, fractura-- miento y deslizamiento.

Su objetivo fundamental es el estudio del comportamiento mecánico de las rocas frente a sollicitaciones estáticas, dinámicas o combinaciones de ambas. Y la aplicación racional de estos -- criterios al diseño de aberturas seguras, económicas y eficientes.

## III.- AREAS DE APLICACION.

Básicamente su aplicación queda restringida a dos áreas principales: Ingeniería de Minas y Civil. Dentro de las aplicaciones

de la primera tenemos:

§

## APLICACIONES MECANICA DE ROCAS EN INGENIERIA DE MINAS

- A.- DISEÑO DE SISTEMAS DE MINADO (SUBTERRANEO Y A TAJO ABIERTO)
- B.- CONTROL DE LA ESTABILIDAD DURANTE LA PREPARACION, DESARROLLO Y OPERACION DE LOS TRABAJOS DE MINADO.

Para satisfacer el punto A) es básico conocer:

- A.1.- Campo de esfuerzos de pre-minado (se requiere trabajo de campo, laboratorio y gabinete).
- A.2.- Propiedades mecánicas de las rocas (se requiere trabajo de campo, laboratorio y gabinete).
- A.3.- Cálculos matemáticos: a).- Para diseño (resistencia media pilares, esfuerzo medio en pilares, % de recuperación y factores de seguridad). b).- Simulación en computadora de modelos matemáticos para prever situaciones de inestabilidad futuras (técnica de elementos finitos, elementos limitantes y discretos).

Para satisfacer el punto B) tenemos que llevar a la práctica:

- B.1.- Instrumentación (medir la deformación de la roca alrededor de aberturas subterráneas, medida de la alteración del campo de esfuerzos con la construcción de las obras, evaluación del comportamiento de los sistemas de soporte, y evaluación de las pegadas de explosivos en obras civiles cercanas a los lugares de trabajo).
- B.2.- Reforzamiento de la roca (ayudar a la roca a auto-sustentarse al aparecer problemas de estabilidad).
- B.3.- Supervisión de personal especializado en mecánica de rocas a los lugares de trabajo (dar comentarios para evitar ó corregir problemas de estabilidad).

## APLICACIONES MECANICA DE ROCAS EN INGENIERIA CIVIL

- A.- DISEÑO DE OBRAS (PRESAS, TUNELES, CARRETERAS, DEPOSITOS PARA ALMACENAJE DE PETROLEO, HIDROELECTRICAS, REFUGIOS SUBTERRANEOS PARA USO MILITAR).
  - B.- CONTROL DE LA ESTABILIDAD DURANTE LA PREPARACION, DESARROLLO Y USO DE LAS OBRAS ARRIBA CITADAS.
- IV.- FACTORES GEOTECNICOS EN LA SELECCION DE UN SISTEMA DE MINADO

*Como todos los presentes aquí sabemos, el minado es la explotación económica de minerales valiosos bajo condiciones seguras y eficientes. Sin olvidar la correcta integración de los recursos humanos, materiales y técnicos que intervienen en trabajos de esa naturaleza.*

*Cada situación es única y las restricciones a estos trabajos son impuestos por factores políticos, económicos y técnicos.*

*Las consideraciones geotécnicas quedan dentro de los factores técnicos. Los factores geotécnicos a considerar desde el punto de vista de la mecánica de rocas para adoptar una estrategia durante el diseño de un sistema de minado son en orden de importancia los siguientes:*

IV.1.- El Estado Local de Esfuerzos.

*El estado de esfuerzos de pre-minado tendrá una importancia -- fundamental sobre la estabilidad de las aberturas de minado y de los sistemas de aberturas. La creación de una abertura dentro de un macizo rocoso altera el campo de esfuerzos vírgenes, dando lugar a concentraciones de esfuerzos, los cuales en caso de ser mayores que la resistencia de la roca provocan su fallamiento ( figura 1 ).*

*Incluso es recomendable orientar las obras con su dimensión -- mayor paralela a la dirección del esfuerzo principal mayor; si*

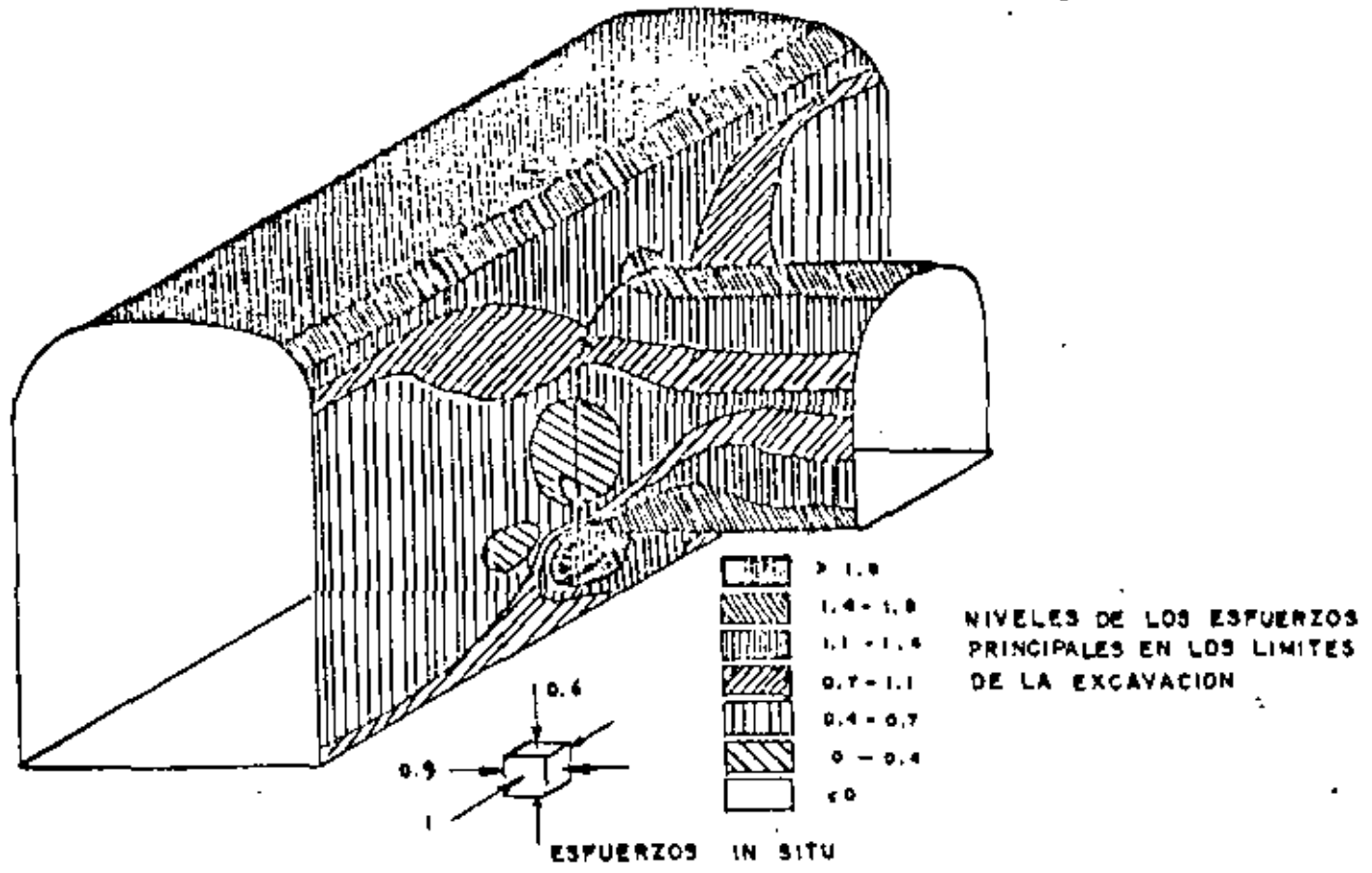


FIGURA 1 DISTRIBUCION DE LOS ESFUERZOS PRINCIPALES EN LOS PERIMETROS DE DOS OBRAS QUE SE INTERSECTAN

13

es posible la razón entre los ejes de la abertura puede ser la misma que la razón de los esfuerzos principales. Por lo tanto durante la etapa de diseño, uno de los primeros objetivos será aplicar todas las herramientas de análisis que estén a nuestro alcance para reunir evidencias que muestren las condiciones -- del esfuerzo virgen dentro de la masa rocosa. A esto hay que -- agregar, la obtención e interpretación de datos estructurales -- del área y la acumulación de experiencias sobre operaciones de -- minado similares. Las medidas de campo de los esfuerzos deben -- de preferencia efectuarse antes de que este sea influenciado -- por la presencia de numerosas obras. ( figuras 2 y 3 ).

#### IV.2.- Los rasgos estructurales de la Masa Rocosa.

Para todos los que laboramos en las minas o hemos laborado en ellas, sabemos que la estabilidad de las mismas es afectada -- por fracturas, fallas, zonas de oxidación y otros rasgos de -- debilidad. Como resultado de la orientación y espaciamiento -- entre fracturas o fallas en algunos casos es necesario modifi -- car el rumbo y dimensión de las aberturas, localización y ta -- maño de pilares y la dirección que procede el minado (figura -- 4).

Durante los primeros trabajos de exploración se puede obtener información valiosa si se levantan estructuralmente los barre -- nos a diamante a medida que se van recuperando. Igualmente -- puede llevarse un récord sobre la localización, frecuencia, -- orientación y apariencia de las fracturas. Incluso es sencii -- llo conseguir pruebas preliminares de campo sobre la resis -- tencia de la roca ( figura 5 ).

Cierta información estructural como la calidad de la roca --- (R.Q.D.), se emplea para la construcción de planos de inge -- niería y secciones, para indicar la extensión en variación de

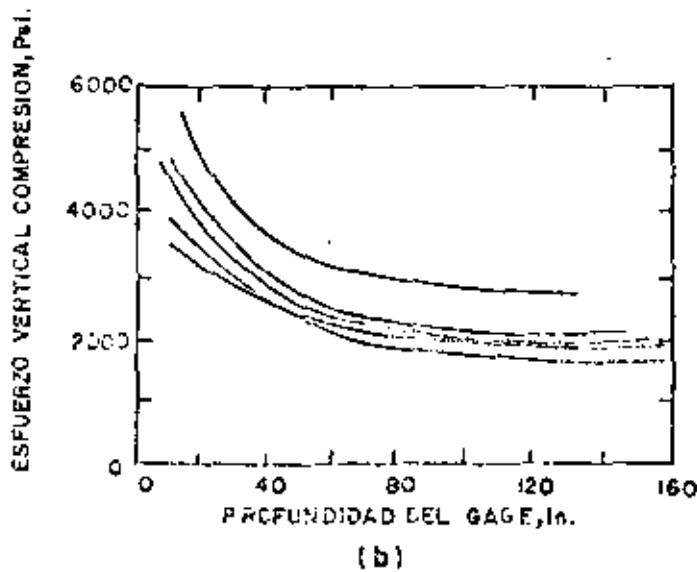
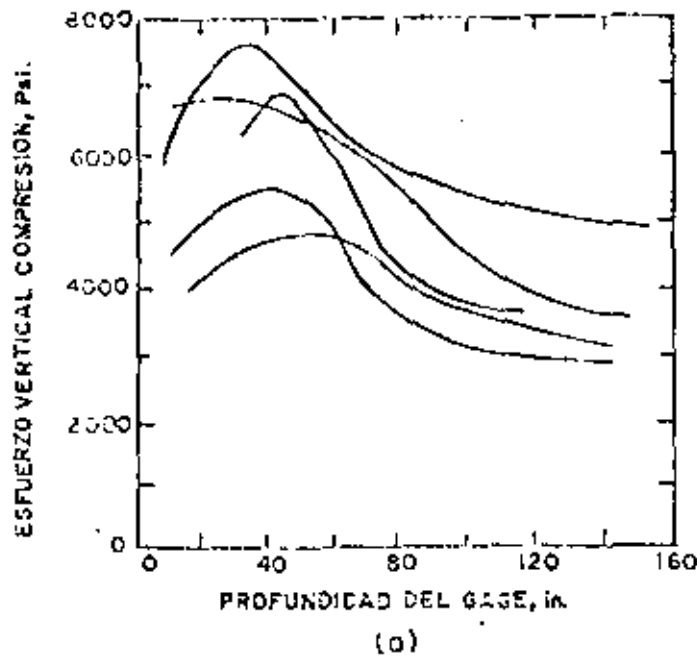


FIGURA 2.- EFECTOS DE SUPERPOSICION POR OBRAS  
DE MINADO CERCANAS UNAS A OTRAS.



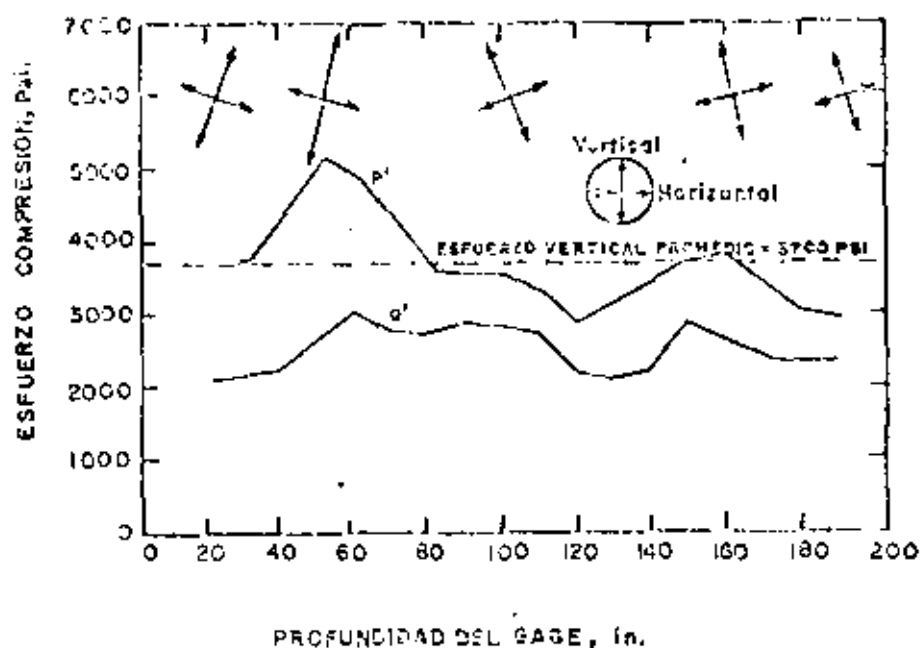


FIGURA 3.- DISTRIBUCION DE ESFUERZOS VER-  
TICALES EN UN PILAR CON CONTE-  
NIDO ELEVADO DE SULFUROS.

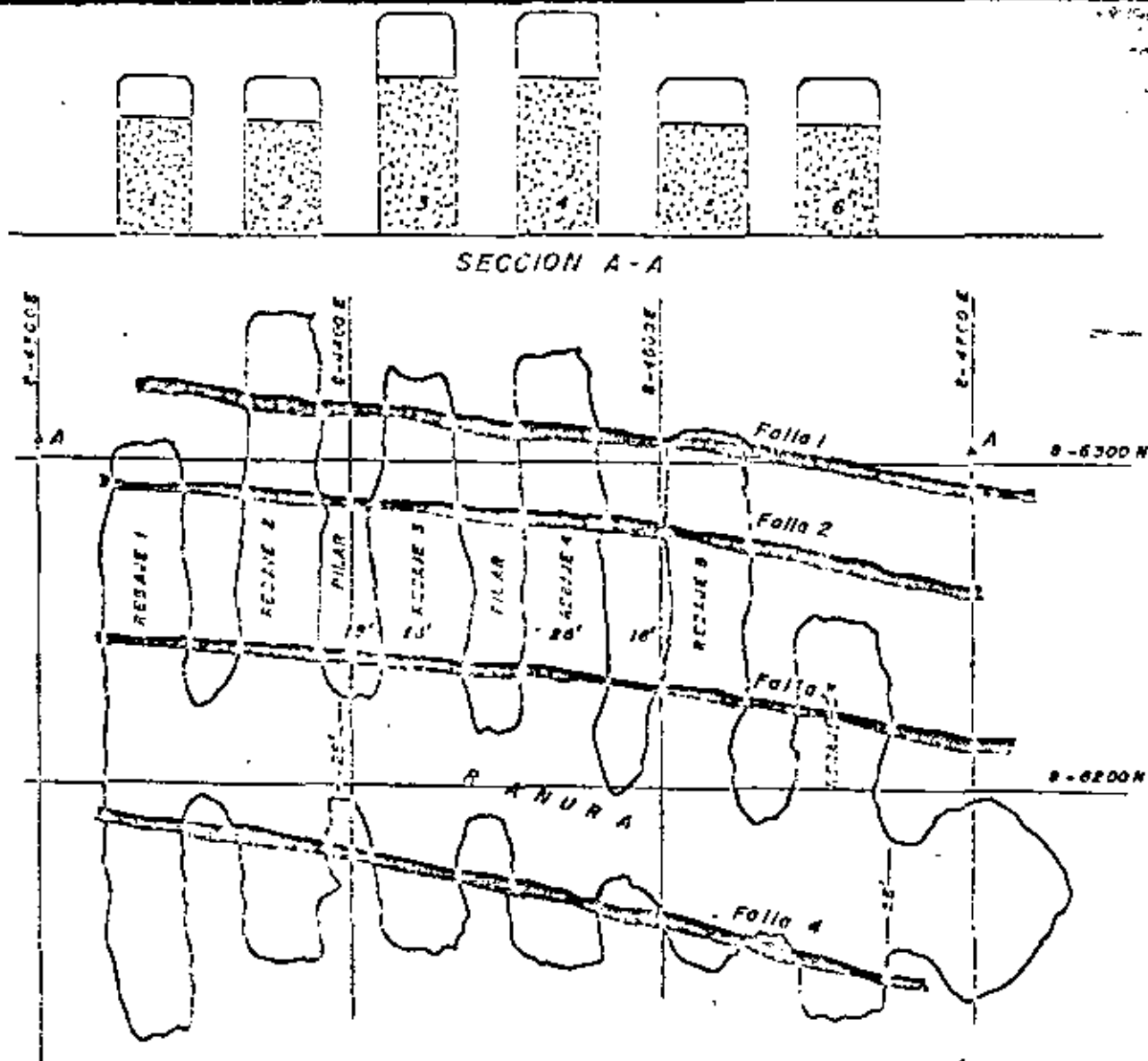


FIGURA 4 - PLANTA Y SECCION MOSTRANDO SISTEMA DE CORTE Y RELLENO MECANIZADO (DIB PILLARS). NOTE QUE EL AVANCE DEL TUMBE SE EN DIRECCION NORMAL AL SISTEMA DE FALLAS.

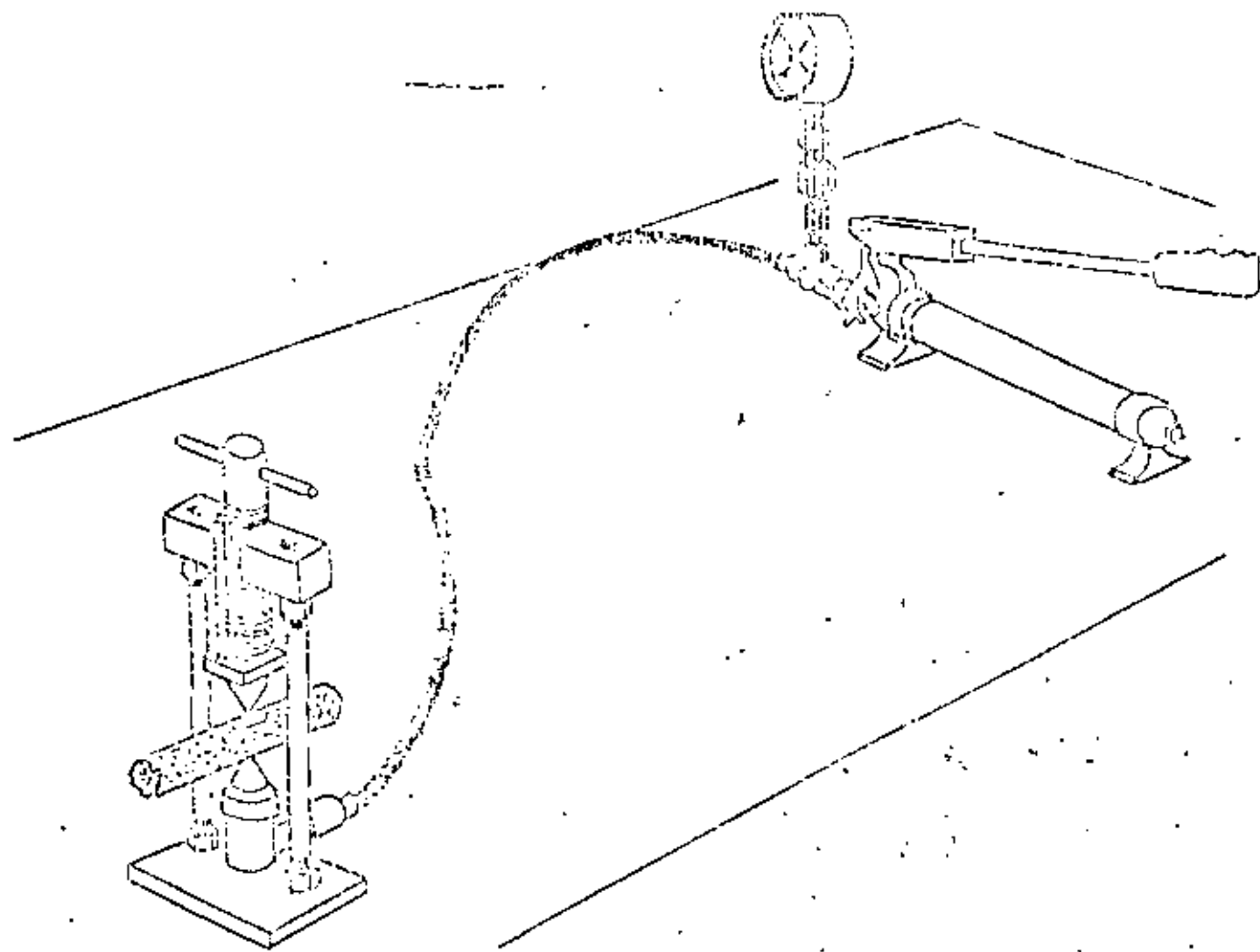


FIGURA 5

PRUEBAS DE RESISTENCIA DE LA ROCA EN EL CAMPO.

Las propiedades de la masa rocosa ( figura 6 ).

Se recomienda también llevar un récord de los datos de geología estructural durante la vida de una operación de minado.

Esta información es básica cuando se tiene que evaluar la estabilidad de obras de producción y pilares.

#### IV.3.- Las Dimensiones del Depósito Mineral.

Ciertos rasgos físicos de un depósito mineral como, longitud-altura, potencia y echado son limitaciones para seleccionar un determinado sistema de minado.

Por lo general la explotación de depósitos con echados menores a 45° está limitado a derivaciones de cuartos y pilares -- con relleno ó abiertos. Seleccionado los rebajes en forma de obtener los espacios abiertos máximos. Quedando esta decisión influida por las condiciones de esfuerzos "insitu", presencia y orientación de fracturas, y las propiedades físicas del mineral y roca encajonante. En cuerpos masivos de grandes dimensiones, generalmente se aplican métodos de altos volúmenes de producción, con relleno ó abiertos ( block caving, sublevel stopping, sublevel caving y blast hole stopping). Algunos de estos métodos se pueden considerar como una extensión de los conceptos de "open-pit" al minado subterráneo.

Las características de resistencia de la roca pueden darnos información para planear el avance del tumba en una dirección particular. Llevando la geometría de las secciones abiertas -- sin soporte de manera que nos den concentraciones de esfuerzos mínimos. Por ejemplo en la figura 7, el lector puede ver-

LONGITUD LINGOTE RECUPERADO [Cm]	RECUPERACION MODIFICADA [Cm]	INDICE DE CALIDAD RQD	CALIDAD
25	25		
5		0 - 25	MUY MALA
5		25 - 50	M A L A
8		50 - 75	R E G U L A R
10	10	75 - 90	B U E N A
12	12	90 - 100	E X C E L E N T E
8			
10	10		
15	15		
10			
5			
15	15		
128	LONGITUD TOTAL 150 CM		
	87		

RECUPERACION = 128/150 = 85%
RQD = 87/150 = 58%
CALIDAD ROCA = REGULAR

FIGURA 6 - LA RECUPERACION MODIFICADA DE TESTIGO COMO INDICE DE CALIDAD DE UNA ROCA.

fácilmente que el arreglo de pilares (a) tiene mayor propabilidad de caídos que el (b). También en la figura 8, podemos notar claramente que contorno de pilares recibe menor concentración de esfuerzos.

En esta etapa del diseño la función de los pilares tiene que conocerse claramente, por ejemplo: ¿deben proporcionar un soporte rígido a los respaldos del cuerpo? ó se requieren pilares cedentes. En ambos casos, tendremos que calcular las dimensiones adecuadas para que cumplan su cometido.

Se trate de un depósito de grandes ó pequeñas dimensiones, de bemos tener en mente durante la localización, orientación, y dimensionamiento de rebajes y pilares por una parte: máximiz ar la recuperación y extracción de mineral y por otra: mínimizar la pérdida de mineral a través de dilución y terreno pesado.

#### IV.4.- Localización de Otros Cuerpos Cercanos.

Cuando tenemos cuerpos mineralizados cercanos unos a otros, es razonable esperar que la extracción de mineral de uno, altere el campo de esfuerzos que privan en el otro u otros. Bajo condiciones de terreno pesado, las últimas etapas de minado serán extremadamente complicadas.

Para minimizar los efectos del minado de un cuerpo sobre otros cercanos, el tumbé debe llevarse bajo una secuencia cuidadosa y bien planeada. para que esto se cumpla, es necesario que exista un buen entendimiento entre personal de operación y servicios.

#### IV.5.- Propiedades Ingenieriles de la Masa Rocosa.

Es necesario conocer las propiedades de resistencia y debilidad de la masa rocosa, cuando se requiere intuir el com-

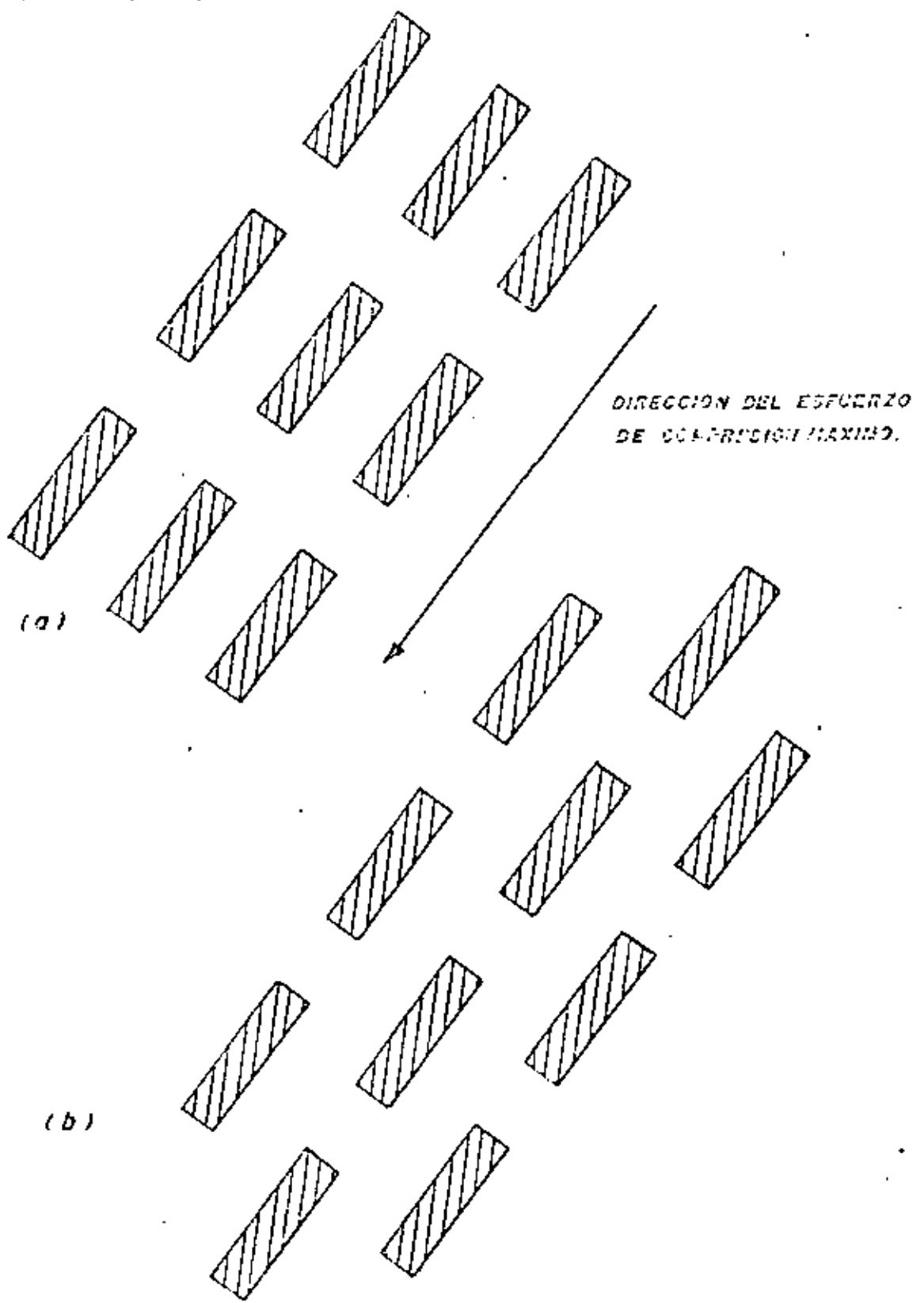
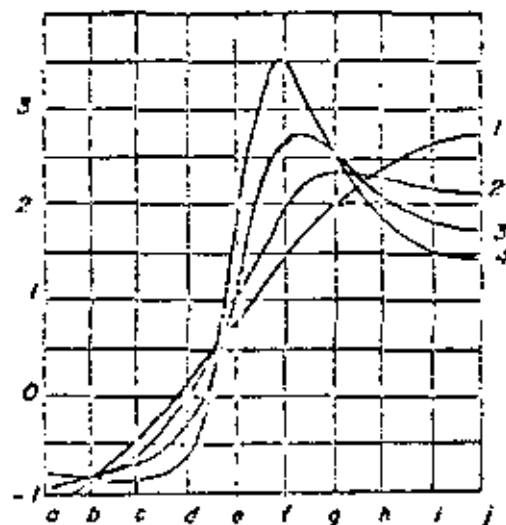
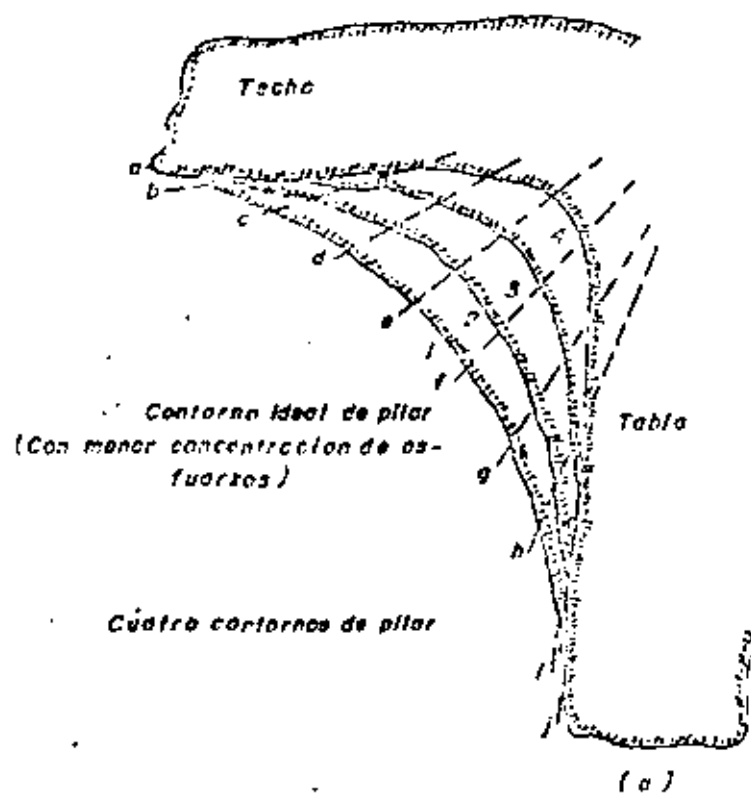


FIGURA 7.- ALTERNATIVAS DE ARREGLO DE PILARES.



**FIGURA 8 - CONCENTRACION DE ESFUERZOS EN FUNCION DE LA GEOMETRIA DEL PILAR.**



portamiento de dicha masa bajo los efectos de minado.

Las propiedades mecánicas básicas de las rocas para diseño son: resistencia a compresión simple, módulo de elasticidad, constante de Poisson, y coeficiente de fricción (figuras 9 y 10). Los métodos para su determinación quedan fuera del objeto de esta plática por falta de tiempo. Dichas propiedades de las rocas tienen suma importancia, por ejemplo: La recuperación de mineral contenido en rocas duras como el granito ó cuarcita, acumula energía en los pilares ó respaldos, pudiendo liberarse violentamente de manera que un pilar se destruya con la consecuente pérdida de vidas humanas y equipo. Mientras que el minado dentro de las rocas suaves y cedentes como lutitas ó calizas, dan lugar a un fallamiento lento por cedencia de la roca.

Por lo tanto, el conocimiento aproximado de las propiedades de resistencia de la roca permite al especialista en Mecánica de Rocas, estimar las condiciones de estabilidad bajo diferentes condiciones de minado. También se requieren para definir los claros en las aberturas, comportamiento, geometría y tamaño de pilares.

Igualmente tenemos que considerar la resistencia de los planos de debilidad contenidos dentro del depósito. Ya que su resistencia al deslizamiento, tensión y compresión, son menores que los de la roca intacta. Por lo tanto, el fallamiento de la obra en la mayoría de los casos tomará lugar dentro ó en la periferia de dichos planos.

#### IV.6.- El Factor Tiempo.

Existe una sección especial de la Mecánica de Rocas que estudia la relación que existe entre la resistencia de los materiales -

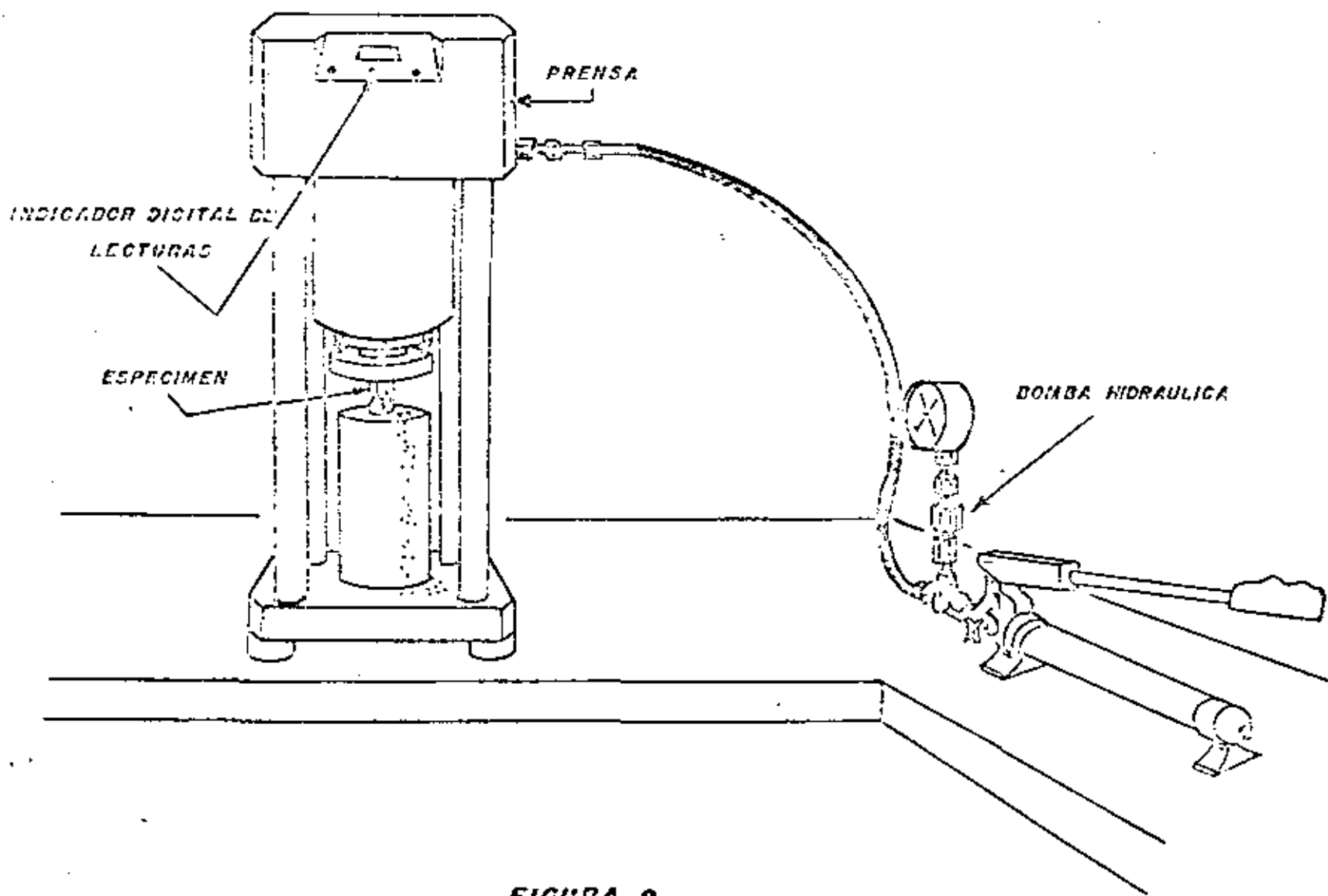


FIGURA 9

DETERMINACION DE LA RESISTENCIA DE LA ROCA A COMPRESION SIMPLE.

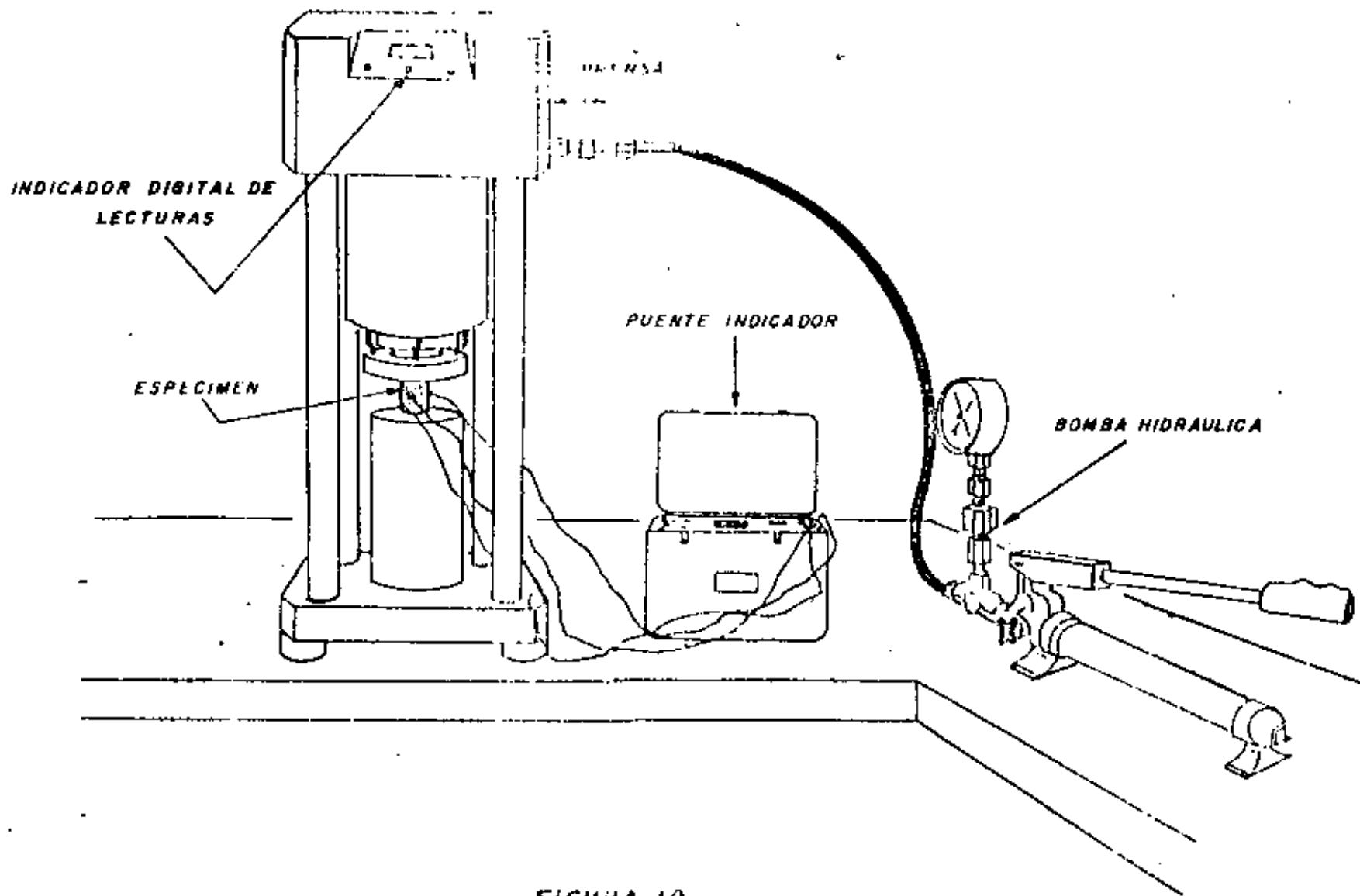


FIGURA 10

DETERMINACION DEL MODULO DE ELASTICIDAD Y CONSTANTE DE POISSON DE LA ROCA.

y el tiempo. Por el momento, es suficiente que hagamos notar que el período de tiempo requerido para iniciar el fallamiento de una roca, decrece con el incremento de esfuerzos que se le aplican ( figura 11 ).

El tiempo es un factor importante cuando intentamos estimar el comportamiento de una abertura meses ó años después de construida.

Cuando diseñamos obras subterráneas, hay que llevar á cabo una diferencia entre aquellas que servirán durante toda la vida de la operación y aquellas que se utilizarán por corto tiempo. Entre las primeras podemos señalar los Tiros, Estaciones de --, Quebradoras, Estaciones de Bombeo, Talleres. Entre los segundos, lugares de producción, cruceros de acceso, rampas de servicios de rebajes, etc.

#### IV.7.- Leyes del Depósito.

Los depósitos de baja ley, por lo común se explotan con métodos de alta producción - bajos costos - poca selectividad. - - Mientras que los de alta ley, emplean sistemas de baja producción - costos elevados - alta selectividad.

El sistema de "Block - Caving" se emplea para obtener producciones elevadas en forma continua si es posible inducir bajo - determinada forma el caído de mineral.

El sistema de corte y relleno, implica tomar provisiones para llevar soporte adecuado y un plan progresivo de avance ó retroceso de los cortes de minado que permitan selectividad, bajo dilución, y alta recuperación.

#### IV.8.- Convertibilidad del Método.

Por regla general, las condiciones de estabilidad del terreno-

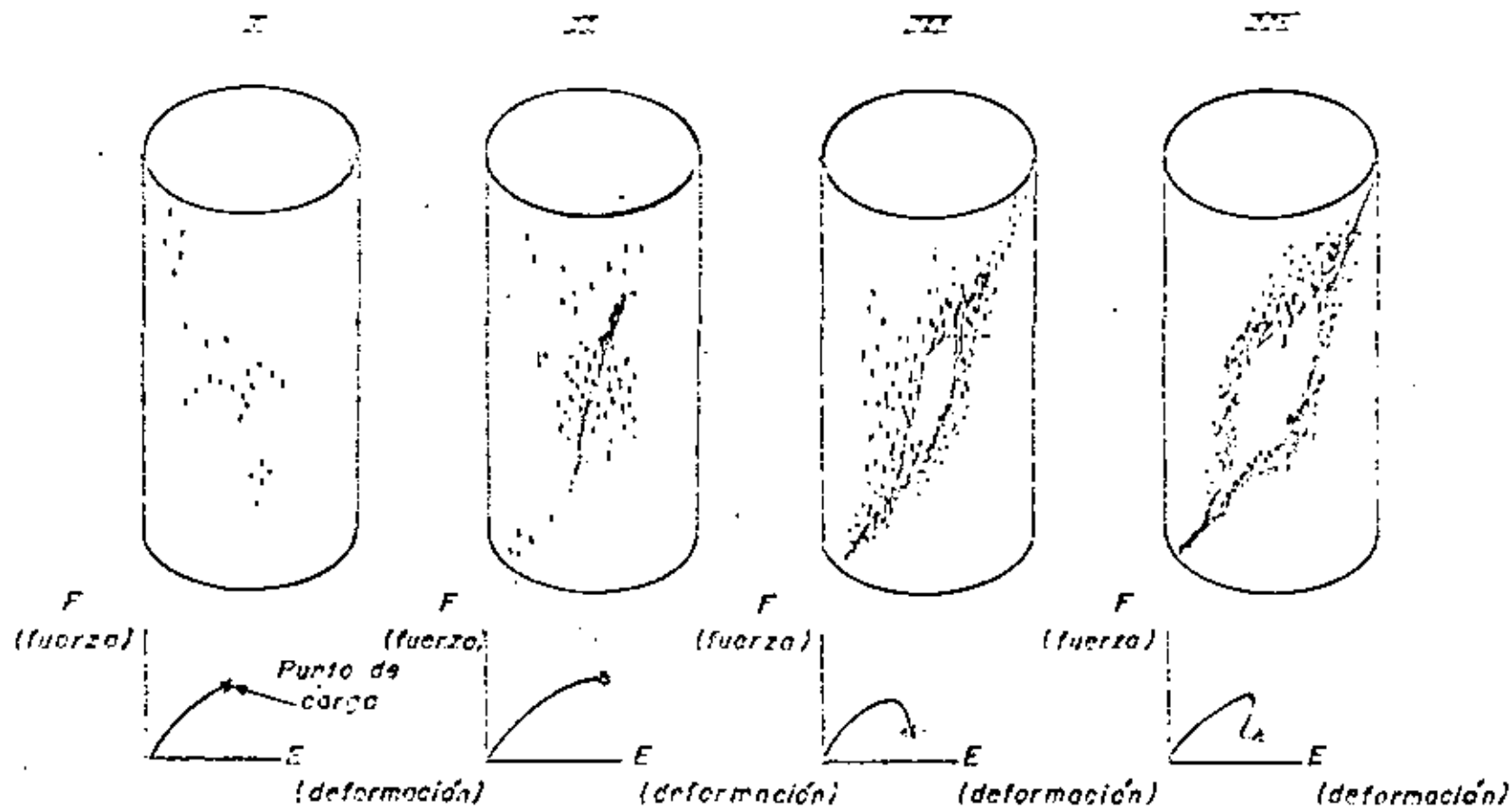


FIGURA II - FORMACION Y CRECIMIENTO DE LA FRACTURA LIDER O DE FALLA EN ESPECIMENES DE ROCA SOMETIDOS A COM PRESION.

cambian a medida que avanza el tumbé. Como ejemplo de esto son las condiciones deteriorantes que presenta la cabeza de un rebaje durante los cortes finales ó durante la recuperación de pilares.

Por nuestros conocimientos de la teoría de concentración de esfuerzos sabemos que entre menos y menos material quede para soporte, el valor medio de las concentraciones se incrementa hasta un límite en que la estructura falla.

Por estas razones es necesario a veces, que el método de minado pueda adaptarse a otra variante para obtener una mayor recuperación de mineral.

#### IV.9.- Consideraciones de Costos.

Es esencial que las dimensiones que seleccionamos para nuestros rebajes y pilares se generen a partir de un diseño cuidadoso.

Cada tonelada de mineral que no se extrae durante el minado primario (rebajes), debe recuperarse más tarde a un costo mayor.

Ya que los costos por recuperación de pilares son mayores (se habrá elevado el costo de la mano de obra, equipo y materiales, además el precio de los metales puede no haberse incrementado tanto como salario y materiales).

#### V.- DIMENSIONAMIENTO DE ABERTURAS PARA SERVICIOS

Además de las consideraciones geotécnicas mencionadas anteriormente, un factor más es el dimensionamiento de las obras para servicios (rampas, niveles, ventanillas). Estas obras tienen que diseñarse para acomodar el equipo móvil ó estacionario, movimiento de personal y materiales, más colocación de tuberías de aire, agua y ventilación.

Deben ser lo suficientemente grandes para satisfacer el propósi

to para el que fueron construídas, pero no más de lo necesario (cada metro cúbico extra de tepetate cuesta dinero que bien puede emplearse para otros fines).

## VI.- SECUENCIA DEL TUMBE

Como muchos aspectos de nuestra vida, los problemas de estabilidad que enfrentamos son a veces problemas creados por nosotros mismos. Obras con roca fuera de control pueden ser el resultado de juicios erróneos del pasado ó falta de información, ó ambas circunstancias. Por lo tanto, podemos minimizar los problemas de estabilidad si llevamos una secuencia ó planeación de -- tumba lógica. Cualquier desviación de la secuencia de tumba -- programada causará problemas operacionales, que tendrán que entenderse y aceptarse ( figuras 12 y 13 ).

## VII.- DISEÑO DE PILARES

En función del sistema de explotación a emplear (rebajes abiertos ó con relleno), se emplean diferentes criterios matemáticos para el diseño de pilares:

### VII.1.- TEORÍA DEL AREA TRIBUTARIA

Tradicionalmente en los sistemas de minado con cuartos y pilares se ha empleado la teoría del Area Tributaria, para establecer el porcentaje de mineral de un cuerpo que debe quedar en el lugar para soporte ( figura 14 ).

Si conocemos las características de resistencia, campo de esfuerzos "insitu" y profundidad de desplante de un rebaje, es -- posible determinar la sección, espaciamiento y factor de seguridad de los pilares de dicha figura 14, en base a las siguientes ecuaciones:

$$(1) - - G_p = G_v \left( 1 + \frac{w_o}{w_p} \right)^2$$

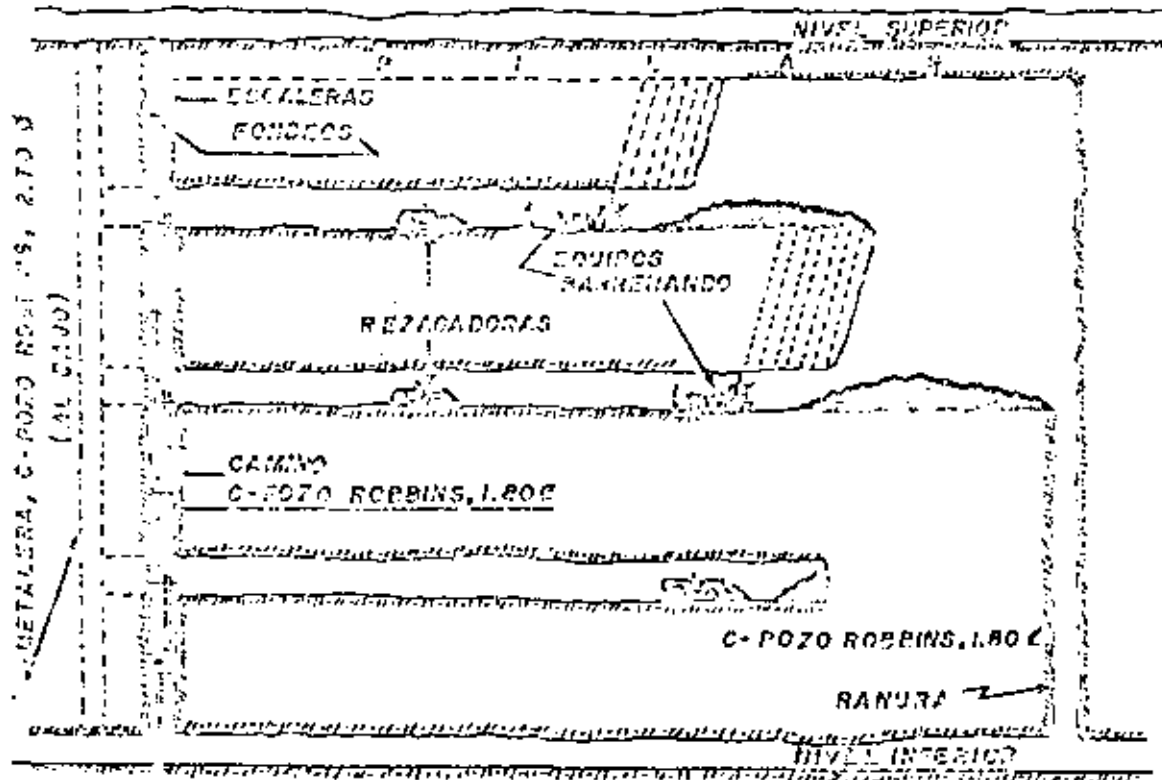


FIGURA 12.- BARDENACION LARGA PARALELA EN RETROCESO.  
 (CON SECUENCIA CORRECTA DE MINADO)  
 (SIN ESCALA)



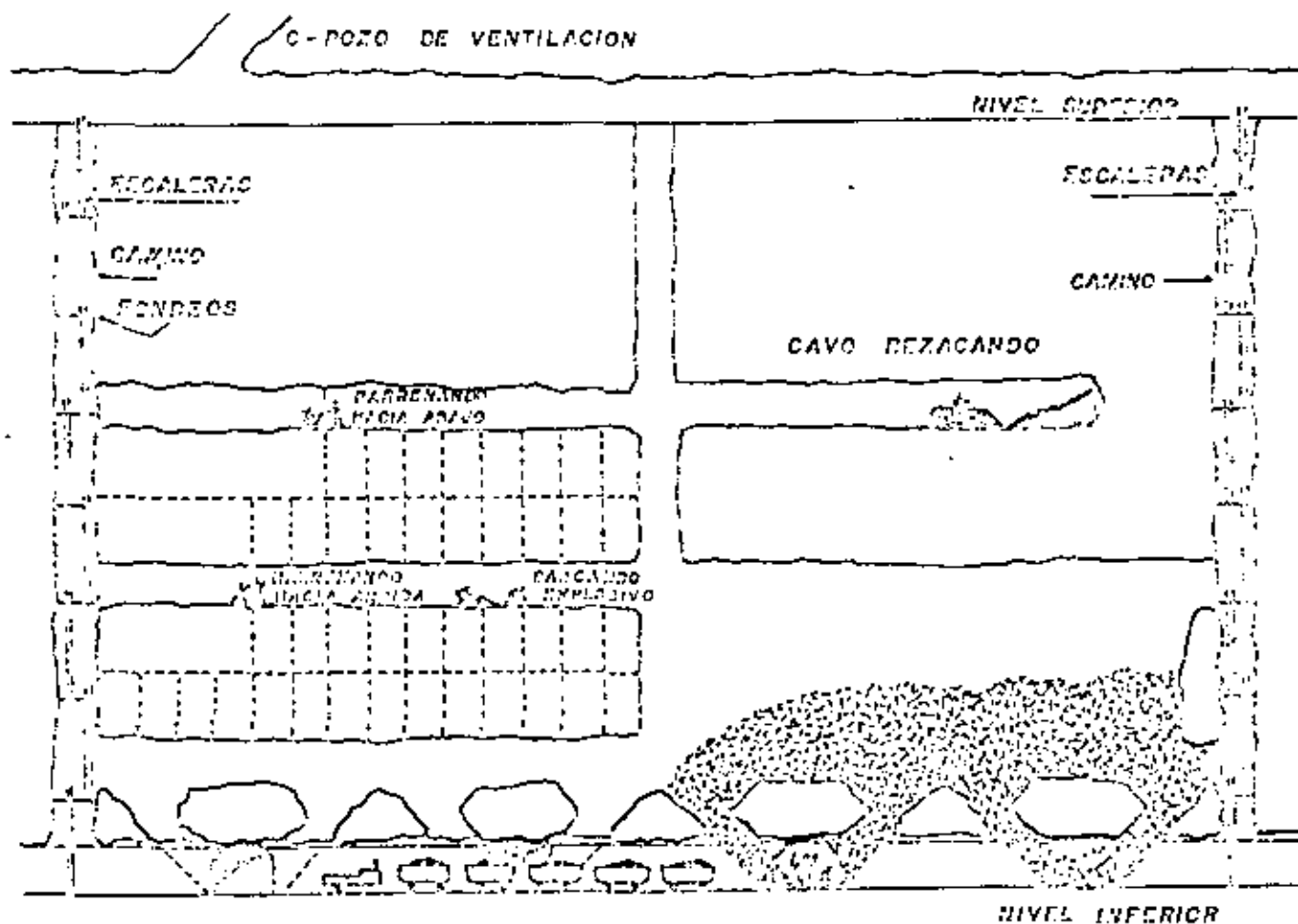


FIGURA 13.-SARREMACION LARGA PARALELA CON SUBNIVELES USANDO CRUCEROS Y PALAS NEUMATICAS PARA LA ENTRACION. (CON SECUENCIA INCORRECTA DE DIBUJO).

(OIN 7001A)

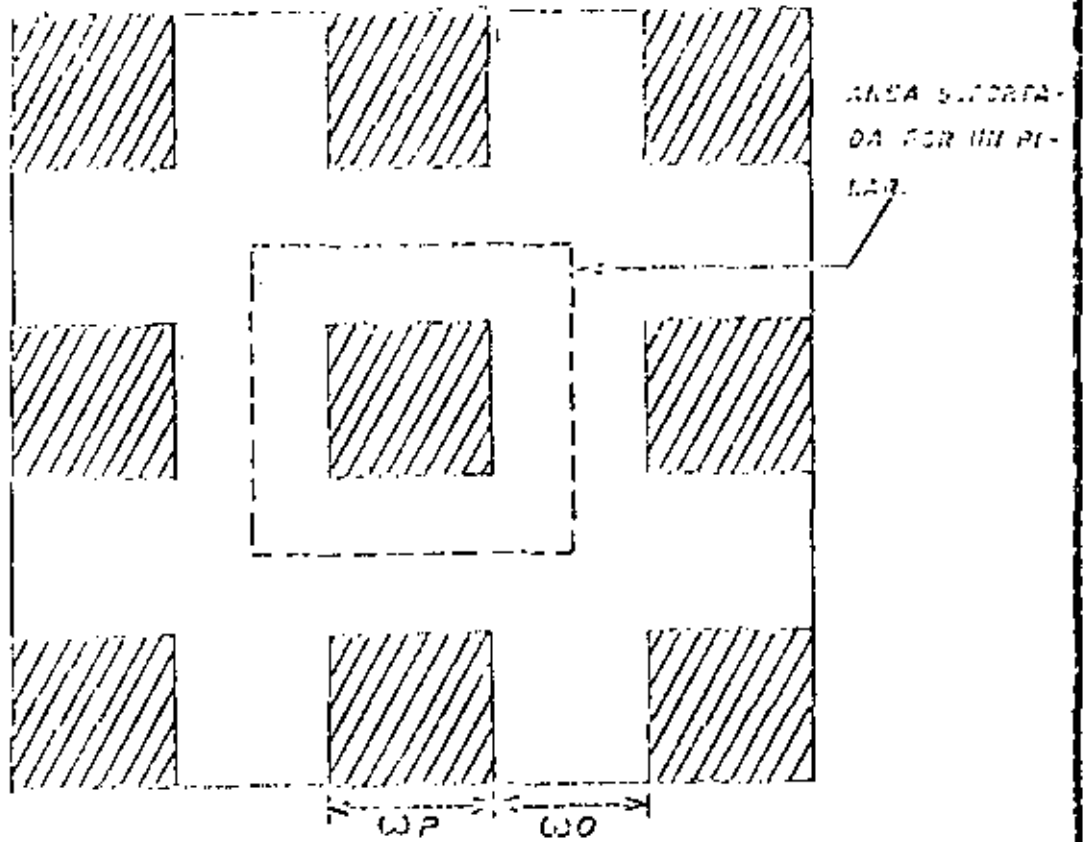


FIGURA 12.- ILLUSTRACION DEL CONCEPTO DEL AREA TRIBUTARIA.

$$(2) - -C_p = C_0 \left( 0.778 \frac{W_p}{H_p} + 0.222 \left( \frac{W_p}{H_p} \right)^2 \right)$$

$$(3) - -R_a = 1 - \frac{A_p}{A_t}$$

$$(4) - -F_s = C_p / \bar{\sigma}_p$$

Donde:

- $\bar{\sigma}_p$  = Esfuerzo medio en los pilares
- $\bar{\sigma}_v$  = Esfuerzo vertical
- $W_0$  = Espaciamiento entre pilares
- $W_p$  = Anchura Pilar
- $C_p$  = Resistencia media pilares
- $C_j$  = Resistencia a compresión simple especímenes laboratorio con  $d/h = 1$
- $H_p$  = Altura pilar
- $R_a$  = Porcentaje de mineral a recuperar
- $A_p$  = Area dejada en pilares
- $A_t$  = Area total del desplante
- $F_s$  = Factor de seguridad

Algunos de los puntos débiles del área tributaria sujetos a crítica son:

- a). - No se considera la forma general de los pilares
- b). - Los esfuerzos calculados son esfuerzos medios en pilares
- c). - Las concentraciones en los límites de los pilares no se toman en cuenta.

## VII.2.- BACK ANALYSIS

El estudio llevado a cabo por Hedley y Grant (Stope and Pillar Design for the Elliot Lake Uranium Mines, C.I.M. July/72) es adecuado para aplicarse en minas en etapa de operación, con --

similitud tanto en el tipo de depósito, como en el sistema de explotación empleado, con relación a minas antiguas fuera de operación.

La resistencia "insitu" de los pilares se determina a partir de pruebas de laboratorio corridas con material de los pilares y el dimensionamiento de los mismos. Interpolando los resultados obtenidos con pruebas de laboratorio a partir de muestras tomadas con barrenación a diamante, la resistencia de un pie cúbico de mineral puede estimarse ( figura 15 ).

$$(5) - - C_p = K \cdot \frac{(W^{0.5})}{H^{0.75}}$$

$$(6) - - \bar{\sigma}_p = \frac{S_0}{1-R_A} = \frac{\bar{\sigma}_v \cos^2 \alpha + \bar{\sigma}_h \sin^2 \alpha}{1 - R_A}$$

$$\frac{2600 W^{0.5}}{H^{0.75}}$$

$$(7) - - F_s = \frac{\bar{\sigma}_v \cos^2 \alpha + \bar{\sigma}_h \sin^2 \alpha}{1 - R_A}$$

Donde:

- $C_p$  = Resistencia del Pilar
- $K$  = Resistencia de un pie cúbico de mineral
- $W$  = Anchura pilar
- $H$  = Altura Pilar
- $\bar{\sigma}_p$  = Esfuerzo en el pilar
- $S_0$  = Esfuerzo de pre-minado (normal al cuerpo)
- $R_A$  = porciento de mineral a recuperar
- $\bar{\sigma}_p$  = Componente vertical de esfuerzo
- $\bar{\sigma}_h$  = Componente horizontal de esfuerzos
- $F_s$  = Factor de seguridad pilar

( ver figura 16 ).

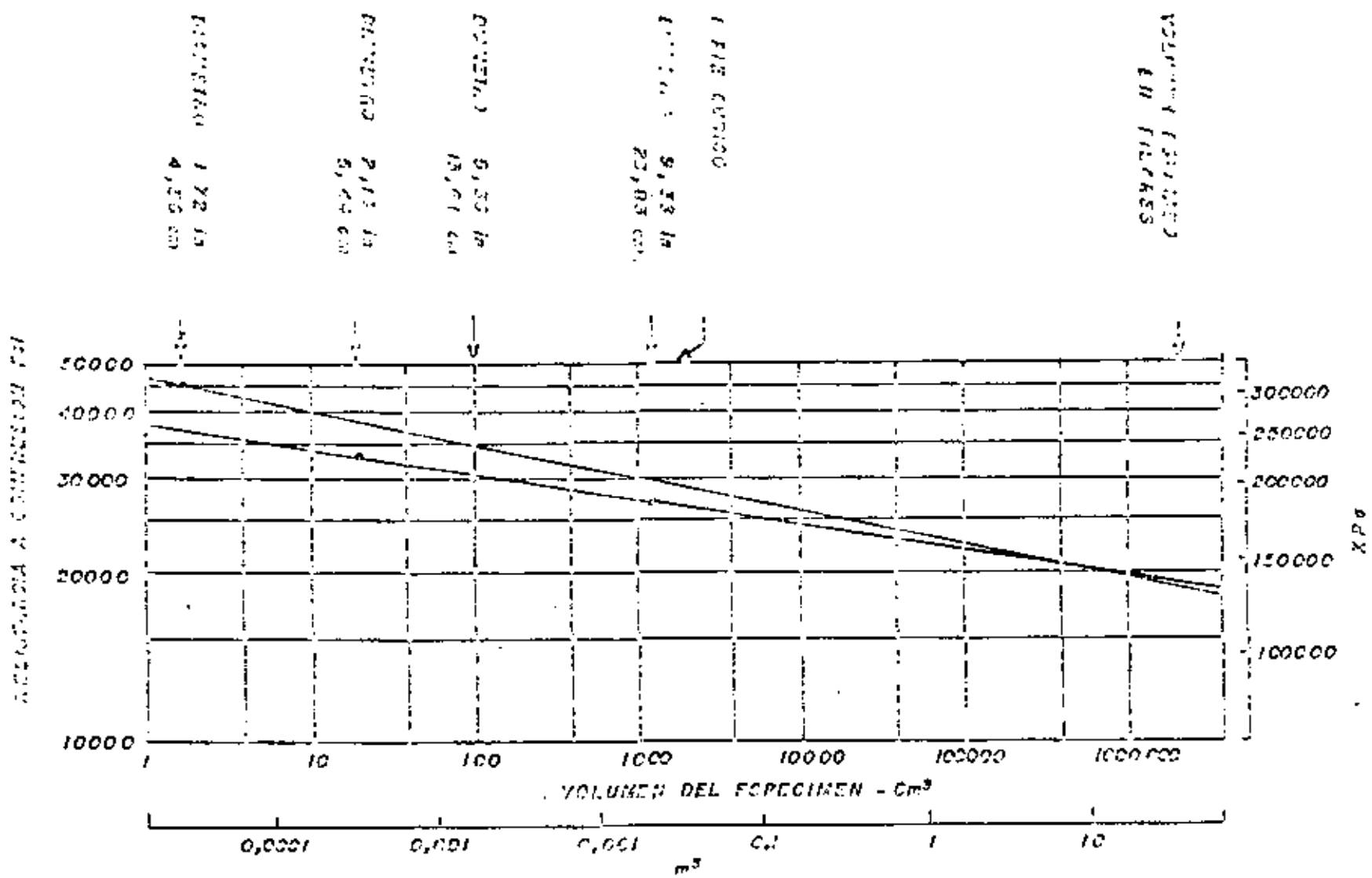


FIGURA 15.- RELACION ENTRE EL VOLUMEN DE UN EJEMPLAR Y SU RESISTENCIA (MODIFICADA DESPUES DE KOSTAK).

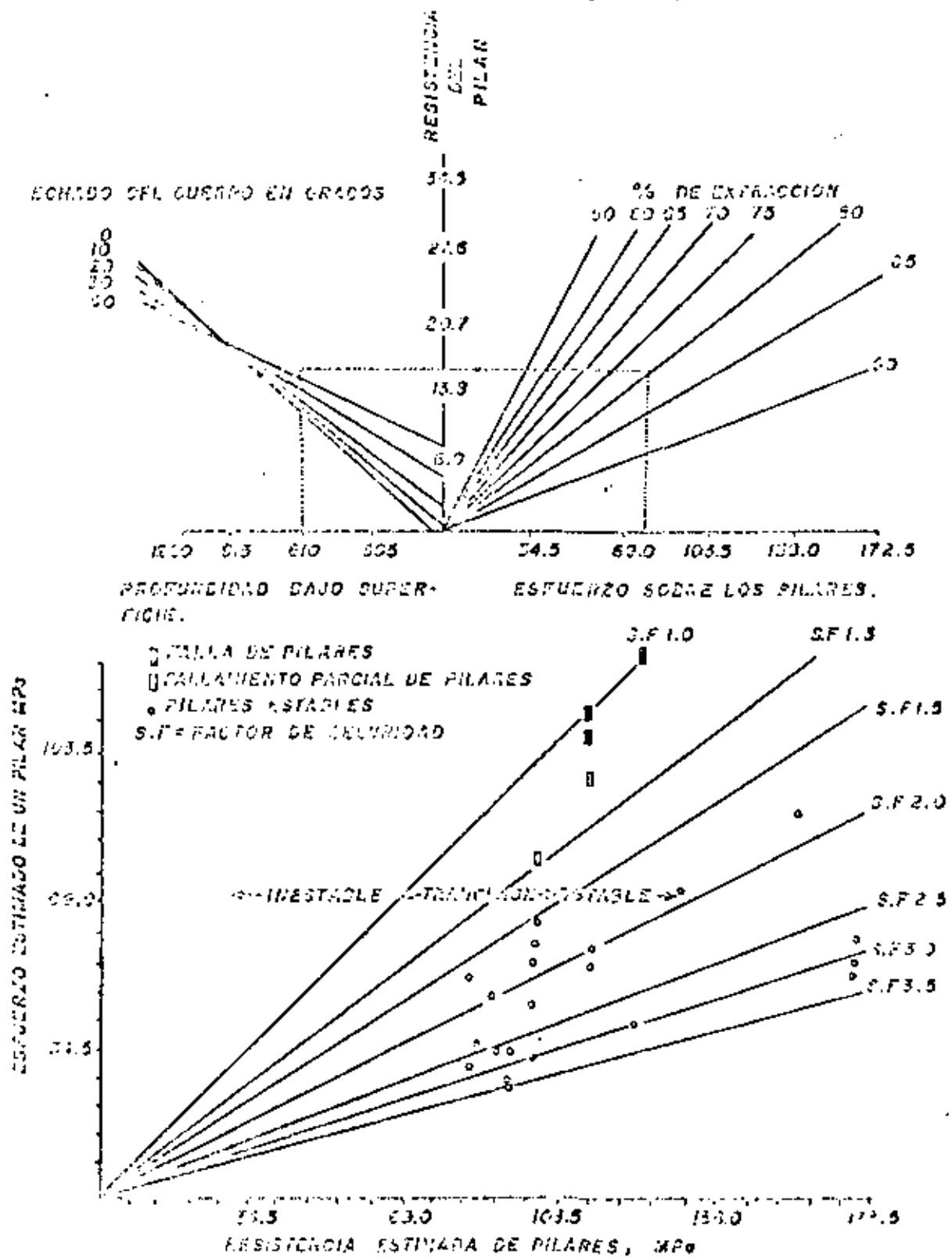


FIGURA 18.- CORRELACION ENTRE LA RESISTENCIA DE UN PILAR Y LOS ESFUERZOS A QUE ESTA SOMETIDO (CON PILES DE HOGAN Y GRANT).

Esta es otra aplicación exitosa de la mecánica de rocas que dió origen a un novedoso sistema de minado, el cual se ha aplicado a depósitos de grandes dimensiones alrededor del mundo, principalmente en minas Canadienses.

Singh y Cleland (Development of Post-Pillar Mining at - - - Falconbridge Nickel Mines. Limited, C.I.M. April/73), partieron de la siguiente consideración: un espécimen de rocas capaz de resistir un porciento de carga después de su fallamiento ( figura 17). Anteriormente los pilares se diseñaban con factores de seguridad mayores de 1.5 de manera que fueran estables y no cedieran o fallaran.

Pero Singh y Cleland se preguntaron: ¿Porqué no diseñar pilares con factores de seguridad menores a 1? con el objeto de que cedan lentamente bajo cierto nivel de carga y transfieran parte de dicha carga a los respaldos. De esta forma se dejarían pilares esbeltos con un mínimo de mineral no recuperable ( figura 18 ).

Las ecuaciones de diseño son las que siguen:

$$(8) \quad C_p = C_0 \left( \frac{3}{4} + \frac{w_p}{5H} \right)$$

$$(9) \quad \sigma_p = \sigma_r \left( \frac{A_t}{A_p} \right)$$

$$(10) \quad R_A = 1 - \frac{w_p}{(w_p + w_0)^2}$$

$$(11) \quad F_s = \frac{C_p}{\sigma_p}$$

Donde:

$C_p$  = Resistencia de pilar

$C_0$  = Resistencia a compresión simple de un pie cúbico de roca ( valor de pruebas mínimo ).

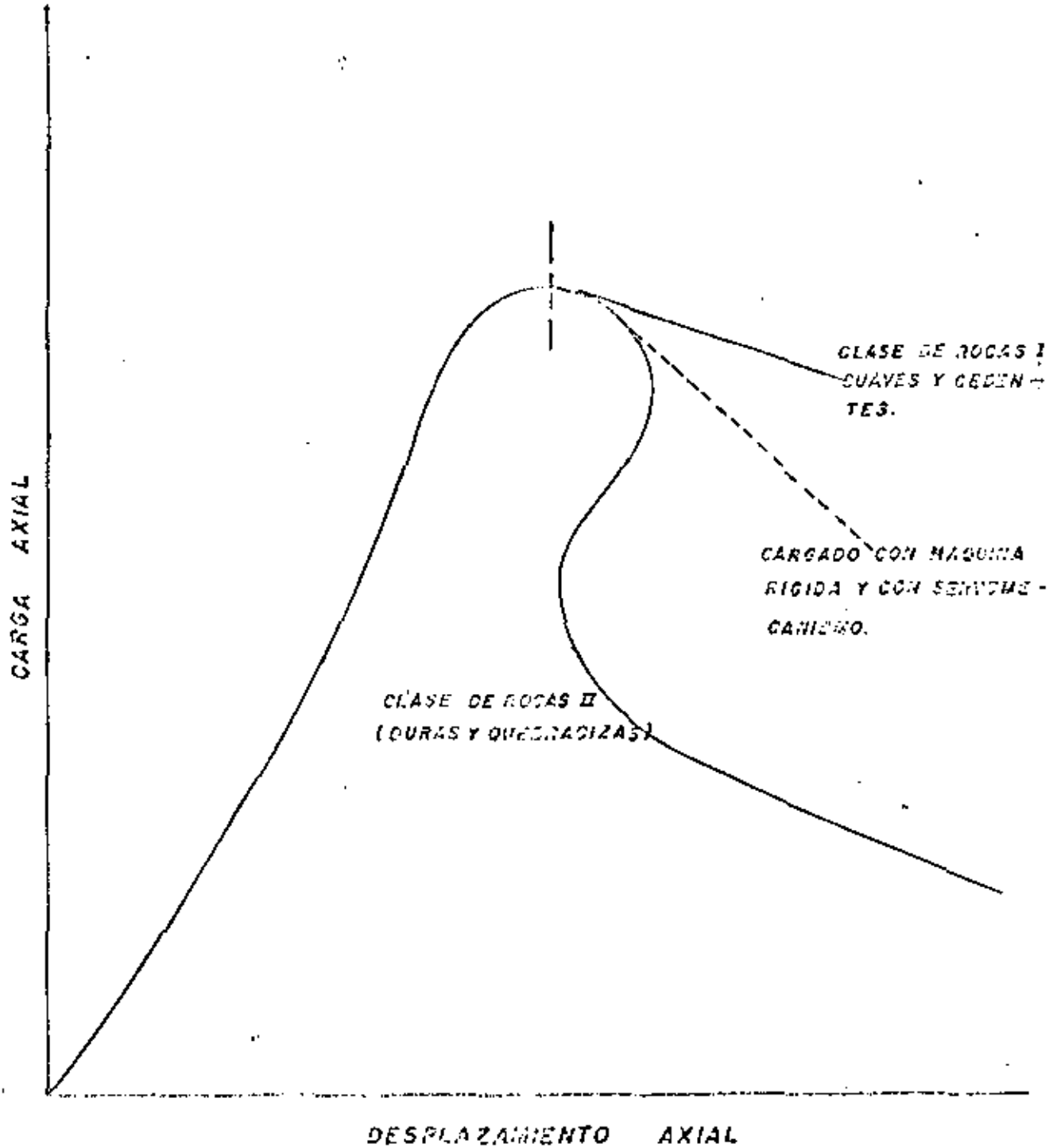


FIGURA 17

COMPORTAMIENTO DE LAS ROCAS MAS ALLA DE SU PUNTO DE FALLA.



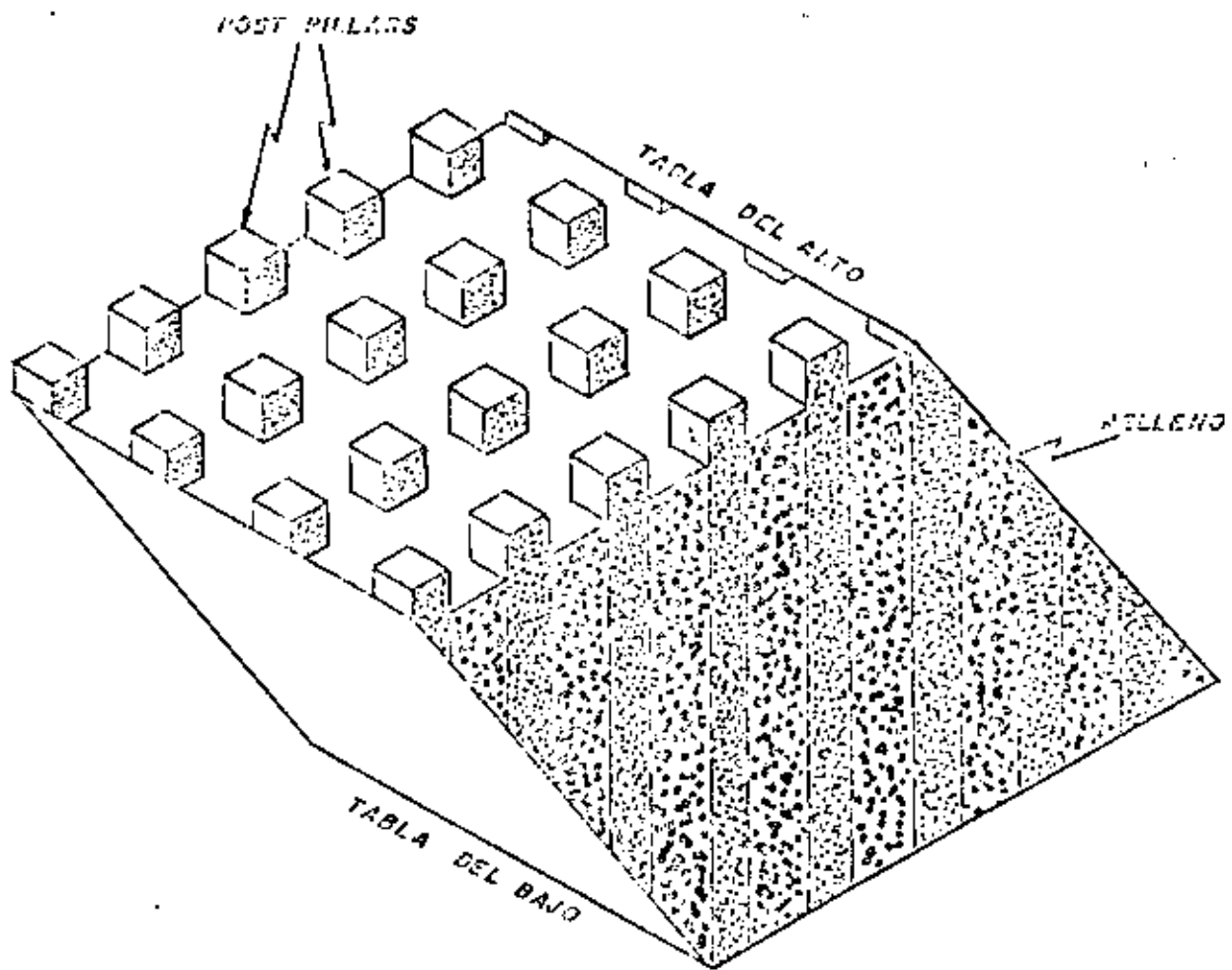


FIGURA 18

ESQUEMA DEL SISTEMA DE POST PILLARS.

- $W_p$  = Anchura Pilar  
 $H$  = Altura pilar  
 $\sigma_p$  = Esfuerzo en el pilar  
 $\sigma_v$  = Componente vertical de esfuerzos  
 $A_t$  = Area total desplante rebaje  
 $A_p$  = Area en pilar o pilares  
 $RA$  = Porcentaje de mineral a recuperar  
 $W_0$  = Espaciamiento entre pilares  
 $F_s$  = Factor de seguridad

Toda la información que se genera empleando las ecuaciones - - - 8, 9, 10 y 11 se puede emplear en la construcción de un nomograma como el de la figura 19 que es de mucha utilidad en diseño.

Así podríamos continuar presentando algunas otras investigaciones de otros autores no menos sobresalientes por no citarlos en el área del diseño de pilares, pero dado lo reducido del tiempo de exposición no tendríamos tiempo para llevarlos a cabo.

## VIII.- INSTRUMENTACIÓN

Con el objeto de vencer la escasez de información precisa de la masa rocosa durante la etapa de diseño, es básico adoptar métodos de control de estabilidad durante las diferentes etapas de construcción.

El empleo adecuado de instrumentación nos puede indicar la aparición de situaciones anormales que de no ser detectadas a tiempo, pueden poner en peligro el desarrollo de la obra y la integridad física del personal y equipo; Ver tabla I.

### VIII.1.- OBJETIVOS

Durante el diseño, desarrollo y operación de una obra subterránea--

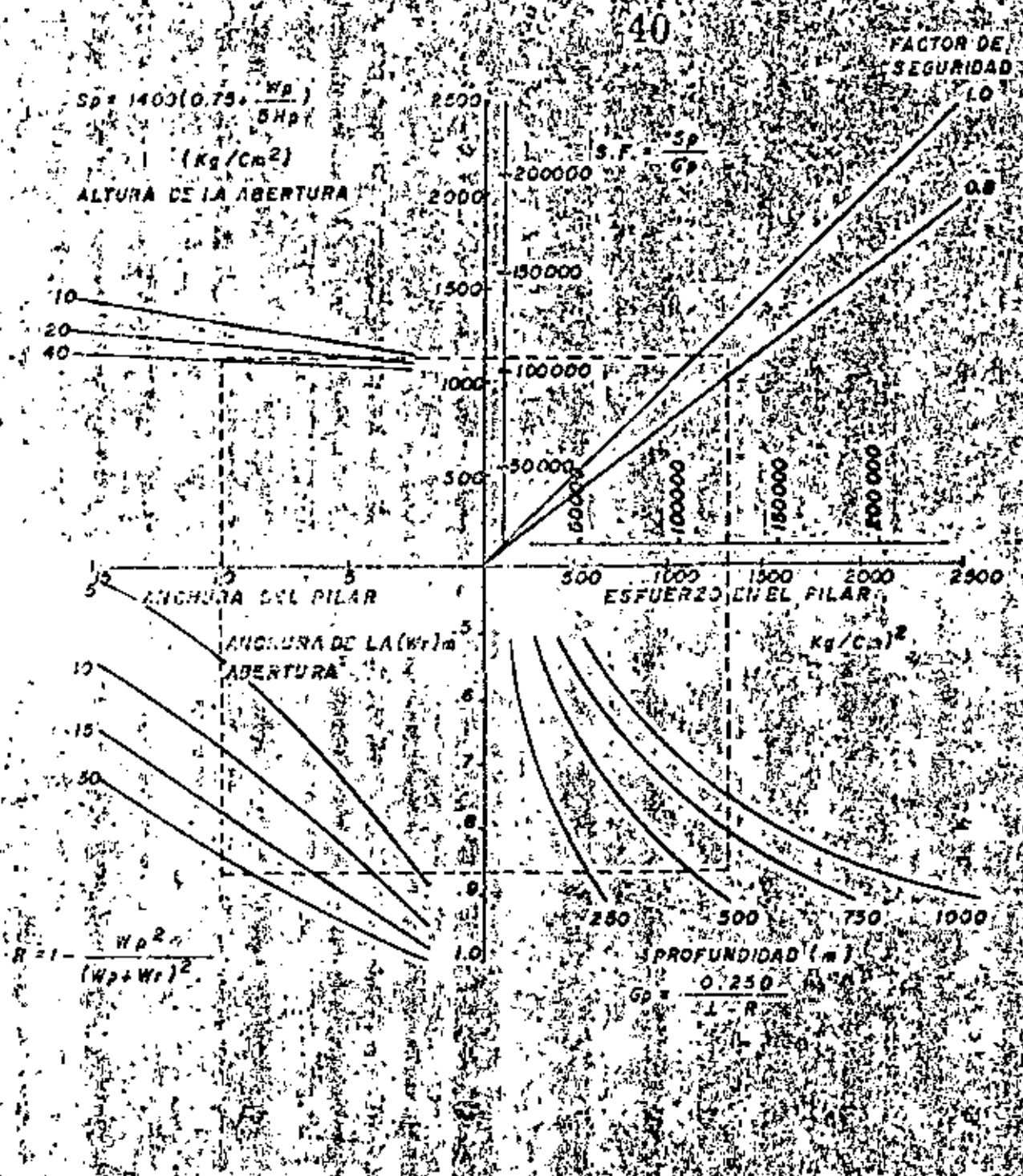


FIGURA 19 - NOMOGRAMA PARA DISEÑO DE PILARES (MODIFICADO DESPUES DE WEDLEY Y INERGET)

1.- Comportamiento del Terreno, Niveles Peligrosos, y Acciones Correctivas.

2.- Plan General de Monitoreo.

3.- Detalle de los Planes de Monitoreo.

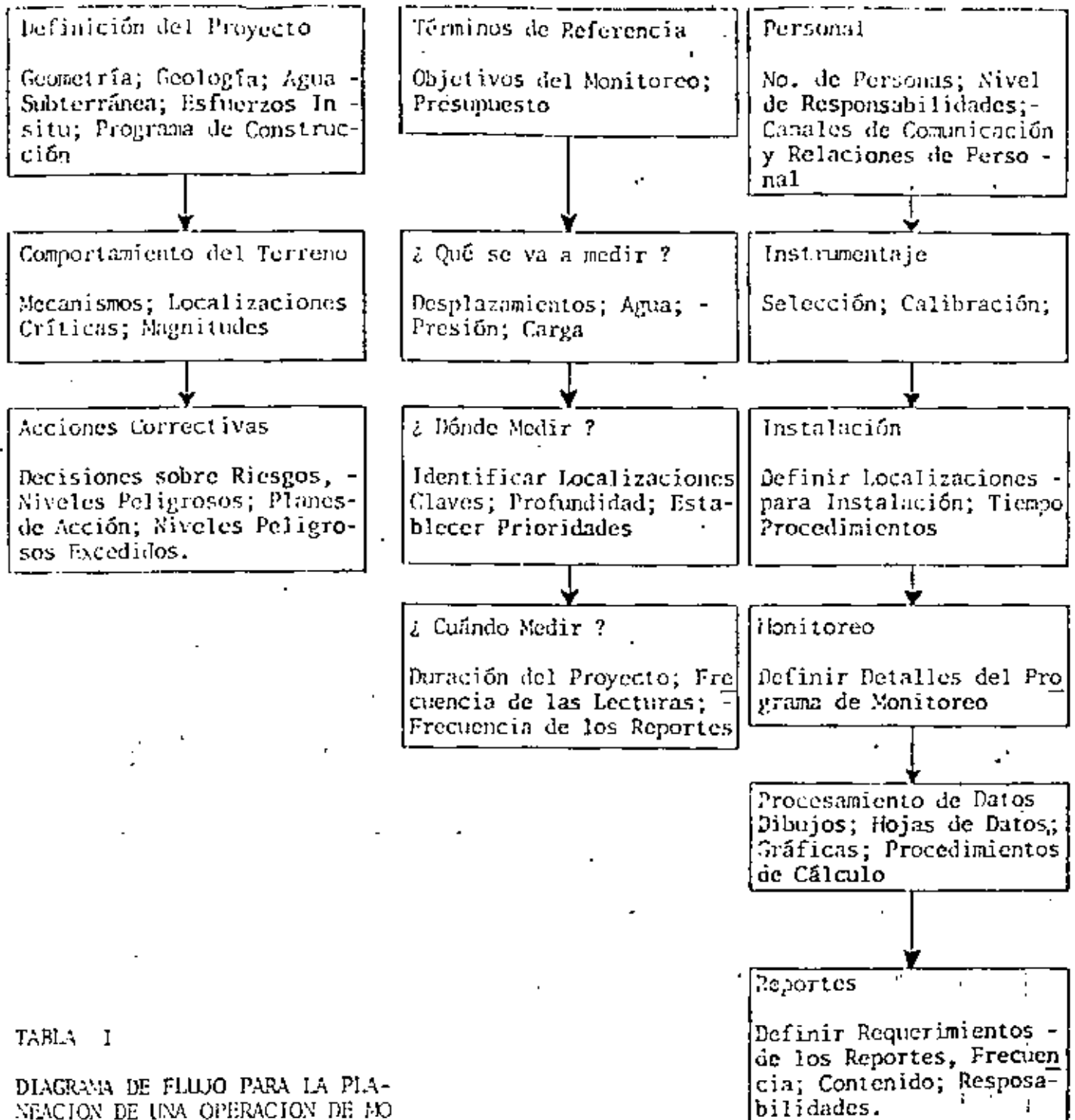


TABLA I

DIAGRAMA DE FLUJO PARA LA PLANIFICACION DE UNA OPERACION DE MONITOREO.

nea la instrumentación se emplea para satisfacer los siguientes objetivos:

- 1.- Determinar la información que se empleará para el diseño de la excavación. Esta información incluirá: el módulo de elasticidad resistencia a compresión simple, constante de Poisson y el estado de esfuerzo de pre-minado.
- 2.- Para confirmar la validez del diseño y proporcionar bases para cambios de última hora. El monitoreo de los desplazamientos de los estratos de roca durante la construcción juega un importante papel para el control de la seguridad de los diferentes lugares de trabajo. ( figura 20 ).
- 3.- Checar el comportamiento general de la excavación durante su vida en producción ( aplicaciones Ingeniería de Minas ) ó checar su respuesta durante su etapa de operación ( aplicaciones Ingeniería Civil ). ( figura 21 ).

Los objetivos de todo programa de instrumentación deben satisfacer plenamente los requisitos de eficiencia y economía, sin dejar de pasar los requerimientos de simplicidad de manejo, fácil interpretación de datos y resistencia para trabajar en ambientes extremadamente severos.

#### VIII.2.- TIPOS DE INSTRUMENTACION

La instrumentación puede ser dividida en dos tipos principales según los requerimientos:

- 1.- Instrumentación de laboratorio
- 2.- Instrumentación de campo

Con relación a 2, tenemos cuatro principales áreas de aplicación:

- a).- Métodos de medidas de la deformación de la roca alrededor de --



**FIGURA 20.- MONITOREO DENTRO DE LA MINA**

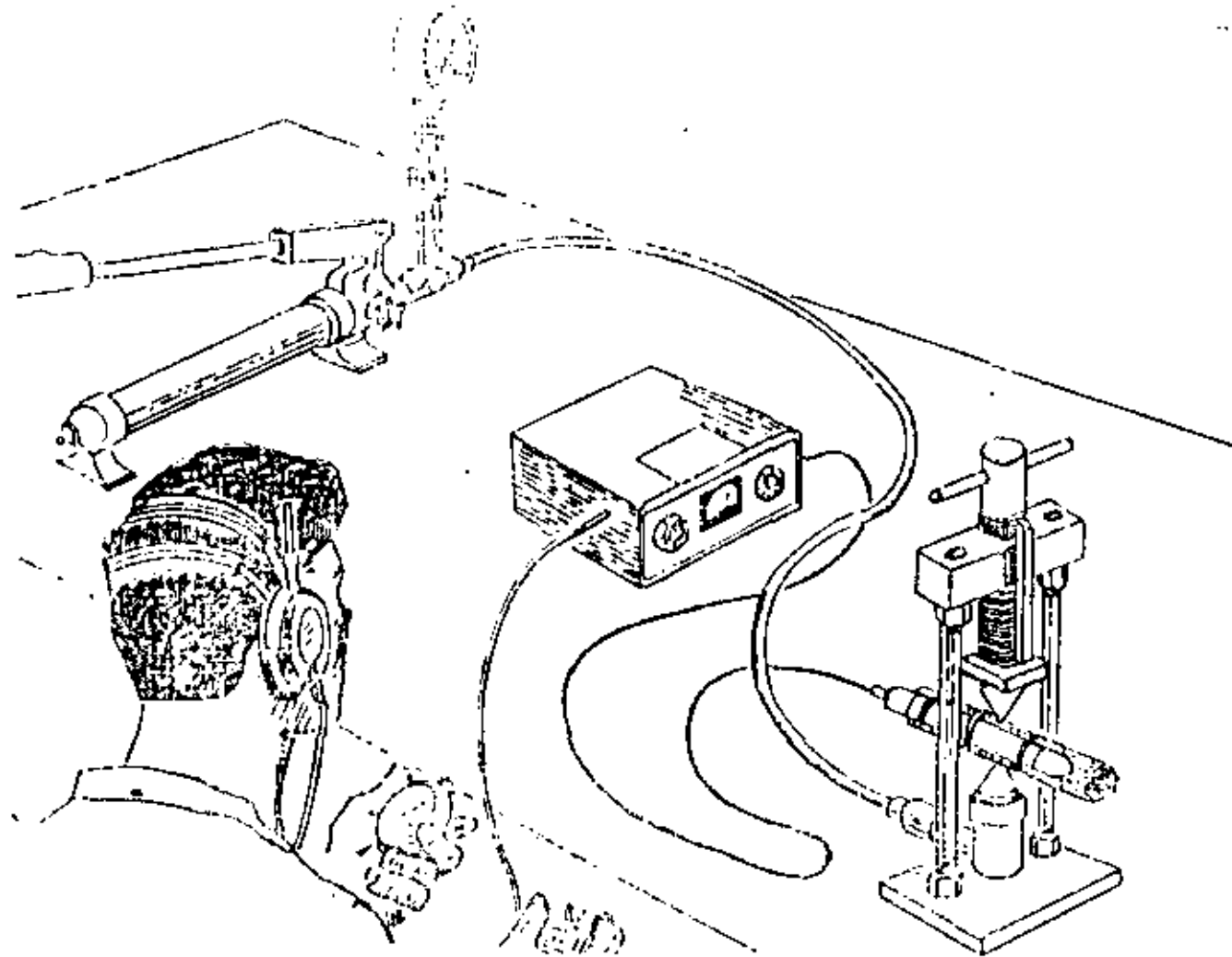


FIGURA 21.- MOSTRANDO INSTALACION DEL CONJUNTO SEISMITRON-  
PROBADOR DE PUNTAS PARA EVALUAR LA ACTIVIDAD  
MICROSISMICA ARTIFICIALMENTE EN ESPECIMENES DE  
ROCA.

- b).- Métodos de medida de los esfuerzos en las masas rocosas
- c).- Métodos para la evaluación del comportamiento de los sistemas de soporte.
- d).- Métodos para la evaluación de los efectos de las pegadas en -- obras civiles cercanas a los lugares de trabajo y la estabilidad de respaldos y pilares.

#### IX.- SISTEMAS DE REFORZAMIENTO DE LOS MACIZOS ROCOSOS

Se presentan casos raros en la naturaleza en que una ladera ó precipicio falla bajo la acción del intemperismo y otros agentes físicos, sin intervención humana. En contraste, son frecuentes los casos en que montañas ó formaciones rocosas fueron estables en sus condiciones naturales, pero no pudieron ser -- capaces de resistir cargas suplementarias ejercidas por el --- hombre. Los trabajos de explotación crean superficies abiertas dentro de la masa rocosa, la cual contiene sistemas de --- fracturas, fallas, zonas de oxidación, además de diversos niveles de concentración de esfuerzos que modifican el equilibrio original dando lugar a un fallamiento. El cual puede variar -- en magnitud desde unos kilogramos hasta cientos de toneladas -- de material.

Sucesos de este tipo han dado paso al desarrollo de técnicas -- para estabilización. Los sistemas de reforzamiento de la roca pueden quedar divididos en dos grandes grupos:

- 1.- Soportes activos
- 2.- Soportes pasivos

Soportes activos son aquellos que al tiempo de colocarse pre-- cargan y ayudan a la roca a auto-sustentarse. Teniendo una --



acción de reforzamiento <sup>46</sup> inmediata, además de ayudar en algunos casos a preservar las propiedades físicas de la roca. Ejemplos de este tipo de soporte son:

ANCLAS : De concha de expansión, split-sets, anclas inyectadas de resina, de inyección de agua a alta presión.

ZARPEO : Tipo seco y húmedo

COMBINACIONES: Anclas - zarpeo - malla

Soportes pasivos son aquellos que empiezan a trabajar una vez que la roca ha fallado, sin reforzarla ni ayudarle a auto-sustentarse, soportando sólo un volumen de roca suelta. Ejemplos de estos son: [marcos de acero, madera, concreto ó combinaciones de estos].

#### IX.1.- MEDIDAS PROFILACTICAS PARA CONSERVAR LAS PROPIEDADES DE LA ROCA.

Son demasiados los factores que ayudan a satisfacer este requerimiento, dos de ellos son básicos. El primero es evitar de --formaciones que excedan las "deformaciones permisibles" de la roca y el segundo es soportar la roca expuesta por las pegadas de explosivos lo más rápidamente posible. Hay tres operaciones que ayudan a cumplir con los dos factores antes señalados:

- 1.- Diseño: La geometría de la obra independientemente que sea subterráneo ó a cielo abierto, debe seleccionarse en forma de evitar al máximo concentraciones de esfuerzos que den lugar a grandes deformaciones y disminución de la resistencia de la roca. La excavación debe por lo tanto tener esquinas lo más redondeadas posibles y en armonía con el campo de esfuerzos que prevalece en el área.
- 2.- Construcción: En los intentos de conservar las propiedades ---

originales de la roca es generalmente desapercibida la influencia ejercida por los parámetros de la construcción (secuencia de la excavación, sistema de excavación, y rápida instalación del tipo de soporte).

Finalmente, nunca hay que olvidar que la técnica más económica para conservar las propiedades originales de la roca, es el empleo de cantidades racionales de explosivos y la pronta instalación del anclaje, dado que la roca es el material más barato y resistente que puede existir para emplearse como soporte subterráneo.

#### X.- CONCLUSIONES

Se han concluido en varios países del mundo que cuentan con lo último en tecnología minera, que la mayoría de los depósitos -- mineralizados situados a baja profundidad, de fácil acceso y -- de alta ley han sido a la fecha descubiertos. Hacia el futuro, continuará la exploración y explotación a más de 1000m de profundidad.

Para estar en condiciones de competir en el mercado Nacional -- e Internacional de los metales hay que incrementar la productividad en base al empleo de alta tecnología. Alguna de la cuales:

- 1.- Aplicar principios de minado de minas a cielo abierto a subterráneas (equipo móvil de gran capacidad y técnica de explosivos).
- 2.- Cuando resulte posible, aplicación de métodos de minado de gran tonelaje, los cuales pueden proporcionar razones de alta producción continuas con pocos rebajes.
- 3.- Sacar el máximo provecho de la experiencia acumulada a través -

de los años a la mecánica de rocas.

- 4.- Probar equipos para incrementar el avance de los trabajos de -- desarrollo y preparación ( jumbos hidráulicos, máquinas tunele- ras, contrapozeras).
- 5.- Aplicación de manto hidráulico y neumático.
- 6.- Pre-concentración de mineral antes de la etapa de manto, con -- juntamente con los últimos adelantos obtenidos en sistema de -- quebradoras-bandas portátiles.
- 7.- Optimización de sistemas por medio del procesamiento electrónico de datos.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION

INSTRUMENTACION

Mayo, 1983

## 1

## CAPITULO VI

INSTRUMENTACIONI.- INTRODUCCION

Con el objeto de vencer la escasez de información precisa de la masa rocosa durante la etapa de diseño, es necesario adoptar métodos de control de estabilidad durante las diferentes etapas de construcción.

El uso adecuado de instrumentación nos puede indicar la aparición de situaciones anormales que de no ser detectadas a tiempo, pueden poner en peligro el desarrollo de la obra y la integridad física del personal y equipo.

II.- OBJETIVOS

Antes, durante, y después de la construcción de una obra subterránea la instrumentación se emplea para satisfacer las siguientes finalidades:

Determinar la información que se empleará para el diseño de la excavación. Esta información incluirá el módulo de elasticidad, la resistencia a compresión simple, constante de poisson, y el estado de esfuerzo in situ.

Para confirmar la validez del diseño y proporcionar bases para cambios de última hora. El monitoreo de los desplazamientos de los estratos de roca durante la construcción juega un importante papel para el control de la seguridad de los diferentes lugares de trabajo.

Checar el comportamiento general de la excavación durante su vida en producción ( aplicaciones de Ingeniería de Minas) ó checar su respuesta durante su etapa de operación (aplicaciones de Ingeniería Civil)

Los objetivos de todo programa de instrumentación deben satisfacer plenamente los requisitos de eficiencia y economía, sin dejar pasar los requerimientos de

de simplicidad de manejo, fácil interpretación de datos, y resistencia para trabajar en ambientes extremadamente severos.

### III.- TIPOS DE INSTRUMENTACION

La instrumentación puede ser de varios tipos, dependiendo de los requerimientos:

A).- Instrumentación del Laboratorio

B).- Instrumentación de Campo

En relación al punto B, tenemos cuatro campos principales de aplicación:

- 1.- Métodos de deformación de la roca alrededor de aberturas subterráneas
- 2.- Medida de los esfuerzos en las masas rocosas
- 3.- Evaluación del comportamiento de los sistemas de soporte.
- 4.- Evaluación de los efectos de las pegadas en obras civiles cercanas a los lugares de trabajo.

### IV.- DESCRIPCION DE LOS INSTRUMENTOS MAS COMUNES

A).- En relación al punto 1, la medida de la magnitud y velocidad de cierre de las tablas y contra-cielo ha constituido durante largo tiempo un aspecto fundamental para controlar la estabilidad de las obras subterráneas.

Dichas medidas incluyen la observación de los desplazamientos entre puntos de referencia colocados en puntos estratégicos.

Los instrumentos pueden ser muy simples ó tremendamente sofisticados, dependiendo esto de la precisión deseada y de tener o no una estación a control remoto.

Los instrumentos utilizados para medir las deformaciones de la roca alrededor de nuestras aberturas subterráneas son conocidos como extensómetros y como su número,

tipo y funcionamiento es tan variable, sólo haremos mención de los tipos más co-  
munes.

### EXTENSÓMETRO DE VARILLA DE UN SOLO PUNTO DE APOYO, MODELO E1

Es un aparato sencillo, adecuado para medir la deformación en la roca de rebajes o aberturas subterráneas.

El extensómetro consiste en dos conchas de expansión figura 1; una de ellas es colocada en el fondo del barreno y la otra en la entrada del mismo, unidas entre sí por una varilla rígida. Es de fácil instalación por medio de una llave manual. La concha de expansión colocada en la entrada del barreno tiene un pequeño agujero longitudinal en el cual se inserta la pequeña varilla del indicador o "Gage", así, de este modo al aplicar una pequeña presión este nos da la lectura de la deformación medida en milésimos de pulgadas ( 0.001").

Para detectar fallas en frentes, rebajes, rampas, etc., es conveniente instalar extensómetros a diferentes profundidades con el fin de llevar un control sistemático de los movimientos que se originan principalmente en la parte superior o techo de estas aberturas subterráneas ( figura 2).

### VENTAJAS

- 1.- Rapidez y simplicidad de instalación
- 2.- Lecturas confiables y precisas
- 3.- De fuerte construcción
- 4.- Bajo costo y reusable

### ESPECIFICACIONES

Modelo No.	E-1
Medición de puntos	1
Rango In (mm)	4" (100 mm)
Mínima lectura In(mm)	0.001" (0.01mm)
Diámetro barreno In (mm)	1 3/8 - 2 1/4" ( 35-57 mm)

Longitud máxima feet (mts)	100 Feet ( 30 metros)
Peso Lb/Ft (Kg/m)	1.1 Lb/Ft (0.74 Kg/m)

### EXTENSOMETRO DE TUBOS

Durante el desarrollo de un subnivel o taller de considerable anchura (mayor a los 10 metros), es necesario tomar medidas de las deflexiones del techo para detectar comportamientos anormales en la roca antes de que produzca un fallamiento de la misma. Este control se lleva tanto en lugares anclados como en los no anclados.

Las medidas de convergencia se efectúan con un extensómetro de tubos ( figura - 3), que es esencialmente un micrómetro de carátula, montado en tubos de acero inoxidable con módulo de elasticidad conocido, que se extiende a distintas longitudes.

En las estaciones donde se efectúan las lecturas se colocan las anclas, tanto en el techo como en el piso, teniendo las anclas del piso todas una misma longitud, mientras que en las del techo es variable. ( Figura 4).

La deflexión medida a cada elevación se llama deflexión absoluta para esa elevación. La diferencia en deflexión absoluta entre dos ó más elevaciones nos representa un movimiento diferencial del techo y se conoce como movimiento diferencial.

Localización, elevación y fecha de instalación de estaciones para medidas de deflexiones.

ANCLA #	ESTACION	ELEVACIONES SOBRE EL TECHO EN METROS	FECHA DE INSTALACION
---------	----------	---	----------------------

A-0	A	0.0	Marzo de 1978
A-12	A	3.6	" " "
A-16	A	4.8	" " "
B-0	B	0.0	Abril de 1978
B-4	B	1.2	" " "



B-6	B	1.8	Abril de 1978
B-8	B	2.4	" " "
B-12	B	3.6	" " "
B-16	B	4.8	" " "
C-0	C	0.0	Mayo de 1978
C-12	C	3.6	" " "
C-16	C	4.8	" " "

B.- Con relación a la medida de los esfuerzos en las masas rocosas punto 2, - se consideran dos tipos de medidas:

#### Determinación de los estados de esfuerzo absolutos

##### La medida de esfuerzos relativos

Existe en el mercado una amplia variedad de aparatos y métodos para ambos tipos de medidas. En rocas que muestran un comportamiento elástico, la medida de esfuerzos absolutos puede requerir la aplicación de un método de liberación de esfuerzos en el que el elemento rocoso donde se ha introducido el aparato de medida, se descarga de las tensiones ejercidas por la roca circundante.

A continuación se mide la deformación a que ha dado lugar esta liberación de esfuerzos y la conversión de la misma en esfuerzos se hace a partir de ciertas relaciones matemáticas conocidas o supuestas, de tensión deformación de la roca estudiada.

Los esfuerzos relativos se determinan midiendo los esfuerzos absolutos al principio y al final de un intervalo de tiempo dado, pero esto, no es siempre necesario y mientras sea posible no se utilizan para medir tensiones relativas.

Hablando en términos amplios, los instrumentos empleados en ambos tipos de medidas son semejantes, pero aunque cualquier instrumento proyectado para la medida de esfuerzos absolutos medirá también esfuerzos relativos, aparatos de diseño sencillo para medidas relativas no pueden aplicarse sin cierta modificación para medidas absolutas. A continuación mencionaremos los tipos de instrumentos más comunes para esta clase de medidas:

## 6

## MEDIDOR DE DEFORMACION TRANSVERSAL DE LA OFICINA DE MINAS DE LOS ESTADOS UNIDOS

El Medidor de Deformaciones en tres ejes separados entre si, contiene todos los elementos de sensibilidad en un mismo plano y fue diseñado para medir deformaciones diametrales en un barreno de 1 1/2" durante la liberación de esfuerzos por el proceso de Sobrebarrenado. La técnica consta de tres pasos principales.

- 1.- Perforar un barreno de 1 1/2" con broca de diamante y rimador
- 2.- Fijación del Gage dentro del barreno
- 3.- Barrenar sobre el barreno piloto con broca de 6"

Las lecturas de las deformaciones se toman al principio, durante y al final del proceso de Sobrebarrenado. Después, el Gage se retira y el testigo de 6" es quebrado y extraído para su uso posterior. Antes de extraer el núcleo de 6" se marca para conocer su orientación con respecto al punto donde se tomó. Igualmente la posición del Gage dentro del testigo se marca, para colocarlo más tarde dentro del testigo.

El testigo extraído se orienta y prueba en la cámara biaxial para obtener el módulo de elasticidad de la roca. Las medidas de la deformación y módulo de la roca de cada Sobrebarrenado se usan para calcular los esfuerzos principales secundarios y su orientación en el plano normal al eje del barreno piloto.

Si las medidas de las deformaciones se toman de tres barrenos no paralelos entre si, se puede calcular una representación en tres dimensiones de las componentes de los esfuerzos.

Los siguientes instrumentos son necesarios para la calibración, pruebas de testigos y medidas de deformaciones durante las pruebas.

Un Gage de tres ejes y sus accesorios

Un Indicador de Deformaciones y su unidad de balance

Herramientas para colocación y su orientación del Gage

El aditamiento para la calibración del Gage

Cámara biaxial para determinar el módulo de elasticidad de la roca.

Selección del lugar en la Mina.- Con el objeto de calcular el elipsoide completo

de esfuerzos, se toman medidas de la deformación en tres barrenos no paralelos. En la figura 5 se ilustra algunos sistemas para colocación de las estaciones del Gage.

El elemento sensible es una placa de mésula de cobre-berilio a la que están conectadas cuatro bandas de Strain-Gages formando un puente de Wheatstone (Figura 5). El aparato tiene una sensibilidad de aproximadamente 20 mcm por cm que corresponda a una precisión en los esfuerzos de aproximadamente  $0.95 \text{ Kg/cm}^2$  para una roca con un  $E = 210,000 \text{ Kg/cm}^2$ .

La calibración del aparato debe efectuarse antes de colocar el instrumento de operación tanto en el laboratorio como en la mina. Igualmente conviene calibrarlo después de que ha sido usado. (nos indica si el Gage ha sido desajustado durante la prueba).

El Gage se calibra desplazando la placa de cobre-berilio una magnitud conocida, registrada con un micrómetro y anotando la medida tomada en el Puente Vishay. Como las medidas  $U_1$ ,  $U_2$ , y  $U_3$  no se hacen en el mismo tiempo, es necesario interpolar entre los valores medidos sucesivamente.

La deducción de las ecuaciones para determinar los valores de los esfuerzos principales a partir de los datos proporcionados por el Medidor de Deformaciones en Tres Ejes es como sigue:

Según la teoría elástica la ecuación general de la deformación plana es:

$$\Delta D = \frac{1}{E} \left[ (1+\nu) \sigma_3 + 2(1-\nu) \sigma_1 \cos^2 \theta_1 \right] \quad (1)$$

$$\Delta D = \frac{D}{E} \left[ (\sigma_1 + \sigma_2) - \nu \sigma_3 + 2(\sigma_1 - \sigma_2) (1 - \nu^2) \cos^2 \theta_1 \right] \quad (2)$$

Para el estado planar de esfuerzos:

$$\Delta D = \frac{D}{E} \left[ (\sigma_1 + \sigma_2) + 2(\sigma_1 - \sigma_2) \cos^2 \theta \right] \quad (3)$$

Donde:

$\Delta D$  = Variación de longitud del diámetro que forma un ángulo  $\theta_1$  con la dirección del esfuerzo principal  $\sigma_1$

D= Longitud inicial del diámetro

$$K = \epsilon_2 / \epsilon_1$$

$$L = \epsilon_3 / \epsilon_1$$

Si se miden los corrimientos según tres diámetros diferentes y se conoce el módulo de elasticidad y la constante de poisson, puede calcularse la magnitud y dirección de los esfuerzos:

De la figura 7:

$$\epsilon_1 + \epsilon_2 = \frac{\sqrt{E}}{3 D(1-\nu^2)} (U_1 + U_2 + U_3) \text{ ----- (4)}$$

$$\epsilon_1 - \epsilon_2 = \frac{\sqrt{2E}}{GD(1-\nu^2)} \left[ (U_1 - U_2)^2 + (U_2 - U_3)^2 + (U_1 - U_3)^2 \right]^{1/2} \text{ (5)}$$

Donde:

$U_1, U_2, U_3$  = Son los corrimientos medidos

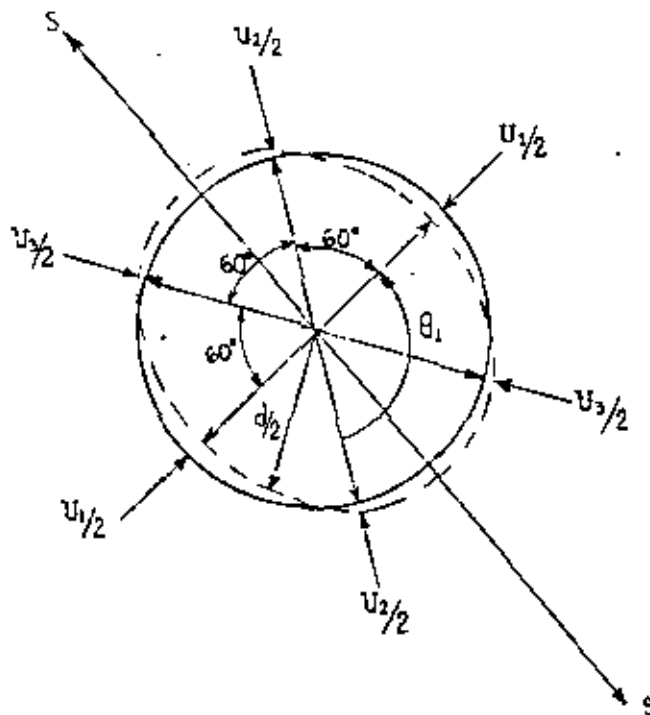


Figura 7.- Deformación de un orificio circular en una placa sometida a un estado de esfuerzos biaxial. Roseta 60°.

## 9

El ángulo que forma  $\epsilon_1$  con la dirección según la cual se mide el corrimiento  $u_1$  vale :

$$\operatorname{Tg} 2 \theta_1 = \frac{\sqrt{3} (u_2 - u_3)}{2 u_1 - u_2 - u_3} \quad \text{--- ( 6 )}$$

Si los corrimientos medidos forman ángulos de  $45^\circ$  :

$$\epsilon_1 + \epsilon_2 = \frac{E (u_1 + u_3)}{2 D (1 - \nu^2)} \quad \text{--- ( 7 )}$$

$$\epsilon_1 - \epsilon_2 = \frac{E \left[ (u_1 - u_2)^2 + (u_2 - u_3)^2 \right]^{1/2}}{2 D \cdot 2 (1 - \nu^2)} \quad \text{--- ( 8 )}$$

$$\operatorname{Tg} 2 \theta_1 = \frac{-2 (u_2 - u_1 - u_3)}{u_1 - u_3} \quad \text{--- ( 9 )}$$

Merrilly Peterson [Deformation of a borehole in Rock, U.S. Bur. Mines, Rept. Invest. 5881 (1961)] , dan las siguientes reglas para la determinación de  $\theta_1$  :

Para una roseta con ejes a  $60^\circ$ :

- 1.- Si  $u_2 > u_3$  ,  $\theta_1$  está comprendido entre  $+90^\circ$  y  $+180^\circ$  ó entre  $0^\circ$  y  $-90^\circ$
- 2.- Si  $u_2 < u_3$  ,  $\theta_1$  está comprendido entre  $0^\circ$  y  $+90^\circ$
- 3.- Si  $u_2 = u_3$  y Si

$$a).- U_1 > U_2, \theta_1 = 0^\circ \dots \dots i()$$

$$b).- U_1 < U_2, \theta_1 = \pm 90^\circ$$

Para una roseta con ejes a  $45^\circ$  :

1.- Si  $U_2 > (U_1 + U_3) \div 2$ ,  $\theta_1$  está comprendido entre  $+90^\circ$  y  $180^\circ$  ó entre  $0^\circ$  y  $-90^\circ$

2.- Si  $U_2 < (U_1 + U_3) \div 2$ ,  $\theta_1$  está comprendido entre  $0^\circ$  y  $+90^\circ$

3.- Si  $U_2 = (U_1 + U_3) \div 2$ , y si

$$a).- U_1 > U_3, \theta_1 = 0^\circ$$

$$b).- U_1 < U_3, \theta_1 = 90^\circ$$

## TECNICA DEL GATO PLANO

El empleo de Gatos Planos para la medida de esfuerzos en la roca procede de Francia, habiéndose utilizado posteriormente en muchos países como Austria, Estados Unidos y México. En la figura 8 se muestra una disposición típica de la ranura de inserción y los puntos de medida.

Algunos investigadores han intentado medir los esfuerzos en forma biaxial con dos ranuras perpendiculares entre si.

La longitud de la ranura suele ser de 30-25 centímetros y un ancho de 4 centímetros, para colocar Gatos Planos cuadrados de 30-45 centímetros de lado.

Al abrir con barrenos la ranura, se induce una liberación local de los esfuerzos que a su vez originan deformaciones de la roca que rodea dicha ranura. Si se co

## 11

locan diferentes combinaciones de puntos alrededor de la ranura es posible medir las deformaciones inducidas por los esfuerzos con un extensómetro de sensibilidad aproximado de 0.001".

Tomándose medidas de dicho extensómetro durante dos ó tres días.

Después de lo anterior se coloca el Gato dentro de la ranura embebiéndolo perfectamente en cemento de rápido fraguado, después de un mínimo de tres días estamos en condiciones de empezar a aplicar la presión al Gato. Se aplica presión hidráulica con la ayuda de una bomba aumentándola por etapas, (ejemplo: Primero 5 Kg/cm<sup>2</sup>, después de 10 Km/cm<sup>2</sup>, 12 Kg/cm<sup>2</sup>, etc.), se van tomando medidas de las deformaciones con el extensómetro colocándolo entre las diferentes combinaciones de puntos fijados en la roca de la periferia de la ranura.

Una vez que se alcanzan los valores iniciales de la deformación (cero) se deja de aplicar presión. Por lo común se efectúan tres ó cuatro pruebas de carga y descarga por un período de tres días hasta que se reúnen suficientes datos para determinar la presión medida de equilibrio.

Existen ciertas fórmulas basadas en la teoría elástica que presuponen una ranura elíptica bajo un campo de esfuerzos planares. Para deducción de las fórmulas se parte de las siguientes consideraciones:

a).- Los desplazamientos normales entre las pínulas colocadas perpendicularmente a la ranura se originan por cambios en el esfuerzo normal, no teniendo influencia en dichos desplazamientos los esfuerzos tangenciales a la ranura.

b).- La presión necesaria sobre la superficie de la ranura para regresar a cero los desplazamientos sufridos en la roca (cuando se cortó la ranura) será igual teóricamente al esfuerzo virgen que existía en la roca antes de la construcción de la ranura.

En la práctica se considera como inoperativa una región "d" próxima al borde del Gato. La anchura del Gato 2 Cj es menor que la de la ranura 2 c. Por lo cual con tal sistema la relación entre el esfuerzo normal virgen y la presión de cancelación se apróxima por:

$$\epsilon_n = P_c (C_j - d) \text{-----} (1)$$

La convergencia entre las pínulas separadas a distancias iguales (y) que se ori

ginan al cortar la ranura es:

$$2 \Delta v = 2 C \epsilon \nu/E \left\{ (1-\nu) \left[ (1+y^2/c^2)^{1/2} - y/c \right] + (1+\nu) \left( 1+y^2/c^2 \right)^{-1/2} \right\} \text{-----} (2)$$

Tomando (y) en dos ó más puntos es posible determinar el módulo de Young y la constante de Poisson.

### EL DOORSTOPPER DE LEEMAN ( CELULA DE BANDAS EXTENSOMETRICAS )

Colocando estas celulas en el fondo de un barreno, la sobreperforación puede realizarse con la propia corona empleada para hacer el taladro. Esto amplía considerablemente la gama de medidas en frentes rocosos.

Se suele emplear tres técnicas:

Los primeros intentos para sobreperforar aparatos con bandas extensométricas colocados en el fondo de un barreno tropezaron con problemas, debidos principalmente a la dificultad de aislar las bandas y sus conexiones al sistema eléctrico, al agua introducida en torno a la broca durante la perforación.

Leeman ( The C.S.I.R. Strain Gage Cell, Rept. MEG 417, Pretoria, Africa del Sur) resolvió este problema de manera eficaz empotrando las conexiones eléctricas de las bandas en un cilindro de caucho de sílicona de 35 mm de diámetro, en cuya cara frontal estaba montada una roseta rectangular de bandas extensométricas que, en la celula original, quedaba protegida por una película de araldita de 0.6 mm de espesor. Los cables procedentes de la roseta estaban unidos a cuatro bornes de cobre en una placa de conexión aislable ( figura 10 ). El equipo puede emplearse en un barreno perforado con diámetro B x ( 60 mm ).

Se emplea una serie de herramientas para instalar la celula, orientándola para medir deformaciones en las direcciones vertical, horizontal, y a 45°. Las herra



mientas de instalación permanecen dentro del barreno hasta que la célula queda fija a la roca, extrayéndolas entonces para comenzar la sobreperforación.

Si las diferencias de lecturas de las bandas extensométricas en las direcciones vertical, a  $45^{\circ}$ , y horizontal, antes y después de la sobreperforación son respectivamente  $E_v$ ,  $E_{45^{\circ}}$ ,  $E_h$ , las deformaciones principales  $E_1$  y  $E_2$  de la roca en el extremo del barreno son:

$$E_1 \text{ ó } E_2 = \left[ (E_h + E_v) \pm \sqrt{2 E_{45^{\circ}} - (E_h + E_v)^2 + (E_h - E_v)^2} \right]$$

Las direcciones de  $E_1$  y  $E_2$  son  $\theta_1$  y  $\theta_2$ , medidas en sentido contrario a las agujas del reloj respecto a la dirección de  $E_h$  y vienen dadas por:

$$\text{Tg } \theta_1 = \frac{2 (E_1 - E_h)}{2 E_{45^{\circ}} - (E_h + E_v)}$$

$$\text{Tg } \theta_2 = \frac{2 (E_2 - E_h)}{2 E_{45^{\circ}} - (E_h + E_v)}$$

Los esfuerzos principales en la roca en el extremo del barreno son:

$$\sigma_1 = \frac{E}{1 - \nu^2} (E_1 + \nu E_2)$$

$$\sigma_2 = \frac{E}{1 - \nu^2} (E_2 + \nu E_1)$$

## 14 MEDIDOR DE ESFUERZOS DE ALAMBRE VIBRANTE

**OBJETIVO:** Dar medidas precisas del cambio en los esfuerzos para tener bases con que evaluar la estabilidad de aberturas subterráneas.

**COMO TRABAJA:** El elemento sensible es un alambre de acero vibrado a su frecuencia natural. Si la tensión del alambre cambia por deformación del cuerpo del sensor, la frecuencia natural del alambre cambia. Este efecto es parecido al sonido que producen las cuerdas de un violín en función del grado de tensado de las mismas.

Dado que la salida eléctrica del sensor es más bien una señal de frecuencia que una señal de amplitud, su precisión no es afectada por la resistencia del alambre conector u otros atenuadores. Los alambres de señales pueden tener una milla de largo o más sin afectar la precisión del sensor.

Cuando el botón de encendido de la caja de lecturas se mueve de posición, el alambre tensionado es electromagnéticamente excitado y vibra a su frecuencia natural. Esa señal causa una lectura en forma de dígitos iluminados, y refiriendo dicha lectura a una gráfica de calibración el operador conoce el cambio en los esfuerzos.

Para instalar un sensor se da un bno de 1 1/2"  $\varnothing$  y de la longitud requerida en la tabla de un pilar o cañón que se va a monitorear. En seguida con la ayuda de herramientas especiales se instala el sensor (en la figura 11 se aprecia un sensor y un dibujo de sus partes integrales). La carga ejercida por la cuña contra la roca y el cuerpo del sensor disminuye la tensión del alambre y por lo tanto reduce su frecuencia original. Se toma una lectura de referencia después de su instalación, después de esto, cualquier cambio en los esfuerzos puede medirse con bastante precisión.

Cuando se instala el sensor el alambre debe alinearse paralelamente con la dirección del esfuerzo principal máximo.

Una pequeña desviación en esta dirección podrá resultar en la medida de una componente en vez del esfuerzo completo, pero el sensor todavía tendrá bastante sensibilidad para usarse como un aparato de alarma. Durante las horas anteriores -

a un fallamiento u otro incidente hay siempre un apreciable incremento en el nivel de esfuerzos.

Existen sensores de bajo ó alto rango. Los de bajo rango es por esfuerzos hasta de 6000 Psi (42 Mpa) y tiene una precisión 1-9 lb/in<sup>2</sup>. Los sensores de rango alto son para cifras hasta de 10000 lb/in<sup>2</sup>. Los de bajo rango se aplican en rocas blandas como pizarras ó minas de carbón, los de alto rango en granito y rocas de módulo de elasticidad alto.

EJEMPLO DE TABLA DE LECTURAS Y SU INTERPRETACION, TOMADAS CON EL MEDIDOR DE ALAMBRE VIBRANTE ( UNIAXIAL )

I LECTURA No. 1	II FECHA OCT/79	III HORA	IV LECTURA	V DIFERENCIA CON REFERENCIA A LECTURA INICIAL	VI LECTURA PROMEDIO	VII SENSIBILIDAD UNIAXIAL, lb/in <sup>2</sup>	VIII CAMBIO EN ESFUERZO UNIAXIAL lb/in <sup>2</sup>
1*	12	3 p.m.	2528	0	- - -	3.55	398
2**	12	4 p.m.	2520	0	- - -	3.30	759
3	12	5 p.m.	2520	0	- - -	2.9	1421
4	15	9 a.m.	2520	0	- - -	2.0	188
5	16	9 a.m.	2630	112	2576	1.8	455
6	17	9 a.m.	2750	230	2635	1.7	648
7***	18	9 a.m.	3010	490	2765		
8	19	9 a.m.	3104	94	3057		
9	20	9 a.m.	3263	253	3136		
10	21	9 a.m.	3391	381	3200		

IX  
CAMBIO TOTAL EN ESFUERZO  
UNIAXIAL lb/in<sup>2</sup>

398  
1157  
1421  
1609  
2064  
2712

## 17

\* No se toma lectura como inicial dado que la siguiente es menor, cosa que indica que hubo un movimiento en la roca después de apretar el sensor con la cuña.

\*\* Como las lecturas 2 y 3 fueron tomadas el mismo día, y no hay diferencia entre ellas, se puede tomar la #3 como punto de partida.

\*\*\* Como la diferencia de lecturas entre la # 6 y 7 ya es muy grande se toma como lectura inicial para las siguientes medidas la # 7.

1).- Diferencia con referencia a la lectura inicial

Diferencia = última lectura - lectura inicial

Ejemplos:

$$\text{Dif. } 5-3 = 2632-2520 = 112$$

$$\text{Dif. } 6-3 = 2750-2520 = 230$$

$$\text{Dif. } 8-7 = 3104-3010 = 94$$

$$\text{Dif. } 9-7 = 3263-3010 = 253$$

2).- Lectura Promedio

L.P. =  $\frac{\text{Ultima lectura} + \text{lectura inicial}}{2}$

Ejemplos:

$$\text{L.P. } 5-4 = \frac{(2632 + 2520)}{2} = 2576$$

$$\text{L.P. } 6-4 = (2750 + 2520) \div 2 = 2635$$

$$\text{L.P. } 7-4 = (3010 + 2520) \div 2 = 2765$$

$$\text{L.P. } 8-7 = (3104 + 3010) \div 2 = 3057$$

$$\text{L.P. } 10-7 = (3391 + 3010) \div 2 = 3200$$

### 3).- Sensibilidad Uniaxial

Con este tipo de sensor no es necesario conocer un valor preciso del módulo de elasticidad de la roca, un valor aproximado es correcto.

El manual presenta dos gráficas para conocer la sensibilidad, una la de la figura 19 es para sensores del tipo Hard Rock, la # 20 para Soft Rock.

Como se puede apreciar en las dos gráficas, la sensibilidad aumenta proporcionalmente con el incremento del valor de las lecturas.

### 4).-Ejemplos: (La roca es cuarcita, por lo tanto el sensor será del tipo "Hard Rock")

Entrando a la gráfica de la figura 19 con la lectura promedio de 2576, luego subiendo verticalmente hasta cortar la curva "Barre Granite", luego en el punto en que se corta la curva, buscamos su proyección en el eje de las "Ys", un valor que resulta 3.55 Psi

$$S_{L_5} = 3.55 \text{ Psi}$$

$$\text{Con } L_{P_7} = 2765, S_{P_7} = 2.9 \text{ Psi}$$

$$\text{Con } L_{P_{10}} = 3200, S_{P_{10}} = 1.7 \text{ Psi}$$

### 5).- Cambio en Esfuerzo Uniaxial

Cambio de esfuerzo uniaxial = diferencia con referencia a lectura inicial X sen -

sibilidad uniaxial.

Ejemplos:

$$CEU_5 = 112 \times 3.55 = 398 \text{ Psi.}$$

$$CEU_7 = 490 \times 2.9 = 14.21 \text{ Psi.}$$

$$CEU_{10} = 381 \times 1.7 = 648 \text{ Psi.}$$

f).-Cambio total de Esfuerzo Uniaxial.

CTEU = Se suman los valores individuales de los cambios de esfuerzo calculado para cada lectura.

Ejemplos:

g).-Cálculo del esfuerzo uniaxial directamente con fórmulas.

a).-Para sensores del tipo roca suave.

$$\sigma_v = \left\{ \frac{\left( \frac{422\ 400}{T_0} \right)^2 \left[ 1 - \left( \frac{T_0}{T} \right)^2 \right]}{11.4 - 0.15 \times 10^{-6} E_r} \right\}$$

b).-Para sensores del tipo roca dura.

$$\sigma_v = \left\{ \frac{\left( \frac{422\ 400}{T_0} \right)^2 \left[ 1 - \left( \frac{T_0}{T} \right)^2 \right]}{11.4 - 0.66 \times 10^{-6} E_r} \right\}$$

Donde:

$\epsilon_r$  = Cambio de esfuerzo uniaxial en la roca, lb/in<sup>2</sup>

$E_r$  = Módulo de elasticidad de la roca, lb/in<sup>2</sup>

$T_0$  = Lectura inicial

$T$  = Última lectura

### Ejemplos:

$$r_5 = \frac{\left( \frac{422 - 400}{2520} \right)^2 \left[ 1 - \left( \frac{2520}{2632} \right) \right]^2}{9.4 - 0.5 \times 10^{-6} (6.5 \times 10^{-6})} = 381 \text{ Psi}$$

$$r_6 = \frac{\left( \frac{422 - 400}{2520} \right)^2 \left[ 1 - \left( \frac{2520}{2750} \right) \right]^2}{9.4 - 0.5 \times 10^{-6} (6.5 \times 10^{-6})} = 738 \text{ Psi}$$

C.- Con relación a la evaluación del comportamiento de los sistemas de soporte puede ser checado de diversas formas. Nosotros hemos llevado a la práctica con bastante éxito la combinación de dos ó más instrumentos que nos proporcionan datos físicos para poder hacer una evaluación realista. Los aparatos son:

#### PROBADOR DE ANCLAS A TENSION

Este aparato se usa para verificar la fuerza de adhesión entre el ancla y la roca del barrenado donde se instaló. El criterio general es probar dos anclas de diez instaladas; a dichas dos anclas se les va aplicando carga con el gato hi -



dráulico hasta llegar a la carga de diseño. La prueba se efectúa 48 horas después de la instalación-caso anclas inyectadas con cemento; una hora después de la instalación - caso anclas de cartucho de resina; cinco minutos después de la instalación- Split-Sets.

Cuando el ancla falla, es decir es extraída o quebrada antes del tonelaje de diseño es una indicación de las causas siguientes:

- a).- Mal fraguado del cemento ó resina
- b).- Mala calidad del acero
- c).- Mala adhesión cemento-acero-roca

Por lo tanto, sabemos que hemos efectuado una instalación defectuosa del anclaje y que no debemos esperar nada positivo del mismo. Hay que barrenar e instalar anclas nuevamente.

Las partes que forman el extractor son: Una bomba hidráulica manual con su Gage para medir la presión, un gato de cilindro hueco con su manguera de alta resistencia que lo conecta a la bomba, una serie de espaciadores que se utilizan cuando la varilla está muy salida y un extensómetro telescópico. :

Su instalación es como sigue: Estando el ancla ya instalada con su placa ó tuerca, se coloca el adaptador que une la varilla con el gato por medio de un tornillo de alta resistencia el cual lleva en su extremo una tuerca que sostiene el conjunto; es instalado el extensómetro telescópico con su Gage para medir el desplazamiento del ancla bajo diferentes incrementos del Gage.

El funcionamiento del conjunto es de la forma siguiente: Al aplicar presión por medio de la bomba hidráulica hace que el pistón del cilindro levante y cargue sobre el separador y éste a su vez sobre la placa del ancla, al mismo tiempo se ejerce una fuerza a la tensión que se trata de extraer el ancla ( Figuras 13 y 14 ).

#### ESTRATOSCOPIO O VISOR

Este aparato nos sirve para examinar visual ó fotográficamente el interior de un

barreno de 2 1/4" dado en la roca. Con dicho aparato se localizan y observan - grietas, fracturadas y capas de roca competente e incompetente. El visor es usa do cuantitativamente en la medición de desplazamiento a través de fracturas y - pequeñas fallas.

Las observaciones tomadas en barrenos dados en una área definida repetidas duran te varias días pueden darnos una idea más racional del comportamiento de la roca del contracielo.

El instrumento consiste de un telescopio de baja potencia con retícula para cali bración, de un sistema de prismas ópticos para dirigir la luz, y un sistema eléc trico para la iluminación dentro del barreno. Al tubo base se le añaden seccio nes con el objeto de realizar observaciones desde 5 a 20 pies, el diámetro exte rior de los tubos es de 1 1/4".

Generalmente se recomienda tomar las observaciones en barrenos BX dados con má - quina exploradora, ya que la superficie interior del barreno es más uniforme y - los rasgos estructurales no son alterados con la broca. Cuando los barrenos de observación se perforan con máquinas de percusión, se generan alteraciones en los extremos de pequeñas fracturas ó fallas y eso hace más difícil la interpretación. En ocasiones se adapta una cámara fotográfica al visor y se imprimen placas para estudiarlas cuidadosamente en el laboratorio.

En las figuras 10,11,12, y 13 podemos observar dibujos con relación al visor.

#### SEISMITRON

Este importante instrumento fue diseñado y se ha venido perfeccionando para pre decirnos fallamientos o situaciones anómalas en sistemas de anclaje (en contra - cielos, pilares y tablas), también si es usado propiamente es posible efectuar - la predicción de caídos de roca, fallamiento de taludes, detección de mineros a - trapados dentro de la mina, etc.

Investigaciones efectuadas por la Oficina de Minas de las Estados Unidos en obras subterráneas señalaron una relación concluyente entre el aumento de esfuerzos den tro de una masa rocosa por las operaciones de minado y la emisión de actividade - sísmica audible y subaudible (microsismos). Las investigaciones generaron las si

## 2.3

guientes conclusiones:

- 1.- La roca sometida a esfuerzos emite energía sísmica detectable.
- 2.- La razón de energía liberada aumenta con el incremento de esfuerzos.
- 3.- El aumento de actividad microsísmica generalmente precede a un fallamiento mayor en la roca.
- 4.- La fuente de energía puede ser localizada usando estaciones receptoras adecuadas.

El instrumento consta de las siguientes partes: Geófono, Amplificador, Audífonos y Contador de Ruidos Manual.

Al aparecer desplazamientos de millonésimas de pulgadas en los estratos o fracturas de la masa rocosa, se originan vibraciones con intensidades bajísimas. El geófono en contacto físico con la roca es alcanzado por las infinitamente pequeñas vibraciones. Las vibraciones causan que dos pequeños cristales de cuarzo - contenidos en el geófono se muevan. Este movimiento traduce el movimiento físico (vibraciones) a impulsos eléctricos que son alimentados a la entrada del amplificador.

El amplificador aumenta el nivel de los impulsos y proporciona fuerza a los audífonos, los cuales convierten las ondas eléctricas a sonidos que son captados por el oído.

La naturaleza de los sonidos captados, está en relación directa dentro de ciertos límites, con los movimientos de roca que producen los sonidos. De esta forma, sonidos subauditivos, movimientos o vibraciones son captados por nuestro sentido auditivo.

Su operación dentro de la mina es como sigue:

Se da un barreno de 1 1/4"  $\emptyset$  y de 3' -5' de profundidad en tabla y contracielo. El operador coloca el geófono dentro del barreno, los pequeños movimientos de la roca (microsismos) dan lugar a que los cristales del cuarzo sintético se flexionen. El movimiento del cristal, traslada el movimiento físico a impulsos eléctricos, los cuales son enviados al amplificador. El amplificador aumenta -

## 24

el nivel de las señales y proporciona potencia a los audífonos, los cuales convierten los impulsos eléctricos a "Clicks" que pueden ser fácilmente registrados en un contador manual.

El operador cuenta el número de microsismos oídos durante 15 minutos, esto lo repite en cada barrenado dado en base diaria, semanal o mensual según los requerimientos del lugar. ( Ver figuras 17,18, y 19).

D.- Finalmente en relación al punto 4 (evaluación de los efectos de las pegadas en obras civiles cercanas a los lugares de trabajo); estamos empezando a probar un Sismógrafo para diseño de plantillas de disparo, control de las voladuras, y evaluación de posibles daños en edificios dentro de la zona urbana, su descripción es como sigue:

#### UNIDAD DE RESGUARDO SISMICO MODELO II

##### DESCRIPCION

Es un instrumento que nos sirve para determinar la intensidad y dirección de las vibraciones producidas por efecto de explosivos, en disparos ó voladuras, tanto en superficie como en obras subterráneas.

De esta manera se logra tener un control sobre las mismas, ya sea modificando la secuencia en el disparo, el espaciamiento entre barrenos, la cantidad de explosivos, etc.

Todo lo anterior, con objeto de no dañar las construcciones vecinas ó provocar algún problema de subsidencia.

La Unidad Sísmica de Resguardo II (SS II) consiste en 3 componentes: Un Seismómetro, un traductor de disparo y una unidad de lectura.

El Seismómetro contiene 3 transductores de bobina, los cuales están exactamente alineados a lo largo de los ejes ortogonales en una caja de aluminio. El Seismítrón se conecta a la unidad de lectura a través de un cable blindado.

El transductor de disparo consiste de un micrófono-pre-amplificador con un cable blindado, que se conecta a la unidad de lectura y a una fuente de energía.

La unidad de lectura contiene un papel fotográfico impresor de escritura directa, en el que se va registrando las amplitudes e intensidades de las ondas emitidas por los explosivos, medidas en 3 direcciones. El sistema es alimentado internamente por una batería recargable de 12 volts.

### INSTRUCCIONES DE OPERACION

- 1.- Switch de Operación.- Este Switch debe oprimirse para girar de "Off" a "Display" y viceversa, cuando se coloca en la posición de "Test" se prende una luz roja en la parte inferior izquierda del panel y cuando se coloca en "Record" se usa para imprimir la película.
- 2.- Switch de Calibración.- Cuando la unidad Sísmica se conecta para imprimir, se debe calibrar el sistema empujando hacia adelante el Switch "Cal" por espacio de 0.5 a 1.0 segundo, soltándolo después. Con el Switch de operación en "Display" el medidor indicará 0.4 ó 0.5 en los módulos "T", "V" y "L". Con el Switch de operación en "Record", un pulso de calibración será recordado en la película.
- 3.- Switch Selector de Disparo.- Cuando las vibraciones de la pegada han sido imprimidas, gire el Switch Selector a las posiciones "T", "V" y "L" para proveer la velocidad máxima de la partícula sobre las componentes transversal, vertical y longitudinal del movimiento respectivamente, sobre la pantalla del medidor. Girando el Switch a la posición "4" proveerá una lectura digital del aire de la disparada.
- 4.- Switch de Ajuste.- Se usa para retornar todos los números a cero al final de cada medición.
- 5.- Pantalla de Disparo.- Este medidor proporciona las mediciones de la velocidad de la partícula y del aire del disparo. Con el Switch Selector en la posición "T", "V" ó "L", la velocidad de la partícula en pulgadas por segundo es disparada. Con el Switch en la posición "4", la intensidad del aire en el disparo, es dada en libras por pulgada cuadrada, multiplicada por un factor de 100. ( el valor ac-

## 20

lual de Psi, se obtiene recorriendo el punto decimal dos lugares a la izquierda). Para obtener los valores máximos absolutos, 0.2 debe añadirse a todas las lecturas del medidor. Esas lecturas ajustadas no serán excedidas por los valores calculados del análisis de la película imprimida.

6.- Medidor de Baterías. Cuando el Switch de Operación se encuentre en "Test" ó "Record", la manecilla en el medidor deberá estar en el área verde, en caso contrario la batería debe ser reemplazada.

7.- Medidor de la Película. Este medidor indica la cantidad de papel consumido en el rollo suministrado. Un rollo de papel contiene 150 fts., así que un nuevo rollo debe ser instalado cuando marque 140 fts. Cuando se coloca un nuevo rollo, el medidor debe ser ajustado a cero, presionando la pínula blanca con un objeto punteagudo.

#### OPERACION EN EL CAMPO

1.- Abra la tapa. Remueva la unidad de levantamiento del instrumento y colóquela en una superficie firme y a nivel.

(Evite trabajar sobre hierbas, terreno blando, etc.; si es necesario trabajar en terreno suave, cave un agujero, nivele la unidad y entiérrela).

2.- Seleccione un sitio sombreado. Si ésto no es posible, proteja el instrumento con la tapa hasta donde sea posible. También evite operar enfrente de edificios ú otras estructuras, las cuales reflejarán las ondas sonoras.

3.- Conecte la unidad de levantamiento a la caja de registro.

4.- Remueva el micrófono y su cable de la tapa y conéctelo a la caja de registro.

5.- Remueva la cubierta plástica del micrófono e instale la rejilla de resguardo contra el aire.

## 27

6.- Después que la Unidad Sísmica ha sido colocada en su sitio, mueva el Switch de Operación a "Display", opere el Switch de "Cal" y verifique que las componentes "T", "Y" y "L" se encuentren funcionando correctamente (el medidor debe leer 0.4 ó 0.5 para todas las componentes).

### PROCEDIMIENTO PARA EL REGISTRO

1.- 30 segundos antes de la disparada, arrodíllase ó siéntese sobre la unidad de levantamiento para asegurar un contacto sólido con el terreno, durante el registro.

2.- 15 segundos antes de la disparada, gire el Switch de Operación a "Display" y ponga el medidor en cero operando el Switch de ajuste.

3.- 10 segundos antes de la disparada, nueva el Switch de operación a "Test", sosteniendo el micrófono recto hacia arriba.

4.- De 5 a 8 segundos antes de la disparada, gire el Switch de operación a "Record".

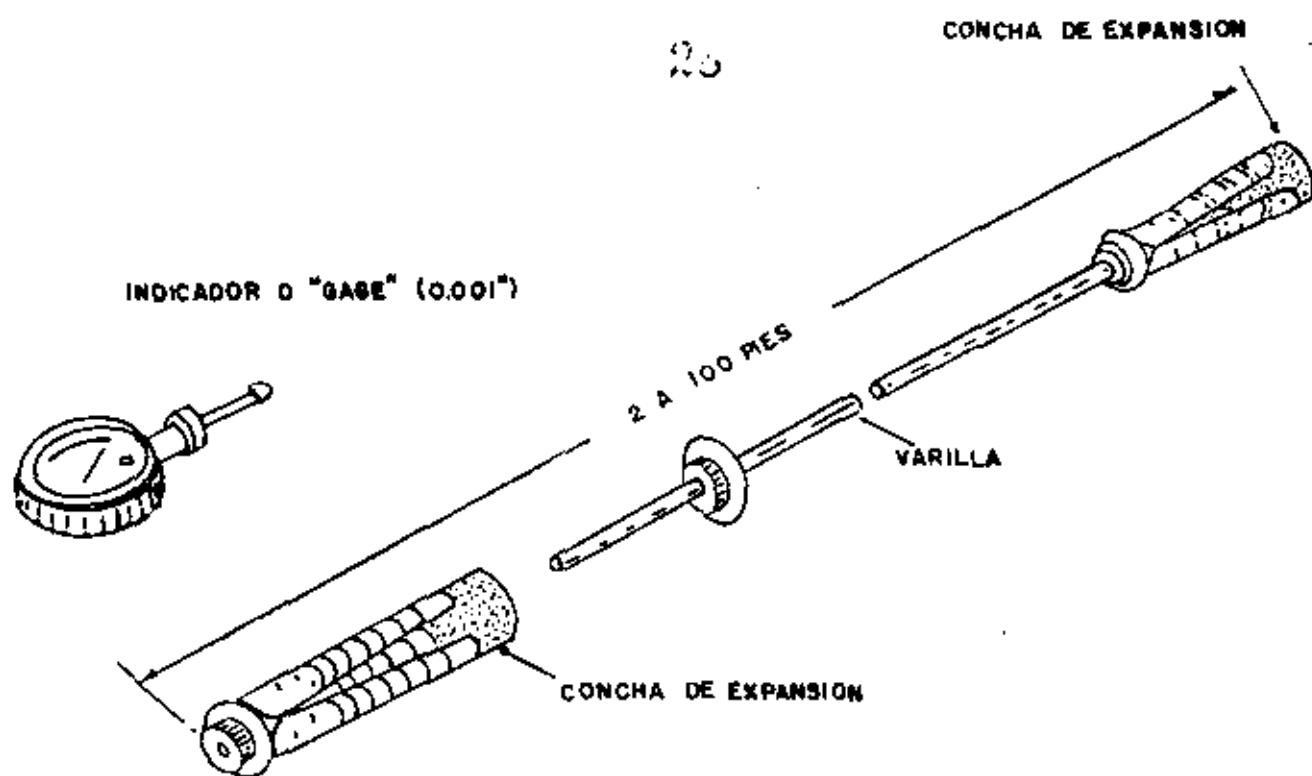
5.- Después que el disparo se ha escuchado, gire el Switch a "Display" y lea el medidor. Si se arrodilló ó sentó sobre la unidad de levantamiento, asegúrese de no interferir con la toma de lecturas.

Tome nota de las mediciones.

6.- Regrese el Switch a "Record" y calíbrelo inmediatamente. Deje correr el rollo 5 ó 6 segundos después de la calibración, para asegurar que la película registradora de la disparada y calibración, no se sobreponga con la siguiente medición.

7.- Gire el Switch de Operación a la posición "Off", desconecte el micrófono y la unidad de levantamiento de la caja de registro, y regréselos a sus respectivos compartimientos. Cierre la tapa.

( Ver figuras 20 y 21 ).



**VENTAJAS:**

- RAPIDEZ Y SIMPLE INSTALACION
- LECTURAS CONFIABLES Y PRECISAS
- FUERTE CONSTRUCCION
- BAJO COSTO Y REUSABLE

**EXTENSOMETRO DE VARILLA DE UN PUNTO DE APOYO**

**FIGURA I**



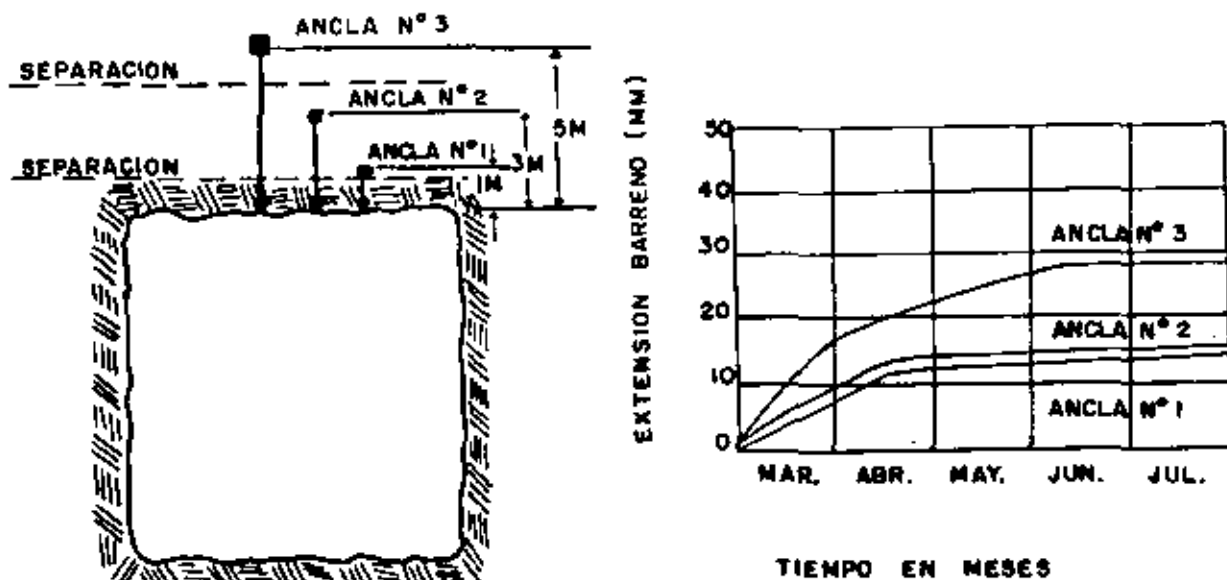
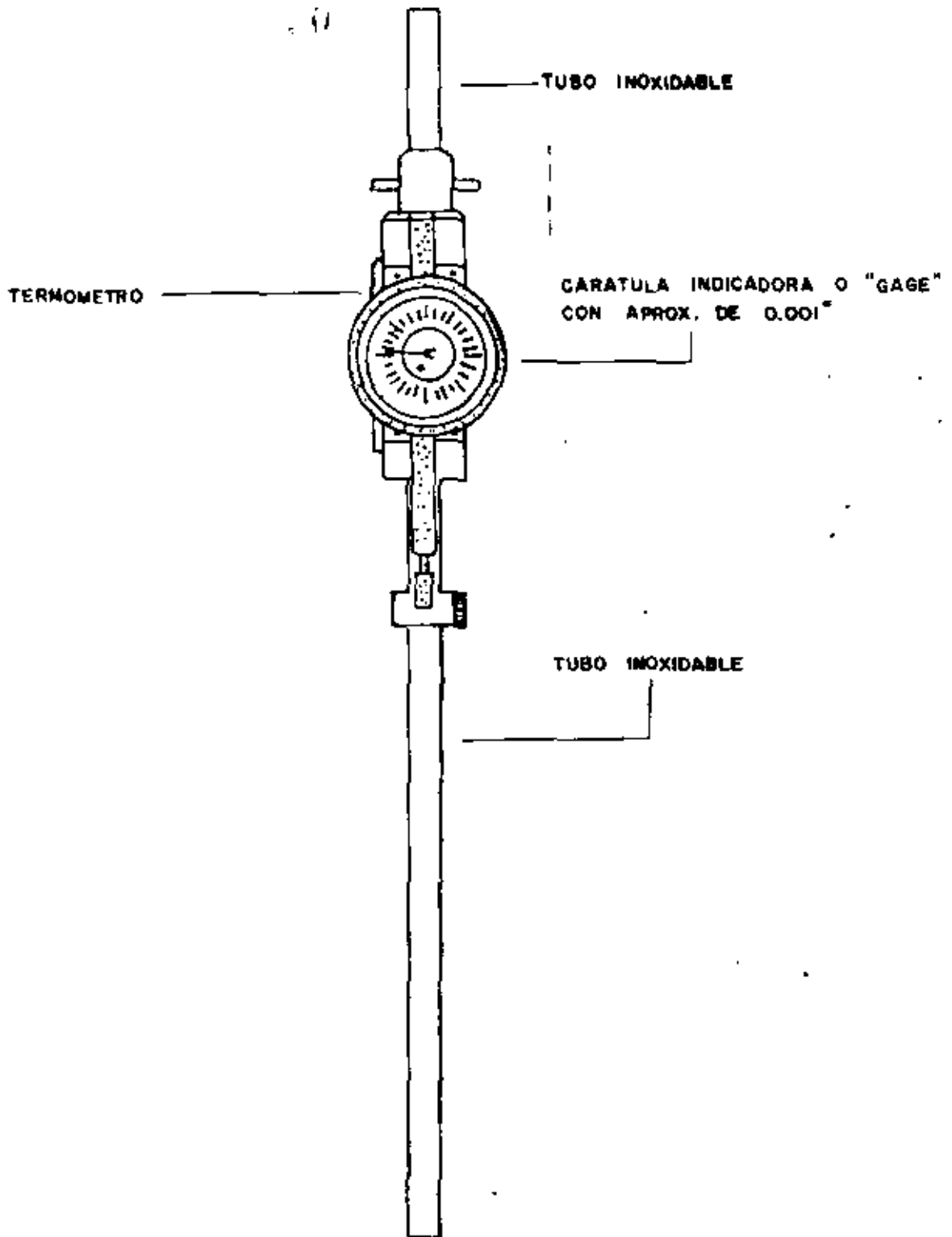
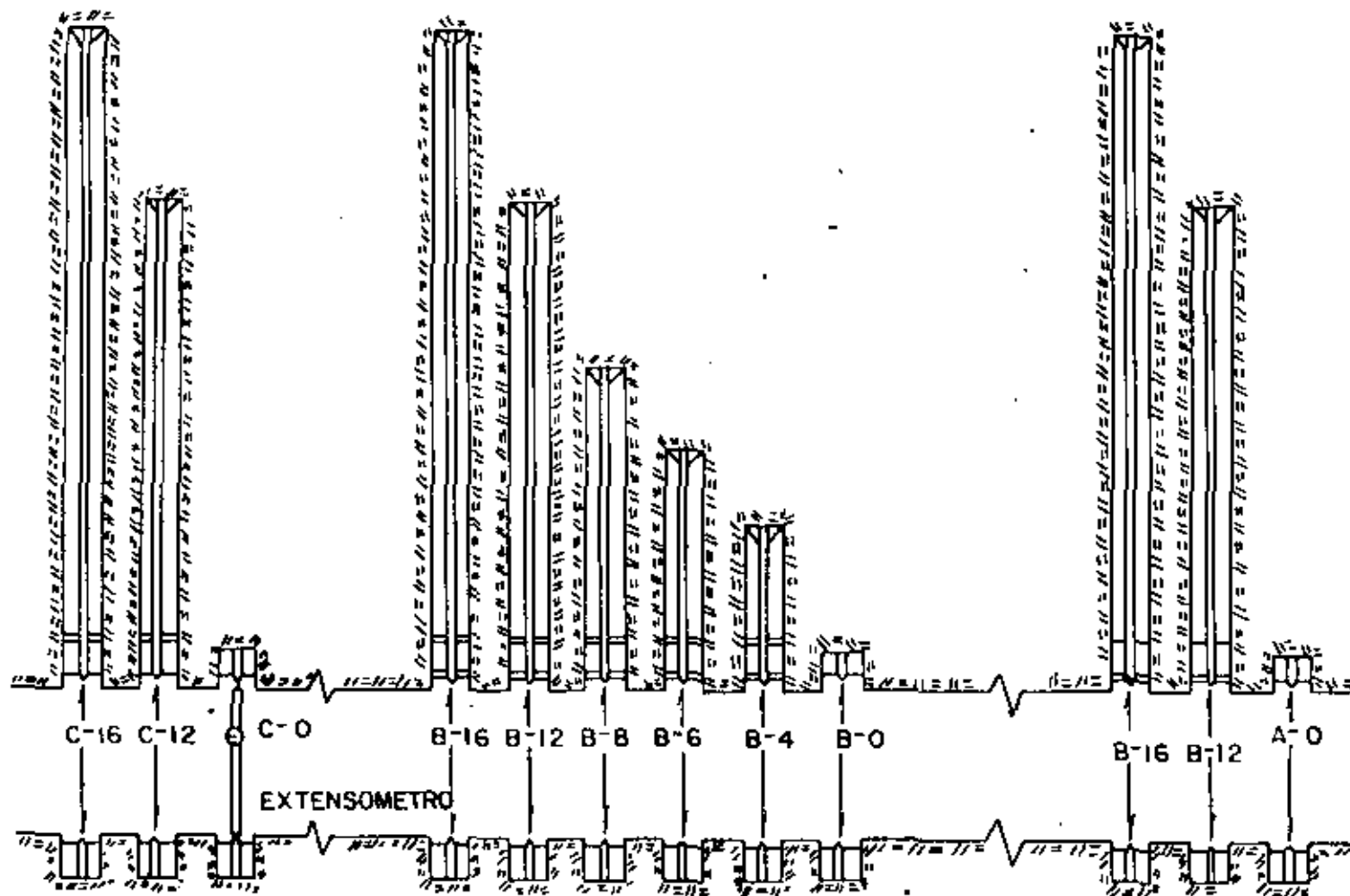


FIGURA N° 2. MUESTRA EL TECHO DE UNA GALERIA CON 3 EXTENSOMETROS MODELO E-1 INSTALADOS A DIFERENTES PROFUNDIDADES.



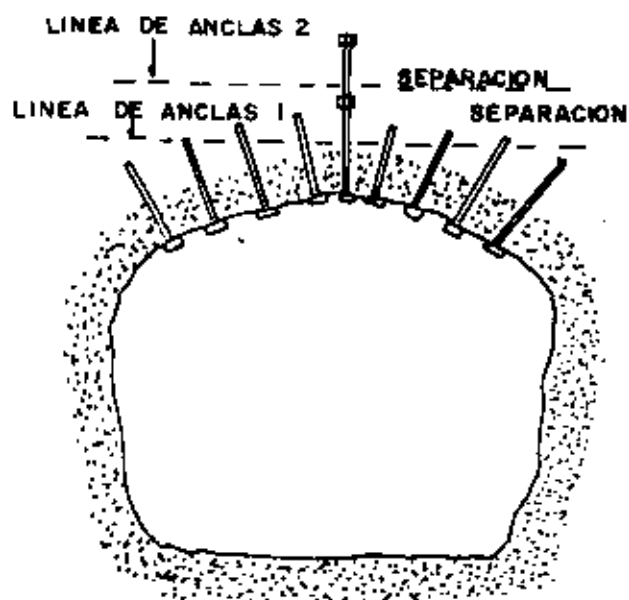
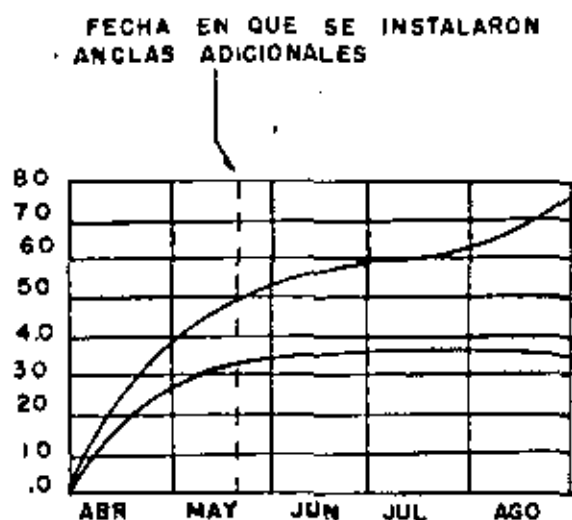
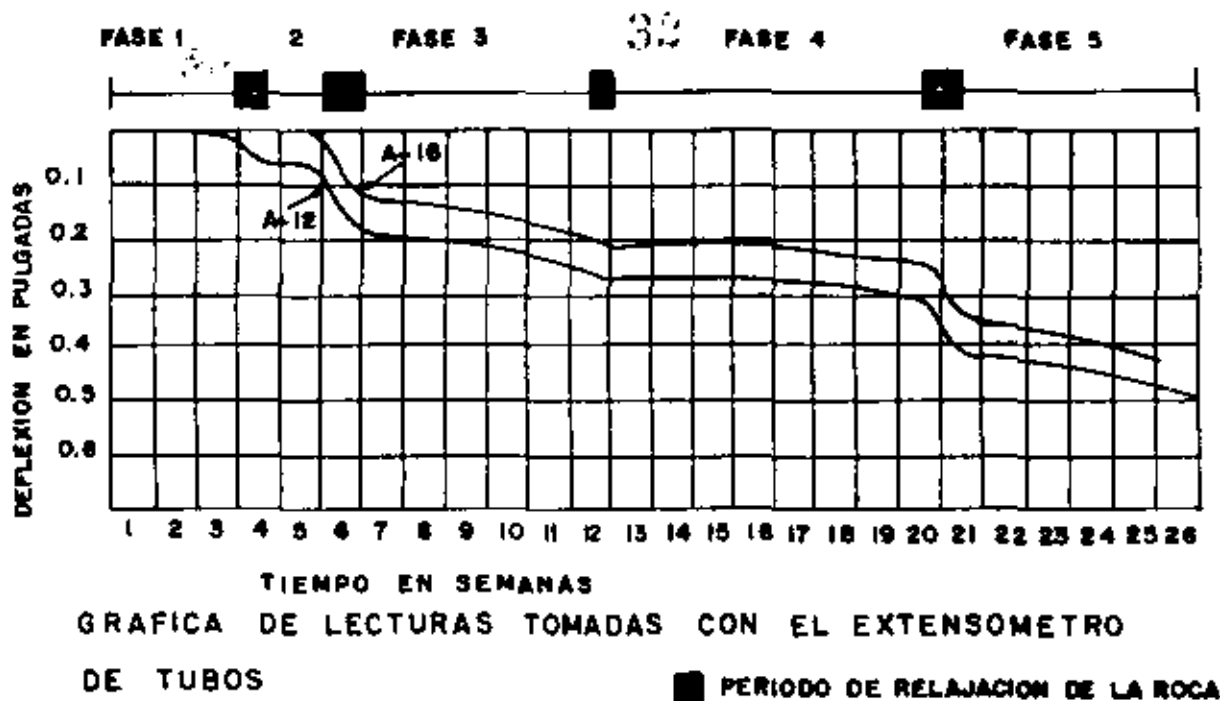
EXTENSOMETRO DE TUBOS

FIGURA 3



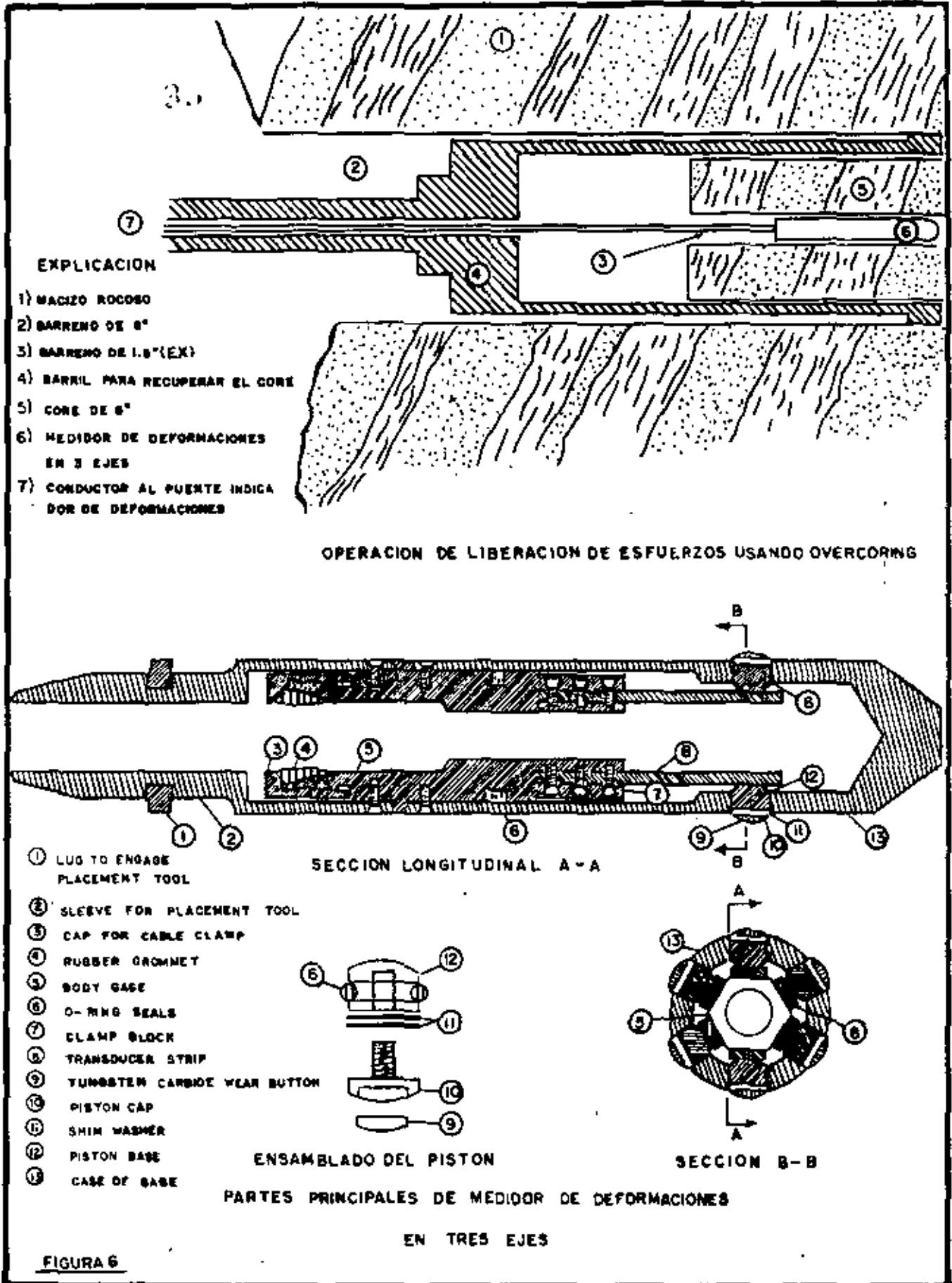
MOSTRANDO ESTACIONES DE REGISTRO PARA EL EXTENSOMETRO DE TUBOS

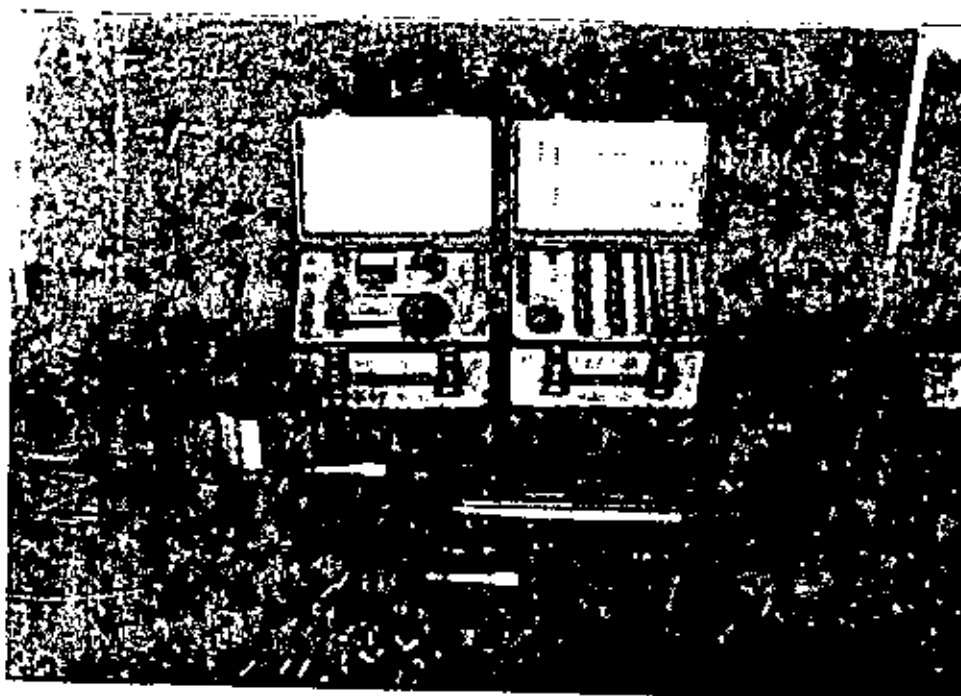
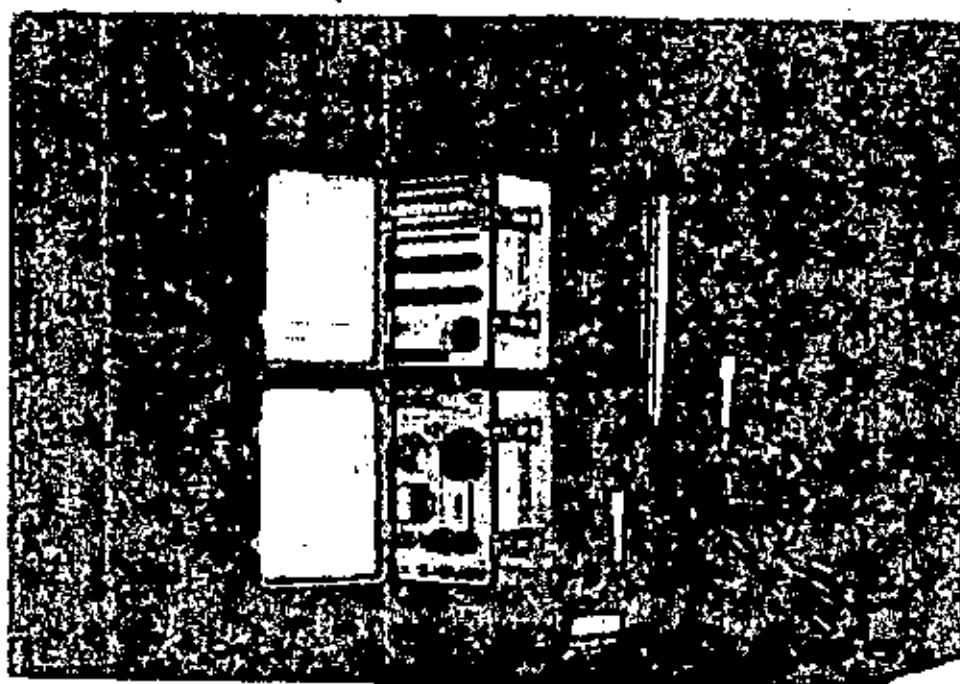
FIGURA 4



LA SEPARACION ENTRE ESTRATOS, DE LA RAMPA FUE DISMINUIDA ENTRE LA CARA LIBRE. LA LINEA DE ANCLAS 1, LA SEPARACION ENTRE ESTRATOS CONTINUO ARRIBA DE ESTA LINEA COMO SE INDICA EN LA GRAFICA. FUE NECESARIO INSTALAR ANCLAS DE MAYOR TAMAÑO PARA DETENER ESO.

FIGURA 5



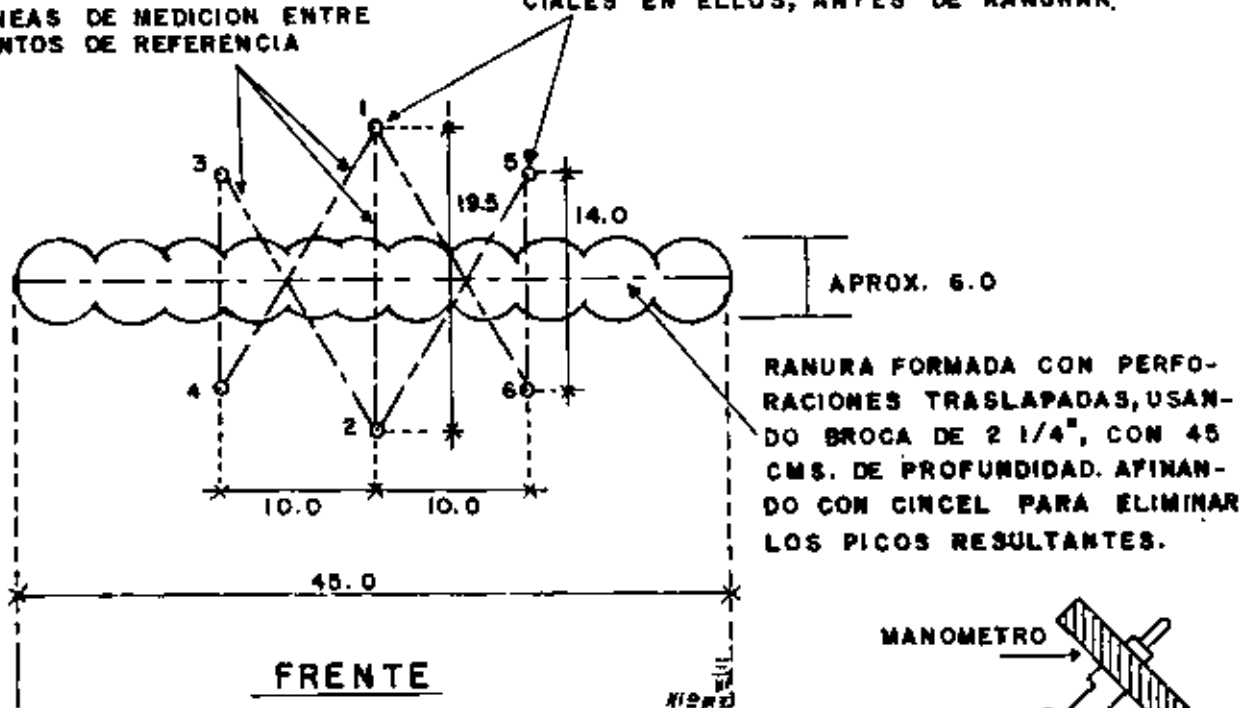


**FIGURA 8**  
**COMPONENTES PARA LA OPERACION DEL**  
**MEDIDOR DE DEFORMACIONES EN TRES EJES.**

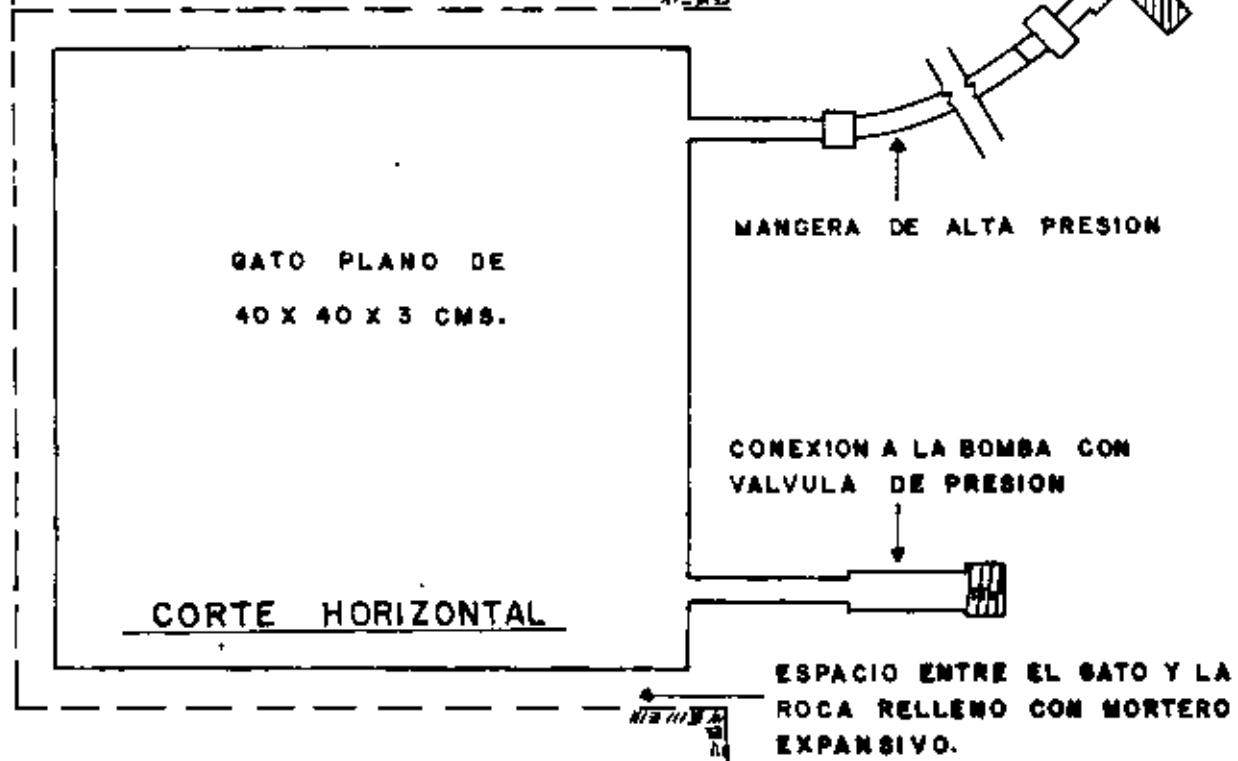
LINEAS DE MEDICION ENTRE PUNTOS DE REFERENCIA

PUNTOS DE REFERENCIA "HEMBRAS" DE  $1/2"$   $\times$   $9"$  DE LONGITUD FIJOS EN LA ROCA.

DEBERAN INSTALARSE Y TOMAR LECTURAS INICIALES EN ELLOS, ANTES DE RANURAR.

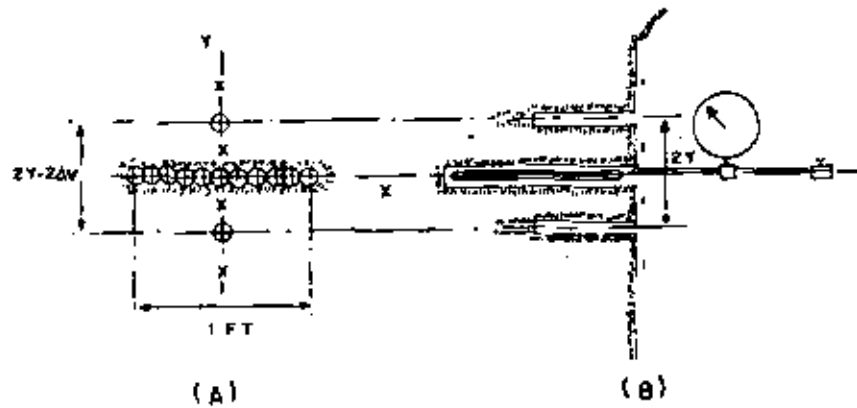
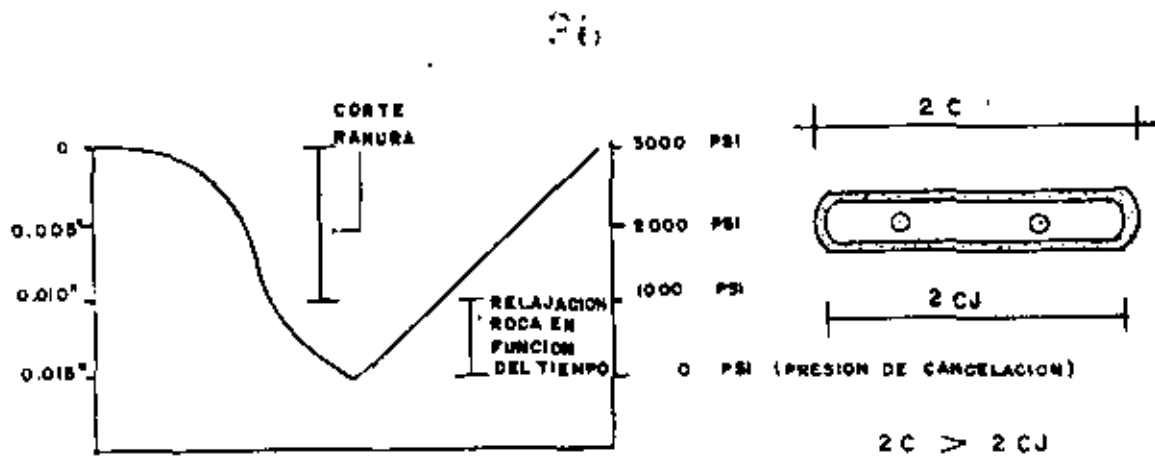


RANURA FORMADA CON PERFORACIONES TRASLAPADAS, USANDO BROCA DE  $2 \frac{1}{4}"$ , CON 45 CMS. DE PROFUNDIDAD. AFINANDO CON CINCEL PARA ELIMINAR LOS PICOS RESULTANTES.



DETALLE DE INSTALACION DE GATOS PLANOS.  
FIGURA 9

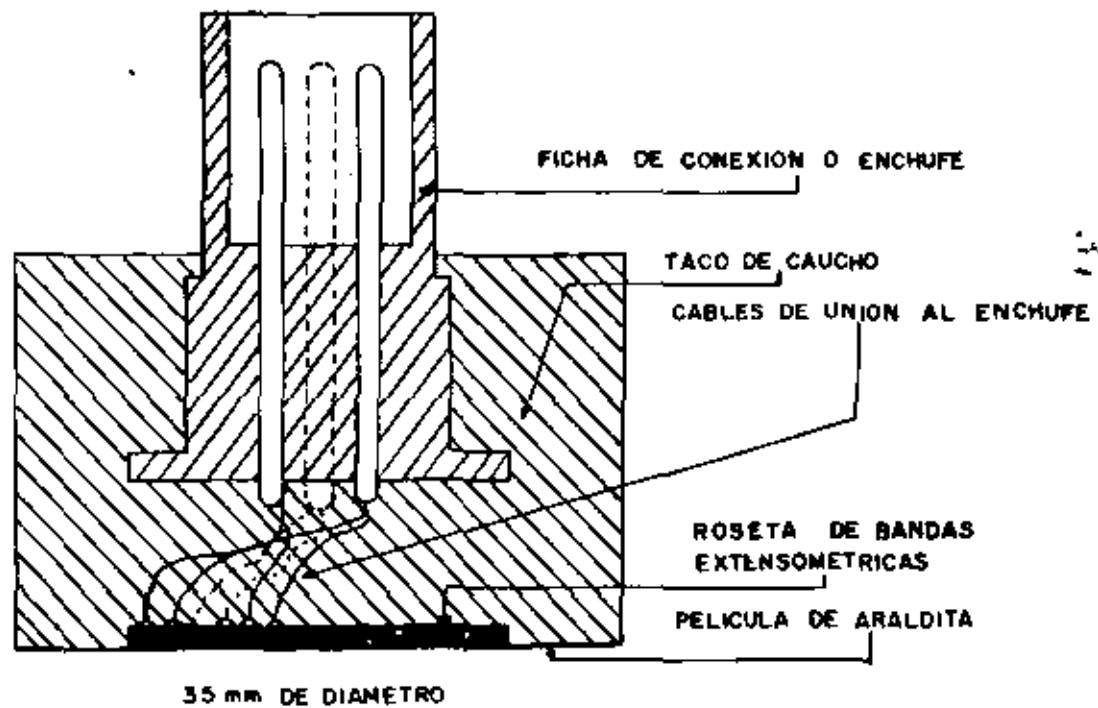
ESCALA 1:5



- A) RANURA CORTADA PARA INSTALAR UN GATO PLANO EN ROCA. SE ORIGINA UNA CONVERGENCIA ENTRE LAS PINULAS O PUNTOS DE MEDIDA IGUAL A  $2\Delta V$
- B) UNA SECCION LONGITUDINAL A TRAVES DE LA MISMA RANURA, DESPUES QUE EL GATO HA SIDO INSTALADO Y LA PRESION DE CANCELACION APLICADA.

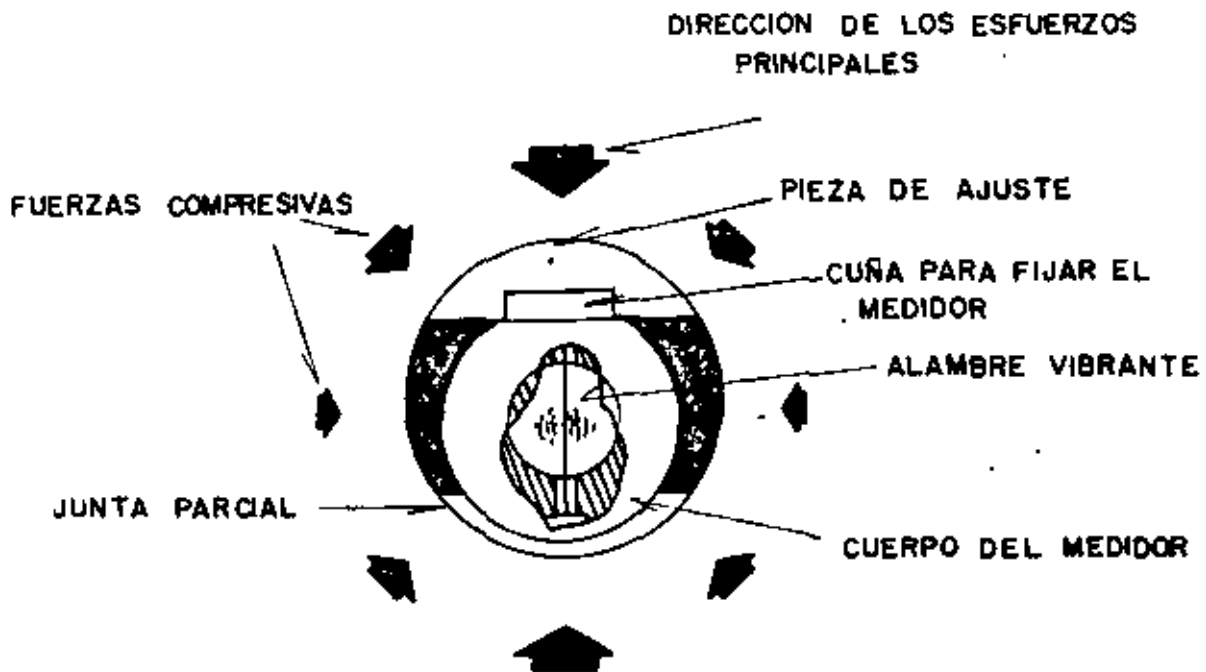
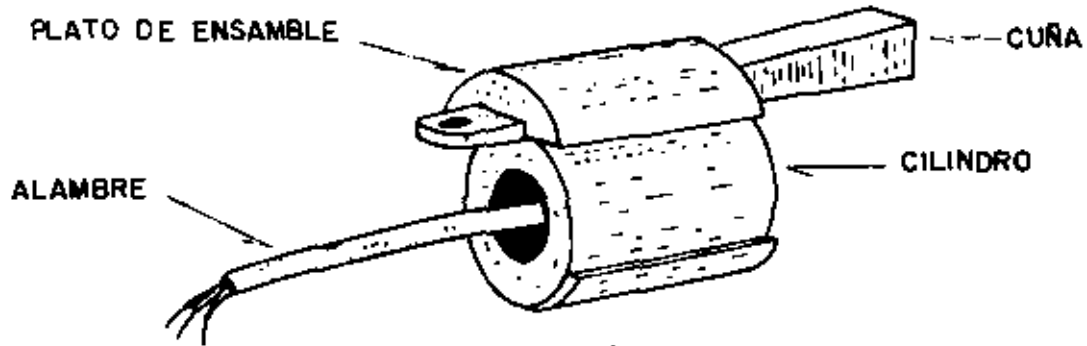
FIGURA 10





"DOORSTOPPER" DE LEEMAN

FIGURA II



MOSTRANDO MEDIDOR DE ESFUERZOS DE ALAMBRE VIBRANTE.

FIGURA 12

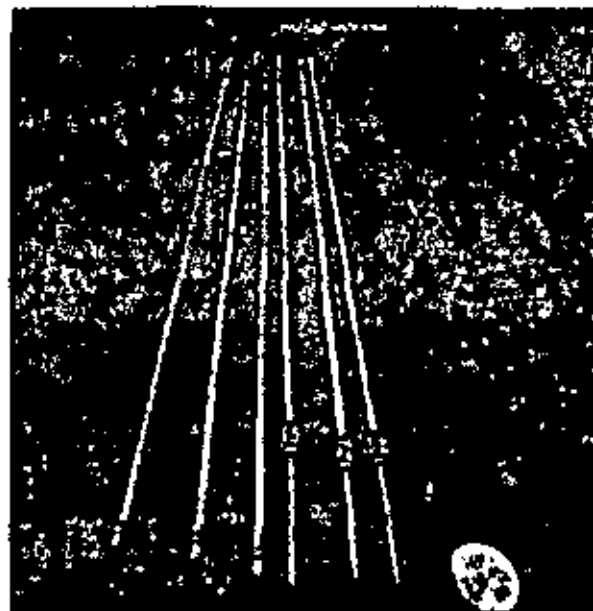
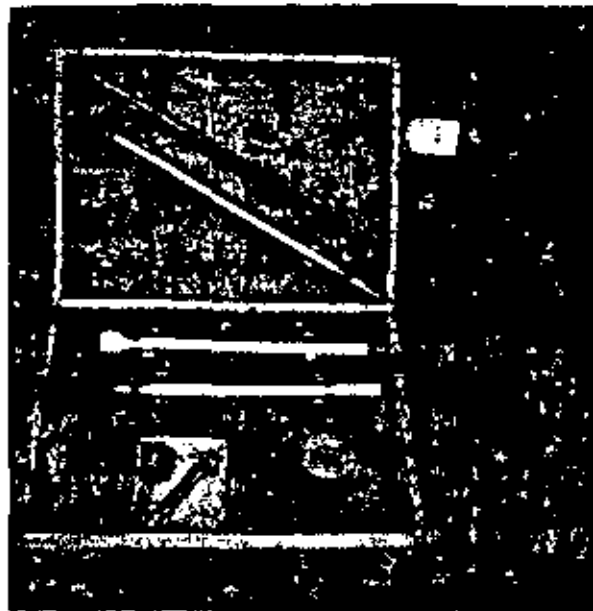


FIGURA 13.- MEDIDOR DE ALAMBRE  
VIBRANTE, EQUIPO DE LECTURA Y  
DE INSTALACION.

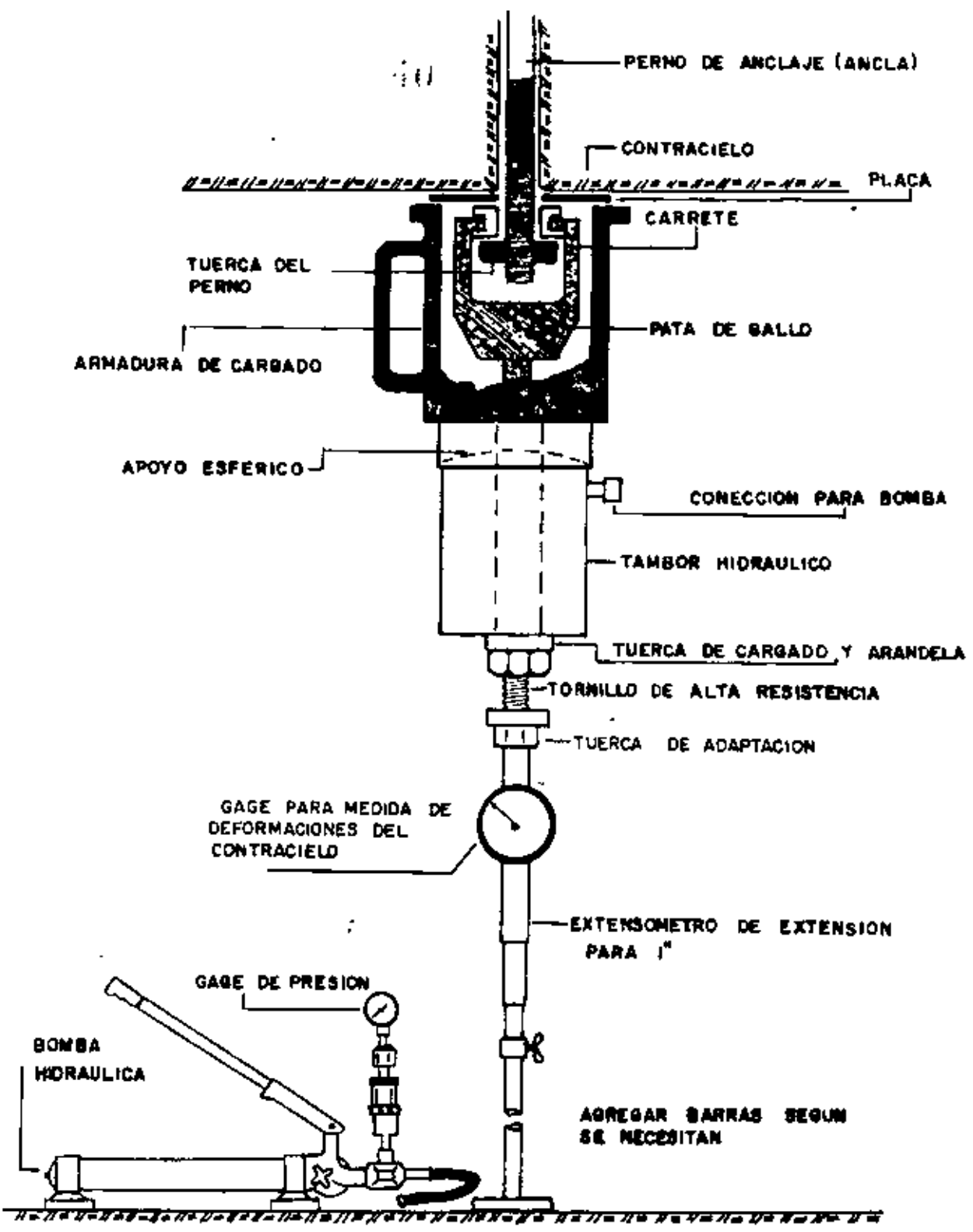
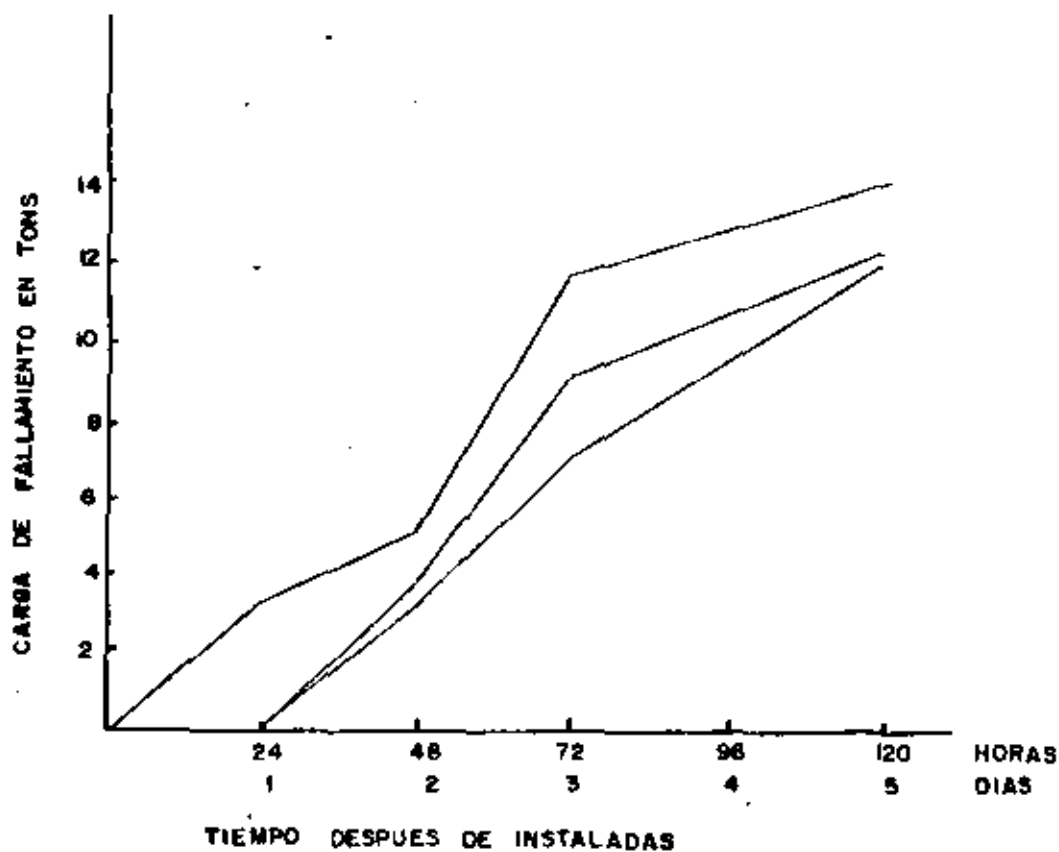


FIGURA 14 PROBADOR DE ANCLAS INSTALADO



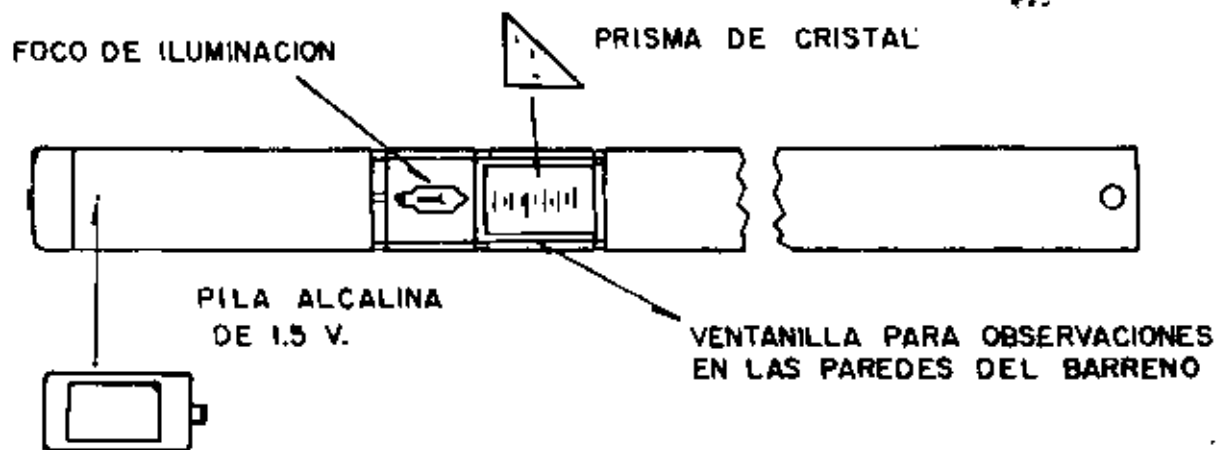
GRAFICA DE LAS PRUEBAS EFECTUADAS EN ANCLAS DE CEMENTO INYECTADO CON EL FIN DE CONOCER SU RESISTENCIA.

GRUPO No. 1	ANCLA No. 1	0.0 TONS	24 HORAS
	ANCLA No. 2	0.0 TONS	
	ANCLA No. 3	3.0 TONS	
GRUPO No. 3	ANCLA No. 1	7.0 TONS	72 HORAS
	ANCLA No. 2	9.2 TONS	
	ANCLA No. 3	11.8 TONS	

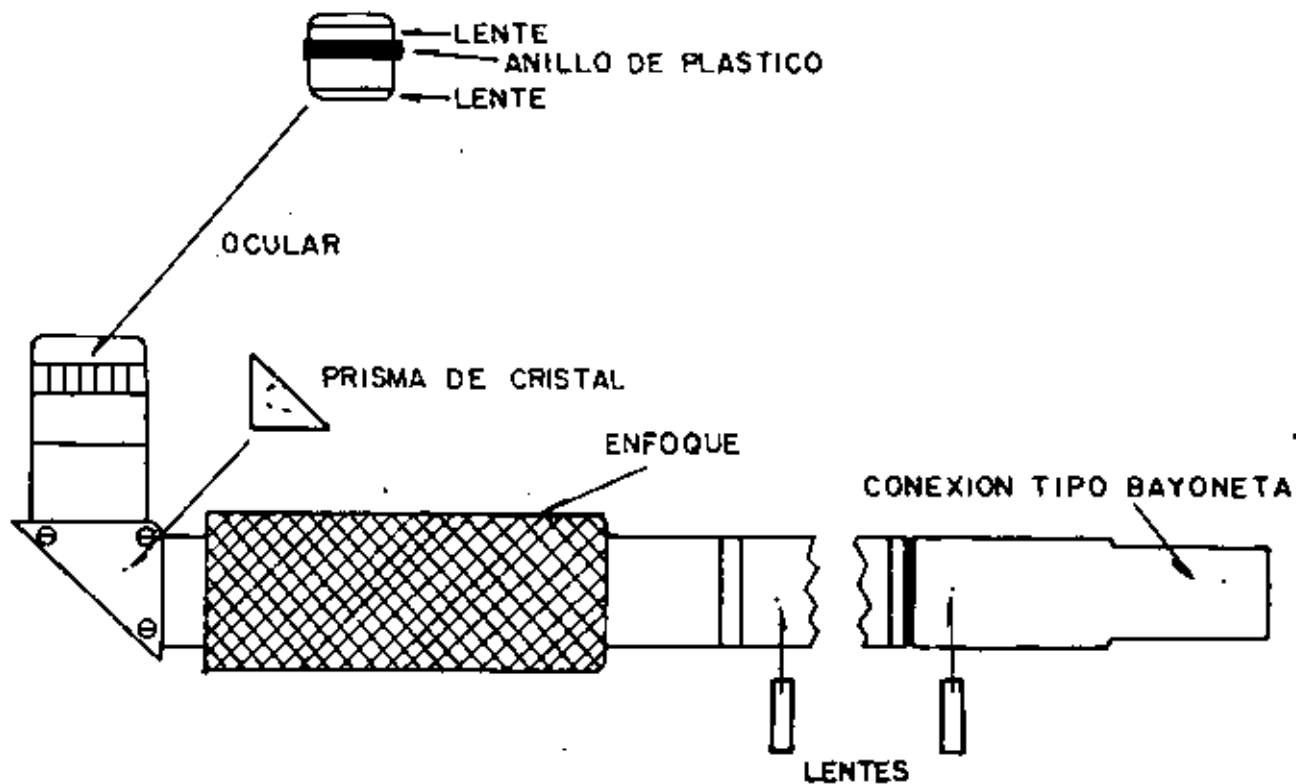
GRUPO No. 2	ANCLA No. 1	3.0 TONS	48 HORAS
	ANCLA No. 2	5.5 TONS	
	ANCLA No. 3	9.0 TONS	
GRUPO No. 4	ANCLA No. 1	12.0 TONS	120 HORAS
	ANCLA No. 2	12.2 TONS	
	ANCLA No. 3	14.0 TONS	

GRAFICA TIPICA DE PRUEBAS DE EXTRACCION

FIGURA 15



PARTES DE LA BASE



PARTES DE LA CABEZA DE OBSERVACION

MOSTRANDO LOS COMPONENTES DEL VISOR DE BARRENOS

FIGURA 16

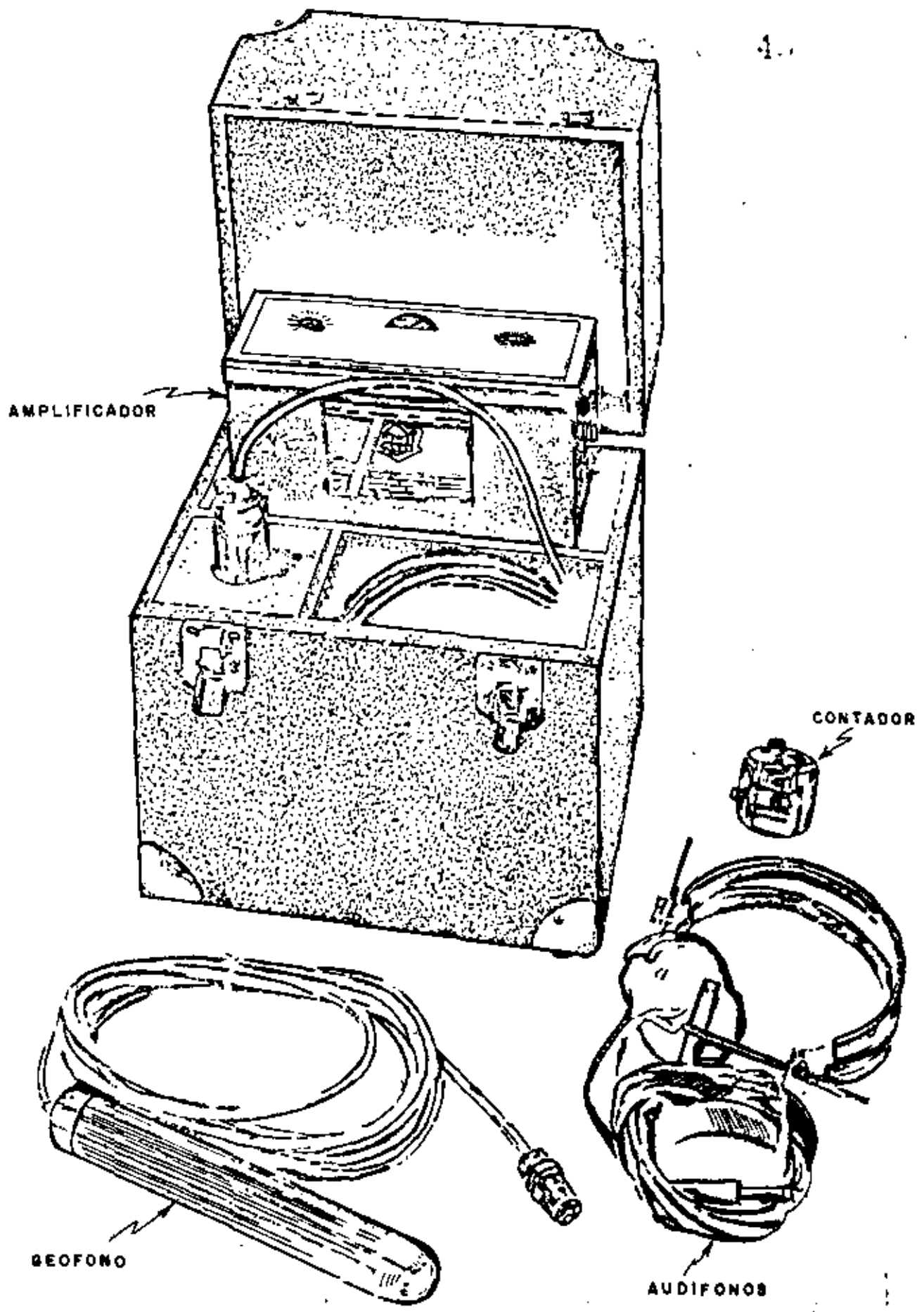
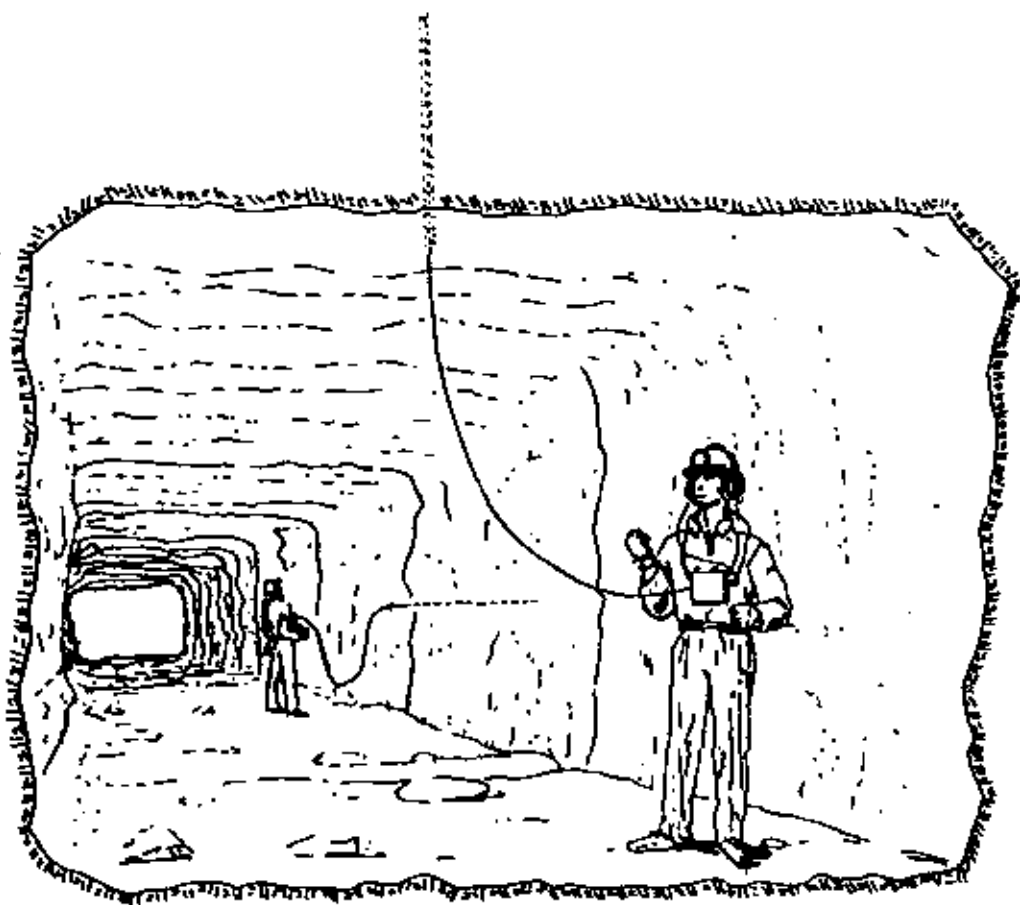


FIG. A 17

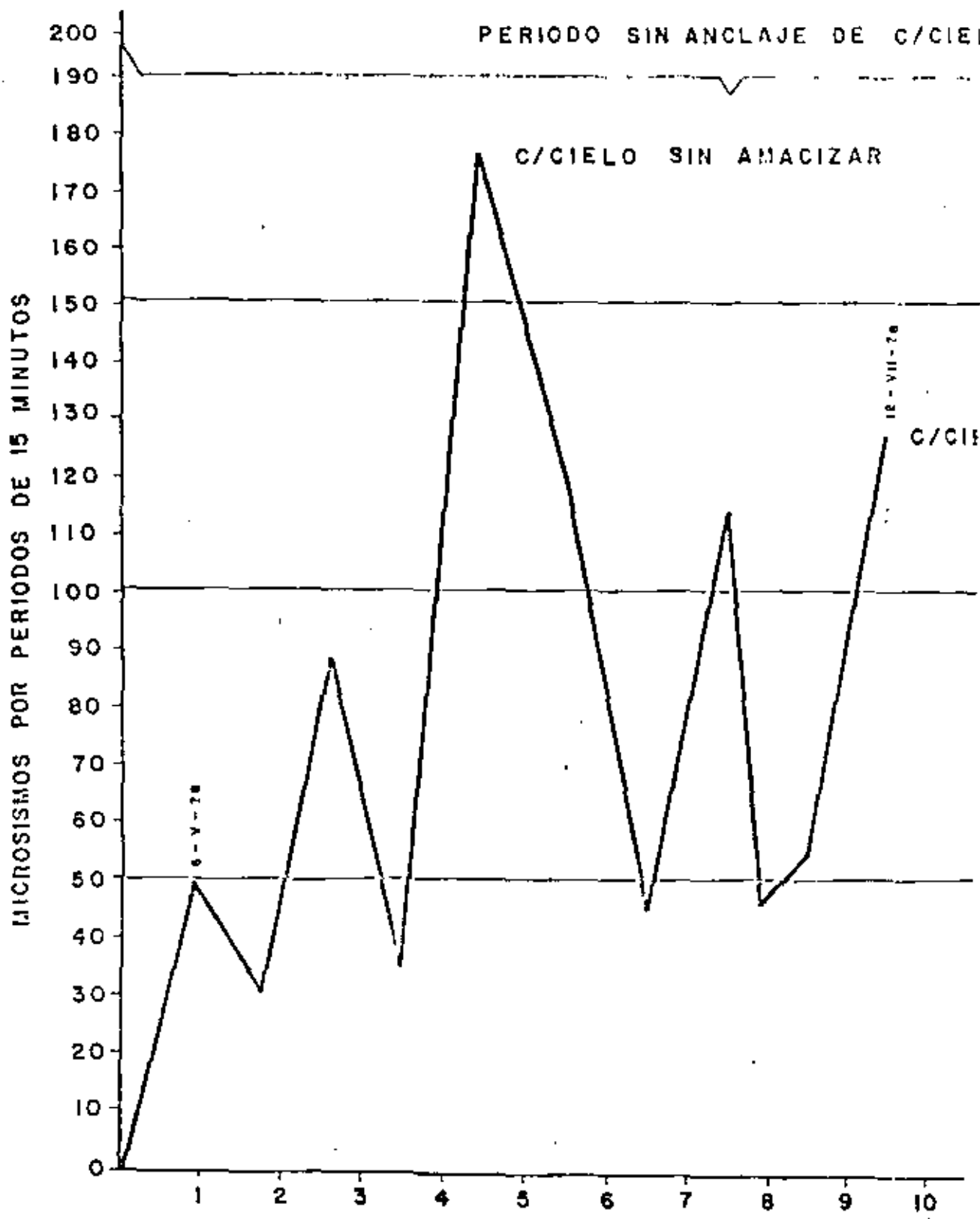
SEIS IT O ZA-4



MONITOREO DENTRO DE LA MINA

FIGURA 18



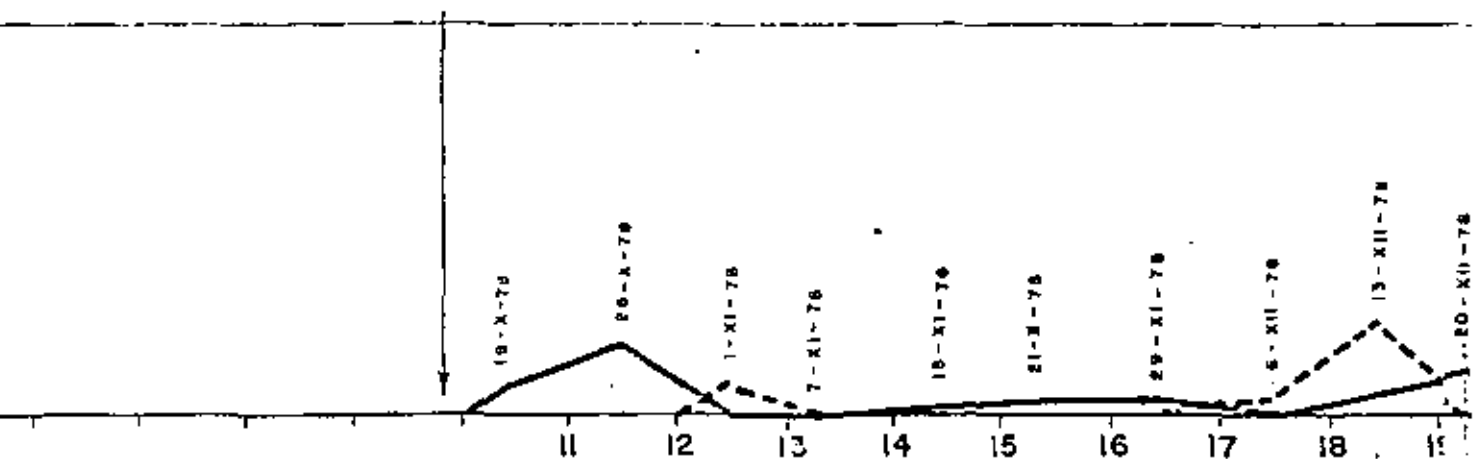


0

LO SIN AMACIZAR

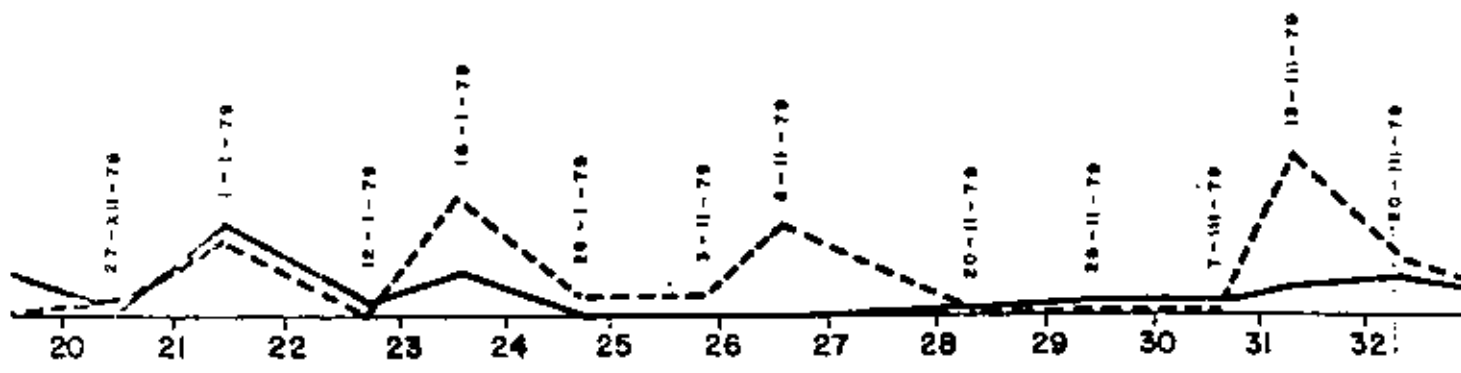
SE INICIA EL ANCLAJE  
DE C/CIELO

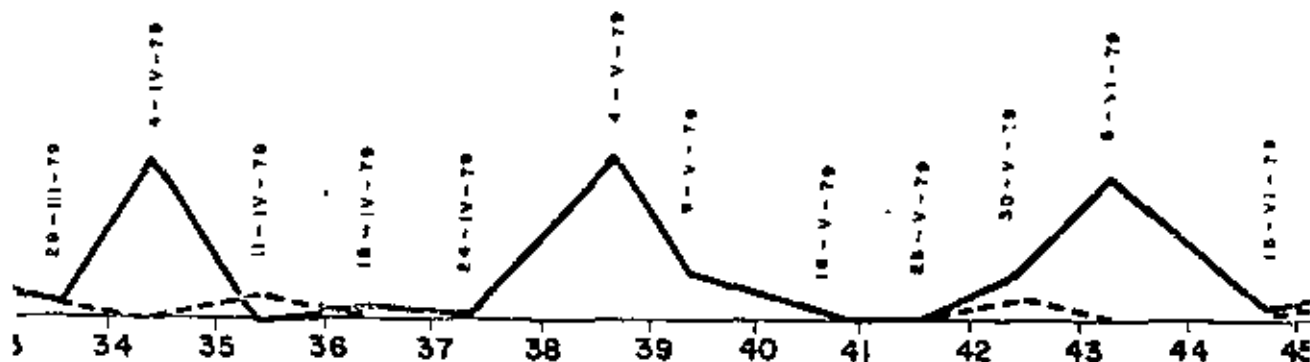
CAIDO DE ≈ 500 TONS.  
A LA ALTURA DEL C/P  
"ALIMAK"  
14-X-73



APSO SIN MONITOREO  
COMPRENDIDO DEL  
2-VII-73 A 16-X-73

PROSISMICA DEL PRIMER SUBNIVEL LADO NORTE AÑOS  
(930-1-242)  
COMPLEJO SAN DIEGO





LECTURA EN C/CIELO ———

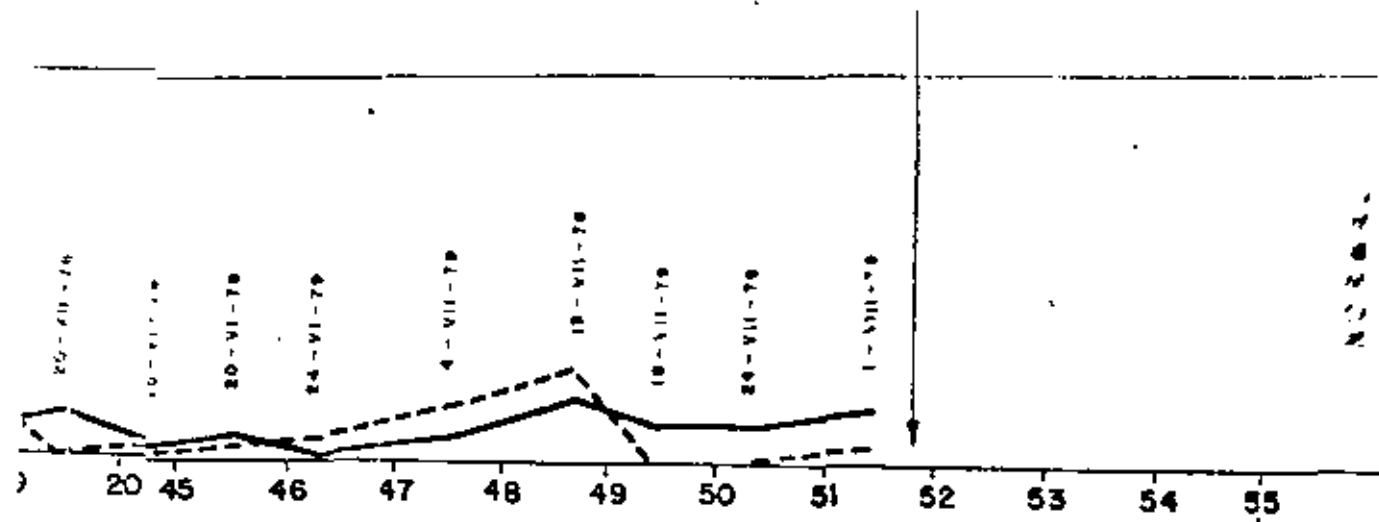
LECTURA EN TABLA - - - - -

CRITICO

CAIDO DE = 8000 TONS. A TODO LO LARGO DEL PRIMER S/N.

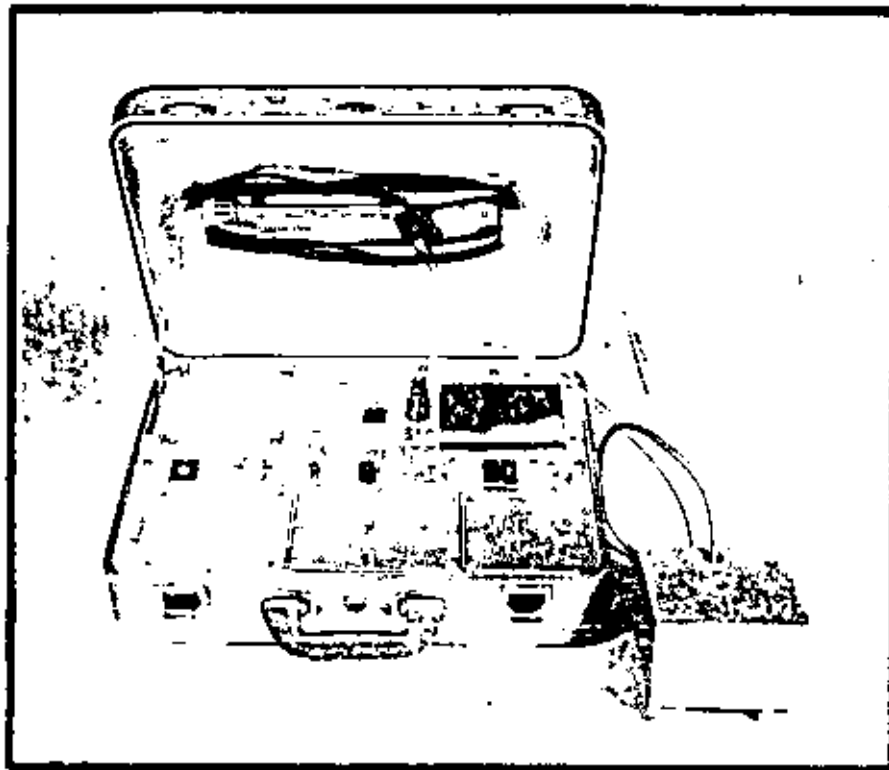
4 - VIII - 79

PELIGROSO



NO 202

Fig. No. 19



**FIGURA 20**  
**UNIDAD DE RESGUARDO SISMICO Y**  
**SUS COMPONENTES.**



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION

SISTEMAS DE REFORZAMIENTO EN LA ROCA  
ALGUNOS CONCEPTOS BASICOS SOBRE LOS PERNOS  
DE ANCLAJE

Mayo, 1983

## CAPITULO V

SISTEMAS DE REFORZAMIENTO DE LA ROCA  
( ANCLAS, CONCRETO LANZADO, Y MALLA)

## I.- INTRODUCCION

El uso de marcos de acero, y enlainados de concreto, para el soporte de tuneles y otras obras subterráneas ha sido común en trabajos de Ingeniería Civil y Minera durante décadas. Consecuentemente, los detalles prácticos asociados con el uso de estos sistemas de soporte se han tratado en un considerable número de libros y folletos.

Lo anterior, no se aplica al caso de pernos de anclaje como sistema principal de soporte. A pesar del amplio uso de esta técnica en obras civil y mineras; particularmente la minera, existen sorpresivamente pocos libros ó artículos que tratan sobre este medio de soporte. Dado que el autor está convencido de que las anclas, junto con el concreto lanzado y malla se convertirán en el sistema de soporte dominante del futuro; ha decidido incluir este capítulo que sumaria algunos de los aspectos prácticos más importantes relacionados con el uso del concreto lanzado, anclas, y malla.

## II.- ORGANIZACION DE UN PROGRAMA DE ANCLAJE

La figura 1 ilustra una secuencia común de excavación y soporte, empleada en los trabajos de Ingeniería Civil en la construcción de grandes proyectos subterráneos.



## CICLO DE EXCAVACION



## CICLO DE SOPORTE



FIGURA 1 - SISTEMA TRADICIONAL DE CICLOS DE EXCAVACION, Y SOPORTE CON MARCOS DE ACERO Y ENLAINADO DE CONCRETO

Observe que se llevan dos distintos ciclos, una para excavación e instalación del soporte temporal, el otro para colocación del soporte permanente.

Si uno reflexiona sobre el desarrollo histórico de los trabajos subterráneos de Ingeniería Civil, es fácil ver porque se ha desarrollado estos dos ciclos. Cuando se usan marcos de acero o enlainados de concreto es muy fácil organizar un ciclo de trabajo eficiente en el frente, si el soporte tiene que instalarse después de cada ciclo de rezagado. Es una operación muy problemática el colocar los marcos de acero, o la forma para vaciar el concreto; y estas operaciones no se llevan bien con el equipo móvil de avance de la obra (Jumbos y Scooptrams). Consecuentemente, se está haciendo común el uso de los pernos de anclaje como soporte temporal e instalarlos como parte del ciclo de avance.

Una vez que el frente ha avanzado una distancia conveniente, el sistema de soporte permanente es instalado por cuadrillas de obreros diferentes, y en un ciclo de trabajo completamente independiente.

Una tradición dentro de la Construcción Civil que ha crecido paralelamente con el uso de ciclos independientes de avance y soporte, es la que acepta que el

contratista sea responsable de la selección e instalación del soporte temporal, mientras que el Ingeniero es responsable del diseño y supervisión de la construcción del soporte permanente. El autor considera lo anterior, como una de las tradiciones que menos han ayudado, puesto que en mi punto de vista, no existe una distinción lógica entre los sistemas de soporte empleados en construcciones subterráneas.

Debe parecer claro, a cualquiera de las personas que atienden el curso, que cada sistema de soporte juega una parte vital en el control del comportamiento último de la excavación, no importando si se han utilizado dos ó más sistemas espaciados en diferentes lapsos de tiempo. La única excepción a este comentario, es la sujeción de pequeños bloques sueltos de roca en una excavación, la cual es inherentemente estable y donde se ha instalado bastante tarde un enlainado de acero o concreto para usos hidráulicos.

Cuando las anclas son utilizadas como elemento principal en un sistema de soporte no existe lógica al referirse a un sistema de anclas instaladas durante el ciclo de excavación como temporal, mientras que un segundo sistema instalado después se llama permanente.

Cualquier ancla que no satisfaga una función de soporte permanente es simplemente un desperdicio de dinero.

Consecuentemente, es mucho más lógico considerar el uso como el ilustrado en la figura 2.

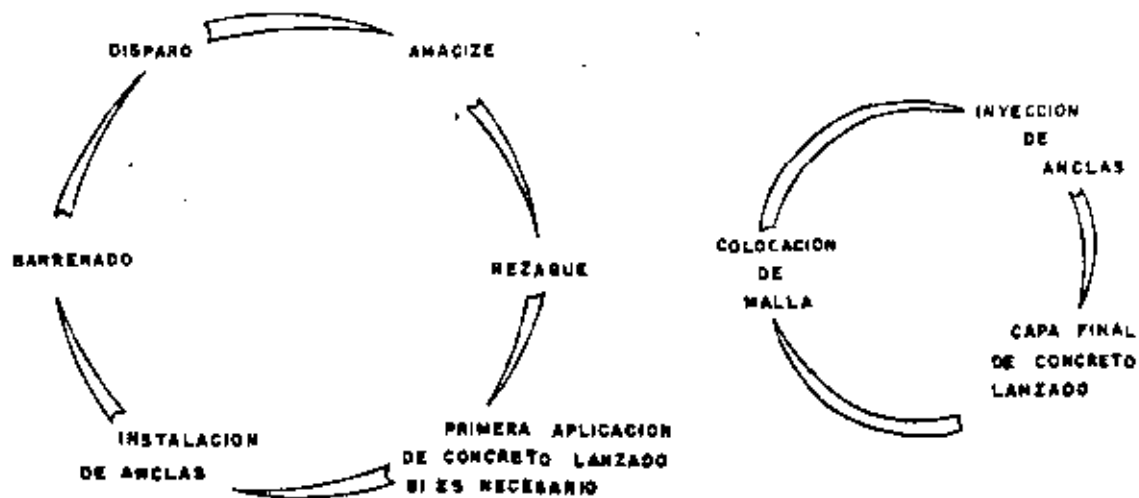


FIGURA 2.- CICLO DE EXCAVACION Y SOPORTE INTEGRADO EMPLEADO, CUANDO LAS ANCLAS SON USADAS COMO PRINCIPAL MEDIO DE SOPORTE.

El equipo utilizado para barrenar e instalar las anclas, es el mismo que se utiliza en el ciclo de barrenado-disparo-rezagado; y no existe mayor problema para integrar estas dos actividades.

Una dificultad que debe ser resuelta, una vez que se está empleando el sistema de la figura 2, es la organización de la actividad actual de soporte. En la experiencia personal del autor, esta actividad requiere una diferente consideración, que la tomada para el ciclo de barrenado-disparo-rezagado ( en la cual se da preferencia a la velocidad y eficiencia del cuele, sobre otros detalles).

El énfasis en la producción de metros lineales de cuele, caracteriza a un buen Ingeniero Foreman responsable del avance del frente; pero es inapropiada para alguien que debe asegurar que cada ancla quedó perfectamente instalada, tensionada, ó cementada.

Una buena solución, adoptada en varios trabajos donde han surgido problemas entre gente de producción y de soporte, es la creación de cuadrillas de anclaje y soporte. Estas cuadrillas deben ser controladas por el Ingeniero con cierto entrenamiento en sistemas de reforzamiento de la roca; en vez de uno interesado exclusivamente en romper record de avance con los cueles. Dependiendo de los lugares de trabajo, este Ingeniero tendrá a su cargo tres ó más cuadrillas de seis hombres cada una, tanto para anclaje como zarpeo.

Después de la disparada, el Ingeniero de soporte examina las condiciones de la roca, determina los requerimientos de soporte necesarios, y marca la posición donde se barrenará para anclas, dirección, y longitud (una lata de spray es muy práctica en estos trabajos). Los barrenos son dados con el Jumbo, inmediatamente después del rezagado ó después de terminado la barrenación del trueno; luego las cuadrillas de anclaje vienen y colocan las anclas. Si es necesario más tarde, estas mismas cuadrillas pueden instalar malla con anclas adicionales, y poner una capa de concreto lanzado. Todas estas actividades pueden ser efectuadas bajo la supervisión del Ingeniero de soporte, el cual debe tener suficiente autoridad, de manera que pueda parar el trabajo, si en su opinión existen condiciones peligrosas.

Hemos encontrado que este sistema trabaja muy bien, se se pone bastante atención en la selección y adiestramiento del Ingeniero encargado de las cuadrillas de reforzamiento, y se le dan responsabilidades claras en sus relaciones con los Ingenieros de Producción con quienes trabaja. Nuestra experiencia nos demuestra que hay una interrupción mínima del ciclo total, si el sistema va caminando correcta -

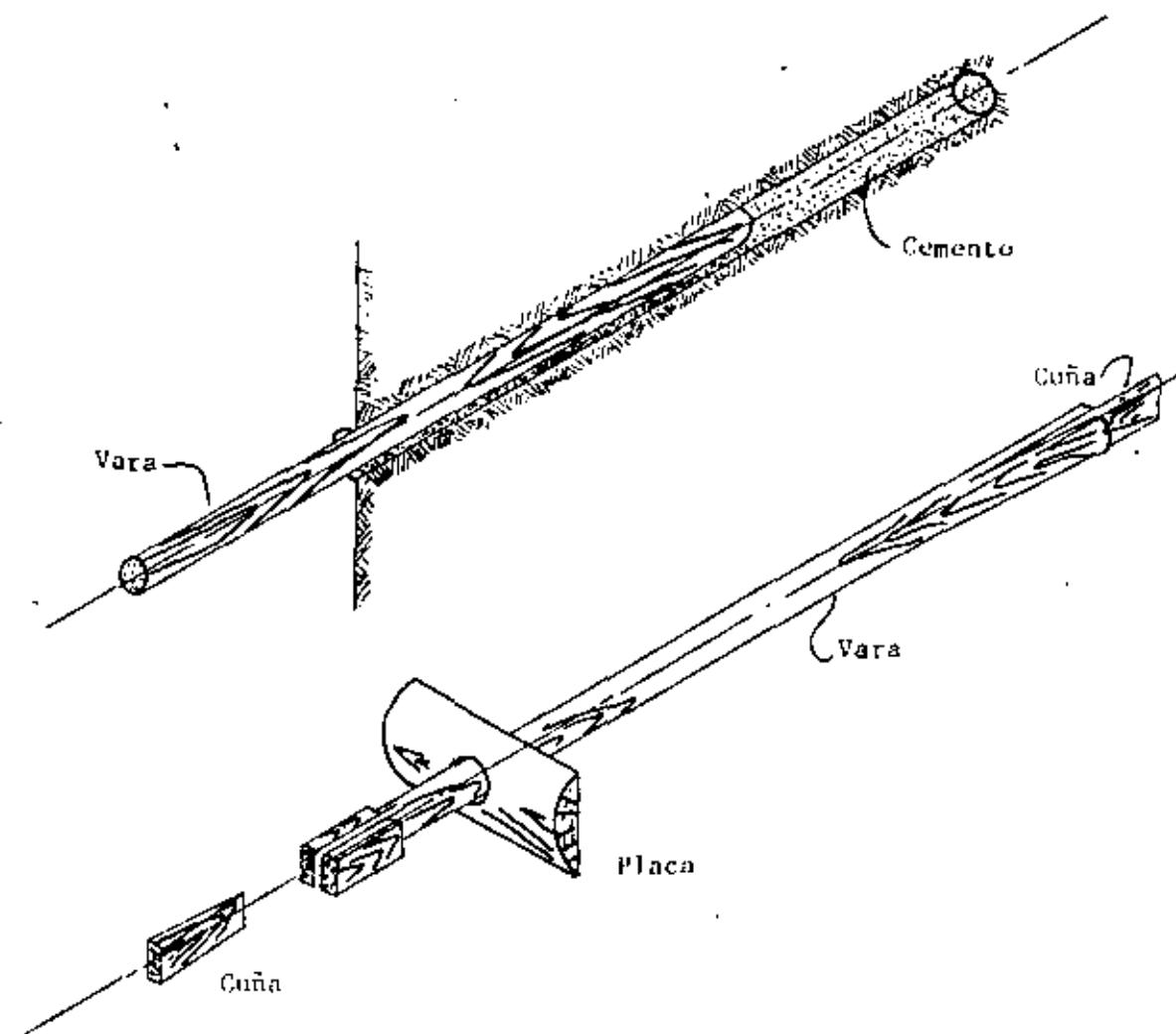
mente, y se pueden obtener avances rápidos y seguros.

### III.- REPAZO DE LOS TIPOS DE ANCLAS MAS COMUNES

Existen en el mercado mundial cientos de diferentes tipos de anclas, y es obvio, que resulta imposible cubrir todos ellos en el espacio de este capítulo. Se ha hecho una selección de los tipos más representativos, y sus detalles se presentan en una serie de dibujos en las figuras 3-11

Los comentarios hechos en los dibujos son bastante auto-explicables, y los comentarios siguientes se hacen para proporcionar un sumario general de sus aplicaciones típicas.

Figura 3 : Ancla de Madera



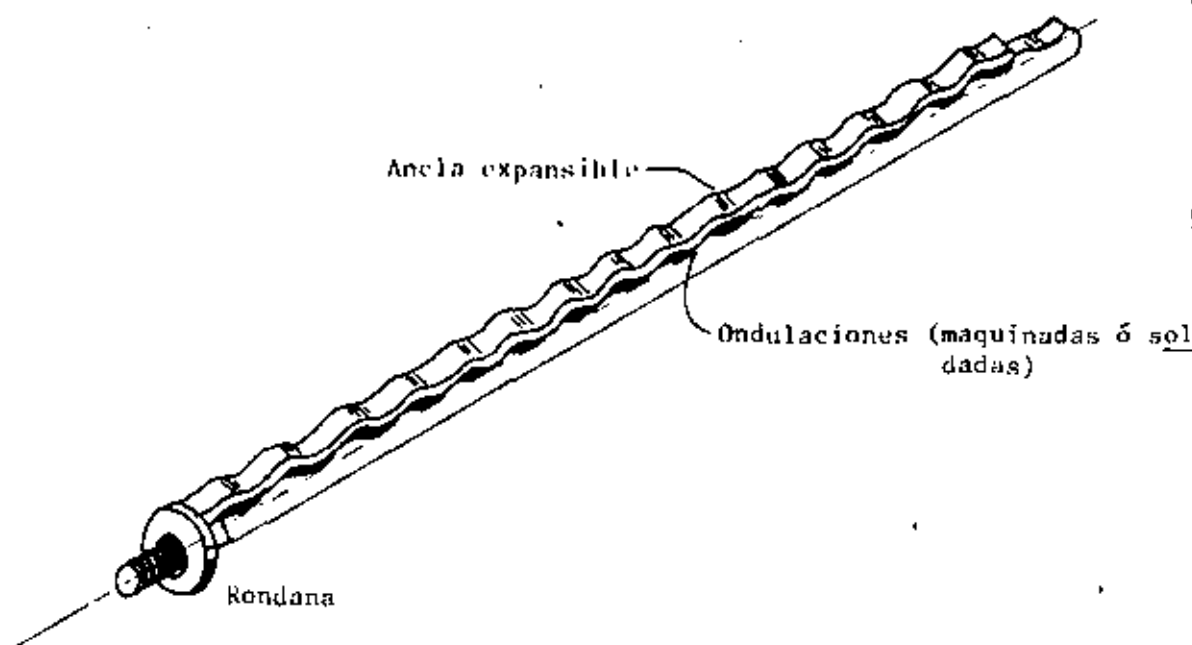
**Antecedentes:** Las anclas de madera fueron utilizadas en Inglaterra para sostener techos laminados dentro de minas de carbón. Este tipo de anclas se colocaban en bnos dados muy cercanos - unos de otros. La humedad del barreno hacía que la madera se inchase y esto producía una fuerza radial hacia las paredes del barreno. Después las anclas de madera se instalaban conjuntamente con cemento; se usaron en Australia - en minas metálicas para minimizar daños a sistemas de bandas y contaminación de mineral.

**Ventajas :** Barata y simple de fabricar

**Desventajas:** Muy débil, solamente empleado como soporte ligero. No puede tensionarse y debe instalarse lo más próximo a la frente de avance.

**Aplicaciones:** Debido al alto costo de la madera y sus desventajas, actualmente se usan raramente. Fueron substituidos por anclas de fibra de vidrio.

Figura 4 : Ancla Mecánica Re-usable



**Antecedentes :** Desarrollada por Worley de Filadelfia, para uso en minas de carbón. El conjunto se mete dentro de un barreno con el ancla suelta (pero en contacto íntimo con la pieza inferior). Cuando la tuerca es tensionada contra la rondana, el ancla se mueve con respecto a la pieza inferior, y se expande. Aflojando la tuerca y permitiendo el deslizamiento del ancla; es posible re-usarla.

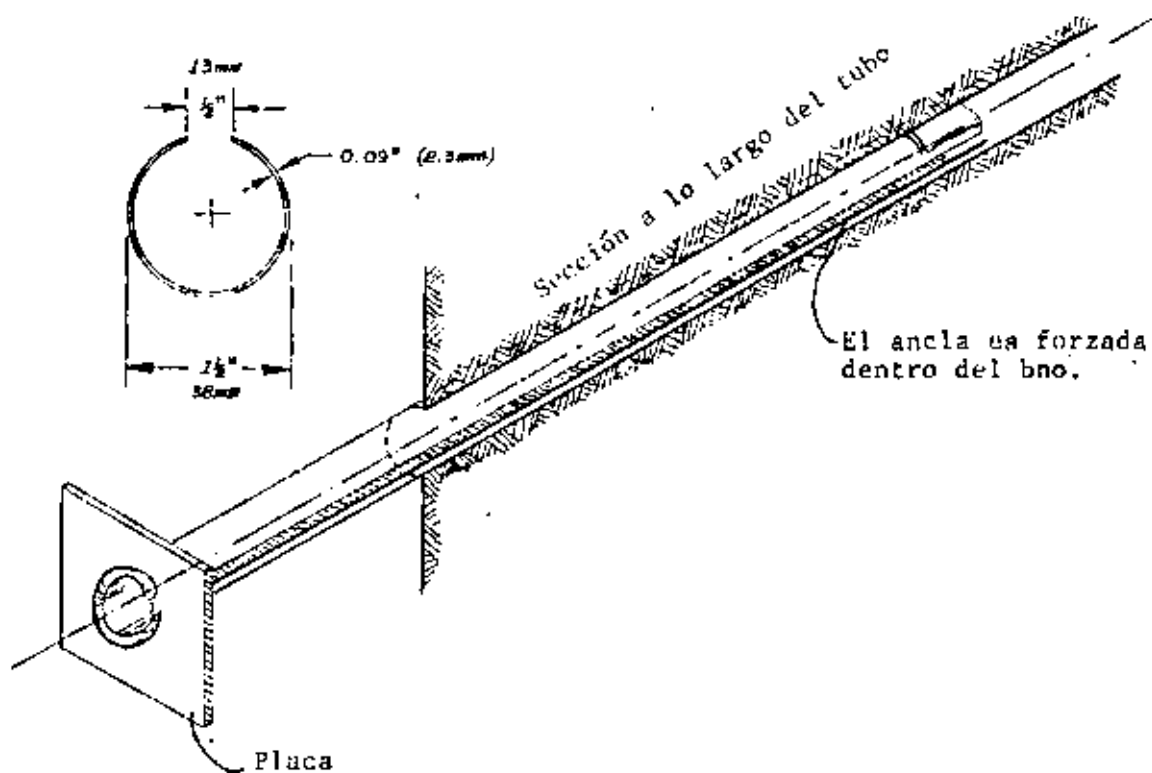
**Ventajas:** Ejerce una presión a lo largo de todo el barreno, dando una distribución de esfuerzos parecida a la de un ancla cementada. Puede quitarse de un lugar donde se necesita para emplearse en otro. Es útil en áreas donde se necesita soporte por corto tiempo.

**Desventajas:** Muy cara de fabricar. Se emplea como soporte temporal puesto que no puede cementarse y es atacada por aguas ácidas o básicas.

**Aplicaciones:** Se usa sólo en algunas minas de carbón, en el Este de los E. U.

**Atención:** Algunos de los sistemas o componentes de esta serie de dibujos están protegidos por patentes. Personas que intenten fabricar sistemas o componentes similares deben consultar las regulaciones de las patentes.

Figura 5 : Ancla de fricción ó split set



**Antecedentes:** Desarrollada por Scott con Ingersoll-Rand en los E.U. Esta ancla está ganando popularidad en la Industria Minera. El tubo de 1 1/2" (38m m) se introduce dentro de un bno de 1 3/8" (35 m m). Al forzar el ancla dentro del bno esta ejerce una presión radial contra las paredes, dando lugar a una fuerza de fricción que impide el deslizamiento del ancla. La resistencia al deslizamiento se incrementa al oxidarse la parte exterior del tubo.

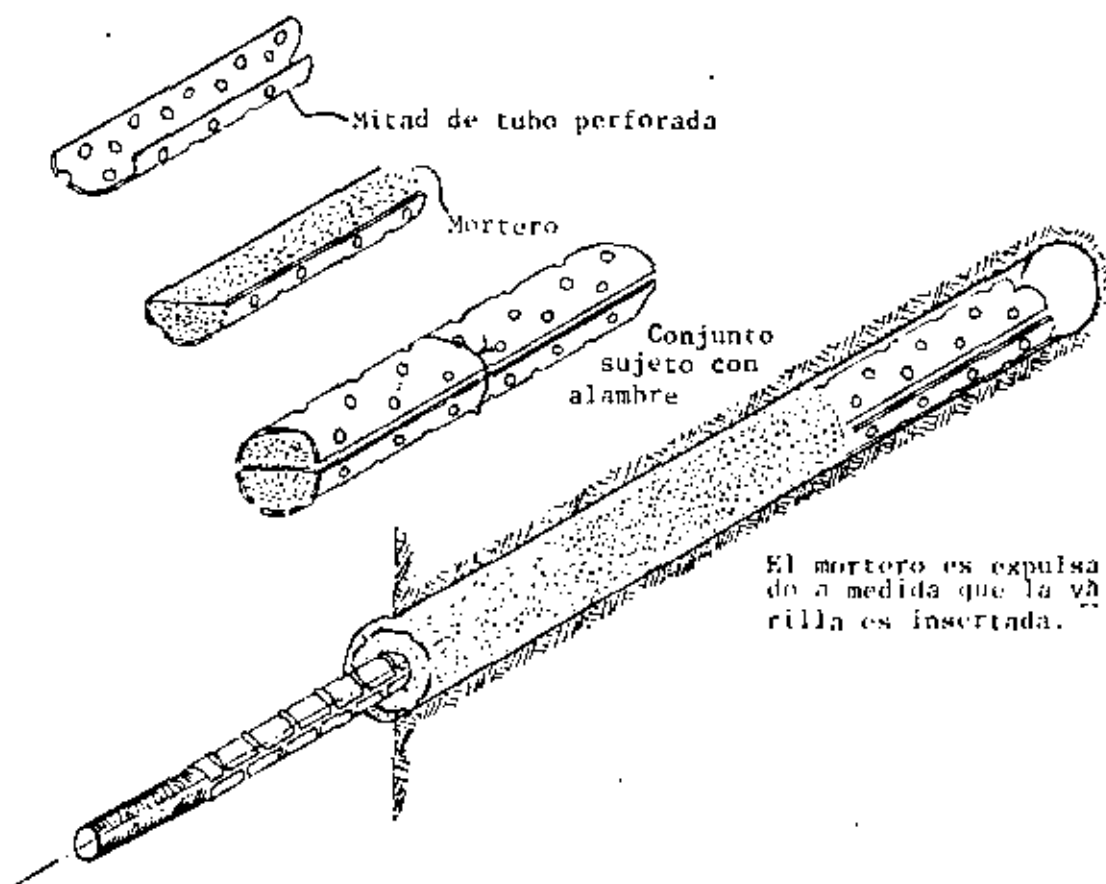
**Ventajas:** Simple y fácil de instalar; reforzamiento inmediato de la roca.

**Desventajas:** No puede tensionarse, y es activada por movimientos de la roca. Su acción de soporte es parecido a un ancla cementada y debe instalarse lo más cercano posible a la cara de avance. El diámetro del bno donde se instala es crítico y la mayoría de fallamientos ocurren porque el bno es demasiado grande ó demasiado pequeño. Puede oxidarse rápidamente en condiciones severas.

**Aplicaciones:** Cada día más usadas como medio de soporte ligero dentro de la Industria Minera, particularmente donde conviene usar soporte temporal. Pocas aplicaciones actualmente en obras de Ingeniería Civil.

**Atención :** Algunos de los sistemas ó componentes de esta serie de dibujos están protegidos por patentes. Personas que intenten fabricar sistemas o componentes similares deben consultar las regulaciones de las patentes.

Figura 6 : Sistema "Perfobolt" para conchas de expansión y varillas



**Antecedentes:** Desarrollada en Escandinavia. Dos mitades de tubo perforadas, se llenan con cemento y se unen con alambre. Se colocan dentro del bno por anclar; cuando la varilla es introducida dentro de las dos mitades, el cemento es expulsado hacia afuera.

Tamños recomendados de bnos y varilla:

Varilla Corrugada	Díametro Bno	Díametro Medio Tubo
3/4 in 19 mm	1 1/4 in 32 mm	1 1/16 in 27 mm
1 in 25 mm	1 1/2 in 38 mm	1 1/4 in 32 mm
1 1/8 in 29 mm	1 3/4 in 44 mm	1 1/2 in 38 mm
1 1/4 in 32 mm	2 in 51 mm	1 3/4 in 44 mm
1 3/8 in 35 mm	2 1/4 in 57 mm	2 in 51 mm

**Ventajas:** Simple y muy efectivas, si se sigue la relación diámetro bno diámetro varilla.

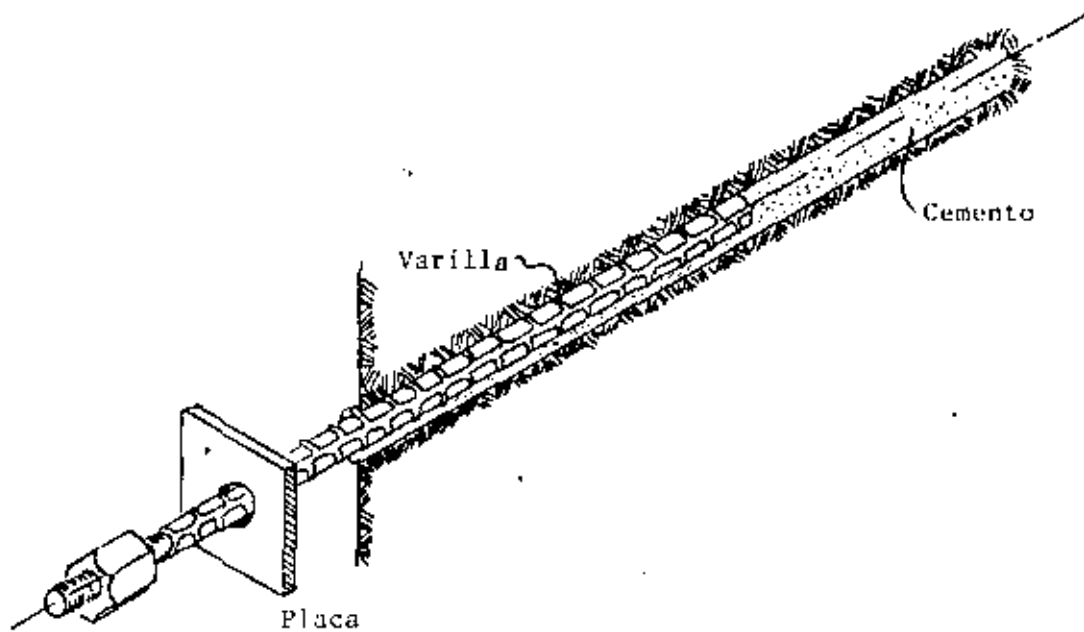
**Desventajas:** Muy cara de fabricar

**Aplicaciones:** Usada extensamente en trabajos de Ingeniería Civil en Escandinavia.

**Atención :** Algunos de los sistemas ó componentes de esta serie de dibujos están protegidos por patentes. Personas que intenten fabricar sistemas ó componentes similares deben consultar las regulaciones de las patentes.



Figura 7 : Ancla cementada no tensionada



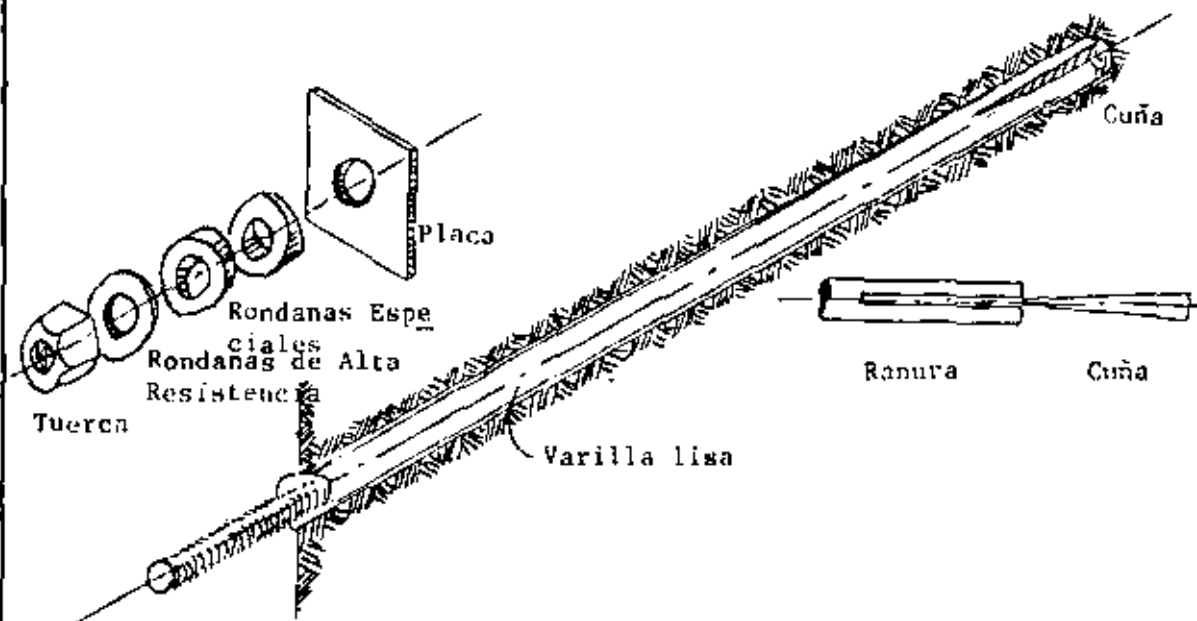
**Antecedentes:** La lechada de cemento es bombeada del hueco por medio de una bomba de aire comprimido. Después la varilla se empuja dentro del hueco. Si se desea se puede hacer cuerda en un extremo de la varilla para sujetar por medio de una placa de hierro dulce, malla ó pequeños bloques sueltos de roca.

**Ventajas:** Simple y barata

**Desventajas:** No puede tensionarse. Su acción empieza 24 horas después de instalada, si no se emplean acelerantes en la lechada.

**Aplicaciones:** Ampliamente usada dentro de la Industria Minera como soporte temporal y de largo plazo.

Figura 8 : Ancla de cuña ó estación



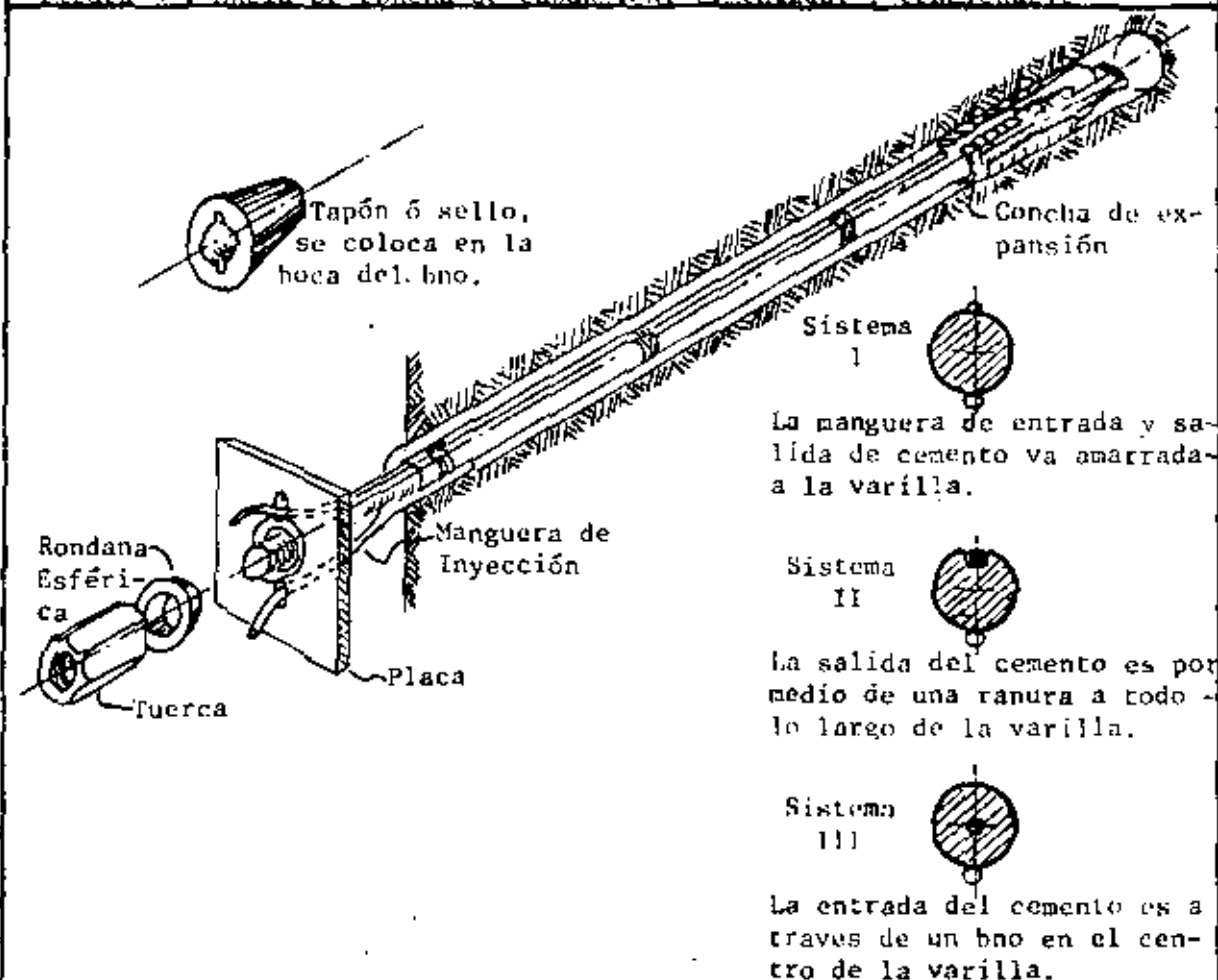
**Antecedentes:** Posiblemente, el primer tipo de ancla mecánica que existió. Muy simple y barata de construir. Un extremo de varilla lleva cuerda y el otro una ranura. La cuña abre la varilla, al empujar ésta contra la cuña en el fondo del bno. La cuña hace que la varilla se expanda contra las paredes del bno. La tuerca, placa, y rondanas, se usan cuando se desea tensionar el ancla ó sostener malla.

**Ventajas:** Simple y barata. Reforza inmediatamente la roca.

**Desventajas:** Debido a la pequeña área de contacto entre la varilla y la roca, esta última se fractura. No trabaja en material flojo ó arcilloso.

**Aplicaciones:** Actualmente poco usada. La emplean mucho los mecánicos de mina para colgar poleas, equipo, etc.

**Figura 9: Ancla de concha de expansión, cementada, y tensionable.**



**Antecedentes:** Las conchas mecánicas de expansión se desarrollaron para dar una mejor sujeción en un amplio margen de condiciones, y sustituir las anclas de ranura y cuña. El dibujo arriba muestra varias alternativas de inyección de cemento. Existen infinidad de diferentes conchas de expansión en el mercado. El tapón de hule se emplea para centrar la varilla dentro del bno, y evitar la salida de la lechada de cemento.

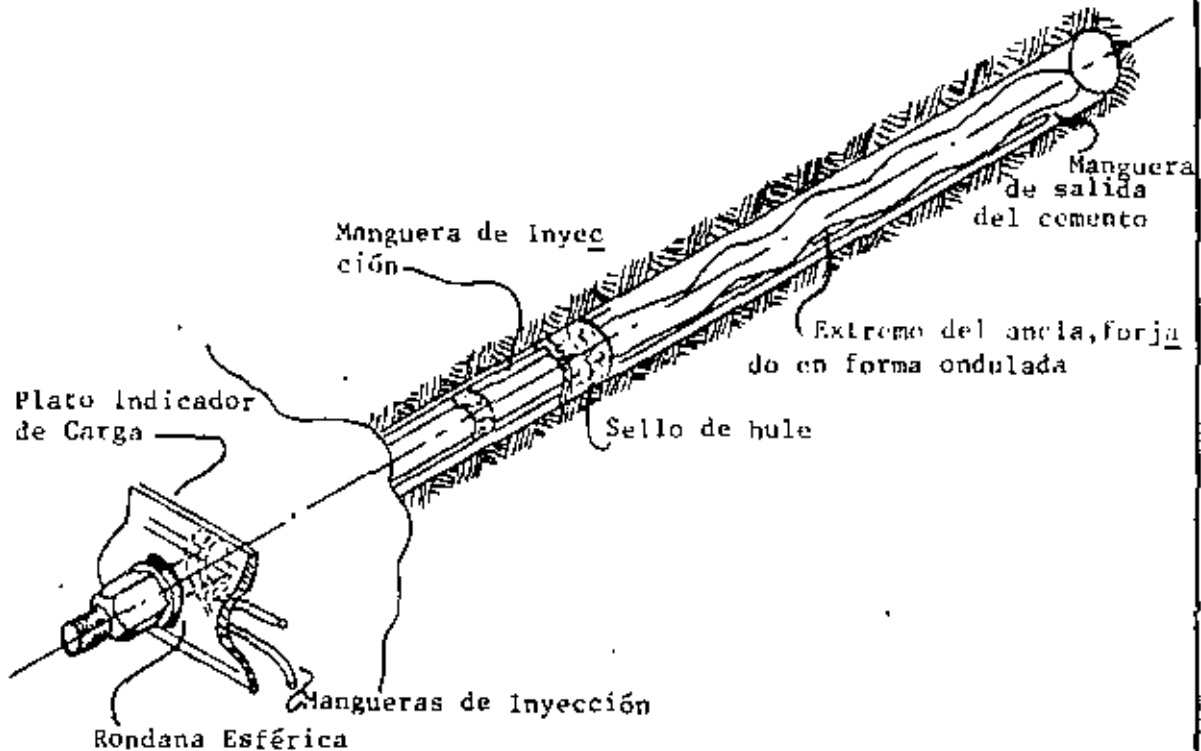
**Ventajas:** Tiene una acción de reforzamiento inmediata en la roca. La lechada de cemento puede inyectarse más tarde, cuando han cesado las deformaciones iniciales de la roca.

**Desventajas:** Muy cara. Es necesario contar con personal bien entrenado para su correcta instalación.

**Aplicaciones:** Muy amplia en trabajos de soporte permanente, en obras de Ingeniería Civil.

**Atención:** Algunos de los componentes ilustrados están protegidos por patentes.

Figuralo : Ancla tensionable, con el fondo del Bno cementado.



**Antecedentes :** El dibujo es un compuesto de varios sistemas usados en minas Australianas. Anclas cementadas dan buenos resultados en roca de calidad muy pobre. El dibujo muestra uno de los métodos de inyección. El plato indicador de carga ilustrado, es uno de varios diseños que dan una idea visual de la carga sobre el ancla (se deforma un medida que se incrementa el cargado).

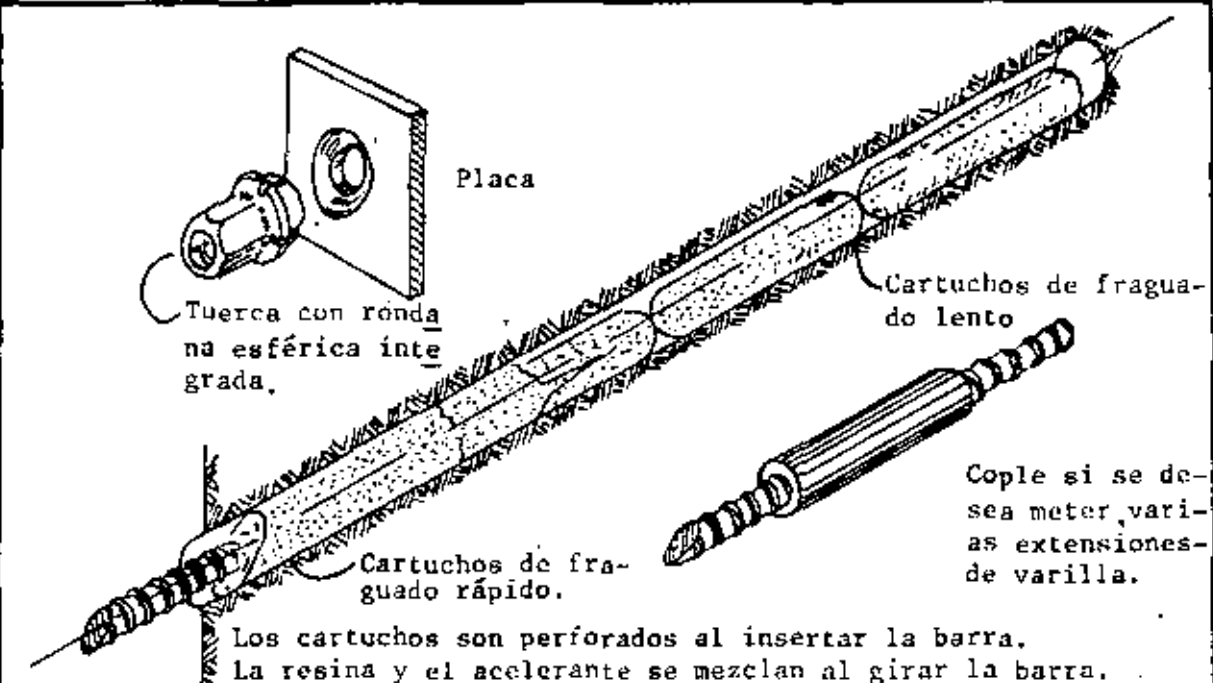
**Ventajas :** Un ancla no cara. Buenas características de sujeción dentro de un amplio margen de condiciones. El plato indicador de carga, muestra visualmente la intensidad de cargado sobre el ancla.

**Desventajas:** Difícil de conseguir la geometría del ancla. No puede tensionarse hasta que el cemento ha fraguado. La rigidez del ancla y plato pueden ser muy bajos para ciertas condiciones.

**Aplicaciones:** Usada en la Industria Minera de Australia en trabajos de soporte temporal. Puede ser afectada por aguas con substancias corrosivas. El extremo sin cementar actúa como un soporte, en caso de aparecer cambios considerables en la magnitud de los esfuerzos.

**Atención:** Algunos de los sistemas o componentes de esta serie de dibujos están protegidos por patentes. Personas que intenten fabricar sistemas o componentes similares deben consultar las regulaciones de las patentes.

Figura 11-Cartuchos de resina y varilla corrugada con cuerda en un extremo



**Antecedentes:** Formada por cartuchos de resina y varilla corrugada. El cartucho está compuesto de dos compartimientos, uno de los compartimientos contiene una resina de color oscuro y el otro un catalizador de color blanco. Se colocan los cartuchos necesarios dentro del bno. Se empuja con la perforadora la varilla dentro del barreno (perforando los cartuchos); se gira la varilla por espacio de 2 min, para mezclar la resina con el catalizador.

**Ventajas:** Resiste los movimientos verticales y laterales de los estratos; sello completo del ancla y del barreno; no le afectan las pegadas de explosivos; trabaja en terrenos arcillosos.

**Desventajas:** Muy caras; tienen una vida de almacenaje muy corta (particularmente en climas calientes).

**Aplicaciones:** En lugares donde el costo es menos importante que la velocidad de avance de la obra.

**Atención:** Algunos de los sistemas o componentes de este serie de dibujos están protegidos por patentes. Personas que intenten fabricar sistemas o componentes similares deben consultar las regulaciones de las patentes.

# 13

## ALGUNOS CONCEPTOS BASICOS SOBRE LOS PERNOS DE ANCLAJE

Por: Rodolfo Nava R.

Marzo de 1978

Santa Bárbara, Chih.

### I.- INTRODUCCION



De tiempo en tiempo una pendiente natural de roca falla sin ninguna interferencia por parte del hombre. Hay casos frecuentes en que las montañas o formaciones rocosas han sido estables en sus condiciones naturales, pero no son responsables de resistir cargas suplementarias ejercidas por el hombre como la cortina de una presa de arco. De manera similar la construcción de obras subterráneas crea superficies abiertas dentro de la masa de roca la cual puede estar fisurada y con concentraciones elevadas de esfuerzos, por lo cual no está en condiciones de soportarse así misma. Fenómenos de este tipo han dado lugar al desarrollo de técnicas para estabilización.

### II.- MEDIDAS PROFILACTICAS PARA CONSERVAR LAS PROPIEDADES DE LA ROCA

Entre muchos son dos los factores básicos que ayudan a facilitar este requerimiento. Lo primero es evitar deformaciones que excedan notablemente las "deformaciones permisibles" de la roca, y lo segundo es soportar la roca expuesta por las pegadas lo más rápidamente posible. Hay tres operaciones que ayudan a cumplir con los dos factores anteriormente señalados, ellas son:

#### II.1.- DISEÑO

Las medidas preventivas de estabilización comienzan con el diseño de las obras; - la forma de la obra independientemente de que sea subterránea o a tajo abierto debe seleccionarse en forma de evitar concentraciones de esfuerzos ( Ver figuras la 1b), que den lugar a grandes deformaciones y disminución de la resistencia de la roca. En rocas quebradizas o alteradas el fenómeno es acompañado por desgajamiento y rotura. La excavación debe por lo tanto tener esquinas lo más redondeadas - posible y en armonía con el campo de esfuerzos que prive en el área en cuestión.

Zonas a Compresión   
 Zonas a Tensión 

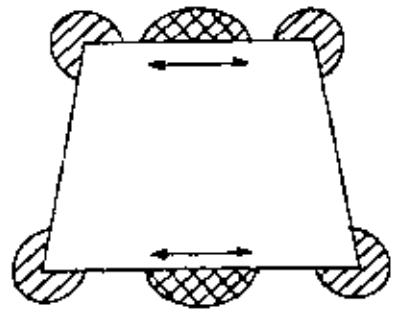


Figura 1a

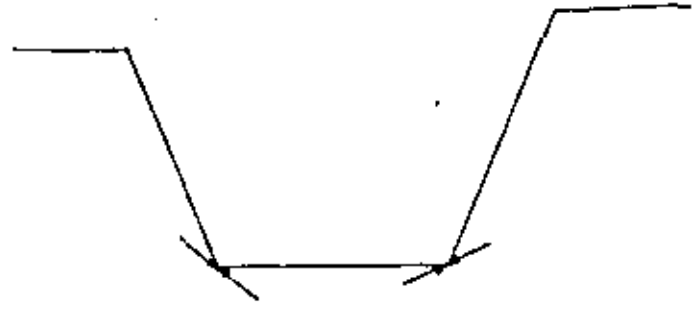


Figura 1b

Como es de todos conocido la roca fracturada no tiene capacidad para resistir esfuerzos tensores, por lo cual la forma de nuestra excavación debe estar en relación con este concepto. De no tener en cuenta lo anterior seguramente aparecerán áreas de roca sin cohesión, que es inestable durante el ciclo de operación y actúa como carga muerta sobre el tipo de soporte que se instale.

11.2.- CONSTRUCCION

En los intentos de conservar las propiedades originales de la roca, es generalmente desapercibida la influencia ejercida por los parámetros de construcción, por ejemplo mencionemos dos de ellos:

a).- Secuencia de la Excavación.- En general una obra subterránea no puede ser excavada de un solo paso a todo lo ancho de su sección, lo cual se efectúa en secciones. Durante el desarrollo de cada sección se originan redistribuciones de esfuerzos y desplazamientos de los estratos de roca. Enseguida hay deterioración del techo y tablas, y si el problema continúa se creará una deseestabilización -

del lugar que pondrá en peligro la continuación de la obra. Por lo tanto es conveniente seguir un plan para desarrollarla distribuyendo pilares y otros medios de soporte en lugares estratégicos.

b).- Sistemas de Excavación. - En la ingeniería de rocas debemos no sólo ver - el punto de vista económico, sino también tenemos que incluir el sistema de excavación a seguir y los futuros problemas de operación que podrán originarse a partir de las condiciones físicas que presenta la roca.

De los sistemas de excavación indudablemente el más popular es el de barrenación-disparo-rezague. La experiencia acumulada en varias investigaciones nos dice - que el abuso de grandes cargas de explosivos, poblado desfavorable de barrenos; - nos conduce a un quebrantamiento y demolición excesivo de la roca expuesta tanto en las tablas como en el contracielo. En contraste con ayuda de técnicas para - usar cantidades racionales de explosivos se limita el impacto de la onda explosiva dentro de límites tolerables, nos ayuda a conservar las propiedades de resistencia de la roca.

En caso de toparnos con roca competente, de baja dureza y abrasividad, el uso de máquinas tuneleras (full facer) ha dado óptimos avances en el cuello de tuneles - durante los pasados 10 años. La excavación con máquina tunelera genera condiciones apropiadas para conservar las cualidades de la roca y minimizar los requerimientos de reforzamiento.

c).- Reforzamiento de la Roca. - Podemos considerar que un soporte que se instala en la roca poco tiempo después de la disparada actúa más bien como medio profiláctico contra la deteriorización, que como un medio de soporte para disminuir las presiones activas de la roca. Si queremos sacar de nuestro soporte seleccionado su mayor eficiencia para atacar la continua alteración física de la roca el sistema tendrá que instalarse dentro del ciclo de barrenación-disparo-rezagado. Hay una gran variedad de sistemas de sustentación de obras subterráneas entre - los cuales podemos mencionar: Juegos de postes y cabezales de madera, juegos de postes y cabezales de acero, arcos de acero, concreto, concreto lanzado, postes-hidráulicos, aire comprimido, y anclas de un sin número de tipos. Dado lo cortodel tiempo y lo complejo del tema sólo podremos cubrir los rasgos más sobresalientes de un solo sistema. En este caso a las anclas.



¿ Qué es el anclaje ? . Porqué lo usamos y cómo . El anclaje es un medio de preservar las características físicas de la roca, y prevenir fallamientos dentro de rebajes, tuneles, y demás obras subterráneas. El fallamiento de la roca se disminuye a través de cargas a tensión y fricción generadas por un patrón de pernos que también actúan a compresión y disminuyen el desarrollo de tensiones sobre capas debilitadas o alteradas. El resultado muchas veces es una viga formada de láminas de diferentes espesores que se opone al flexionamiento, fracturamiento, o movimiento lateral de sus componentes.

El fallamiento de la roca del techo y respaldos es generalmente originado por la tendencia natural de los estratos de roca a fluir dentro del hueco provocado por el minado. A medida que este flujo ocurre, se crea una separación entre los diferentes estratos. ( Ver figuras 2a, 2b, 2c, 2d).

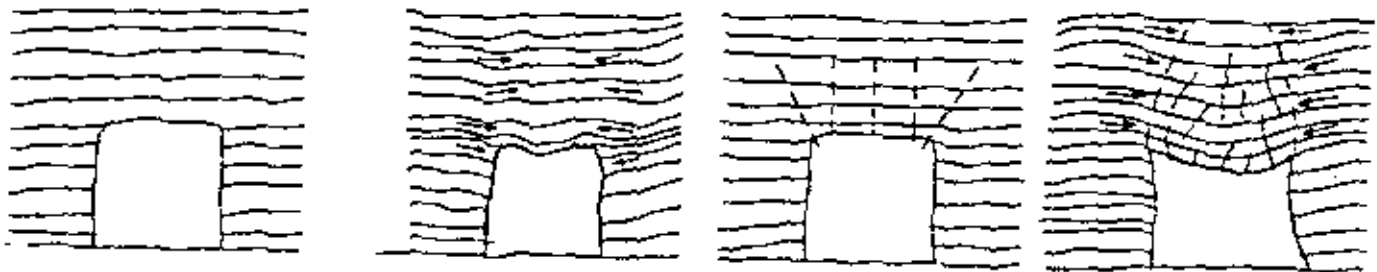


Fig. 2a

Instantes después de la disparada.

Figura 2b

Más de 24 horas después de la disparada

Figura 2c

Anclado entre las 24 horas después de la disparada.

Fig. 2d

Más de 72 horas después de la disparada

Figuras. 2a-2d: Flujo de estratos dentro de una obra dada en roca sedimentaria

Podemos decir que el propósito del anclaje en este caso es resistir el movimiento de los estratos y de esta forma conservar los lugares en condiciones seguras.

La función estabilizadora se alcanza mediante uno de los tres criterios que a continuación describo:

### III.1.- EFECTO DE SUSPENSION

Este efecto puede explicarse de tres maneras y es como se hará:

1) En La figura 3 tenemos el techo de una obra compuesto de varios estratos que yacen bajo el límite de la roca no alterada. El techo se supone suspendido por un número determinado de anclas uniformemente distribuidas. Si deseamos conocer el peso que recibe cada ancla es necesario tener el peso específico de la roca y el espaciamiento de las anclas. Para lo cual emplearemos las siguientes ecuaciones:

$$(1) \text{-----} S_1 = \frac{L}{N_1 + 1}$$

$$(2) \text{-----} S_t = \frac{B}{N_2 + 1}$$

$$(3) \text{-----} W_b = \frac{\gamma t BL}{(N_1 + 1)(N_2 + 1)}$$

Donde:

$S_1$  = Espaciamiento longitudinal

$S_t$  = Espaciamiento transversal

$L$  = Longitud obra

$B$  = Ancho obra

$N_1$  = Número de filas de anclas

$N_2$  = Número de anclas/fila

$W_b$  = Carga/ancla

$\gamma$  = Peso esp. roca

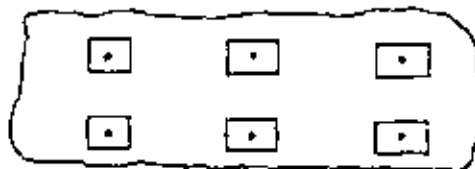


Figura 3

Cama de roca formada por varias capas de estratos.

## 20

Ejemplo:

Consideremos una capa de roca con las siguientes características:

Longitud = 40 pies, ancho = 24 pies, espesor = 4 pies, peso específico = 156 lb/ft<sup>3</sup>, filas de anclas = 9, número de anclas /fila = 5.

a).- Espaciamiento longitudinal,  $S_1 = \frac{40}{9 + 1} = 4'$

b).- Espaciamiento transversal,  $S_2 = \frac{24}{5 + 1} = 4'$

Si consideramos la capa completamente suspendida de las anclas, la distribución de carga para cada una será:

c).- Dist. carga/ancla,  $W_b = \frac{156 \times 4 \times 24 \times 40}{10 \times 6} = 9984 \text{ lb}$

Para resistir una carga de 9984 lb, es suficiente con varilla corrugada de alta resistencia cuyo punto de cedencia es 11900 lb.

$$11900 \text{ lb} > 9984 \text{ lb} \quad \underline{\underline{OK}}$$

2).- La figura 4 representa el caso de una viga formada por una capa de roca empotrada en sus dos extremos. Si instalamos un número suficiente de anclas y luego se tensionan, la superficie de la lámina inferior quedará en contacto con la superior. El peso de la capa inferior se transmite a la superior a través del sistema de anclas.

La carga por unidad de longitud, módulo de elasticidad, y momento de inercia para las dos capas guardan las siguientes relaciones:

Si  $\frac{q_1}{E_1 I_1} > \frac{q_2}{E_2 I_2}$  y  $\Delta q$  es la carga por unidad de longitud

que se transfiere de una capa a otra, la ecuación 4 puede aplicarse:

$$(4) \quad \frac{q_1 + \Delta q}{E_1 I_1} = \frac{q_2 + \Delta q}{E_2 I_2}$$

Cuando  $t_1$  tiende a ser grande  $I_1$  tiende a infinito, y el lado izquierdo de la ecuación 4 se aproxima a cero. Por lo tanto:

$$(5) \text{-----} \Delta q = q_2$$

Y puesto que  $q_2 = \gamma_2 t_2$ , el peso de la capa será:

$$(6) \text{-----} W = L q_2 = \gamma_2 t_2 B L$$

La carga por ancla será:

$$(7) \text{-----} W_b = \frac{\gamma_2 t_2 B L}{(N_1 + 1)(N_2 + 1)}$$

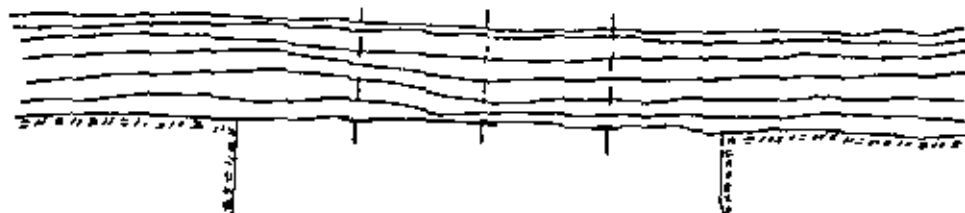


Figura 4

Caso, cama de Roca Empotrada en sus dos extremos

3).- Tomemos ahora un techo formado por dos capas de roca que trabajan como vigas empotradas y sin fricción entre sus superficies de contacto (figura 5). Si el orden de las capas es tal que el cociente que resulta de la carga por unidad de longitud entre rigidez flexural del miembro inferior es mayor que la del miembro superior, este descansará sobre el primero, y estará parcialmente suspendido del miembro inferior. La deflexión y el esfuerzo máximos de la unidad que forman estos miembros puede terminarse substituyendo los valores de  $\bar{Y}$  y  $\overline{E_t^2}$  de la ecuación 8 dentro de 9,10,y 11.

$$(8) \text{-----} \overline{E_t^2} = \frac{t_1 E t_1^2 + t_2 E t_2^2}{t_1 + t_2}$$

$$(9) \text{-----} \eta_{\max} = \frac{L^4}{32 E t_2}$$

$$(10) \text{-----} \tau_{xz \max} = \frac{3 \gamma L}{4}$$

$$(11) \text{-----} \sigma_{x \max} = \frac{\gamma L^2}{2t}$$

Obtenemos:

$$(12) \text{-----} \eta_{\max} = \frac{L^4 (\gamma_1 t_1 + \gamma_2 t_2)}{32 (E_1 t_1^3 + E_2 t_2^3)}$$

$$(13) \text{-----} \sigma_{\max(1 \text{ ó } 2)} = \frac{L^2}{t(1 \text{ ó } 2)} \left| \frac{\gamma_1 t_1 + \gamma_2 t_2}{t_1 + t_2} \right|$$

$$(14) \text{-----} \Delta q = \frac{q_2 E_1 I_1 - q_1 E_2 I_2}{E_1 I_1 + E_2 I_2}$$

Donde:

$\eta_{\max}$  = Deflexión máxima

$\sigma_{\max}$  = Esfuerzo máximo tensión

$\tau_{xz \max}$  = Esfuerzo cortante máximo

$\Delta q$  = Transferencia de carga

1 y 2 = El primero en referencia a la capa más gruesa, segundo la más delgada.

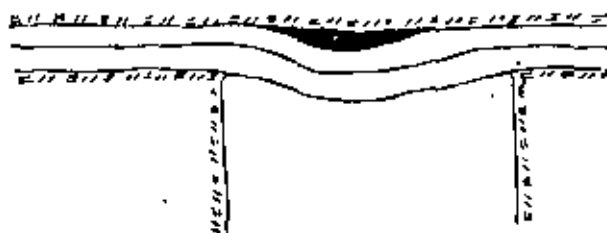


Figura 5

Caso, viga menor descansando sobre otra mayor

En caso de que el módulo de elasticidad y el peso específico de las dos capas sea semejante, la transferencia de carga se produce del miembro más delgado al más potente, y por lo tanto la deformación y el esfuerzo son menores en el delgado y mayores en el grueso.

Si el orden de los dos miembros se cambiara de manera que la razón de la carga por unidad de longitud entre la rigidez flexurante es mayor para el miembro superior, sin anclaje cada capa se flexionará independientemente y crearán un espacio entre las mismas. Pero si las losas se anclan, y las anclas se tensionan de

manera que los dos miembros se toquen sin producir fricción, la separación entre las mismas sea mínima, y obtendremos una distribución uniforme de carga tanto en lo transversal como en longitudinal. El efecto de suspensión y la carga/ ancla son dados por:

$$( 15 ) \text{ - - - - - } \Delta_q = \frac{q_2 E_1 I_1 - q_1 E_2 I_2}{E_1 I_1 + E_2 I_2}$$

$$( 16 ) \text{ - - - - - } W_b = \frac{\Delta_q L}{n} \quad ( \text{Carga por perno} )$$

Este caso puede aplicarse a k vigas para lo cual:

$$\frac{q_1}{E_1 I_1} > \frac{q_2}{E_2 I_2} > \frac{q_k}{E_k I_k}$$

Substituyendo:

$$( 17 ) \text{ - - - - - } \frac{1}{E t} = \frac{\sum_i^k E_i t_i^3}{\sum_i^k t_i}$$

$$( 18 ) \text{ - - - - - } \bar{Y} = \frac{\sum_i^k Y_i t_i}{\sum_i^k t_i}$$

Para  $E_t^2$  y  $\bar{Y}$  de las ecuaciones 9,10, y 11, derivar la deflexión máxima del conjunto anclado y el esfuerzo máximo de cada miembro.



Figura 6

Caso, viga mayor descansando sobre una menor

En general un contracielo está formado por gran número de capas de muy diferentes espesores, sin la ayuda del anclaje unas capas descansarán sobre otras y se crearán separaciones entre las mismas ( Figura 7a). Si tal contracielo está constituido por capas de material semejante la deformación por flexión es mayor en las láminas delgadas que en las gruesas. En cambio cuando se ancla la deformación por flexión es mayor en las capas gruesas que en las delgadas; por lo tanto las capas gruesas son críticas y un fallamiento de estas traerá consigo un fallamiento del sistema. ( Figura 7b).

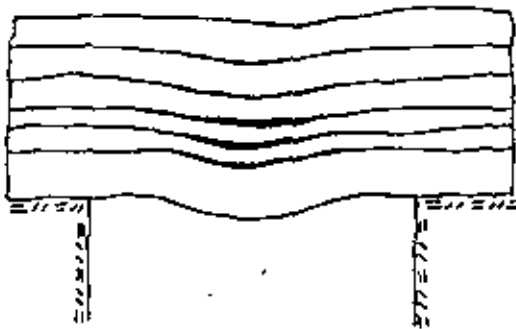


Figura 7a

Flexión en láminas de diferentes espesores.

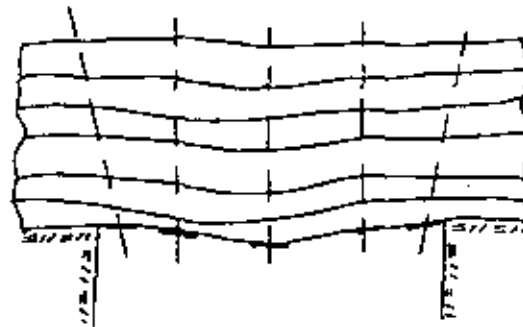


Figura 7b

Desaparece la separación entre capas una vez ancladas.

### III.2.- EFECTOS DE FRICCIÓN

El efecto de fricción aparece cuando un contracielo formado por capas de diferentes espesores se ancla y tensiona.

La tensión incrementa la fricción existente entre las superficies de las capas - disminuyendo la posibilidad de deslizamiento entre ellas, y además colateralmente la acción de los pernos reduce flexión, esfuerzos, y deformaciones.

Ejemplo:

Consideremos el caso de dos vigas empotradas y de la misma clase de material ( Figuras 8a y 8b ). La primera consta de una lámina de espesor  $t$ , y la segunda por

4 láminas de espesor  $t/4$ . También supongamos que no existe resistencia a fricción entre la interface de las capas. Nuestra deflexión, esfuerzo cortante, y esfuerzo normal máximos son respectivamente:

$$\eta = \frac{\gamma L^4}{32 Et^2}$$

$$\tau_{xy} = \frac{3 \gamma L}{4}$$

⋮

$$\sigma_{xy} = \frac{\gamma L^2}{2t}$$

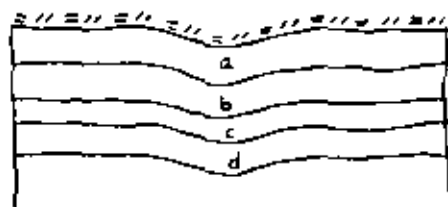
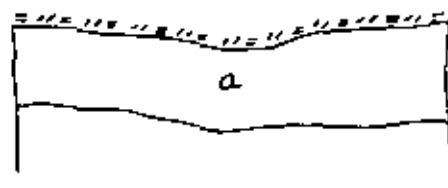


Figura 8a. Viga compuesta



8b. Viga simple

Con estas ecuaciones encontramos que para la viga simple los esfuerzos y deflexiones son respectivamente  $1/4$  y  $1/16$  del sufrido por la viga compuesta. Pero cuando la viga compuesta es anclada y los pernos tensionados, la fricción entre las distintas capas se incrementa y la deformación, esfuerzo y deflexión máximas son iguales que en el caso de la viga simple.

Experimentalmente los diversos parámetros que afectan la deformación en un modelo cargado centrifugamente (figura 9) son:  $K$  = factor de carga,  $\gamma$  = peso unitario del material,  $L$  = luz,  $t$  = espesor láminas,  $b$  = espaciamento entre líneas de anclaje,  $n$  = Número de anclas por línea,  $F_b$  = Tensión en el ancla,  $l$  = longitud de anclas,  $E$  = Módulo de elasticidad del material. Por lo cual nuestro modelo de deformación  $E_x$  podrá expresarse en función de las variables.

$$(19) \text{ ----- } E_x = f_1 \left[ \frac{K \gamma L}{E}, \frac{L}{t}, \frac{L}{b}, N, \frac{F_b}{EL^2}, \frac{h}{t} \right]$$

$$(20) \text{ ----- } E_x = \frac{\gamma L^2}{2 E t}$$

$$(21) \text{ ----- } F_R = \frac{l}{I + \Delta E}$$

$$\frac{En^2s}{\text{-----}}$$

Donde:

$E_x$  = Deformación máxima flexión



$F_R$  = Factor de reforzamiento

$v_{fs}$  = No fricción, no suspensión

Ejemplo:

Resolvamos graficamente un problema sencillo aplicando el efecto de fricción.

Datos:

Valor promedio de los espesores de los estratos,  $t = 3$  in

Longitud de anclas,  $h = 10$  ft

Tensión aplicada a los pernos,  $F_b = 10000$  psi

Número de anclas por línea,  $N = 6$

Separación entre hileras,  $b = 5$  ft.

Sección transversal,  $L = 27$  ft.

Siguiendo la trayectoria marcada en la gráfica 1 con los datos dados, encontramos un factor de reforzamiento de 2.19, que está arriba de 1.5 el mínimo permitido.

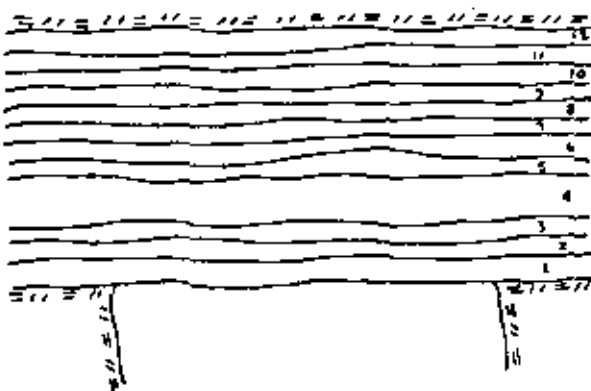
### III.3.- EFECTO COMBINADO DE FRICCIÓN Y SUSPENSIÓN

Este tipo de problema ya implica una gran complejidad pero podemos resolverlo -

utilizando una combinación de datos teóricos y experimentales. Por lo común las diferentes capas que forman un techo son diferentes en espesor, peso unitario, - módulo de elasticidad y fricción. Escribir una ecuación que defina el problema - resultaría difícil y no tendría aplicación práctica. Podemos tomar algunas simplificaciones y su efecto es negligible en la solución del problema.

Ejemplo:

Tomemos un contracielo con las siguientes características:



Datos:

- I.- 12 láminas de diferentes espesores.
- II.- Constituido por la misma clase de roca.
- III.- Coef. de fricción entre las láminas,  $\tan \theta = 0.7$

Luz,  $L = 240$  in ( 6.1 m)

Número de anclas/línea,  $N = 4$

Tensión en el ancla,  $F_b = 5000$  psi

Espaciamiento entre filas de anclas,  $b = 48$  in.

Espesor del contracielo anclado,  $h = 48$  in

Espesor medio estratos,  $t_m = h/12 = 4$  in.

Peso unitario,  $\gamma = 0.09$  lb/in<sup>3</sup>

Requerimientos:

Esfuerzos flexionantes en la roca del contracielo sin anclaje,  $G_nfs = ?$

Esfuerzos flexionantes en la roca del contracielo usando el efecto de suspensión,

$G_s = ?$

Esfuerzos flexionantes en la roca usando el efecto de fricción,  $G_f = ?$

Fórmulas:

$$(22) \text{ ----- } U_i + 1 = t_i^2 \frac{\sum t_k}{\sum t_j^3}$$

Donde:

$$1 + U_i =$$

La razón de la rigidez flexural de la  $i$ th lámina, entre la rigidez promedio de todas las láminas.

$$(23) \text{ ----- } \frac{\Delta \sigma_i}{\sigma_{nfs}} = \alpha C \mu_i$$

Donde:

$\sigma_s$  = Esfuerzo flexionante por efecto de suspensión

$\sigma_{nfs}$  = Esfuerzo flexionante sin efecto de suspensión y fricción.

$C$  = Una constante que depende del número de láminas en la unidad anclada.

$\alpha$  = Una constante que es función del espaciamiento de los pernos.

$$(24) \text{ ----- } \sigma_{nfs} = \frac{\gamma L^2}{2ti}$$

$$(25) \text{ ----- } \sigma_s = \sigma_{nfs} \left( 1 + \frac{\Delta \sigma_s}{\sigma_{nfs}} \right)$$

Donde:

$\sigma_{fs}$  = Esfuerzo flexionante por efecto de fricción y suspensión.

$$(26) \text{ ----- } \sigma_{fs} = \sigma_{nfs} \left( 1 + \frac{\Delta \sigma_f}{\sigma_{nfs}} \right) \left( 1 + \frac{\Delta \sigma_s}{\sigma_{nfs}} \right)$$

$$(27) \text{ ----- } \frac{\Delta \sigma_f}{\sigma_{nfs}} = -0.265 (bL)^{-1/2} \left| \frac{NF_b \frac{h}{t_{av}} - 1}{\gamma_{av}} \right|^{1/3}$$

Tablas:

Anclas por línea	N	1	2	3	4	5	6	7
	$\alpha$	0.750	0.889	0.938	0.960	0.972	0.980	0.984
Número de Estratos		3	4	5	6	8	10	12
	$C$	0.953	0.900	0.865	0.838	0.800	0.772	0.751

Cálculos:

Para estrato # 1

$$t_i = 2 \text{ in.}$$

$$1 + U_i = t_i^2 \frac{\sum -t_j}{t^3} = 2^2 \left( \frac{2+3+3+3+3+3+3+3+12+3+3+7}{2^3+3^3+3^3+3^3+3^3+3^3+3^3+3^3+12^3+3^3+3^3+7^3} \right) = 0.0620$$

$$u_i = -0.94$$

$$\frac{\Delta \sigma_s}{\sigma_{nfs}} = \alpha C u_i = 0.960 \times 0.751 \times -0.94 = -0.68$$

$$\sigma_{nfs} = \frac{\gamma L^2}{2t_i} = \frac{0.09 \times 240^2}{2 \times 2} = 1296 \text{ psi}$$

$$\Delta \sigma_s = \sigma_{nfs} (\alpha C u_i) = 1296 \times -0.68 = -881 \text{ psi}$$

$$\sigma_s = \sigma_{nfs} \left( 1 + \frac{\Delta \sigma_s}{\sigma_{nfs}} \right) = 1296 \left( 1 + \frac{-881}{1296} \right) = 415 \text{ psi}$$

$$\frac{\Delta \sigma_f}{\sigma_{nfs}} = -0.265 (bL)^{-1/2} \left| \frac{20}{NF_b} \frac{h}{\epsilon_{av} - 1} \right|^{1/3} = -0.33$$

$$\sigma_{fs} = \sigma_{nfs} \left( 1 + \frac{\Delta \sigma_f}{\sigma_{nfs}} \right) \left( 1 + \frac{\Delta \sigma_s}{\sigma_{nfs}} \right) = 1296 (0.67) (-0.32) = 281 \text{ psi}$$

Así sucesivamente se calculan los valores para cada uno de los restantes estratos con los cuales construimos la tabla siguiente:

Columna			Esfuerzos flexurales en la roca.			
1	2	3	4	5	6	7
Estrato No.	Espesor Estrato $\epsilon_i$	Razón Rigidez flexural $u_i$	$\Delta \sigma / \Delta \epsilon_{h, \epsilon_i}$	$\sigma_{nfs}$ psi	$\sigma_s$ psi	$\sigma_{fs}$ psi
1	2	-.938	-.676	1296	420	281
2	3	-.814	-.587	864	357	241
3	3	-.814	-.587	864	357	241
4	3	-.814	-.587	864	357	241
5	3	-.814	-.587	864	357	241
6	3	-.814	-.587	864	357	241
7	3	-.814	-.587	864	357	241
8	3	-.814	-.587	864	357	241
9	12	1.977	1.425	216	524	338
10	3	-.814	.587	864	357	241
11	3	-.814	-.587	864	357	241
12	7	-.013	0.009	370	373	241

### Conclusiones:

Ahora bien cuáles son las conclusiones que podemos obtener de nuestros valores numéricos computados.

1o. Comparando las columnas 6 y 7 podemos observar que los esfuerzos por flexión-

en los estratos menos potentes ( 2 y 3 in) se han reducido por la transferencia de una parte de su carga a los estratos más potentes ( 7 y 12 in).

2o.- Los esfuerzos por flexión en los estratos potentes han incrementado sus valores con la carga recibida de los estratos menos potentes que apoyan parte de su peso en ellos.

3o.- Si la resistencia a la flexión de la roca fuera 800 psi (valor representativo en roca sedimentarias), los estratos de 2 y 3 in fallarían si no son anclados, ya que sus valores rebazan el límite de 800 psi.

4o.- Cuando los pernos se instalan y evita la separación entre las distintas capas, los esfuerzos en los estratos de 2 y 3 in se reducen a valores por debajo del punto de falla (800 psi). Esto representa la función del efecto de suspensión (Columna # 6).

5o.- Si las anclas son tensionadas un poco más, se logra todavía otra reducción de los esfuerzos de aproximadamente 35%. Lo cual muestra el papel del efecto de fricción ( Columna #7).

6o.- El factor de seguridad para el conjunto quedará representado por el valor que se obtiene al dividir la resistencia de la roca entre el esfuerzo máximo de trabajo.

$$(F.S.)_s = 800/524 = 1.5$$

$$(F.S.)_F = 800/338 = 2.4$$

#### IV.- ANALISIS DE PERNOS DE DOS PUNTOS DE APOYO.

Las figura 10a-10d representan secciones de anclaje en el techo de una rampa ficticia, cada sección tiene un número diferente de parámetros entre los cuales podemos mencionar: Espaciamiento, longitud y número de anclas.

El análisis visual nos dice: 33

- 1.- Se forman esfuerzos a compresión circulares alrededor de la abertura, esto resulta de la tensión en las anclas, causando que la roca comprimida se expanda hacia los lados. Como esta tendencia es restringida la compresión se induce con ángulos de  $90^{\circ}$  a la dirección de las anclas.
- 2.- Si se utiliza una longitud y espaciamiento convenientes, los conos a compresión formados por cada una de las anclas se sobreponen unos a otros formando un anillo de compresión dentro de la roca del techo, el cual ayuda a la roca a sostenerse por sí misma y formar una bóveda con resistencia para sostener un peso mayor que el suyo propio.
- 3.- El anillo de compresión dentro de la roca tiene más o menos  $2/3$  de la longitud del ancla y se inicia aproximadamente 2 pies arriba de la cara libre de roca.
- 4.- La figura 10a muestra un anillo de compresión de mayor espesor.
- 5.- Las características de las figura 10b y 10c son semejantes a las de la 10a, pero es importante notar que el anillo de compresión va disminuyendo a medida que la separación entre las anclas se incrementa.
- 6.- En la figura 10c el anillo a compresión desaparece definitivamente, en este punto cada ancla trabaja individualmente perdiéndose una parte de la función del anclaje: Formar una entidad estructural de roca que además de sustentar su propio peso resista un excedente. Por lo cual la razón entre la longitud efectiva del ancla y el espaciamiento nunca debe ser menor de 2.

#### V.- RECOMENDACIONES:

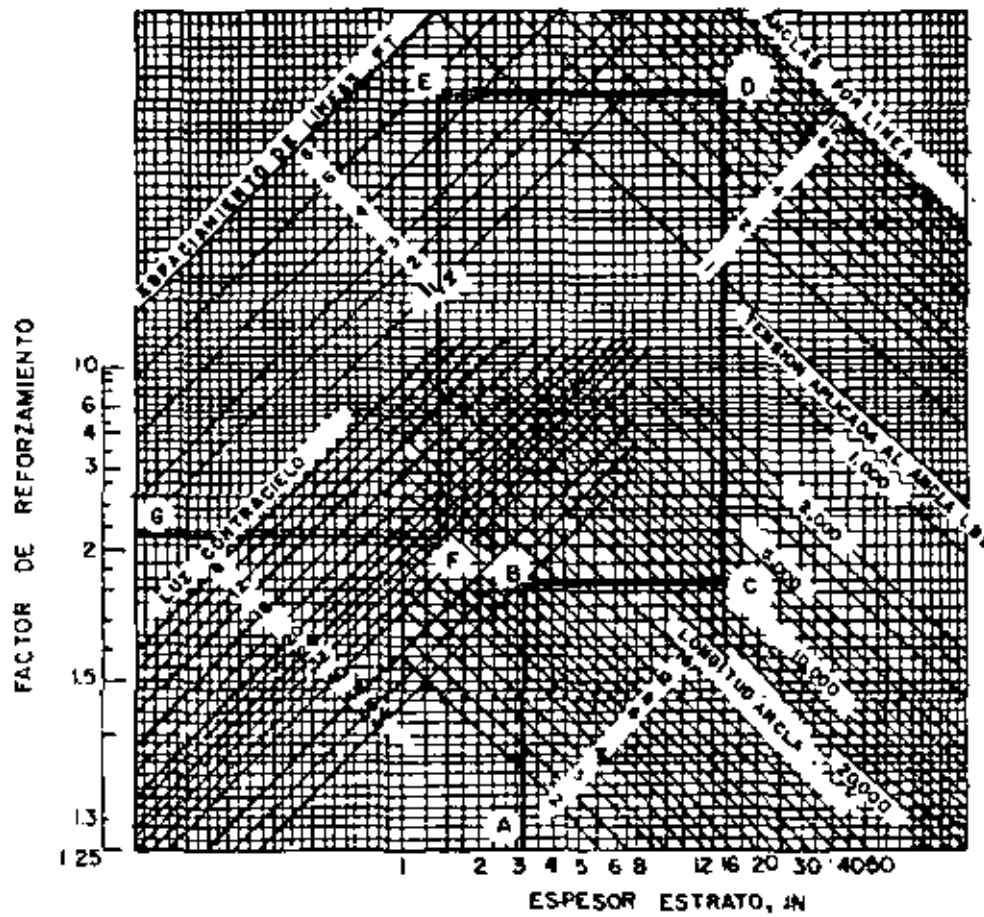
En zonas de la mina con luces mayores a los 5 metros es importante diseñar plantillas de anclaje y seguir ese patrón; en lugar de anclar solamente donde el Jefe de Mina, Supervisor, o Perforista considere que dichas anclas son necesarias.

La temprana instalación del anclaje no sólo restaura bloques flojos de roca a su posición original, sino que previene la relajación gradual o aflojamiento de la zona de "de-compresión" situada detrás de la cara expuesta de roca.

Un plan general de anclaje se traduce en beneficios tales como, factores de seguridad más amplios, ahorro de tiempo en operaciones de tumbe y desarrollo, abatimiento de costos derivados de los conceptos anteriormente mencionados.

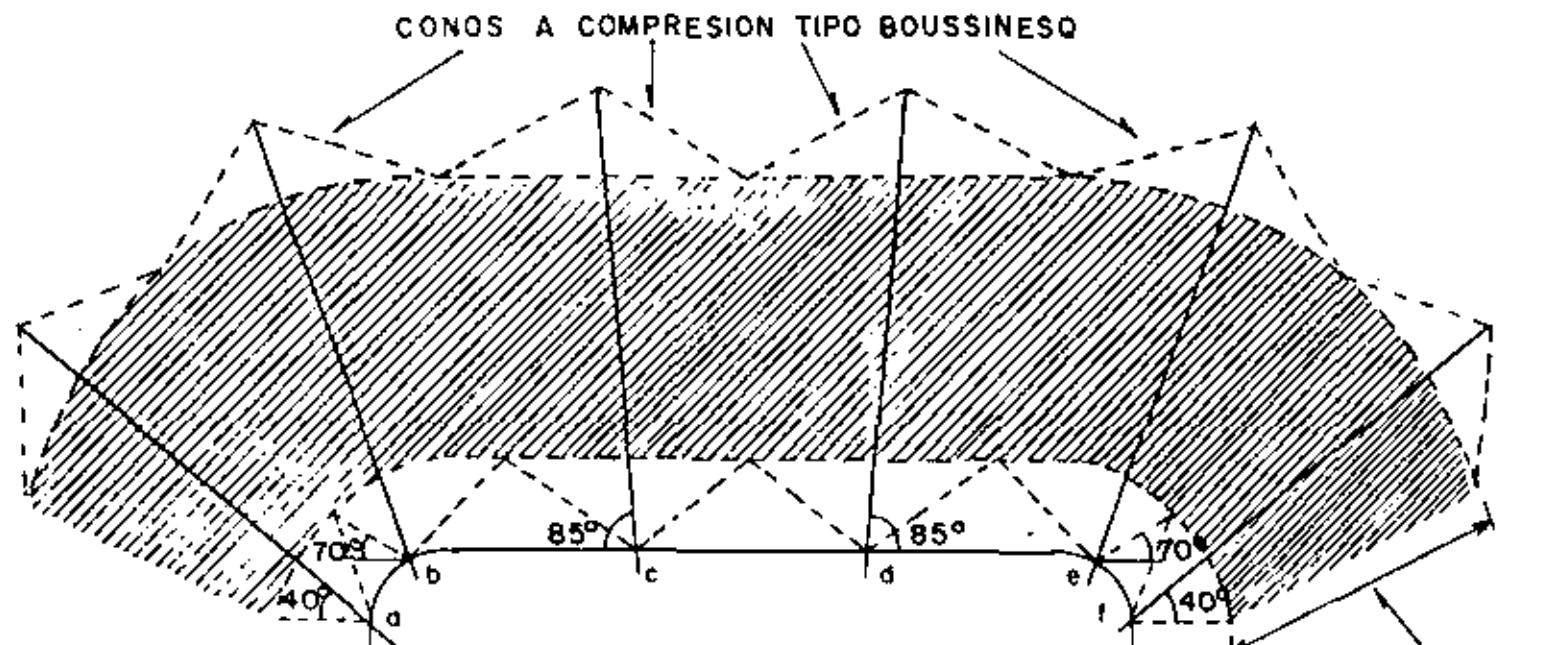
Finalmente nunca hay que olvidar que la técnica más económica para conservar las propiedades originales de la roca es el empleo de cantidades racionales de explosivos y la pronta instalación del anclaje, dado que la roca es el material más barato y resistente que puede existir para usarse como soporte subterráneo.





CARTA PARA DISEÑO DE ANCLAS POR  
EFECTOS DE FRICCIÓN.

GRAFICA I



CONOS A COMPRESION TIPO BOUSSINESQ

PARA ANCHOS MAYORES DE 5 M. DAR BARRENOS a Y b, A LA MISMA INCLINACION COMO SE MUESTRA EN LA FIGURA, Y A PARTIR DEL BARRENO b, COLOCAR SUCESIVAMENTE CADA A 1.5 M. HASTA ALCANZAR LA OTRA TABLA.

PLANTILLA DE ANCLAJE PROPUESTA PARA CONTRACIELOS: 6 ANCLAS DE VARILLA CORRUGADA DE 10', CON DIAMETRO DE 3/4" EMBEBIDAS EN CEMENTO Y SEPARADAS 5' ENTRE CENTROS. ESCALA 1:50

anillo de roca a compresion a ± 3  
 inicio de anillo de compresion a ± 2 de la cara libre.

5.0 M.

FIGURA 10A

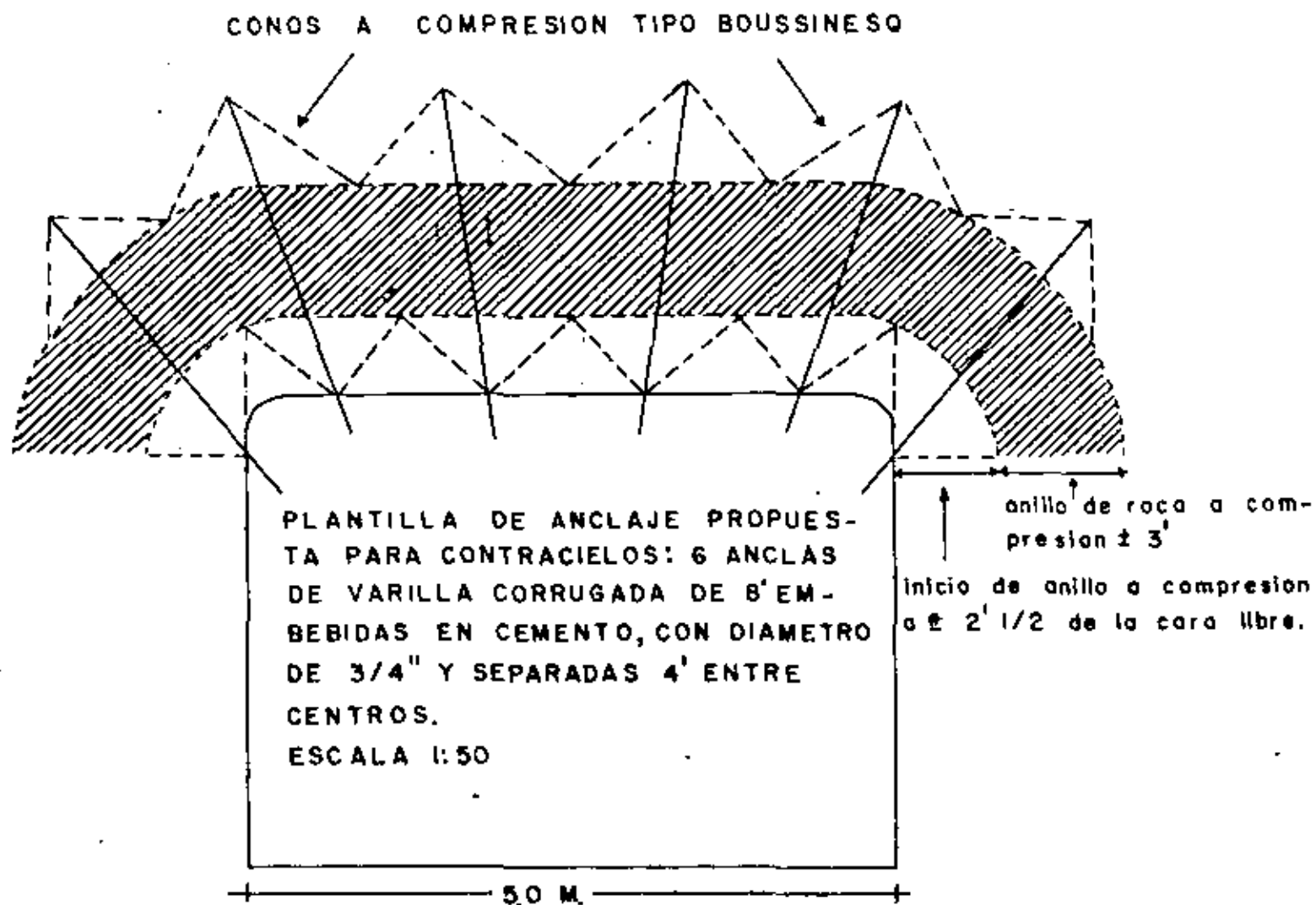


FIGURA 10 B

CONOS A COMPRESION TIPO BOUSSINESQ

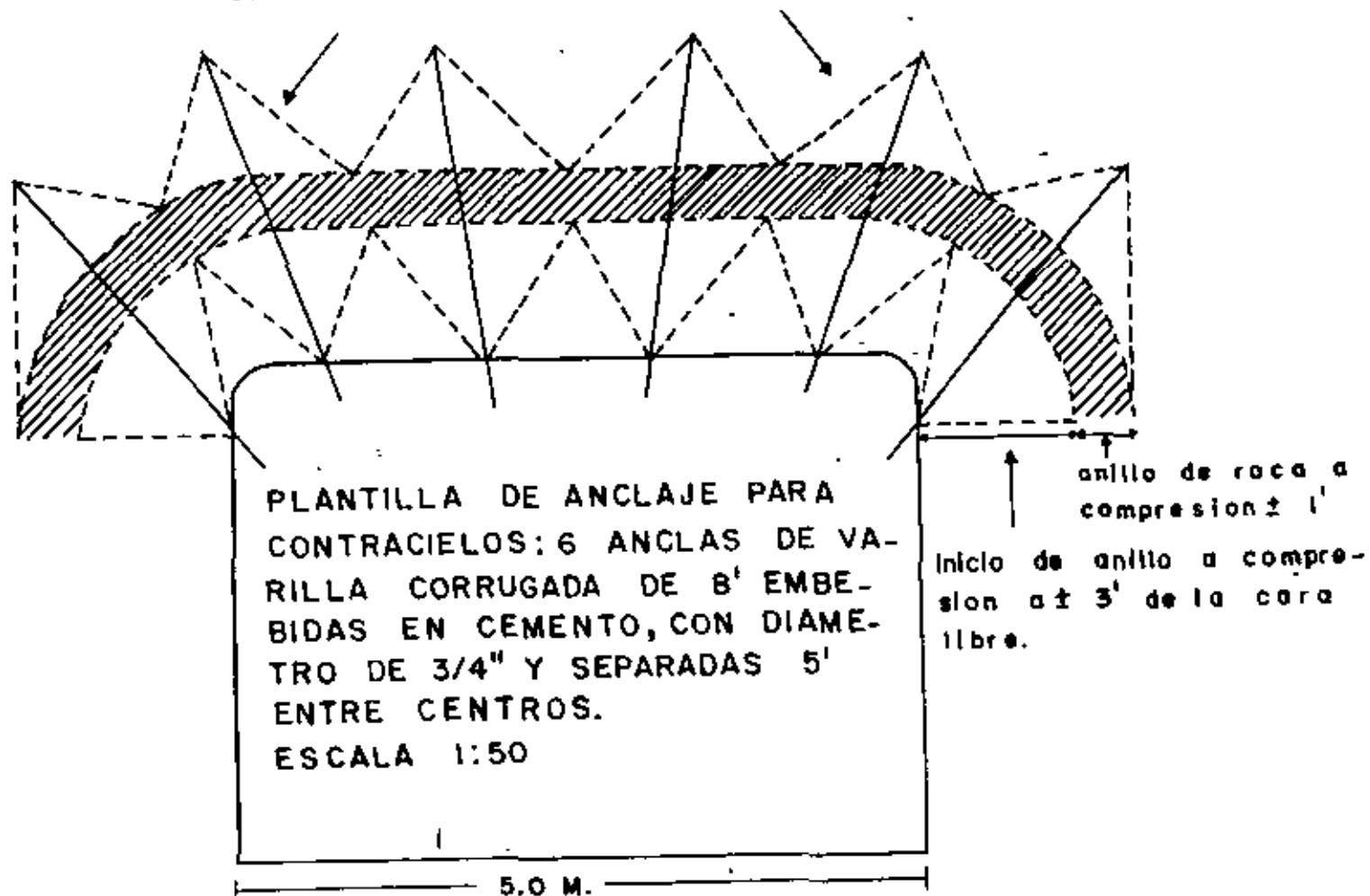
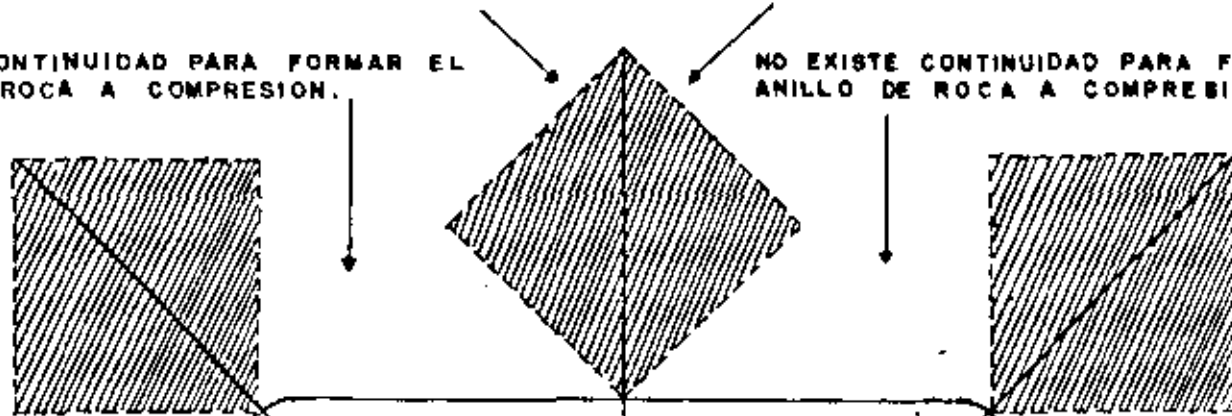


FIGURA 10 C

CONOS A COMPRESION TIPO BOUSSINESQ

NO EXISTE CONTINUIDAD PARA FORMAR EL ANILLO DE ROCA A COMPRESION.

NO EXISTE CONTINUIDAD PARA FORMAR EL ANILLO DE ROCA A COMPRESION.



PLANTILLA DE ANCLAJE PARA CONTRACIELOS: 3 ANCLAS DE VARILLA CORRUGADA DE 8', CON DIAMETRO DE 3/4" EMBEBIDAS EN CEMENTO Y SEPARADAS A UNA DISTANCIA MAYOR DE 4' ENTRE CENTROS.  
ESCALA 1:50

5.0 M.

FIGURA 10 D.

35



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION

ANALISIS DE ESFUERZOS Y DEFORMACIONES EN DOS DIMENSIONES  
PARA ABERTURAS SUBTERRANEAS, EMPLEANDO LA TECNICA DE  
DIFERENCIAS FINITAS

Mayo, 1983

ANALISIS DE ESFUERZOS Y DEFORMACIONES EN DOS  
DIMENSIONES PARA ABERTURAS SUBTERRANEAS, - -  
EMPLEANDO LA TECNICA DE DIFERENCIAS FINITAS.

PREPARADO POR

RODOLFO NAVA ROJAS.

ASESOR DE SISTEMAS DE MINADO  
Y MECANICA DE ROCAS.  
INDUSTRIAL MINERA MEXICO, S.A.  
MEXICO, D.F.  
AGOSTO DE 1982.

## INDICE DE FIGURAS

- FIGURA 1.- EL PROBLEMA POR RESOLVER
- FIGURA 2.- TRACCIONES ACTUANDO SOBRE EL CONTORNO POTENCIA DE LA - -  
OBRA ANTES DE SU EXCAVACION.
- FIGURA 3.- TRACCIONES NEGATIVAS REFLEJANDO EL EFECTO DEL PROCESO DE-  
EXCAVACION.
- FIGURA 4.- FUERZAS Y ESFUERZOS FICTICIOS ACTUANDO SOBRE ELEMENTOS DE  
UNA SUPERFICIE IMAGINARIA, SITUADA EN UN PLATO INFINITO.
- FIGURA 5.- SUPERFICIE IMAGINARIA CORRESPONDIENTE A LA FIGURA 4, DIVI  
DIDA EN ELEMENTOS.
- FIGURA 6.- DESCOMPOSICION DE UNA FUERZA EXTERNA ACTUANDO SOBRE UN --  
ELEMENTO.
- FIGURA 7.- MOSTRANDO SEGMENTO RECTO.
- FIGURA 8.- MOSTRANDO SEGMENTO CIRCULAR.
- FIGURA 9.- MOSTRANDO SEGMENTO ELIPTICO
- FIGURA 10.- SECCION TRANSVERSAL DE UNA OBRA DIVIDIDA EN SEGMENTOS REC  
TO, CIRCULARES Y ELIPTICOS.
- FIGURA 11.- TARJETA DE DATOS
- FIGURA 12.- SECCION TRANSVERSAL DEL EJEMPLO.
- FIGURA 13.- TARJETA DE DATOS DEL EJEMPLO.



# C O N T E N I D O

## I.- INTRODUCCION

## II.- PROGRAMA PARA LA DETERMINACION DE ESFUERZOS Y DESPLAZAMIENTOS ELASTICOS EN DOS PLANOS, ALREDEDOR DE EXCAVACIONES SUBTERRANEAS.

II.a.- SEGMENTOS

II.b.- ELEMENTOS

II.c.- SIMETRIA

II.d.- PROPIEDADES FISICAS DE LOS MATERIALES

II.e.- CARGADO

II.f.- CICLOS

II.g.- RED DE ESFUERZOS

II.h.- TARJETA DE DATOS

## III.- EJEMPLO NUMERICO.

## 1.- INTRODUCCION

El programa de computadora para analizar elementos en dos dimensiones, que será presentado a ustedes durante esta plática, fue desarrollado en el Royal School of Mines, Imperial College, - - London, por los doctores J. W. Bray, G. Hocking, E.S.A. Eissa y R.D. Hammett.

Esta técnica puede emplearse sin mucha dificultad para calcular esfuerzos y desplazamientos en la periferia de una obra subterránea, siempre y cuando satisfagamos los conceptos siguientes:

- 1<sup>o</sup> El material de que está constituida la obra subterránea es homogéneo, isotrópico y linealmente elástico.
- 2<sup>o</sup> Se cumple con los requisitos de deformación planar.
- 3<sup>o</sup> El medio ó continuo es infinito o limitado por un perímetro de geometría arbitraria.
- 4<sup>o</sup> El medio ó continuo puede contener una ó más aberturas con geometría no definida.
- 5<sup>o</sup> El medio ó continuo está sometido a la acción de un campo de -- esfuerzos uniforme o a fuerzas uniformemente distribuidas sobre el contorno. Para simular la acción de cargado gravitacional, se incrementa la magnitud del campo de esfuerzos con la profundidad.

En la inmensa mayoría de la literatura publicada a la fecha con relación a la técnica de diferencias finitas, sus principios, - realmente muy simples, se ven opacados por la rigurosa presentación matemática. J. W. Bray tratando de disminuir tal antecedente, a propuesto un abstracto de su formulación indirecta al caso de un campo de esfuerzos uniforme.

El problema consiste en la determinación de los esfuerzos a lo largo de una excavación subterránea con sección transversal conocida, habiendo en avance determinado el campo de esfuerzo - "insitu" (  $p_v$  = vertical,  $K_p$  = horizontal ) como se observa en la figura 1. Antes de la etapa de construcción, la roca que va a ser tumbada y extraída, sirve de soporte a la roca encajonante. Este soporte lo representaremos en función de esfuerzos normales y tangenciales (  $\bar{\sigma}$  y  $\bar{\tau}$  ) a todo lo largo del perímetro potencial de la excavación ( figura 2 ).

La magnitud de  $\bar{\sigma}$  y  $\bar{\tau}$ , variará de punto a punto, de acuerdo a la orientación de las distintas partes que forman el perímetro potencial. Una vez que la sección de la obra se excava  $\bar{\sigma}$  y  $\bar{\tau}$  se reducen a cero. Ahora en este paso, la obra está sometida a la acción de esfuerzos normales y tangenciales de signo negativo ( figura 3 ). El estado de esfuerzos resultante puede considerarse como una superposición de dos sistemas de esfuerzos, a).- El estado original de esfuerzos uniforme (  $\bar{\sigma}$  ,  $\bar{\tau}$  ) y b).- Los esfuerzos inducidos por las tracciones de signo negativo (  $-\bar{\sigma}$  y  $-\bar{\tau}$  ). Ahora intentaremos determinar la distribución de los esfuerzos correspondientes inducidos a las tracciones negativas.

La situación real que se muestra en la figura 3, la comparamos con una situación ficticia ( ver figura 4 ), en la cual se aprecia un continuo con dimensión infinita, el cual no está perforado o excavado. No existe una obra dentro de él, en su lugar pasemos en una línea imaginaria que rodea el continuo y equivale al perímetro mostrado en la figura 1. Pasemos ahora a dividir tal perímetro en una serie de elementos con longitud específica, numerándolos consecutivamente como 1, 2, 3, etc. ( figura 5 ). En seguida representemos cada elemento sujeto a la acción de una fuerza externa, cuya línea de acción yace en el plano del continuo. La fuerza se descompone en dos componentes, una normal,  $F_n$  y la otra tangencial,  $F_t$ , figura 6.

Estas fuerzas se consideran distribuidas uniformemente a todo lo largo de cada elemento. Como estas fuerzas de ninguna manera corresponden a las fuerzas que se aplican al perímetro del continuo, las conoceremos como fuerzas ficticias.

El proceso consiste ahora en ajustar las fuerzas ficticias en una forma tal que los componentes normal y tangencial ( $\bar{\sigma}$  y  $\bar{\tau}$ ) de esfuerzo al centro de cada elemento, sean iguales a las tracciones normal y tangencial ( $-\bar{\sigma}$  y  $-\bar{\tau}$ ) del continuo real. Existen diversas formas de llevar a cabo esto, pero en el programa de computadora que usaremos, se aplica un proceso iterativo. Empezamos con el elemento 1, ajustando las fuerzas  $F_{N1}$  y  $F_{T1}$  de manera que  $\bar{\sigma}_1 = -\bar{\sigma}_1$  y  $\bar{\tau}_1 = -\bar{\tau}_1$ , luego sigamos con 2, 3, etc.

Cuando estamos corrigiendo los valores de  $\bar{\sigma}$  y  $\bar{\tau}$ , correspondientes a un "X" elemento, se alteran los esfuerzos en el resto de los elementos, por lo cual, el proceso deberá continuarse aplicando una serie de ciclos alrededor del contorno del continuo, hasta que ya no hace falta un mayor ajuste. Una vez que dicho proceso de ajuste ha sido satisfactorio, tenemos que la distribución de las tracciones tanto del perímetro real como el imaginario son idénticas. Las condiciones en los dos casos (real e imaginario) son similares, puesto que las tracciones ficticias determinan la distribución de esfuerzos en el medio que rodea la abertura que se está excavando.

Para calcular los esfuerzos en cualquier punto del perímetro del continuo imaginario, todo lo que tenemos que hacer es sumar las contribuciones de las diferentes fuerzas ficticias ( $F_{N1}$ ,  $F_{T1}$ ,  $F_{N2}$ ,  $F_{T2}$ , etc.). Existe fórmulas consideradas como estándares para determinar los componentes de esfuerzo en cualquier punto dentro de un medio infinito, debido a cargas aplicadas en otro punto.

Como ha sido considerada hasta ahora las fuerzas ficticias están distribuidas uniformemente a lo largo de cada elemento, por

Lo cual, se hace necesario integrar las expresiones por la influencia de las cargas puntuales, tomando en cuenta la orientación de las componentes de esfuerzo.

Jeniendo determinados los esfuerzos correspondientes a las tracciones negativas, estos deberán sumarse a los correspondientes del campo de esfuerzos originales, para dar los esfuerzos requeridos que se presentan inmediatamente después del proceso de excavación. Los desplazamientos elásticos alrededor de la excavación, pueden encontrarse con fórmulas estandares para desplazamientos dentro de un medio infinito sometido a cargas puntuales ó de línea.

Como una consecuencia del método empleado para el cálculo de los desplazamientos, habrá una tendencia de la excavación y su contorno a "flotar" numericamente es espacio, produciendo pequeños movimientos rígidos del cuerpo. Esto podrá pasar con excavaciones con geometría no simétrica, en las cuales existe un desbalance de los elementos de un lado con los del lado opuesto. En este caso, todos los cálculos realizados para determinar desplazamientos relativos serán bastante aproximados, pero los valores absolutos de los desplazamientos con relación a puntos particulares pueden estar en error. Lo mencionado anteriormente no se aplica a obras geoméricamente simétricas.

## II.- PROGRAMA PARA LA DETERMINACION DE ESFUERZOS Y DESPLAZAMIENTOS ELASTICOS EN DOS PLANOS, ALREDEDOR DE EXCAVACIONES SUBTERRANEAS

### II.a.- SEGMENTOS.

Para representar un contorno o perímetro de forma irregular, se divide en un determinado número de segmentos ( N SEG ), los cuales pueden ser de tres clases:

a).- Líneas rectas, b).- Arcos circulares, c).- Arcos elípticos

En las especificaciones siguientes nos referiremos a los extremos de cada segmento como punto inicial y final respectivamente. Para decidir cuál es uno y cuál el otro, damos una regla: Si observamos el trazado del perímetro desde su parte inicial a la final, y uno observa de frente la dirección del trazo, el material sólido queda del lado de la mano derecha.

Segmentos rectos

- X0,Z0 \* Coordenadas del punto inicial
- X1,Z1 \* Coordenadas del punto final
- ( ver figura 7 )

Segmentos circulares

- XC,ZC \* Coordenadas del centro del círculo
- RDS \* Radio del círculo
- THET1 \* Angulo polar del punto inicial
- THET2 \* Angulo polar del punto final

La línea CB, se dibuja desde el centro C en la dirección del eje Z. Los ángulos polares se miden a partir de la línea CB en dirección contraria al avance de las manecillas del reloj.  
( ver figura 8 )

Segmentos elípticos

- XC,ZC \* Coordenadas del centro C
- SEMIAX \* Longitud del semi-eje (a)
- RATIO \* b/a, siendo b la longitud del semi-eje mayor
- PSI \* Angulo polar del eje menor
- THET1 \* Angulo polar del punto inicial
- THET2 \* Angulo polar del punto final

Los ángulos polares se toman a partir de la línea CB, en - - - -

dirección contraria al avance de las manecillas del reloj.

[ ver figura 9 ]

"Estos tres tipos de segmentos pueden combinarse entre sí, para formar un contorno virtualmente de cualquier geometría como se aprecia en la figura 10.

NSEG = El número total de segmentos usados para definir la superficie de contorno del problema".

## II. b. - ELEMENTOS

Cada segmento a su vez, se divide en un "X" número de elementos (NELR). En el caso de segmentos rectos y circulares todos los elementos tienen la misma longitud. Para entender la posición con segmentos elípticos, debemos recordar el hecho de que una elipse puede representarse en forma paramétrica con las ecuaciones:

$$\begin{aligned} m &= a \cos x \\ n &= b \sin x \end{aligned}$$

Donde m y n son coordenadas medidas paralelamente a los ejes a y b de la elipse. Cada elemento corresponde al mismo incremento dado el ángulo x. Se deduce que la longitud de los elementos es variable, siendo más pequeños donde el radio de curvatura es pequeño.

Puede ser necesario a veces dividir un segmento en varios subsegmentos separados entre sí para:

- a). - efectuar una variación en longitud a lo largo del segmento original.
- b). - Permitir la aplicación de cargas a porciones específicas del segmento, lo cual no sería posible teniendo una división uniforme del segmento original.

En relación con el punto a), debe hacerse notar que es conveniente contar con una alta densidad de elementos en áreas con gradientes elevados de esfuerzos. Los elementos son numerados progresivamente desde  $I=1$  a  $I=MAX$  sobre todos los segmentos.

## II.c.- SIMETRÍA

Para minimizar los requerimientos de almacenaje con variables de doble subscrito, debe intentarse sacar ventaja de cualquier simetría que exista el sistema bajo investigación. Esto puede llevarse a cabo solamente si la simetría se refiere tanto a la geometría de los contornos como a la distribución de cargas. La presencia o ausencia de simetría se indica en el programa por los valores acordados a los códigos K X S y K Z S. se aplica la regla siguiente:

- a).-  $K X S = 0$ ,  $K Z S = 0$ ; no existe simetría
- b).-  $K X S = 1$ ,  $K Z S = 0$ ; existe simetría con respecto al eje de las "X". En este caso, solamente los contornos o parte de los contornos que están dentro del lado positivo de las "X" (si se desea, se puede tomar el lado negativo) se especifican.
- c).-  $K X S = 0$ ,  $K Z S = 1$ ; existe geometría respecto al eje de la "Z", y nuevamente se especifica solamente la mitad del sistema.
- d).-  $K X S = 1$ ,  $K Z S = 1$ ; existe simetría con respecto a ambos ejes. Solamente un cuadrante del sistema debe ser especificado.

## II.d.- PROPIEDADES FÍSICAS DE LOS MATERIALES

El programa permite comparar la resistencia de la masa rocosa y factor de seguridad contra fallamientos a constante



11

y tensión calculados al centro de cada elemento y en los nudos de la malla. Las propiedades físicas que se requieren son: resistencia a compresión simple del material (SIGC) y las constantes  $m$  (RM) y  $s$  (S).

Si no deseamos un análisis de fallamiento, escribimos SIGC=0.0 ó dejamos en blanco la tarjeta de propiedades físicas.

### II.e.- CARGADO.

Los esfuerzos principales, paralelos a los ejes ( X y Z ) se representan como FPX y FPZ respectivamente. El programa contempla dos tipos de problemas, definido por el valor asignado a ICODE.

Para ICODE = 1, FPX y FPZ son uniformes, el problema es del tipo de medio infinito.

Para ICODE = 2, FPX y FPZ varían con la profundidad, el problema es del tipo de esfuerzos gravitatorios. En este caso hay que definir una razón de esfuerzos ( FPX/FPZ ) y asignar un valor a FSR.

BPX y BPZ nos representan los componentes ( X y Z ) de la carga aplicada a un elemento de contorno dado por unidad de área, proyectada sobre el plano ( X-Z ). El rango de elementos sobre los cuales se aplica la carga, se especifica dando los números ( LP1 h LP2 ) del primer y último elemento de la sección cargada.

### II.f.- CICLOS.

Parte del procedimiento analítico implica la inversión de una matriz. Esto se lleva a cabo por un proceso de iteración. La decisión del número de ciclos de iteración es del ingeniero operando el programa. En la mayoría de los problemas es suficiente con 20 ciclos (NCYC=20), pero se requerirá una mayor --

cantidad en el caso de obras con sus contornos muy cercanos y paralelos.

## II.- RED DE ESFUERZOS

Los esfuerzos internos se calculan en los nudos, los cuales se forman por intersección de dos familias de curvas. Un juego de líneas se dibuja normalmente al contorno, empezando del centro de cada elemento. El segundo juego se traza paralelo al contorno, dejando un espacio constante entre cada dos líneas. El espaciamiento entre la primer línea y el contorno la designamos como DELN. La línea de la red más separada del contorno, la cual corresponde al valor más elevado de N se designa como NSL.

Un usuario experimentado, trabajando con el programa puede si así lo desea, variar el espaciamiento entre las líneas dibujadas paralelamente al contorno. Este espaciamiento se incrementa en progresión aritmética, dejando el espacio de la N<sup>th</sup> línea a partir del contorno igual a:

$$1/2 (N). (N + 1). DELN$$

La selección de DELN se hace de manera que se tenga una densidad elevada de líneas adyacentes al contorno. La experiencia ganada en el uso del programa muestra que el valor de DELN no debe ser menor a la longitud del elemento. El valor de NSL se toma lo suficientemente grande para asegurarse que el área de interés quede completamente cubierta.

## II.h.- TARJETAS DE DATOS

Estas se arman en el orden siguiente:

- a).- Título
- b).- Tarjeta de datos
- c).- Tarjeta de propiedades físicas del material
- d).- Tarjeta del campo de esfuerzos

- e).- Tarjeta de segmento 13  
 f).- Tarjeta de las cargas en los contornos ( si no hay cargas en los contornos, esta tarjeta puede omitirse).  
 g).- Tarjeta en blanco

Conviene que aquellas tarjetas de segmentos relacionadas a un "X" elemento de contorno dado, se agrupen juntas y se coloquen de acuerdo al orden con el que se trazó dicho contorno.

La información en las tarjetas de datos, se lleva a cabo como se muestra en la figura 11 empleando las definiciones siguientes:

- TITLE = Cualquier título, hasta un máximo de 80 caracteres.  
 ICODE = Compilador para el tipo de problema  
           (=1, para un medio infinito)  
           (=2, para un medio gravitatorio)  
           cuando ICODE = 1, use la tarjeta F  
           cuando ICODE = 2, use la tarjeta G  
 NSEG = número total de segmentos especificados  
       \* número de cartas de segmentos  
 SIGC = Resistencia a compresión simple del material  
 RM = Parámetro de resistencia, m  
 S = Parámetro de resistencia, n  
 GAMMA = Peso unitario roca  
 FSR = Razón del campo de esfuerzos, h  
 K X, S, KZS = Compiladores de geometría  
 NCYS = Número de ciclos de iteración  
 NSL = Número de líneas de esfuerzo, paralelas al contorno de la excavación.  
 DELN = Distancia normal, entre la primera línea de esfuerzos - y el contorno de la excavación.

- RNU, E = Razón de Poisson y módulo de elasticidad roca  
 FPX, FPZ = Campo de esfuerzos principales  
 XO, ZO = Coordenadas del punto inicial, segmento recto  
 XL, ZL = Coordenadas del punto final, segmento recto  
 NELR = Número de elementos requeridos por segmento  
 CX, CZ = Coordenadas del centro del círculo, elipse  
 THET1, THET2 = Angulos polares de los puntos, inicial y final, -  
 sobre un segmento circular ó elíptico  
 RDS = Radio del círculo  
 SEMIAX = Longitud semi-eje menor elipse (a)  
 RATIO = b/a = razón de los semi-ejes  
 PSI = Angulo polar semi-eje menor elipse (α)  
 LP1, LP2 = Números inicial y final de los elementos a los cuales  
 se aplica carga  
 BPX, BPZ = Componentes de carga, por unidad de área proyectada -  
 en las direcciones X y Z. Note que BPX y BPZ son po-  
 sitivas dentro del material.

#### DATOS SALIDA COMPUTADOR

El computador imprime la siguiente información de salida:

- a). - Datos de entrada  
 b). - Distribución de esfuerzos sobre el contorno, tabulados - -  
 como:

I	CX	CZ	SIG1	SIG3	ALPHA	UX	UZ	F.O.S.
---	----	----	------	------	-------	----	----	--------

BETA	FAILURE
------	---------

Donde:

I = Número de elemento

CX, CZ = Coordenadas del centro del elemento

SIG1, SIG3 = Esfuerzos principales al centro del elemento

ALPHA = Angulo que  $\sigma_1$  forma con una normal al contorno

UX = Desplazamiento en la dirección X

UZ = Desplazamiento en la dirección Z

F.O.S = Factor de seguridad

BETA = Angulo formado entre el plano de fallamiento y la dirección de  $\sigma_1$

FAILURE = Forma de fallamiento ( cortante o tensión)

Si no es necesario conocer F.O.S., BETA y FAILURE, simplemente, SIGC = 0.0 ó se usa una tarjeta de propiedades físicas del material en blanco.

Note que en un estudio detenido de los valores de SIG1, SIG3 y ALPHA en b), ayuda a determinar si se ha empleado ó no. Un número de suficiente de ciclos de iteración. Así para un elemento que está sometido sólo a cargas normales ( ó cero cargas ), los valores correspondientes a  $\sigma_1$  ó  $\sigma_3$  deberán ser iguales a la intensidad del cargado ( ó cero ). También, ALPHA puede ser cero a 90°. En otros casos es necesario determinar si los valores de  $\sigma_1$ ,  $\sigma_3$  y ALPHA generan las intensidades de cargado normal y cortante requeridos.

c).- Esfuerzos internos, tabulados con un encabezado similar a-b), pero ahora I, CX, CZ, y ALPHA tienen significados diferentes:

I = Línea de esfuerzos de la red normal

CX, CZ = Coordenadas de un punto interior

ALPHA = Angulo que forma  $\sigma_1$  con el eje Z

711.- EJEMPLO

Analísemos el caso de una obra subterránea construída para almacenaje de materiales radiactivos de desecho. La obra tiene el-

techo en forma circular y está situada a una profundidad de - - 300m bajo la superficie ( ver figura 12 ). Las propiedades de - la masa rocosa son:

Resistencia a compresión simple roca,	$C_0 = 150 \text{ MPa}$
constantes del material,	$m = 2.5$
	$S = 0.004$
Peso unitario roca,	$\gamma = 0.027 \text{ MN/m}^3$
Módulo elasticidad roca,	$E = 7000 \text{ MPa}$
Razón de Poisson roca,	$\nu = 0.25$
Razón de esfuerzo horizontal a vertical,	$k = 2.0$

Observa que hay nueve tarjetas de entrada, la última es una en blanco ( ver figura 13 ). En este caso no se toma ventaja de la simetría que el problema posee. El perímetro de la excavación se representa por medio de 36 elementos. Si el compilador usado no fija los datos de entrada a cero cuando se lee una tarjeta en blanco, será necesario escribir ceros dentro de la misma.

Los resultados del análisis vienen dados a continuación del listado del programa que se muestra en las páginas siguientes:



```

317 Format(1H ///,7x,23HCODE OF PROBLEM TYPE = ,13)
  IF[ICODE.GE.1.AND.ICODE.LE.2] GO TO 319
  WRITE(7,318)
318 Format(1H ///,7x,29HCODE OF PROBLEM TYPE IS WRONG)
  GO TO 503
319 CONTINUE
  READ(1,35 SIGC,RM,S
  35 Format(38F10.5)
  IF[SIGC.EQ.0.0] GO TO 299
  WRITE(7,36) SIGC,RM,S
  36 Format(1H ///,7x,41HROCK PROPERTIES, SIGC,RM,S = ,
  13F10.5)
299 WRITE (7,13) NSEG,KXS,NCYC,NSL,DELN,E,RNU
  13 Format (1H ///,7x,28HNSEG, KXS, KZS, NCYC, NSL = ,516 ///,
  1 7x,25HDELN, E MODULUS, RNU = ,3F10.3 /)
  IF[ICODE.EQ.2] GO TO 322
320 WRITE (7,321)
321 Format(1H ///,7x,48HCODE OF THE ANALYSIS IN INFINITE ISOTROPIC MED
  IIA)
  READ(1,21) FPXX,FPZZ
  21 Format(2F10.3)
  WRITE(7,22) FPXX,FPZZ
  22 Format(1H ///,7x,11HFPX, FPZ = ,2F10.3 ///)
  GO TO 336
322 WRITE(7,323)
323 Format(1H ///,7x,55HCODE OF THE ANALYSIS INHOMOGENOUS GRAVITATION
  TAL MEDIA )
  READ(1,324) GAMMA,FSR
324 Format(2F10.3)
  WRITE(7,325) GAMMA,FSR
325 Format(1H ///,7x,25HGAMMA, HORZ, STR RATIO = ,2F10.3)
336 CONTINUE
  NN = 0
  PI = ATAN(1.0) * 4.0
  TA = 2.0*(1.0 - RNU)
  TJ = 1.0/(2.0*PI*TA)
  TU=3.0-4.0*RNU
  G=E/(2.0*(1.0*RNU))
  TV=0.5*TJ/G

C
C
C
  INTERPRETATION OF SYMMETRY CODE

  KAS = 0
  IF[KZS.EQ.-1] KAS=1
  KXT = 2*KXS + 1
  KZT = 2*(KZS + KAS) + 1

C
C
C
  DIVISION OF BOUNDARY INTO SEGMENTS

  I = 0
  NSEGG = 0
  WRITE(7,16)
  16 Format( ///
  * * ELEMENT CENT X CENT Z THET1 THET2",
  * * RADIUS . RATIO PSI"/
  * * (FIRST-X) (FIRST-Z) (LAST-X (LAST-Z)"/)

C
700 IF{NSEGG.EQ.NSEG} GO TO 50
  NSEGG = NSEGG + 1
  NELG = 0
  RELG = NELG

```



```

READ(1,17) NELR,X0,Z0,XL,ZL,RDS,RATIO,PSI
17 FORMAT(7X,13,7F10.0)
RELR = NELR
IF(RDS.EQ.0.0) GO TO 800

```

DIVISION OF ELLIPTICAL OR CIRCULAR SEGMENTS INTO ELEMENTS

```

IF(RATIO.EQ.0.0) RATIO = 1.0
WRITE(7,18) NELR, X0,Z0,XL,ZL,RDS,RATIO,PSI
18 FORMAT(1H,6X,13,7F10.3)
SINPSI = SIN(PSI*PI/180.)
COSPSI = COS(PSI*PI/180.)
GD = .1E-10
GA = RATIO*COS((XL-PSI)*PI/180.)
IF(ABS(GA).LT.GD) GA=GD
GB=RATIO*COS((ZL-PSI)*PI/180.)
IF(ABS(GB).LT.GD) GB=GD
CHI1=ATAN2(SIN((XL-PSI)*PI/180.),GA)
CHI2=ATAN2(SIN((ZL-PSI)*PI/180.),GB)
DCHI=(CHI2 - CHI1)/RELR
IF(ABS(DCHI).LT.GD) GO TO 606
GC = DCHI/ABS(DCHI)
GO TO 605
606 GC=1.0
605 DCHI =DCHI + ((ZL-XL)/ABS(ZL-XL)-GC)*PI/RELR
600 .1 = 1+1
CHI = CHI1 + RELG*DCHI
EX1(I) = RDS*(COS(CHI)*SINPSI+SIN(CHI)*COSPSI*RATIO)+X0
EZ1(I) = RDS*(COS(CHI)*COSPSI - SIN(CHI)*SINPSI*RATIO) + Z0
CHI = CHI + DCHI
EX2(I) = RDS*(COS(CHI)*SINPSI + SIN(CHI)*COSPSI*RATIO) + X0
EZ2(I) = RDS*(COS(CHI)*COSPSI - SIN(CHI)*SINPSI*RATIO) + Z0
CX(I) = 0.5*(EX1(I) + EX2(I))
CZ(I) = 0.5*(EZ1(I) + EZ2(I))
DX = EX2(I) - EX1(I)
DZ = EZ2(I) - EZ1(I)
IF(ABS(DX).LT.(.1E-13)*RDS) DX = 0.0
IF(ABS(DZ).LT.(.1E-13)*RDS) DZ = 0.0
DS = SURT(DX*DX + DZ*DZ)
SINB(I) = -DZ/DS
COSB(I) = DX/DS
NELG = NELG + 1
RELG = RELG
IF(NELG.L.T.NELR) GO TO 600
GO TO 700

```

19

DIVISION OF STRAIGHT LINE SEGMENTS INTO ELEMENTS

```

800 CONTINUE
WRITE(7,15) NELR,X0,Z0,XL,ZL
15 FORMAT(1H,6X,13,4F10.3)
DX = (XL-X0)/RELR
DZ = (ZL-Z0)/RELR
DS = SURT(DX*DX+DZ*DZ)
900 I = I + 1
SINB(I) = -DZ/DS
COSB(I) = DX/DS
EX1(I) = X0 + RELG*DX
EZ1(I) = Z0 + RELG*DZ
CX(I) = EX1(I) + 0.5*DX

```

```

CZ(I) = EZ1 (I) + 0.5*DZ
EX2(I) = EX1 (I) + DX
EZ2(I) = EZ1 (I) + DZ
NELG = NELG + 1
RELG = NELG
IF(NELG.LT.NELR) GO TO 900
GO TO 700

```

```

50 MAXI = 1
   -AXJ = 1

```

19  
20

DETERMINATION OF BOUNDARY TRACTIONS EQUIVALENT TO FIELD STRESSES

```

DO 100 I = 1,MAXI
II(ICODE.EQ.1) GO TO 328
FPZ(I) = GAMMA*CZ(I)
FPX(I) = FSR *FPZ(I)
GO TO 329
328 FPZ(I) = FPZZ
   FPX(I) = FPXX
329 PN(I) = 2.0 * [FPZ(I)*[COSB(I)]**2 + FPX(I)*[SINB(I)]**2]
   PNM(I) = 2.0 * FPX(I) - FPZ(I) * SINB(I) * COSB(I)
   QM(I) = PNM(I)
   ON(I) = PN(I)
100 CONTINUE

```

ADDITION OF BOUNDARY TRACTIONS DUE TO BOUNDARY LOADS

```

106 READ (1,19) LP1,LP2,BPX,BPZ
   19 FORMAT (5x,15,5x,15,2F10.0)
   IF(LP1.EQ.0) GO TO 105
   WRITE(7,20) LP1,LP2,BPX,BPZ
   20 FORMAT(/// 6x,"LP1 =",16/6x,"LP2 =",16/6x,
   1 "BPX =",F10.3/6x,"BPZ =",F10.3///)
   DO 107 I = LP1,LP2
   PN(I) = PN(I) - 2.0 * [(BPX-BPZ) * [SINB(I)]**2 * BPZ]
   PNM(I) = PNM(I) - 2. * (BPX-BPZ) * SINB(I) * COSB(I)
107 CONTINUE
GO TO 106

```

DETERMINATION OF COEFFICIENTS IN EXPRESSIONS FOR STRESSES INDUCED BY FICTITIOUS LOADS

```

105 DO 101 I = 1,MAXI
CX1 = CX(I)
CZ1 = CZ(I)
IF(NN.GT.0) GO TO 104
COS2B1 = 2.0 * [COSB(I)]**2 - 1.0
SIN2B1 = 2.0 * SINB(I) * COSB(I)
104 DO 102 J = 1,MAXI
TK = 0.0
TL = 0.0
TM = 0.0
TN = 0.0
TO = 0.0
TP = 0.0
DO 102 KXU = 1,KXT,2
KX = 2 - KXU
RX = RX

```

```

DO 102 KZU=1, KZT, 2
KZ = (2-KZU) * (1-KAS) + KAS * KX
RZ = KZ
COSBJ = RX * COSB(J)
SINBJ = RZ * SINB(J)
EXIJ = RZ * EXI(J)
EX2J = RZ * EX2(J)
EZIJ = RX * EZI(J)
E2ZJ = RX * E2Z(J)
LL = KX + KZ - 2 * 10 * (1-J) = 1000 * NN
IF (LL.EQ.1) GO TO 135
RN = (021) - EZIJ * COSBJ + (CXI - EXIJ) * SINBJ
RM1 = (CXI - EXIJ) * COSBJ - (CZI - EZIJ) * SINBJ
RM2 = (CXI - EX2J) * COSBJ - (CZI - E2ZJ) * SINBJ
RSQ1 = RM1 * RM1 + RN * RN
RSQ2 = RM2 * RM2 + RN * RN
TB = 2.0 * ATAN2 (|RM1 - RM2| * RN, (RN * RN + RM1 * RM2))
TC = 2.0 * RN * (RM1 / RSQ1 - RM2 / RSQ2)
TD = (RN ** 2 - RM1 ** 2) / RSQ1 - (RN ** 2 - RM2 ** 2) / RSQ2
TE = ALOG (RSQ1 / RSQ2)
COS2F = 2.0 * (COS2B) * (COSBJ ** 2 - 0.5) + SIN2BI * SINBJ * COSBJ
SIN2F = 2.0 * (SIN2BI * (COSBJ ** 2 - 0.5) - COS2BI * SINBJ * COSBJ)
GO TO 137
135 TB = 2.0 * PI
TC = 0.0
TD = 0.0
TE = 0.0
COS2F = 1.0
SIN2F = 0.0
137 CONTINUE
19 FORMAT (5x, 15, 5x, 15, 2F10.0)
IF (LP1.EQ.0) GO TO 105
WRITE (7, 20) LP1, LP2, BPX, BPZ
20 FORMAT (///6x, "LP1 =", 16/6x, "LP2 =", 16/6x
1 "BPX =", F10, 3/6x, "BPZ =", F10, 3///)
DO 107 I = LP1, LP2
PN(I) = PN(I) - 2.0 * ((BPX - BPZ) * (SINB(I)) ** 2 + BPZ)
PMN(I) = PMN(I) - 2.0 * ((BPX - BPZ) * SINB(I) * COSB(I)
107 CONTINUE
GO TO 106

```

21

C  
C  
C  
C

DETERMINATION OF COEFFICIENTS IN EXPRESSIONS FOR STRESSES  
INDUCED BY FICTITIOUS LOADS.

```

105 DO 101 I = 1, MAXI
CXI = CX(I)
CZI = CZ(I)
IF (NN.GT.0) GO TO 104
COS2BI = 2.0 * (COSB(I)) ** 2 - 1.0
SIN2BI = 2.0 * SINB(I) * COSB(I)
104 DO 118 J = 1, MAXJ
TK = 0.0
TL = 0.0
TM = 0.0
TN = 0.0
TO = 0.0
TP = 0.0
DO 102 KXU = 1, KXT, 2
KX = 2 - KXU
RX = KX
DO 102 KZU=1, KZT, 2

```

```

KZ = (2-KZU)*(1-KAS)+KAS*KX
RZ = KZ
COSBJ = RX*COSB(J)
SINBJ = RZ*SINB(J)
EXIJ = RZ*EXI(J)
EX2J = RZ*EX2(J)
EZIJ = RX*EZI(J)
EZ2J = RX*EZ2(J)
LL = KX+KZ-2+10*(1-J)=1000*NN
IF(LL.EQ.0) GO TO 135
RN = (CZ1 - EZIJ)*COSBJ + (CX1 - EXIJ)*SINBJ
RM1 = (CX1 - EXIJ)*COSBJ - (CZ1 - EZIJ)*SINBJ
RM2 = (CX1 - EX2J)*COSBJ - (CZ1 - EZ2J)*SINBJ
RSQ1 = RM1*RM1 + RN*RN
RSQ2 = RM2*RM2 + RN*RN
TB = 2.0*ATAN2((RM1 - RM2)*RN, (RN*RN + RM1*RM2))
TC = 2.0*RN*(RM1/RSQ1 - RM2/RSQ2)
TD = (RN**2 - RM1**2)/RSQ1 - (RN**2 - RM2**2)/RSQ2
TE = ALOG(RSQ1/RSQ2)
COS2F = 2.0*(COS2B1*(COSBJ**2 - 0.5) + SIN2B1*SINBJ*COSBJ)
SIN2F = 2.0*(SIN2B1*(COSBJ**2 - 0.5) - COS2B1*SINBJ*COSBJ)
GO TO 137
135 TB = 2.0*PI
TC = 0.0
TD = 0.0
TE = 0.0
COS2F = 1.0
SIN2F = 0.0
137 CONTINUE
TK = TK + TB*RX*RZ
TL = TL + TE
TM = TM + (TD + TA*TE)*COS2F + (TC - TA*TB)*SIN2F
TN = TN + (((1.0-TA)*TB-TC)*COS2F + (TD + (1.0-TA)*SIN2F)*RX*RZ
TO = TO + (TD+TA*TE)*SIN2F - (TC-TA*TB)*COS2F
TP = TP + (((1.0-TA)*TB-TC)*SIN2F - (TD+(1.0-TA)*TE)*COS2F)*RX*RZ
102 CONTINUE
BMM(I,J) = (TL + TM) * TJ
BMN(I,J) = (TK + TN) * TJ
BNM(I,J) = (TL - TM) * TJ
BNN(I,J) = (TK - TN) * TJ
DM(I,J) = TO * TJ
DN(I,J) = TP * TJ
118 CONTINUE
101 CONTINUE
IF((NN.GT.0) GO TO 404
M = 0
DETERMINATION OF FICTITIOUS LOADS
400 DO 401 I = 1,MAXI
DMI = PNM(I)
DNI = PN (I)
DO 402 J = 1,MAXJ
IF(1.EQ.J) GO TO 402
QMI = QMI - DM(I,J)*QM(J) - DN(I,J)*QN(J)
QNI = QNI - BNM(I,J)*QM(J) - BNN(I,J)*QN(J)
402 CONTINUE
DENOM = BNN(I,I)*DM(I,I) - DN(I,I)*BNM(I,I)
QM(I) = (QMI*BNN(I,I) - QNI*DN(I,I))/DENOM
QN(I) = (QNI*DM(I,I) - QMI*BNM(I,I))/DENOM

```

```

401 CONTINUE
M = M + 1
IF(M.LT.NCYC) GO TO 400

```

C  
C  
C  
C

DETERMINATION OF STRESS COMPONENTS, PRINCIPAL STRESSES  
AND DIRECTIONS

```

404 DO 500 I = 1, MAXI
SMI = 2.0*FPX(I)
SNI = 2.0*FPZ(I)
SNMI = 0.0
IF(NN.GT.0) GO TO 405
SMI = 2.0*{(FPX(I) - FPZ(I))*COSB(I)**2 + FPZ(I)}
SNI = 2.0*{(FPX(I) - FPZ(I))*SINB(I)**2 + FPZ(I)}
SNMI = 2.0*{(FPX(I) - FPZ(I))*SINB(I)*COSB(I)}
405 DO 501 J = 1, MAXJ
SNI = SNI - BNM(I,J)*QM(J) - BNV(I,J)*QN(J)
SMI = SMI - BMM(I,J)*QM(J) - BMN(I,J)*QN(J)
SNMI = SNMI - DM(I,J)*QM(J) - DN(I,J)*QN(J)
501 CONTINUE
SDI = 0.5*(SMI-SNI)
TAUMAX = 0.5*SQRT(SDI**2 + SNMI**2)
SIG1 (I) = 0.25*(SMI+SNI) + TAUMAX
SIG3 (I) = 0.25*(SMI+SNI) - TAUMAX
TR = 2.0*TAUMAX + SNMI - SDI
IF(TR.EQ.0.0) TR = 0.00001
ALPHA (I) = (180./PI)*ATAN(1.0 + 2.*SDI/TR)
500 CONTINUE

```

23

C  
C  
C

DETERMINATION OF INDUCED DISPLACEMENTS

```

DO 601 I=1, MAXI
CXI = CX(I)
CZI = CZ(I)
UXX=0.0
UZZ=0.0
DO 602 J=1, MAXJ
DO 603 KXU=1, KXT, 2
KX=2-KXU
RX=KX
DO 603 KZU=1, KZT, 2
KZ=(2-KZU)*(1-KAS)+KAS*KX
RZ=KZ
COSBJ = RX*COSB(J)
SINBJ = RZ*SINB(J)
EXIJ = RZ*EXI(J)
EX2J = RZ*EX2(J)
EZIJ = RX*EZI(J)
EZ2J = RX*EZ2(J)
RN = (CZI-EZIJ)*COSBJ+(CXI-EXIJ)*SINBJ
LL=KX+KZ-2*10*(I-J)+1000*NN
IF(LL.EQ.0) RN = 0.0001
RMI = (CXI - EXIJ)*COSBJ - (CZI - EZIJ)*SINBJ
RM2 = (CXI - EX2J)*COSBJ - (CZI - EZ2J)*SINBJ
RSQ1 = SQRT(RMI*RMI + RN*RN)
RSQ2 = SQRT(RM2*RM2 + RN*RN)
RNO = EZIJ*COSBJ - EXIJ*SINBJ
IF(ABS(RNO).LT.0.0001) RNO = 0.0001
RM10 = EXIJ*COSBJ - EZIJ*SINBJ

```

```

IF(FOS(I).GT.1.0) GO TO 621
BETA(I) = 0.0
WRITE(7,617) (I,CX(I),CZ(I),SIG1(I),SIG3(I)?ALPHA(I),
I UX(I),UZ(I),FOS(I),BETA(I))
617 FORMAT(IH ,14,2F10.3,2G10.3,F10.3,2G10.3,2F10.3,4X,
I ISHTENSILE FAILURE
GO TO 620
621 WRITE(7,625)(I,CX(I),CZ(I),SIG1(I),SIG3(I)?ALPHA(I),UX(I),UZ(I),
I FOS(I))
625 FORMAT(IH ,14,2F10.3,2G10.3,F10.3,2G10.3,F10.37X,3HN,A,6X,
I IINHNO FAILURE)
620 CONTINUE
GO TO 450
420 IF(NN.GT.0) GO TO 422
WRITE(7,421)
421 Format(IH ///,4X,58HSTRESSES AND DISPLACEMENTS AT CENTERS OF BOUND
IARY ELEMENTS)
GO TO 425
422 WRITE(7,423)
423 FORMAT(IH ///,4X,45HSTRESSES AND DISPLACEMENTS AT INTERIOR POINTS)
425 WRITE(7,430)
430 FORMAT(IH ///,3X,2H 1,6X,2HCX,9X,2HCZ,6X,4HSIG1,6X,4HSIG3,5X,
I SHALPHA,6X,3H UX,7X,3H UZ)
WRITE(7,440)(I,CX(I)?CZ(I),SIG1(I)?SIG3(I)?ALPHA(I),UX(I),
I UZ(I), I=1,MAXI)
440 FORMAT(IH ,14,2F10.3,2G10.3,F10.3,2G10.3)
450 CONTINUE
IF(NN.EQ.NSL) GO TO 503

```

GENERATION OF INTERIOR POINTS, STRESSES AND DISPLACEMENTS  
DETERMINED-BY LOOPING TO 105

```

NN = NN + 1
IF(NN.GT.1) GO TO 504
COS2BI = 1.0
SIN2BI = 0.0
MAXI = MAXJ
DO 502 I = 1,MAXI
K = I
CX(I) = CX(K)
CZ(I) = CZ(K)
SB(I) = SINB(K)
CB(I) = COSB(K)
502 CONTINUE
504 TQ = DELN
DO 505 I = 1,MAXI
CX(I) = CX(I) + SB(I)*TQ
CZ(I) = CZ(I) + CB(I)*TQ
505 CONTINUE
GO TO 105
503 CONTINUE
STOP
END

```

UNDERGROUND CAVER-CIRCULAR ROOF- GRAVITATIONAL STRESS FIELD

CODE OF PROBLEM TYPE = 2  
ROCK PROPERTIES, SIGC, RM, S = , 150.00000 2.50000 .00400

```

RMZ0 = EX2J*COSBJ - EZ2J*SINBJ
RSQ10 = SQRT(RM10*RM10 + RNO*RNO
RSQ20 = SQRT(RM20*RM20 + RNO*RNO
IF(RSQ10.LT.0.001) RSQ10 = 0.001
IF(RSQ20.LT.0.001) RSQ20 = 0.001
IF(ABS(RNO).LT.0.0001,AND,RSQ20.LT.0.001) RSQ20 = 0.001
TS = -RN*ALOG(RSQ2/RSQ1)
TR = -RN*ATAN2((RM2-RM1)*RN, (RN*RN + RM1*RM2))
TT = TU *[-RM2*ALOG(RSQ2)
1   +RM1*ALOG(RSQ1)+RM2-RM1+TR)
UM = TV*(TS*QN[J]*RX*RZ - (TT + TR) *QM[J)
UN = TV*(TS*QM[J) - (TT-RM2+RM1-TR)*RX*RZ*QN[J)
UXX = UXX-UM*COSBJ-UN*SINBJ
UZZ = UZZ + UM*SINBJ - UN*COSBJ
603 CONTINUE
602 CONTINUE
UX(1) = UXX
UZ(1) = UZZ
601 CONTINUE
WRITE(7,119) NN
119 FORMAT("1" ,5X,"NN = ",13)
IF(SIGC.EQ.0.0) GO TO 420
IF(NN.GT.0) GO TO 611
WRITE(7,612)
612 FORMAT(IH ///,4X,62HSTRESSES AND DISPLACEMENTS,AND FAILURE CRITE
IRION AT CENTERS OF BOUNDARY ELEMENTS)
GO TO 613
611 WRITE(7,614)
614 FORMAT(IH ///,4X,68HSTRESSES AND DISPLACEMENTS, AND FAILURE CRITER
ION AT INTERIOR POINTS)
613 WRITE(7,25)
25 FORMAT(IH ///,3X,2HCX,9X,2HCZ,6X,4HSIG1,6X,4HSIG3,5X,
1 5HALPHA,6X,3H UX,7X,3H UZ,7X,5HF.O.S,6X,4HBETA)
C
C
C   FAILURE CRITERION AND FACTOR OF SAFETY DETERMINATIONS
C
DO 620 I=1,MAXI
IF(ABS(SIG1(I)).LT.0.0001) SIG1(I) = 0.0001
SIGT = 0.5*SIGC*(RM-SQRT(RM*RM+4.0*S))
IF( SIG3(I).LE.SIGT) GO TO 622
C
C
C   CHECK FOR SHEAR FAILURE
C
TSC = SQRT(RM*SIGC*SIG3(I)+S*SIGC*SIGC)
FOS(I) = (SIG3(I) + TSC)/SIG1(I)
IF(FOS(I).GT.1.0) GO TO 621
TAUM = 0.5*(SIG1(I) - SIG3(I))
TCM = 0.25*SIGC*RM
TCM1 = SQRT(TAUM*TAUM + TAUM*TCM)
TCM2 = 0.5*TCM
BETA(1) = 0.5*(180.0/PI)*ATAN(TCM1/TCM2)
WRITE(7,616) (I,CX(I),CZ(I),SIG1(I),SIG3(I),ALPHA(I),
1 UX(I),UZ(I),FOS(I),BETA(I))
161 FORMAT(IH,14,2F10.3,2G10.3,F10.3,2G10.3,2F10.3,4X,
1 13HSHEAR FAILURE)
GO TO 620
C
C
C   CHECK FOR TENSILE FAILURE
C
622 TCT = RM - SQRT(RM*RM + 4.0*S)
FOS(I) = SIGC*TCT/[2.0*SIG3(I)]

```

NN = 3

STRESSES AND DISPLACEMENTS, AND FAILURE CRITERION AT INTERIOR POINTS

20

I	CX	CZ	SIG1	SIG3	ALPHA	UX	UZ	F.O.S	BETA		
1	1.444	347.000	28.9	9.30	70.561	.179E-01	-.511E-02	2.390	N.A.	NO	FAILURE
2	4.333	347.000	30.1	5.32	76.153	.142E-01	-.888E-02	1.696	N.A.	NO	FAILURE
3	7.222	347.000	29.5	3.18	82.011	.963E-02	-.123E-01	1.323	N.A.	NO	FAILURE
4	10.111	347.000	28.7	2.30	86.398	.481E-02	-.145E-01	1.155	N.A.	NO	FAILURE
5	13.000	347.000	28.4	2.06	-90.000	.280E-06	-.152E-01	1.106	N.A.	NO	FAILURE
6	15.889	347.000	28.7	2.30	-86.398	-.481E-02	-.145E-01	1.155	N.A.	NO	FAILURE
7	18.778	347.000	29.5	3.18	-82.011	-.963E-02	-.123E-01	1.323	N.A.	NO	FAILURE
8	21.667	347.000	30.1	5.32	-76.153	-.142E-01	-.888E-02	1.696	N.A.	NO	FAILURE
9	24.556	347.000	28.9	9.30	-70.561	-.179E-01	-.511E-02	2.390	N.A.	NO	FAILURE
10	32.000	339.444	24.1	2.66	-54.407	-.463E-01	-.710E-02	1.480	N.A.	NO	FAILURE
11	32.000	336.333	17.8	1.21	-39.823	-.597E-01	-.560E-02	1.382	N.A.	NO	FAILURE
12	32.000	333.222	12.4	.960	-28.908	-.705E-01	-.326E-02	1.791	N.A.	NO	FAILURE
13	32.000	330.111	9.00	1.01	-19.795	-.781E-01	-.117E-02	2.515	N.A.	NO	FAILURE
14	32.000	327.000	7.13	1.07	-10.218	-.828E-01	.493E-03	3.263	N.A.	NO	FAILURE
15	32.000	323.889	6.37	1.06	.574	-.851E-01	.187E-02	3.629	N.A.	NO	FAILURE
16	32.000	320.778	6.51	.923	11.198	-.851E-01	.314E-02	3.348	N.A.	NO	FAILURE
17	32.000	317.667	7.47	.707	20.152	-.830E-01	.445E-02	2.616	N.A.	NO	FAILURE
18	32.000	314.556	9.26	.463	27.912	-.787E-01	.591E-02	1.802	N.A.	NO	FAILURE
19	31.517	309.735	13.4	.329	40.061	-.684E-01	.801E-02	1.116	N.A.	NO	FAILURE
20	29.283	303.599	20.1	1.62	56.583	-.495E-01	.805E-02	1.394	N.A.	NO	FAILURE
21	25.086	295.596	25.9	4.71	70.504	-.297E-01	.353E-02	1.843	N.A.	NO	FAILURE
22	19.431	295.331	29.6	7.91	81.417	-.132E-01	-.244E-02	2.134	N.A.	NO	FAILURE
23	13.000	294.197	30.8	9.29	90.000	.259E-06	-.515E-02	2.240	N.A.	NO	FAILURE
24	6.569	295.331	29.6	7.91	-81.417	.132E-01	-.244E-02	2.134	N.A.	NO	FAILURE
25	.914	298.596	25.9	4.71	-70.504	.297E-01	.353E-02	1.843	N.A.	NO	FAILURE
26	-3.283	303.599	20.1	1.62	-56.583	.495E-01	.805E-02	1.394	N.A.	NO	FAILURE
27	-5.517	309.735	13.4	.329	-40.061	.684E-01	.801E-02	1.116	N.A.	NO	FAILURE
28	-6.000	314.556	9.26	.463	-27.912	.787E-01	.591E-02	1.802	N.A.	NO	FAILURE
29	-6.000	317.667	7.47	.707	-20.152	.830E-01	.445E-02	2.617	N.A.	NO	FAILURE
30	-6.000	323.778	6.51	.923	-11.198	.851E-01	.314E-02	3.348	N.A.	NO	FAILURE
31	-6.000	323.889	6.37	1.06	-.574	.851E-01	.187E-02	3.629	N.A.	NO	FAILURE
32	-6.000	327.000	7.13	1.07	10.218	.828E-01	.493E-03	3.263	N.A.	NO	FAILURE
33	-6.000	330.111	9.00	1.01	19.795	.781E-01	-.117E-02	2.515	N.A.	NO	FAILURE
34	-6.000	333.222	12.4	.960	28.909	.705E-01	-.326E-02	1.791	N.A.	NO	FAILURE
35	-6.000	336.333	17.8	1.21	39.823	.597E-01	-.560E-02	1.382	N.A.	NO	FAILURE
36	-6.000	339.444	24.1	2.66	54.407	.463E-01	-.710E-02	1.480	N.A.	NO	FAILURE



NN = 0

STRESSES AND DISPLACEMENTS, AND FAILURE CRITERION AT CENTERS OF BOUNDARY ELEMENTS

	1	CX	CZ	SIG1	SIG3	ALPHA	UX	UZ	F.O.S	BETA	
27	1	1.444	341.000	57.4	-.948E-05	-90.000	.203E-01	-.836E-02	.165	25.835	SHEAR FAILURE-----
	2	4.333	341.000	33.3	.121E-04	-90.000	.124E-01	-.169E-01	.285	21.218	SHEAR FAILURE
	3	7.222	341.000	28.5	.161E-04	-90.000	.759E-02	-.213E-01	.333	19.965	SHEAR FAILURE
	4	10.111	341.000	26.7	.186E-04	-90.000	.363E-02	-.235E-01	.355	19.453	SHEAR FAILURE
	5	13.000	341.000	26.2	.218E-04	90.000	.295E-06	-.243E-01	.362	19.306	SHEAR FAILURE
	6	15.889	341.000	26.7	.267E-04	90.000	-.365E-02	-.235E-01	.355	19.453	SHEAR FAILURE
	7	18.778	341.000	28.5	.353E-04	90.000	-.759E-02	-.213E-01	.333	19.965	SHEAR FAILURE
	8	21.667	341.000	33.3	.525E-04	-90.000	-.124E-01	-.169E-01	.285	21.218	SHEAR FAILURE
	9	24.556	341.000	57.4	.896E-04	-90.000	-.203E-01	-.836E-02	.165	25.835	SHEAR FAILURE
	10	26.000	339.444	27.2	-.380E-04	-90.000	-.518E-01	-.426E-02	.348	19.604	SHEAR FAILURE
	11	26.000	336.333	4.86	-.357E-04	-90.000	-.715E-01	.108E-01	1.954	N.A	NO FAILURE
	12	26.000	333.222	.972	-.344E-04	-90.000	-.531E-01	.970E-02	9.762	N.A	NO FAILURE
	13	26.000	330.111	.100E-03	-.498	-.001	-.906E-01	.801E-02	.481	0.000	TENSILE FAILURE
	14	26.000	327.000	.100E-03	-1.08	-.001	-.951E-01	.611E-02	.222	0.000	TENSILE FAILURE
	15	26.000	323.889	.100E-03	-1.15	-.001	-.972E-01	.418E-02	.208	0.000	TENSILE FAILURE
	16	26.000	320.778	.100E-03	-.794	-.001	-.971E-01	.237E-02	.302	0.000	TENSILE FAILURE
	17	26.000	317.667	.766E-01	-.268E-04	-89.988	-.950E-01	.844E-03	123.826	N.A	NO FAILURE
	18	26.000	314.556	1.49	-.244E-04	-89.999	-.907E-01	-.153E-03	6.367	N.A	NO FAILURE
	19	25.608	310.777	6.72	-.257E-04	-90.000	-.823E-01	-.727E-03	1.412	N.A	NO FAILURE
	20	24.087	306.599	20.3	-.262E-04	90.000	-.677E-01	-.174E-03	.468	17.343	SHEAR FAILURE
	21	21.229	303.193	35.8	-.211E-04	90.000	-.482E-01	.117E-02	.265	21.832	SHEAR FAILURE
	22	17.379	300.970	48.0	-.120E-04	90.000	-.252E-01	.247E-02	.198	24.299	SHEAR FAILURE
	23	13.000	300.197	52.6	-.154E-05	90.000	.211E-06	.300E-02	.180	25.082	SHEAR FAILURE
	24	8.621	300.970	48.0	.695E-05	90.000	.252E-01	.247E-02	.198	24.299	SHEAR FAILURE
	25	4.771	303.193	35.8	.108E-04	90.000	.482E-01	.117E-02	.265	21.832	SHEAR FAILURE
	26	1.913	306.599	20.3	.867E-05	-90.000	.677E-01	-.174E-03	.468	17.343	SHEAR FAILURE
	27	.392	310.777	6.72	.255E-05	-90.000	.823E-01	-.727E-03	1.412	N.A	NO FAILURE
	28	0.000	314.556	1.49	-.988E-06	-89.999	.907E-01	-.153E-03	6.367	N.A	NO FAILURE
	29	0.000	317.667	.766E-01	-.103E-05	-89.990	.950E-01	.844E-03	123.803	N.A	NO FAILURE
	30	0.000	320.778	.100E-03	-.794	-.001	.971E-01	.237E-02	.302	0.000	TENSILE FAILURE
	31	0.000	323.889	.100E-03	-1.15	-.001	.972E-01	.418E-02	.208	0.000	TENSILE FAILURE
	32	0.000	327.000	.100E-03	-1.08	-.001	.951E-01	.611E-02	.222	0.000	TENSILE FAILURE
	33	0.000	330.111	.100E-03	-.498	-.001	.906E-01	.801E-02	.481	0.000	TENSILE FAILURE
	34	0.000	333.222	.972	-.520E-05	-89.999	.831E-01	.970E-02	9.763	N.A	NO FAILURE
	35	0.000	336.333	4.86	-.755E-05	-90.000	.715E-01	.108E-01	1.954	N.A	NO FAILURE
	36	0.000	339.444	27.2	0.	90.000	.518E-01	.926E-02	.348	19.604	SHEAR FAILURE

NSEG, KXS, KZS, NCYC, NSL = 4 0 0 20 3  
 DELK, E MODULUS, RNU = 2.000 7000.000 .250  
 CODE OF THE ANALYSIS IN HOMOGENOUS GRAVITATIONAL MEDIA  
 GAMMA, HORZ. STR RATIO = .027 2.000

20

ELEMENTS	CENT X (FIRST-X)	CENT Z (FIRST_Z)	THET1 (LAST-X)	THET2 (LAST-Z)	RADIUS	RATIO	PSI
9	0.000	341.000	26.000	341.000			
9	26.000	341.000	26.000	313.000			
9	13.000	131.000	90.000	270.000	13.000	1.000	0.000
9	0.000	313.000	0.000	341.000			

NN = 2

STRESSES AND DISPLACEMENTS, AND FAILURE CRITERION AT INTERIOR POINTS

25

I	CX	CZ	SIG1	SIG3	ALPHA	UX	UZ	F.O.S	BETA		
1	1.444	345.000	32.8	9.21	68.040	.202E-01	-.521E-02	2.098	N.A		NO FAILURE
2	4.533	345.000	32.3	3.60	77.609	.153E-01	-.108E-01	1.285	N.A		NO FAILURE
3	7.222	345.000	30.0	1.78	83.748	.993E-02	-.150E-01	.977	19.886		SHEAR FAILURE
4	10.111	345.000	28.6	1.22	87.333	.484E-02	-.174E-01	.861	19.636		SHEAR FAILURE
5	13.000	345.000	28.1	1.08	-90.000	.280E-06	-.181E-01	.830	19.543		SHEAR FAILURE
6	15.889	345.000	28.6	1.22	-87.333	-.484E-02	-.174E-01	.861	19.636		SHEAR FAILURE
7	18.778	345.000	30.0	1.78	-83.748	-.993E-02	-.150E-01	.977	19.886		SHEAR FAILURE
8	21.667	345.000	32.3	3.60	-77.609	-.153E-01	-.108E-01	1.285	N.A		NO FAILURE
9	24.556	345.000	32.8	9.21	-68.039	-.202E-01	-.521E-02	2.098	N.A		NO FAILURE
10	30.000	339.444	26.5	2.18	-51.004	-.468E-01	-.508E-02	1.218	N.A		NO FAILURE
11	30.000	336.333	16.2	.468	-33.197	-.630E-01	-.265E-02	1.034	N.A		NO FAILURE
12	30.000	333.222	9.71	.382	-23.337	-.746E-01	-.239E-03	1.612	N.A		NO FAILURE
13	30.000	330.111	6.41	.464	-15.950	-.823E-01	.126E-02	2.608	N.A		NO FAILURE
14	30.000	327.000	4.79	.524	-7.604	-.870E-01	.211E-02	3.646	N.A		NO FAILURE
15	30.000	323.889	4.22	.504	2.507	-.892E-01	.266E-02	4.077	N.A		NO FAILURE
16	30.000	320.778	4.49	.387	12.110	-.892E-01	.313E-02	3.503	N.A		NO FAILURE
17	30.000	317.667	5.53	.209	19.324	-.870E-01	.375E-02	2.387	N.A		NO FAILURE
18	30.000	314.556	7.51	-.636E-01	25.136	-.826E-01	.472E-02	1.074	N.A		NO FAILURE
19	29.547	310.082	12.1	-.222	35.670	-.725E-01	.636E-02	.200	13.939		SHEAR FAILURE
20	27.551	304.599	20.1	1.17	51.406	-.541E-01	.661E-02	1.204	N.A		NO FAILURE
21	23.800	300.129	27.9	4.13	65.252	-.339E-01	.311E-02	1.601	N.A		NO FAILURE
22	18.747	297.211	33.5	6.81	77.908	-.158E-01	-.163E-02	1.738	N.A		NO FAILURE
23	13.000	296.197	35.6	7.88	90.000	.248E-06	-.380E-02	1.774	N.A		NO FAILURE
24	7.253	297.211	33.5	6.81	-77.908	.158E-01	-.163E-02	1.738	N.A		NO FAILURE
25	2.200	300.129	27.9	4.13	-65.252	.339E-01	.311E-02	1.601	N.A		NO FAILURE
26	-1.551	304.599	20.1	1.17	-51.406	.541E-01	.661E-02	1.204	N.A		NO FAILURE
27	-3.547	310.082	12.1	-.221	-35.670	.725E-01	.636E-02	.200	13.939		SHEAR FAILURE
28	-4.000	314.556	7.51	-.636E-01	-25.136	.826E-01	.472E-02	1.074	N.A		NO FAILURE
29	-4.000	317.667	5.53	.209	-19.324	.870E-01	.375E-02	2.387	N.A		NO FAILURE
30	-4.000	320.778	4.49	.387	-12.109	.892E-01	.313E-02	3.503	N.A		NO FAILURE
31	-4.000	323.889	4.22	.504	-2.506	.892E-01	.266E-02	4.077	N.A		NO FAILURE
32	-4.000	327.000	4.79	.524	7.604	.870E-01	.211E-02	3.646	N.A		NO FAILURE
33	-4.000	330.111	6.41	.464	15.950	.823E-01	.126E-02	2.608	N.A		NO FAILURE
34	-4.000	333.222	9.71	.382	23.338	.746E-01	-.239E-03	1.612	N.A		NO FAILURE
35	-4.000	336.333	16.2	.468	33.198	.630E-01	-.265E-02	1.034	N.A		NO FAILURE
36	-4.000	339.444	26.5	2.18	51.004	.468E-01	-.508E-02	1.218	N.A		NO FAILURE

- 26 -

NY = 1

STRESSES AND DISPLACEMENTS, AND FAILURE CRITERION AT INTERIOR POINTS

I	CX	CZ	SIG1	SIG3	ALPHA	UX	UZ	F.O.S	BETA		
1	1.444	343.000	41.1	7.92	68.600	.224E-01	-.552E-02	1.538	N.A		NO FAILURE
2	4.333	343.000	33.5	1.56	82.670	.152E-01	-.135E-01	.822	20.894		SHEAR FAILURE
3	7.222	343.000	29.2	.755	66.802	.933E-02	-.181E-01	.688	19.947		SHEAR FAILURE
4	10.111	343.0000	27.4	.555	68.688	.447E-02	-.205E-01	.651	19.481		SHEAR FAILURE
5	13.000	343.000	26.9	.508	-90.000	.285E-06	-.212E-01	.642	19.342		SHEAR FAILURE
6	15.889	343.000	27.4	.555	-88.688	-.446E-02	-.205E-01	.651	19.481		SHEAR FAILURE
7	18.778	343.000	29.2	.755	-86.802	-.933E-02	-.181E-01	.688	19.947		SHEAR FAILURE
8	21.667	343.000	33.5	1.56	-82.670	-.152E-01	-.135E-01	.822	20.894		SHEAR FAILURE
9	24.556	343.000	41.1	7.92	-68.600	-.224E-01	-.552E-02	1.538	N.A		NO FAILURE
10	28.000	339.444	29.7	1.94	-41.873	-.479E-01	-.134E-02	1.028	N.A		NO FAILURE
11	28.000	336.333	11.5	.284	-21.864	-.671E-01	.255E-02	1.248	N.A		NO FAILURE
12	28.000	333.222	5.35	.222	-16.311	-.790E-01	.413E-02	2.501	N.A		NO FAILURE
13	28.000	330.111	2.88	.222	-12.534	-.866E-01	.438E-02	4.645	N.A		NO FAILURE
14	28.000	327.000	1.81	.232	-5.271	-.912E-01	.403E-02	7.497	N.A		NO FAILURE
15	28.000	323.889	1.55	.191	7.036	-.933E-01	.346E-02	8.334	N.A		NO FAILURE
16	28.000	320.778	1.94	.900E-01	15.721	-.933E-01	.290E-02	5.772	N.A		NO FAILURE
17	28.000	317.667	2.96	-.764E-02	19.035	-.911E-01	.257E-02	3.147	N.A		NO FAILURE
18	28.000	314.556	4.85	-.247	19.439	-.867E-01	.273E-02	.971	0.000		TENSILE FAILURE
19	27.578	310.430	9.72	-.343	27.564	-.772E-01	.362E-02	.700	0.000		TENSILE FAILURE
20	25.819	305.599	19.9	.790	42.555	-.600E-01	.412E-02	1.029	N.A		NO FAILURE
21	22.515	301.661	31.0	2.74	57.693	-.398E-01	.239E-02	1.165	N.A		NO FAILURE
22	18.063	299.090	39.7	4.28	73.666	-.195E-01	-.157E-03	1.144	N.A		NO FAILURE
23	13.000	298.197	43.0	4.86	90.000	.232E-06	-.136E-02	1.131	N.A		NO FAILURE
24	7.937	299.090	39.7	4.28	-73.666	.195E-01	-.157E-03	1.144	N.A		NO FAILURE
25	3.485	301.661	31.0	2.74	-57.693	.398E-01	.239E-02	1.165	N.A		NO FAILURE
26	.181	305.599	19.9	.790	-42.555	.600E-01	.412E-02	1.029	N.A		NO FAILURE
27	-1.578	310.430	9.72	-.343	-27.564	.772E-01	.362E-02	.700	0.000		TENSILE FAILURE
28	-2.000	314.556	4.85	-.247	-19.439	.867E-01	.273E-02	.971	0.000		TENSILE FAILURE
29	-2.000	317.667	2.96	-.760E-02	-19.035	.911E-01	.257E-02	3.147	N.A		NO FAILURE
30	-2.000	320.778	1.94	.900E-01	-15.720	.933E-01	.290E-02	5.772	N.A		NO FAILURE
31	-2.000	323.889	1.55	.191	-7.035	.933E-01	.346E-02	8.334	N.A		NO FAILURE
32	-2.000	327.000	1.81	.232	5.272	.912E-01	.403E-02	7.498	N.A		NO FAILURE
33	-2.000	330.111	2.88	.222	12.534	-.866E-01	.438E-02	4.645	N.A		NO FAILURE
34	-2.000	333.222	5.35	.222	16.312	.790E-01	.413E-02	2.501	N.A		NO FAILURE
35	-2.000	336.333	11.5	.284	21.864	.671E-01	.255E-02	1.248	N.A		NO FAILURE
36	-2.000	339.444	29.7	1.94	41.873	.479E-01	.134E-02	1.028	N.A		NO FAILURE

000

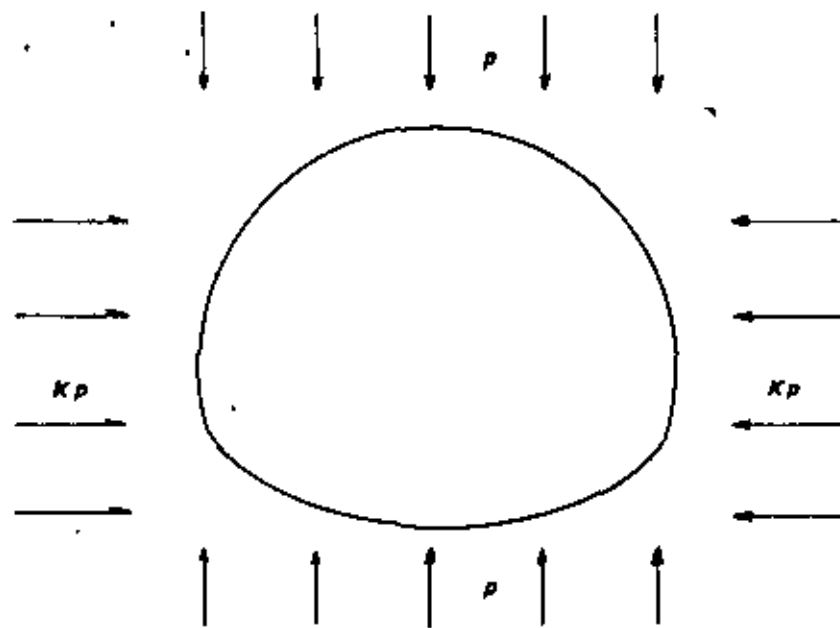


FIGURA 1

EL PROBLEMA POR RESOLVER.

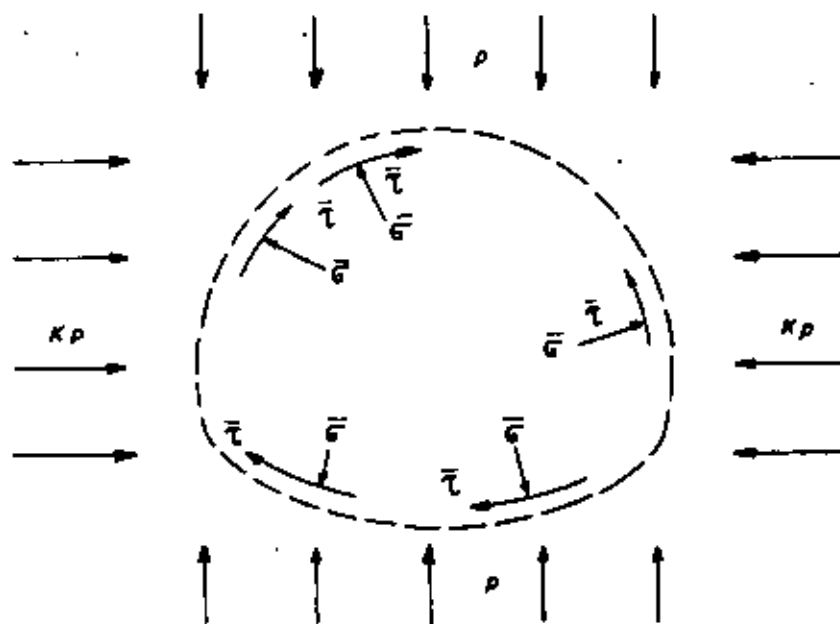
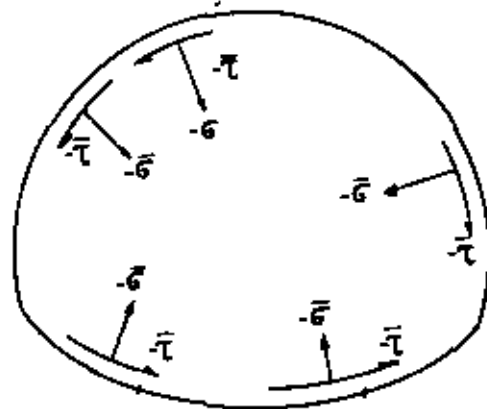
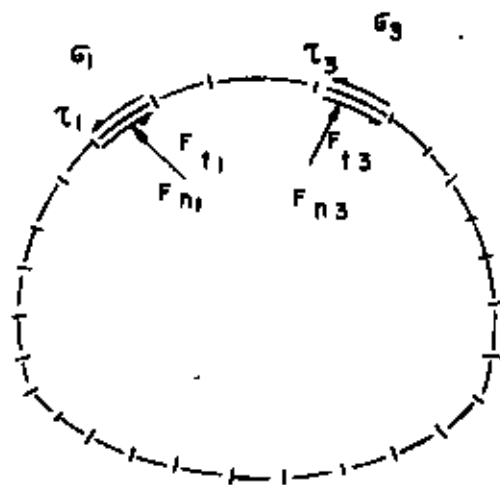


FIGURA 2

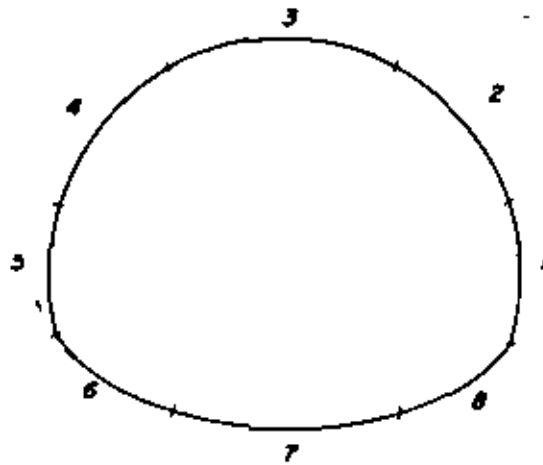
TRACCIONES ACTUANDO SOBRE EL CONTORNO POTENCIAL  
DE LA OBRA ANTES DE SU EXCAVACION.



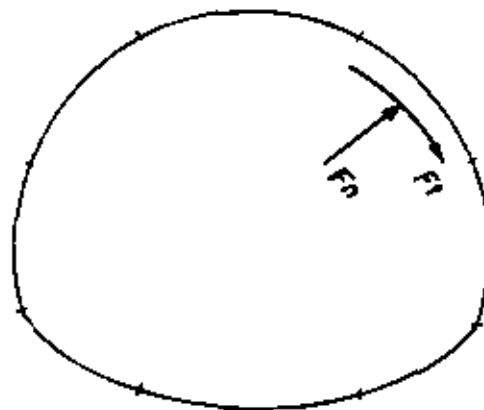
**FIGURA 3**  
**TRACCIONES NEGATIVAS REFLEJANDO EL EFECTO DEL PRO-  
 CESO DE EXCAVACION.**



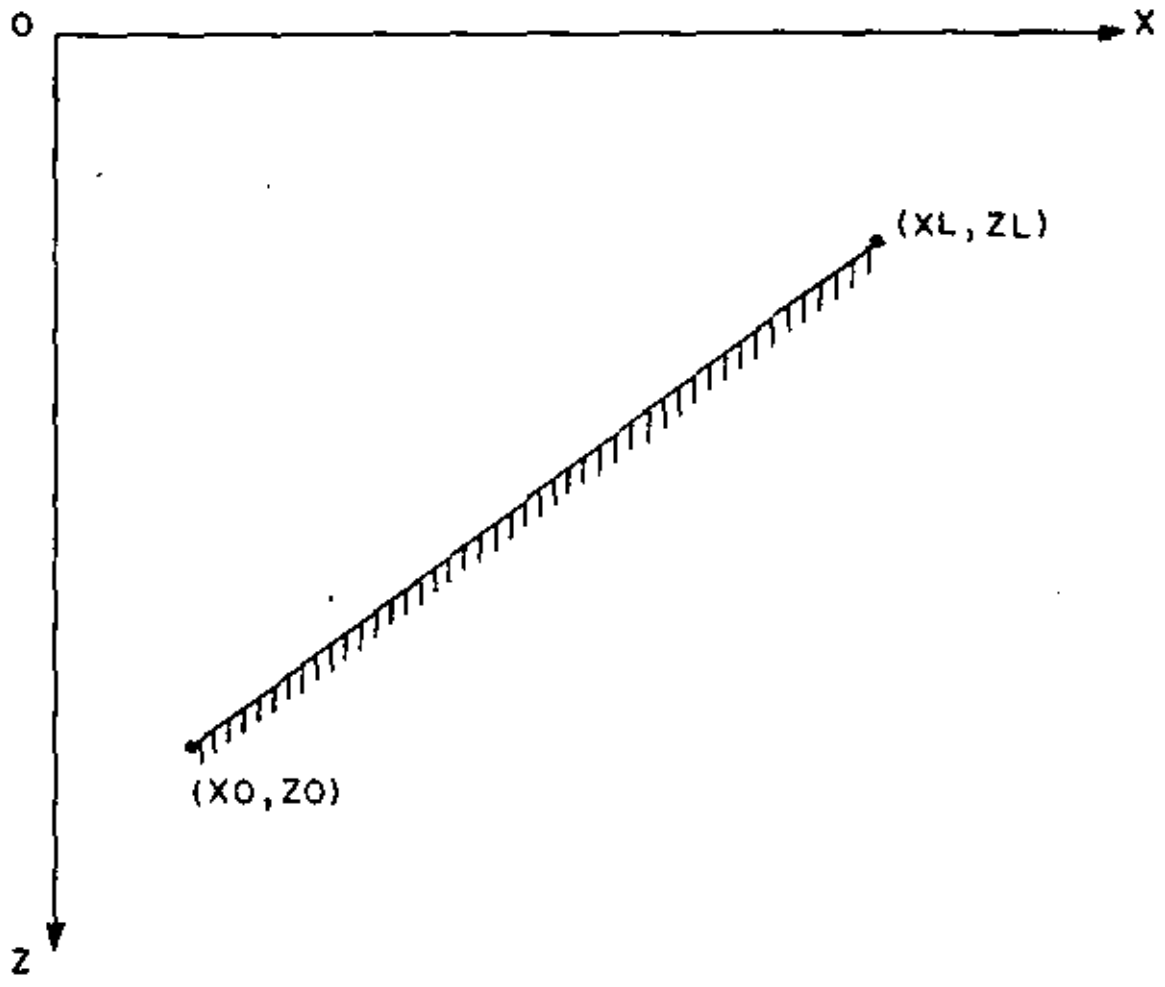
**FIGURA 4**  
**FUERZAS Y ESFUERZOS FICTICIOS ACTUANDO SOBRE ELEMEN-  
 TOS DE UNA SUPERFICIE IMAGINARIA, SITUADA EN UN PLATO  
 INFINITO.**

**FIGURA 5**

**SUPERFICIE IMAGINARIA CORRESPONDIENTE A LA FIGURA 4, -  
DIVIDIDA EN ELEMENTOS.**

**FIGURA 6**

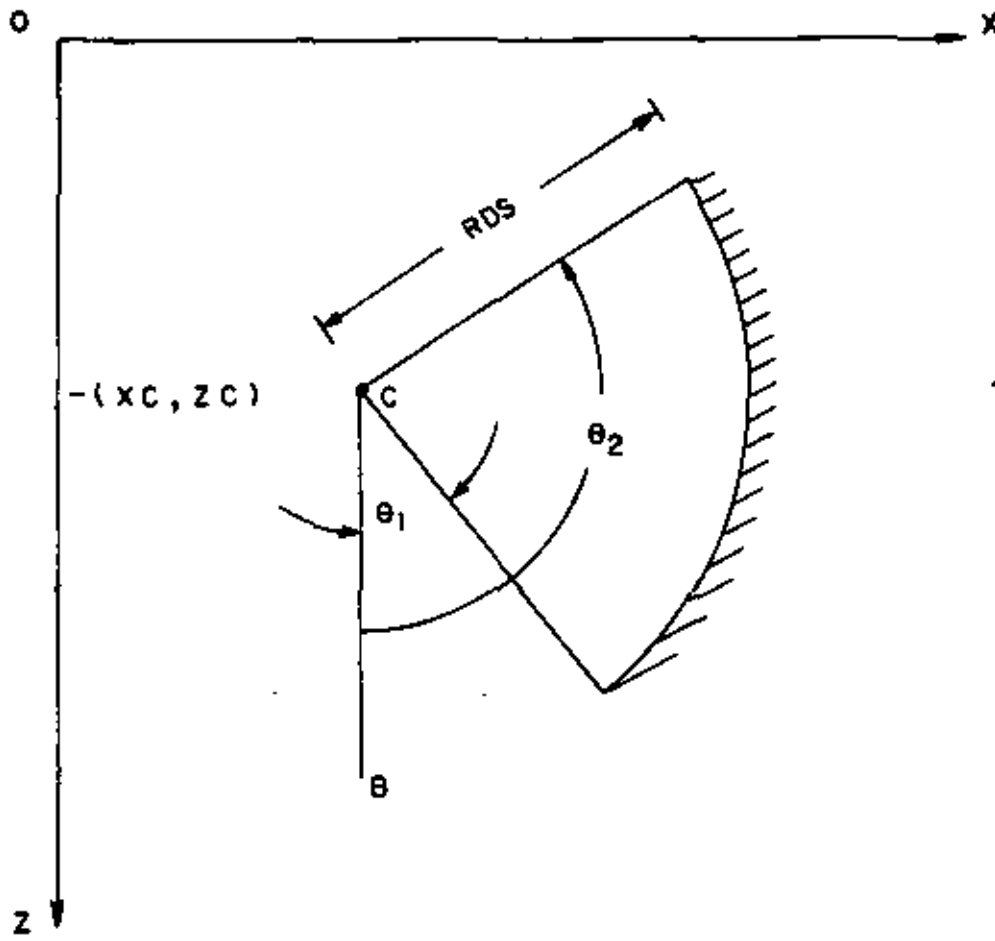
**DESCOMPOSICION DE UNA FUERZA EXTERNA ACTUANDO SO-  
BRE UN ELEMENTO, EN DOS COMPONENTES, ( $F_n$ = NORMAL, -  
 $F_t$ = TANGENCIAL).**



**FIGURA 7**

**MOSTRANDO SEGMENTO RECTO.**





**FIGURA 8**  
**MOSTRANDO SEGMENTO CIRCULAR.**

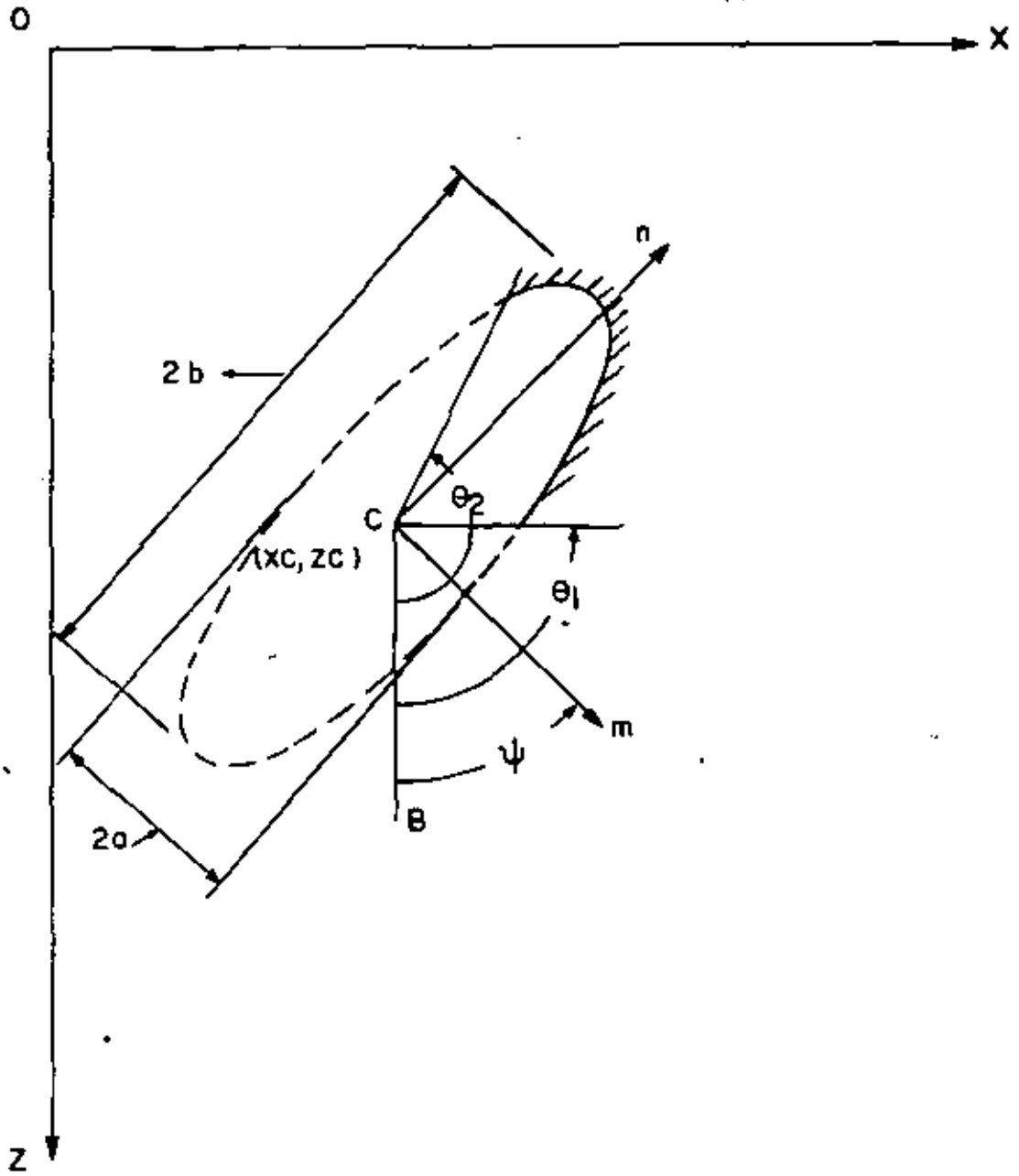
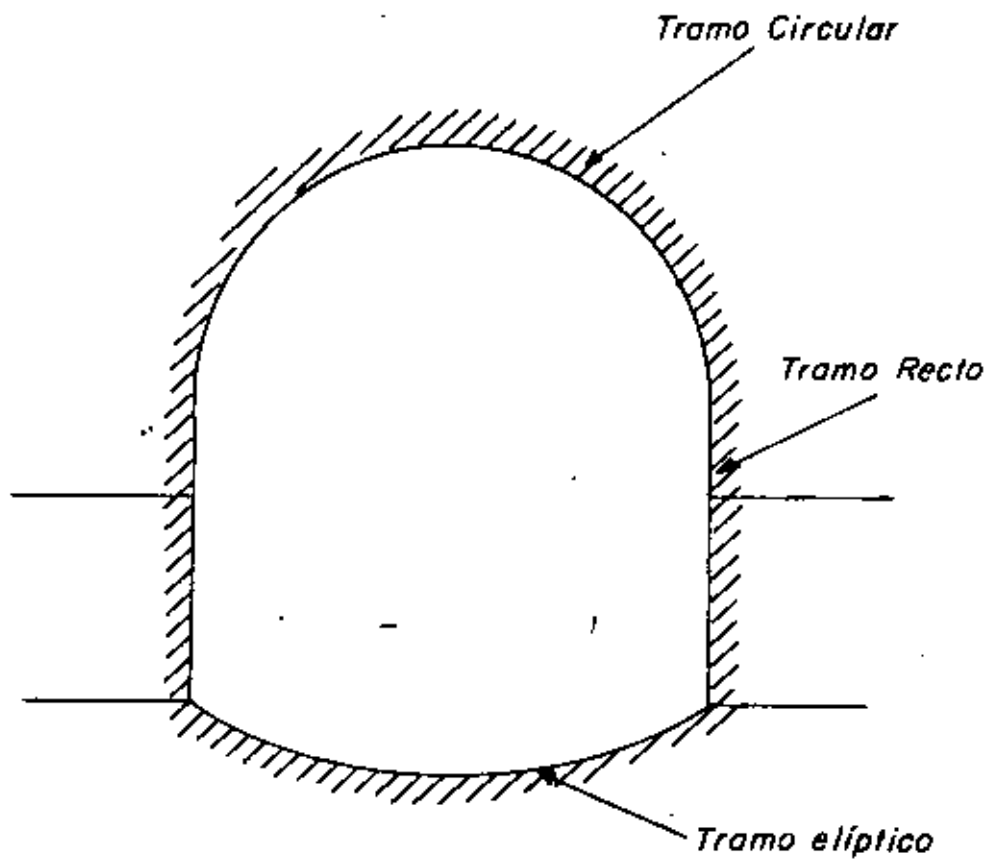


FIGURA 9

MOSTRANDO SEGMENTO ELIPTICO.



**FIGURA 10**

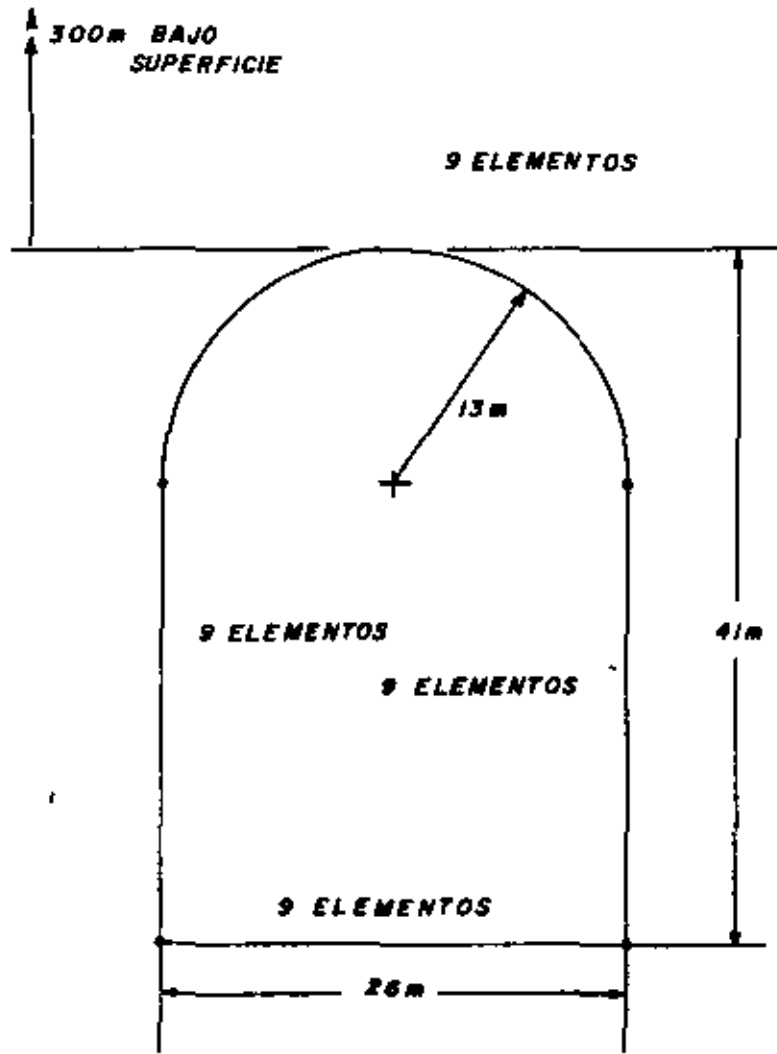
**SECCION TRANSVERSAL DE UNA OBRA, DIVIDIDA EN SEGMENTOS RECTOS, CIRCULARES Y ELIPTICOS.**

Card TYPE		1	6	11	16	21	26	31	41	51	61	71
T	TITLE											
D	DATA CARD	ICODENSEB	KXS	KZS	MCYC	NSL	DELN	E	RNU			
P	Material properties	SIGC	RM	S								
F	Field Stresses	infin. medium	FPX	FPZ								
G		Gravi- tation	GAMMA	FSR								
S1	Straight: Line Seg.	NELR	XO	ZO	XL	ZL						
S2	Circular Segment	NELR	XC	ZC	THET1	THET 2	RDS					
S3	Elliptical Segment	NELR	XC	ZC	THET1	THET 2	SEMIAX (a)	RATIO (b/a)	PSI (of a)			
BL	Boundary Load	LP1	LP2	BPX	BPZ							

All integer specifications are 15 except NELR (110)

**FIGURA 11**

**MOSTRANDO TARJETA CON EL CODIGO O CLAVE DE DATOS DE ENTRADA.**



**FIGURA 12**

**SECCION TRANSVERSAL DE LA OBRA DEL EJEMPLO.**

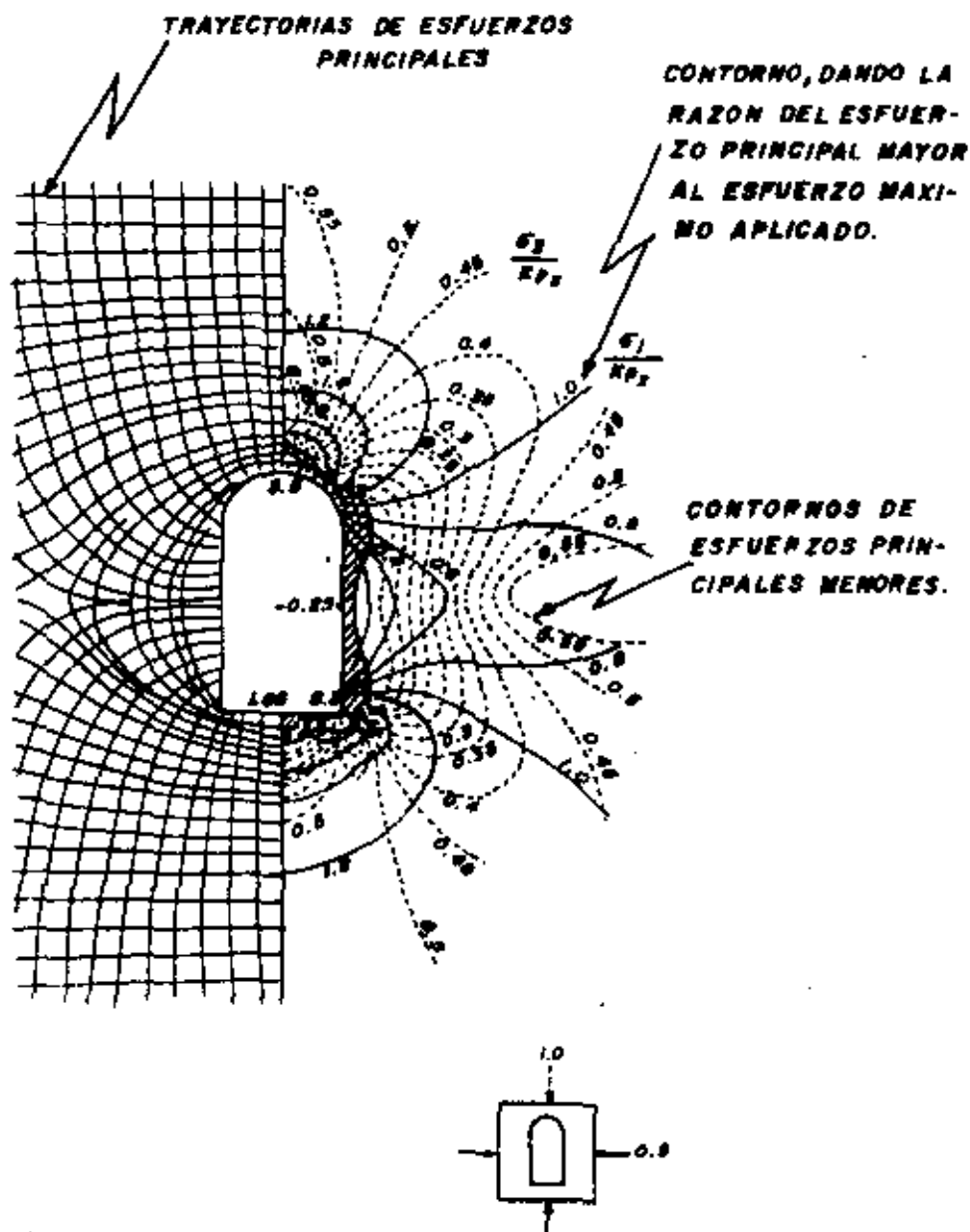
TIPO  
DE  
TARJETA

T	OBRA SUBTERRANEA - TECHO CIRCULAR - CAMPO DE ESFUERZO GRAVITACIONAL										
D	2	4	0	0	20	3	2.0	7000.0	0.25		
P	150.0		2.5		0.00 4						
G	0.027		2.0								
S1		9	0.0		341.0		26.0	341.0			
S1		9	26.0		341.0		26.0	313.0			
S2		9	13.0		313.0		90.0	270.0	13.0		
S1		9	0.0		313.0		0.0	341.0			
	TARJETA EN BLANCO										

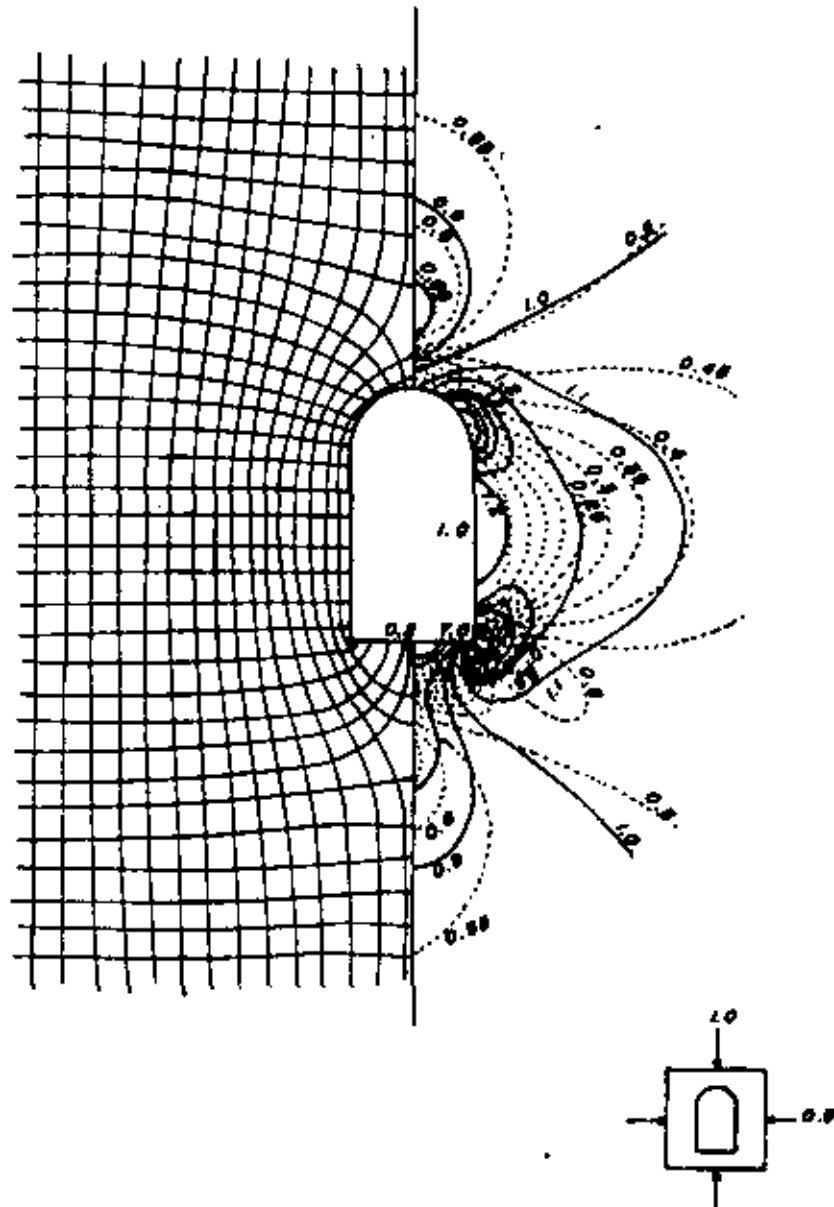
117

**FIGURA 13**

**MOSTRANDO TARJETA CON LOS DATOS DE ENTRADA DEL EJEMPLO.**



**FIGURA 14.- DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PRINCIPALES ALREDEDOR DE LA OBRA, SUPONIENDO UN-ESFUERZO HORIZONTAL DOS VECES MAYOR QUE EL VERTICAL. AREAS DE SOBRE-ESFUERZO AC U ADAS.**



**FIGURA 15:- DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PRINCIPALES ALREDEDOR DE LA OBRA, SUPONIENDO UN ESFUERZO VERTICAL DOS VECES MAYOR QUE EL HORIZONTAL.**



COMENTARIOS DE ORDEN PRACTICO RESPECTO AL REFORZAMIENTO  
DE LA ROCA

POR  
RUDOLFO NAVA R.

"Cualesquiera que sea la cantidad de reforzamiento inicial de la roca que se necesite, su costo inicial es insignificante si se le compara con el valor de la maquinaria, la capacidad de producción, el funcionamiento de la obra, y la seguridad del personal."

"Ahorrar dinero al principio no utilizando reforzamiento ó un reforzamiento no adecuado, que no cumpla con los requisitos de seguridad y tiempo, significa que en realidad instaló "El reforzamiento" más costoso que existe. Asegure que los sistemas de reforzamiento que selecciona cumplen sus necesidades, no solamente en el momento, sino también en el futuro."

"El reforzamiento de la roca debe ser colocado a tiempo si queremos obtener buenos resultados."

"Nunca dejar una abertura con problemas estructurales sin anclar por más de 24 horas."

"El reforzamiento debe ser instalado lo más correctamente posible, para no volver a hacerlo de nuevo (sobre todo en obras permanentes)!"

"Los sistemas de reforzamiento debe ser sistemáticos y tener la aceptación de todo el personal de mina (obreros y supervisores)".

"Longitud Mínima de Anclas:

a).- Dos veces el espaciamento entre anclas (plantilla)

b).- Tres veces el espacio medio entre los sistemas de fracturas.

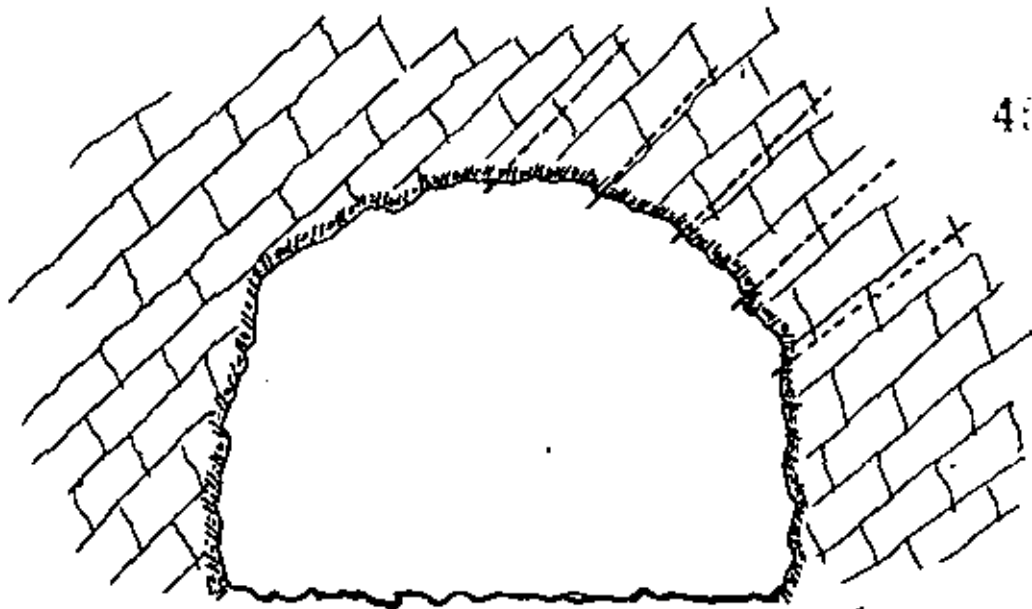
- c).- Para aberturas menores de 6 m (20'), la longitud<sup>4.4</sup> del ancla debe ser - aproximadamente la mitad de la abertura.
- d).- Para aberturas de 18 a 30 m (60 a 100 ft), la longitud del ancla será de 1/4 de la anchura del techo."

"Espaciamiento Máximo Anclas:

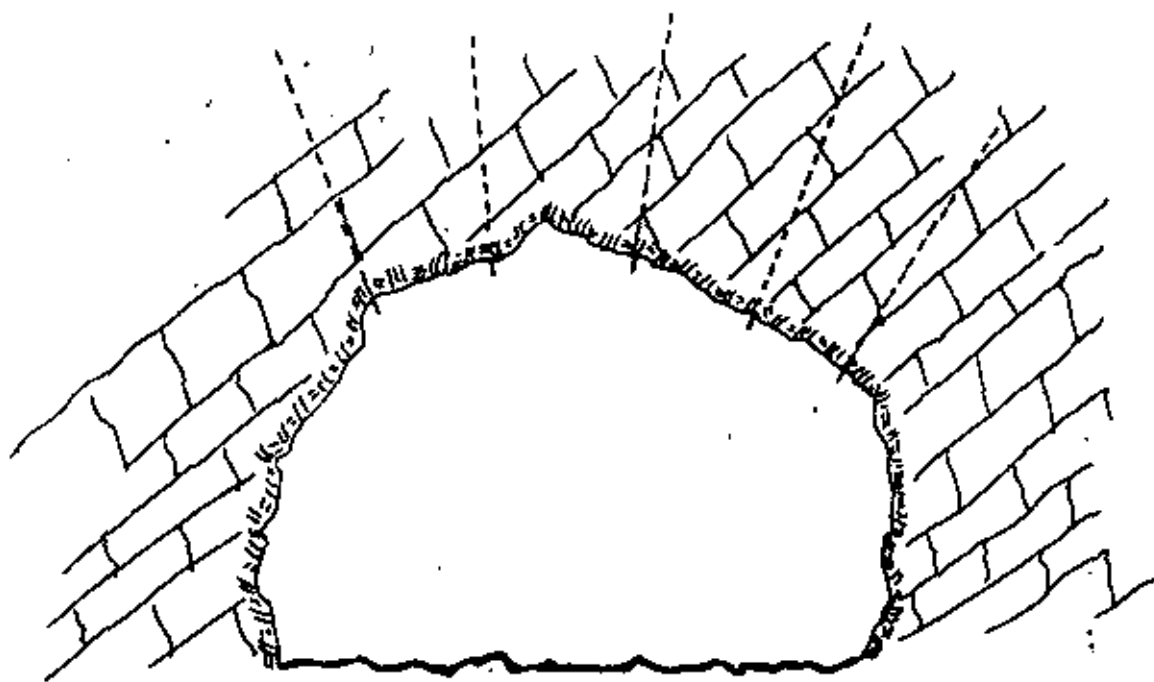
- a).- La mitad de la longitud efectiva del ancla
- b).- De 1/2 a 1.0 veces el espaciamiento promedio entre los sistemas de - fracturas.
- c).- Cuando se usa malla, espaciamientos mayores de 2.0 m hacen muy difícil<sub>o</sub> la instalación de la malla (pero no imposible)!"

"Varios mecanismos han sido usados para describir la manera en la cual un soporte de anclas, actúa para ayudar a mantener la estabilidad de una obra sub<sub>ter</sub>ránea. Alguno de dichos mecanismos son los que siguen:

- 1.- Suspensión de un volumen de roca suelta ó floja a partir de roca compe<sub>te</sub>nte.
- 2.- Proporcionar una presión de confinamiento para incrementar la resiste<sub>nc</sub>ia al cortante, y desarrollar una acción de arco.
- 3.- Prevención de futuros aflojamientos de bloques claves, para seguir con<sub>servando</sub> la resistencia de la masa rocosa".

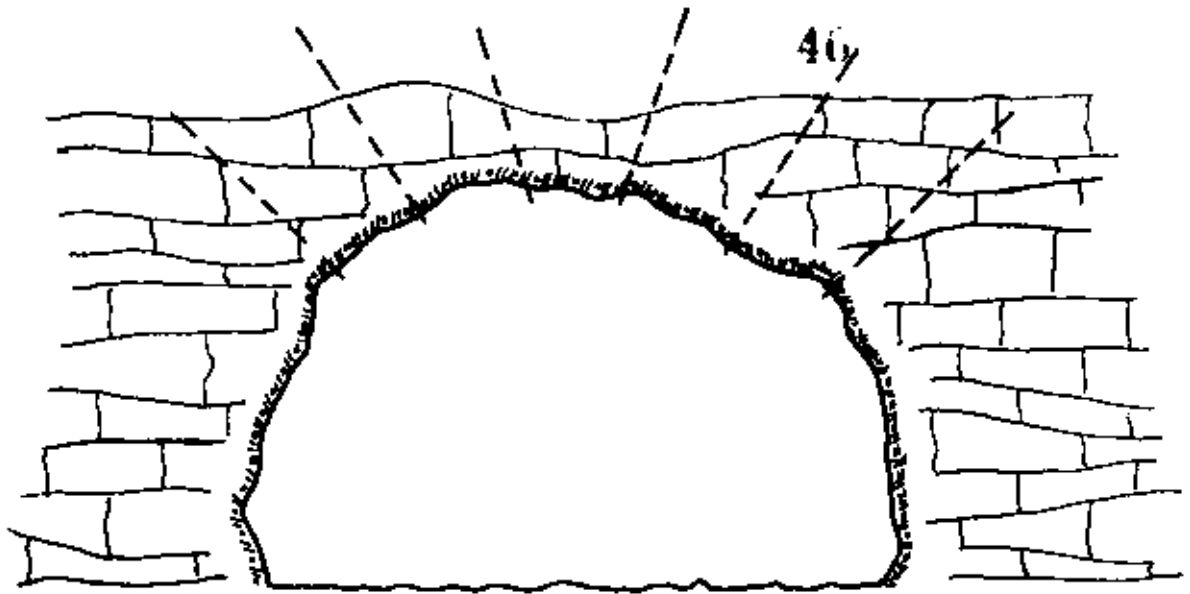


DIRECCION INCORRECTA DE LAS ANCLAS



DIRECCION CORRECTA DE LAS ANCLAS

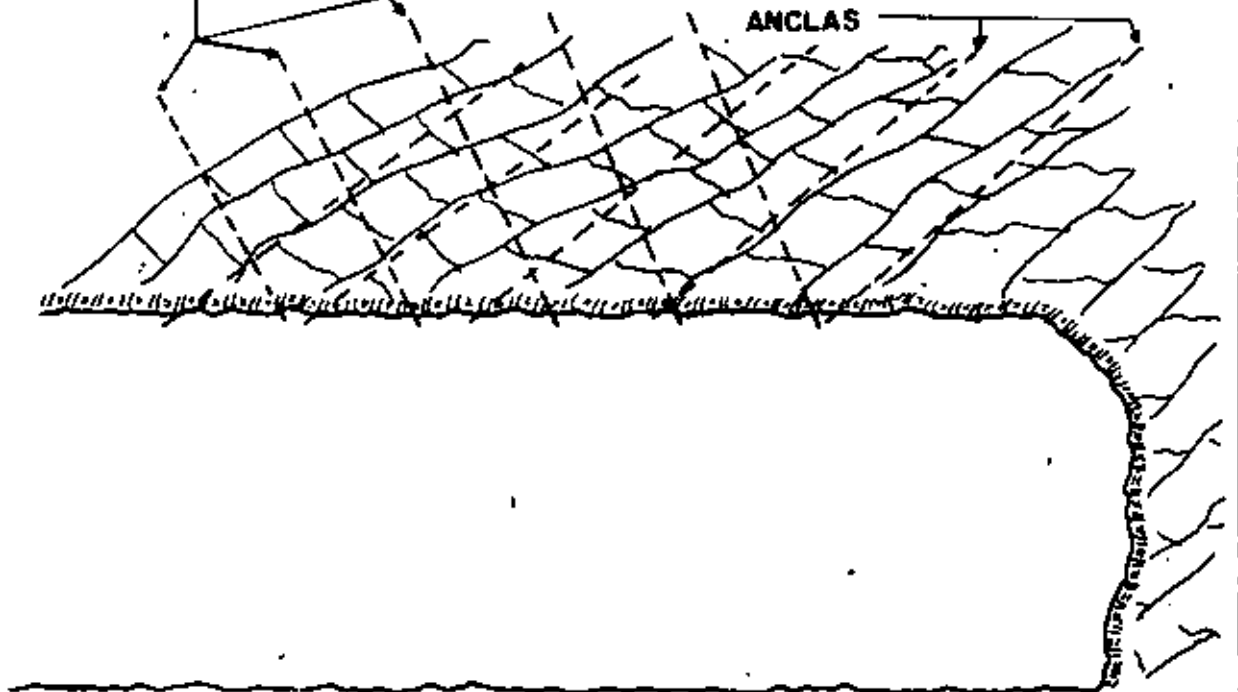
**CASO I**



SECCION TRANSVERSAL

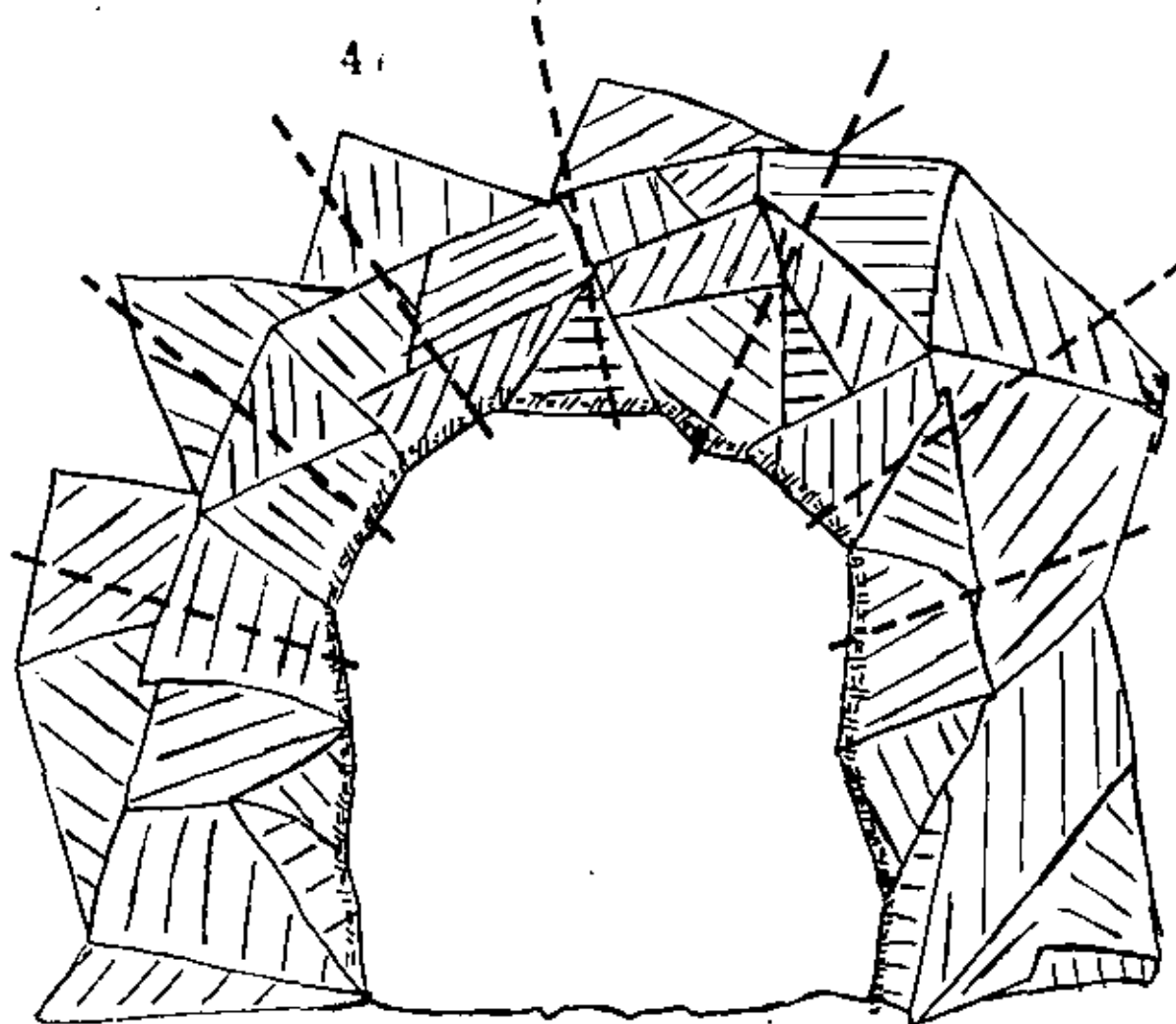
DIRECCION CORRECTA ANCLAS

DIRECCION INCORRECTA ANCLAS



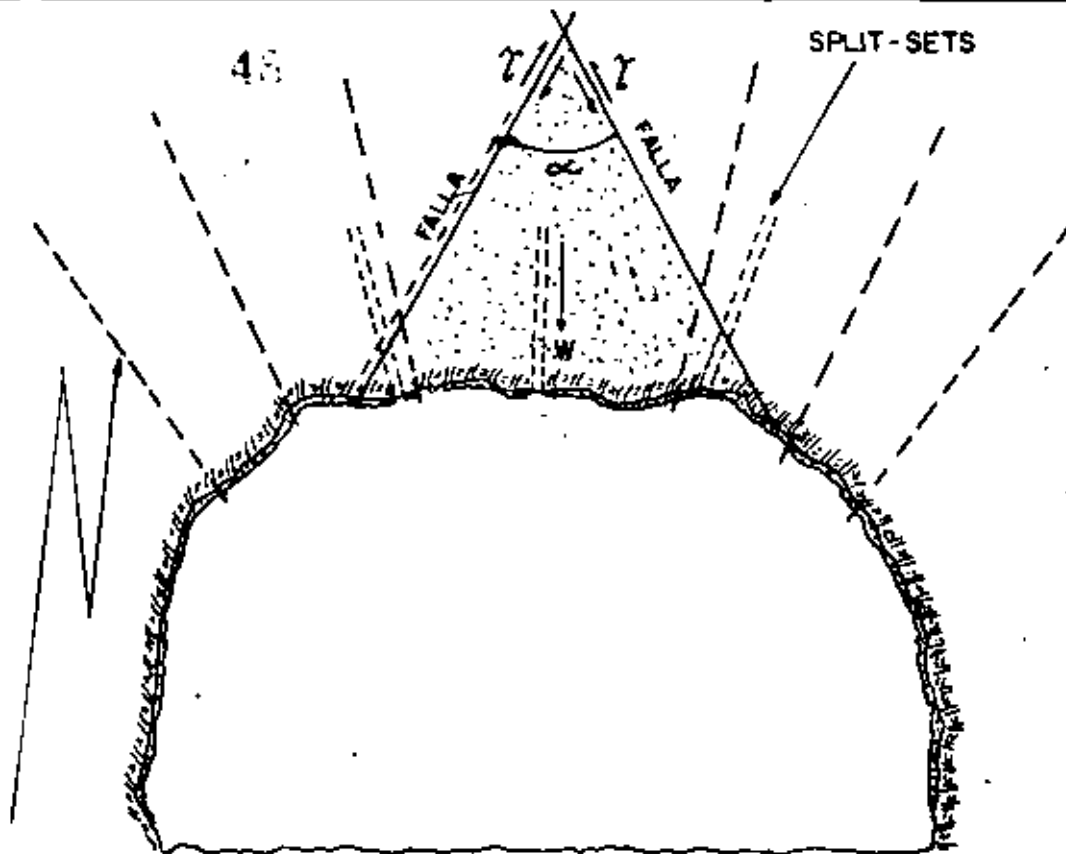
SECCION LONGITUDINAL

**CASO 2**



CON LAS ANCLAS SE TRATARA DE AMARRAR UN BLOCK DE ROCA DE OTRO U OTROS.

**CASO 3**



ANCLAS SUFICIENTEMENTE LARGAS  
PARA SUJETARSE DE LA ROCA COMPETENTE.

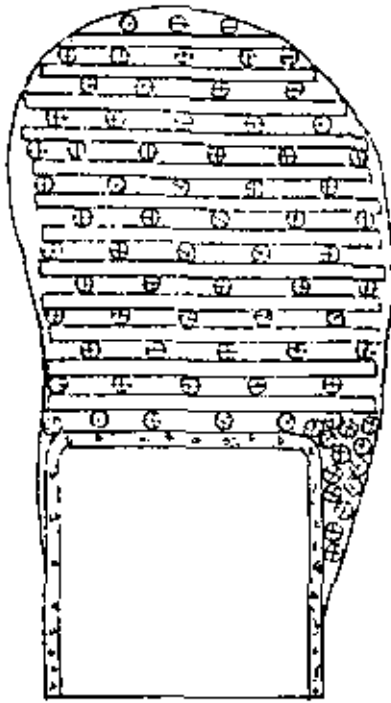
ENTRE MAYOR ES EL ANGULO  $\alpha$   
MAYOR ES EL PROBLEMA DE INESTABILIDAD

#### CASO 4

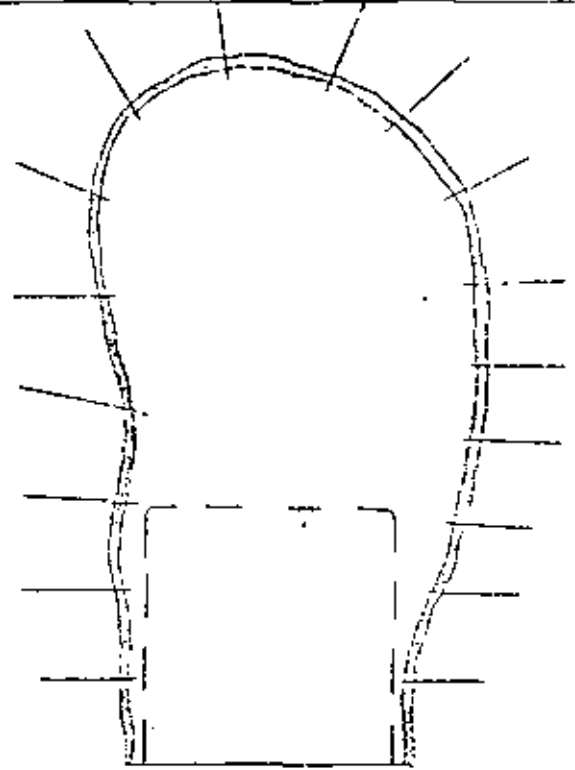
##### RECOMENDACIONES:

- A) INFERIR ECHADO Y RUMBO DE FRACTURAS
- B) ZARPEAR DE INMEDIATO
- C) COLOCAR ANCLAS Y MALLA
- D) RE-ZARPEAR
- E) EN CASO DE QUE SALGA AGUA DE LAS FRACTURAS, COLOCAR SPLIT-SETS; REFUERZAN LA ROCA Y SIRVEN DE CONDUCTOS DE DRENAJE QUITANDO LA PRESION DE AGUA SOBRE LA CAPA DE ZARPEO.

## CASO 4

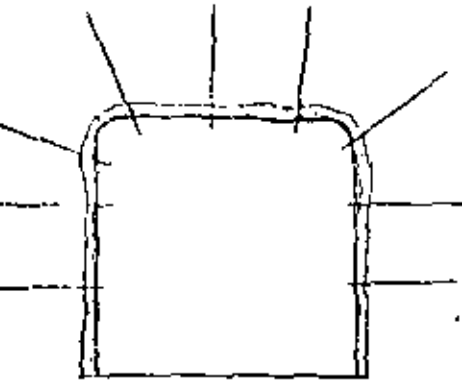


1



2

PROBLEMAS DE ESTABILIDAD COMUNES EN TRABAJOS DE DESARROLLO.



3

- 1.- Condiciones de una obra con problemas estructurales no atacados a tiempo (recibiendo el terreno con técnicas de hace 50 años).
- 2.- Condiciones de la misma obra, empleando técnicas actualizadas (anclaje-malla-zarpeo).
- 3.- Condiciones de la misma obra, si se ataca a tiempo el problema.



REGLAS PRACTICAS QUE NO DEBEMOS OLVIDAR EN NUESTROS TRABAJOS DE MINADO

- A).- Si tú no necesitas una abertura subterránea ¡Rellénala!  
( Con lo anterior, concentraciones innecesarias de esfuerzos se reducen ó eliminan).
- B).- Si tú no necesitas una obra subterránea ¡No lo hagas!  
( Un estudio juicioso del plan de minado original, mostrará que hay muchas obras planeadas que no son indispensables, y que por lo tanto pueden buscarse otras alternativas).
- C).- Lo que es bueno para los rebajes, es bueno para toda la operación minera.  
( Un mejoramiento de prácticas a pequeña escala, traerá como resultado un mejoramiento de toda la operación minera)
- D).- No te rompas la cabeza con las tablas del rebaje, debe haber una mejor solución (los planes de minado deben ser flexibles y adaptables a las circunstancias, si se desea controlar las condiciones del terreno).
- E).- Toma ventaja de toda ayuda posible (una planeación eficiente requiere el uso de todos los recursos y talentos que estén a disposición.  
Una buena comunicación entre todos los departamentos en la organización es absolutamente necesaria e indispensable.
- F).- ¿Qué con respecto al control del terreno?  
(Las prácticas de minado se mejoran notablemente si uno piensa en las condiciones futuras que presentará un lugar con terreno fuera de control).

G).- ¿Qué hay de nuevo en la minería?

(Uno siempre debe estar atento sobre los más recientes desarrollos tecnológicos, quizás resulten en un mejoramiento de nuestras operaciones de minado).

H).- ¿Qué están haciendo las otras minas?

(Una vez más una comunicación efectiva da como resultado beneficios para toda la operación minera).

BIBLIOGRAFIA

- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE DETROIT, MICHIGAN.- Shotcreting
- ARCHIBALD AND SIRGH.- Investigation of the Post-Pillar Cut-And fill Mining Method
- ASSZONYI AND RICHTER.- The continuum Theory of Rock Mechanics
- BARTON, LIEN, AND LUNDE.- Engineering Classification of Rock Masses for the design of Tunnel Support
- BIENIAWSKI.- Geomechanics Classification of Rock Masses and Its Application in Tunneling
- COATES D. F.- Rock Mechanics Principles
- DIERE.- Engineering Classifications and Index Properties for Intack Rock
- DESAI AND ABEL.- Introduction to the finite Element Method
- GARCIA-RAMOS.- Sistema de Explotación por Salones y Pilares con Relleno de Tepeta te, Manto Babilonia, Block 5-1675; Simposio de Minería; Taxco, Gro; Mayo/1980
- HEDLEY.- Stope and Pillar design for the Elliot Lake Uranium Mines
- HOEK AND BRAY.- Rock Slope Engineering
- HOEK AND BROWN.- Underground Excavations in Rock; The Institution of Mining and Metallurgy, London 1980
- JUMIKIS.- Rock Mechanics

INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF UNDERGROUND OPENINGS.- Luzern- Septiembre-1972

KOVARI K.- Field Measurements in Rock Mechanics; Volumenes I, II

LAMBE AND WHITMAN.- Soil Mechanics

LAMA.- Mechanical Properties of Rocks; Vol. II

MORRISON.- A Philosophy of Ground Control

NAVA R.- Departamento Central Mecánica de Rocas, Funciones, Logros

NAVA R.- Aplicaciones Microsísmicas en trabajos subterráneos

NAVA R.- Innovaciones en los Sistemas de Reforzamiento de la Roca dentro de las Minas de Industrial Minera México

OBERI AND DUVALL.- Rock Mechanics and the Design of Structures in Rocks

PROCTOR AND WHITE.- Rock tunneling with steel Supports

ROCKEY, EVANS, GRIFFITHS, AND NETHERCOT.- The Finite Element Method

STAGG AND ZIENKIEWICS.- Rock Mechanics in Engineering Practice

UDD, JOHN.- An Introduction to Rock Mechanics; Mc Gill University



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION

T E M A III

MAYO, 1983



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION**

**THE DESIGN OF ROCK SLOPES AND FOUNDATIONS**

**MAYO, 1983**

General report for Third Congress of the International Society for Rock Mechanics, Denver, September 1974.

## The Design of Rock Slopes and Foundations

by E. Hoek, Professor of Rock Mechanics, Imperial College, London

P. Londe, Technical Director, Coyne & Bellier, Paris

### Synopsis

A critical review of the present "State of the Art" of the design of surface workings in rock is presented in this report which is divided into four sections:

1. Appraisal of rock masses
2. Design methods
3. Rock slopes
4. Rock foundations

Site investigation techniques, laboratory tests, mathematical and physical models are all examined in the light of their relevance to engineering design. The use of the factor of safety as a design index is discussed and an assessment is given of the most practical approach to designing rock slopes and foundations. The influence of groundwater on the stability of surface workings is considered and the use of drainage and grouting for groundwater control is discussed. Other methods for improving stability, including the use of controlled blasting techniques and the reinforcement of the rock mass, are considered.

## INTRODUCTION

For centuries building on rock has been synonymous with building safely. During the past few decades this situation has changed and the increasing size of structures such as arch dams and opencast mines has presented engineers with an entirely new set of problems. The severity of these problems and the inadequacy of existing design methods has been emphasised by several catastrophic failures which have occurred in recent years.

The solution to these problems is not simple. Design methods in rock engineering evolve slowly, largely by trial and error since the physical and mechanical laws governing the behaviour of rock masses are poorly understood. Geologists, whose contribution to the development of rock engineering is vital, also find themselves in difficulty in attempting to quantify problems which have dimensions of both scale and time which are smaller than those with which the geologist is normally concerned.

As design methods are evolved, new problems which had not been anticipated arise. New failure modes or unusual combinations of forces are recognised and the rock engineer is faced with a new set of unsolved problems. It would be a mistake to regret this state of affairs. On the contrary, even if the engineer is frustrated by his inability to solve these new problems the very fact that these problems are recognised is a step towards increased safety.

In reflecting upon the current state of development of rock mechanics, the general reporters are greatly encouraged by one particular trend which has begun to emerge during the past decade and which suggests that the subject is slowly reaching maturity. This is the trend to work towards a *balanced* design; even if all the factors which contribute towards the overall behaviour of a structure are not known with any great precision, at least the influence of each factor is considered in arriving at an assessment of the probable behaviour of that structure.

In the past one tended to find "schools" or "techniques" emphasised. There was, for example, the "Austrian" school or the "South African" school and the "photoelastic" era and, more recently, the "finite element" era. While these individual approaches made and will continue to make valuable contributions to the development of rock mechanics, they did not provide a complete or a balanced picture of the whole. Just as the medical world has long realised that there is no one approach which will solve all the problems of illness, so the rock engineer is realising that no one method will solve all the problems which he is likely to encounter. Rock is an extremely complex engineering material and designing in rock requires the application of as much science as relevant, as much experience as available and as much common sense as possible. Above all, a design must be balanced in that every factor, even those which cannot be quantified, must be considered before reaching a final decision.

Turning now to the structure of this report on surface workings, two sub-divisions are immediately obvious:

- a) Rock slopes
- b) Rock foundations

Flow charts showing the main steps required for the designs of these two types of construction are presented in Figures 1 and 2. It will be noted that there are many common elements in these two charts, particularly those areas concerned with geological data collection, preliminary stability analysis and shear strength testing. On the other hand, deformation behaviour is a crucial design consideration for foundations but not for slopes while controlled failure is acceptable for some slopes but totally unacceptable for foundations. This report is therefore divided into four major sections which deal with the problems which are particularly important in slope design and problems which are particularly important in foundation design.

Rather than present a catalogue of all the things which we can do well, the general reporters have chosen to place the main emphasis on those things which we do badly, where our knowledge is inadequate and where research is considered necessary. Many of the statements which are presented are controversial and certain parts may even be biased. This is because the general reporters are typical working engineers who have not attempted to read all the literature, who have not understood all that they have read and who have not necessarily formed unbiased opinions upon that which they have understood. This is a report on the state of the art in rock slope and foundation engineering as seen through the eyes of these two general reporters and it is hoped that it will stimulate others to look more closely at some of the questions raised.

## 1. APPRAISAL OF ROCK MASSES

### 1.1 Introduction

The engineering appraisal of a rock mass includes:

- a *qualitative* estimate of the response of the rock mass to change in either geometry or loading. This includes an assessment of possible failure modes.
- a *quantitative* measurement of parameters used in the numerical analysis of the behaviour of the slope or foundation.

Several means have to be used:

- a) geology and hydrogeology
- b) detailed description of the structure (geometry of discontinuities, infilling, etc.) and determination of engineering identification indices.
- c) direct measurement of mechanical parameter meters for use in the analysis.
- d) monitoring the behaviour of the rock mass with changes in load or with time.

Point (a) will not be dealt with in this report which is devoted to the mechanical aspects of slope and foundation behaviour. It is stressed, however, that *geology*, with its description of the rocks, their genesis and history and the sorts of features that characterise the region, together with *hydrogeology*, with its description of the groundwater regime, are vital for a complete understanding of the site.



### 1.1 List of methods of appraisal

Rock mechanics offers many methods for testing samples, investigation of rock masses and monitoring rock mass behaviour. Indeed, so many methods are available that many engineers are confused by the choice, sceptical about the reliability of the results and sometimes doubtful about the meaning of these results. The purpose of this report is to propose a selection of techniques which the general reporters consider most useful for the engineer who wants to know the significant engineering properties of rock masses.

Each method described is particularly applicable to a specific stage in the study of rock slopes or foundations. Some methods yield only rough qualitative indices which provide warnings or which facilitate comparison with other sites. Other methods supply quantitative measurements of variables which can be used for analysis.

The categories, which are common to both slopes and foundations, which are considered here, are in-situ investigations and laboratory tests. Instrumentation, together with methods of analysis, is required to fill different roles in rock slope and in foundation engineering and will be discussed under these headings later in the report.

The methods selected as the most reliable or the most promising are:

#### In-situ investigation

- Mapping of structures on surface outcrops in exploration adits or on borehole cores.
- Graphical presentation of structural geological data.
- Geophysics
- "Petite sismique"
- Rock quality designation (RQD)
- Lugeon tests
- Jacking tests
- Residual stress measurements.

#### Laboratory tests

- Compression and point load tests
- Radial permeability tests
- Shear tests on discontinuities

### 1.2 In-situ investigation

#### 1.20 Introduction

This section is devoted to investigations carried out on the site. Some of these methods apply from the very first stage of the study while others can only be used when boreholes and adits are available. These methods are typical of recent developments in engineering geology.

There are tests other than those discussed here. The writers have selected only those which seem particularly relevant to the present purpose: the design of slopes and foundations as engineering structures.

### 1.21 Mapping of structural features

A description of the rock structure (geometry and nature of discontinuities such as faults and joints) is an essential ingredient in any analysis of rock slope stability or of foundation behaviour. The amount of detail required for different stages of the analysis depends upon whether one is designing a slope or a foundation and this difference is highlighted in Figures 1 and 2.

The rock slope engineer is frequently faced with the problem of designing miles of highway cut or open pit mine bench and it is clearly impossible to map all the structural features involved. Consequently the geological data collection is usually carried out in two stages, separated by a preliminary analysis which is intended to isolate critical slopes. Only these critical slopes are considered in detail.

On the other hand, the consequences of failure of a foundation are usually so serious that the preliminary design is carried out in much greater detail and the detailed geological data collection is required at a much earlier stage in the investigation. Since the foundation engineer is concerned with a particular site of limited extent, the amount of work is not usually excessive.

Mapping of surface outcrops of rock is one of the most reliable means of defining the structure of a rock mass. Mapping techniques such as those described by Broadbent, C.F. and Ripper, K.H. (1970) are well developed. Dangerous and inaccessible faces can be mapped by terrestrial photogrammetric methods (Ross-Brown, D.M. and Atkinson, K.S., 1972). In either case, appropriate corrections must be applied to compensate for mapping errors (Terzaghi, R.D., 1965).

These surface mapping techniques are most effective when applied to freshly exposed hard rock faces in slopes, trial excavations or in exploration adits although care must be taken to allow for blasting damage in these faces. Surface mapping is less effective when there is a considerable amount of overburden soil or vegetation overlying the site or when the surface exposures are heavily weathered and the structural pattern ill-defined. In these cases, use must be made of sub-surface exploration methods.

Exploration adits, although by far the most expensive method of sub-surface exploration, are probably the most effective. Not only do they provide a large scale sample of the rock mass but, because the geologist can gain access to the interior of the rock mass, the nature and the orientation of structural features visible within the adit can be determined with considerable precision. Site investigation methods which do not provide information on the inclination and orientation of structural features are of little value to rock engineers since this information is vital in any stability analysis. With careful planning, these adits can be used for large scale drainage tests (Sharp, J.C., 1970) and can themselves become drainage and/or grouting galleries once the construction has commenced.

Trial trenching can only be used where the depth of overburden is small but, where this method is applicable, very valuable information can be obtained supplying a continuous perception of the rock and of

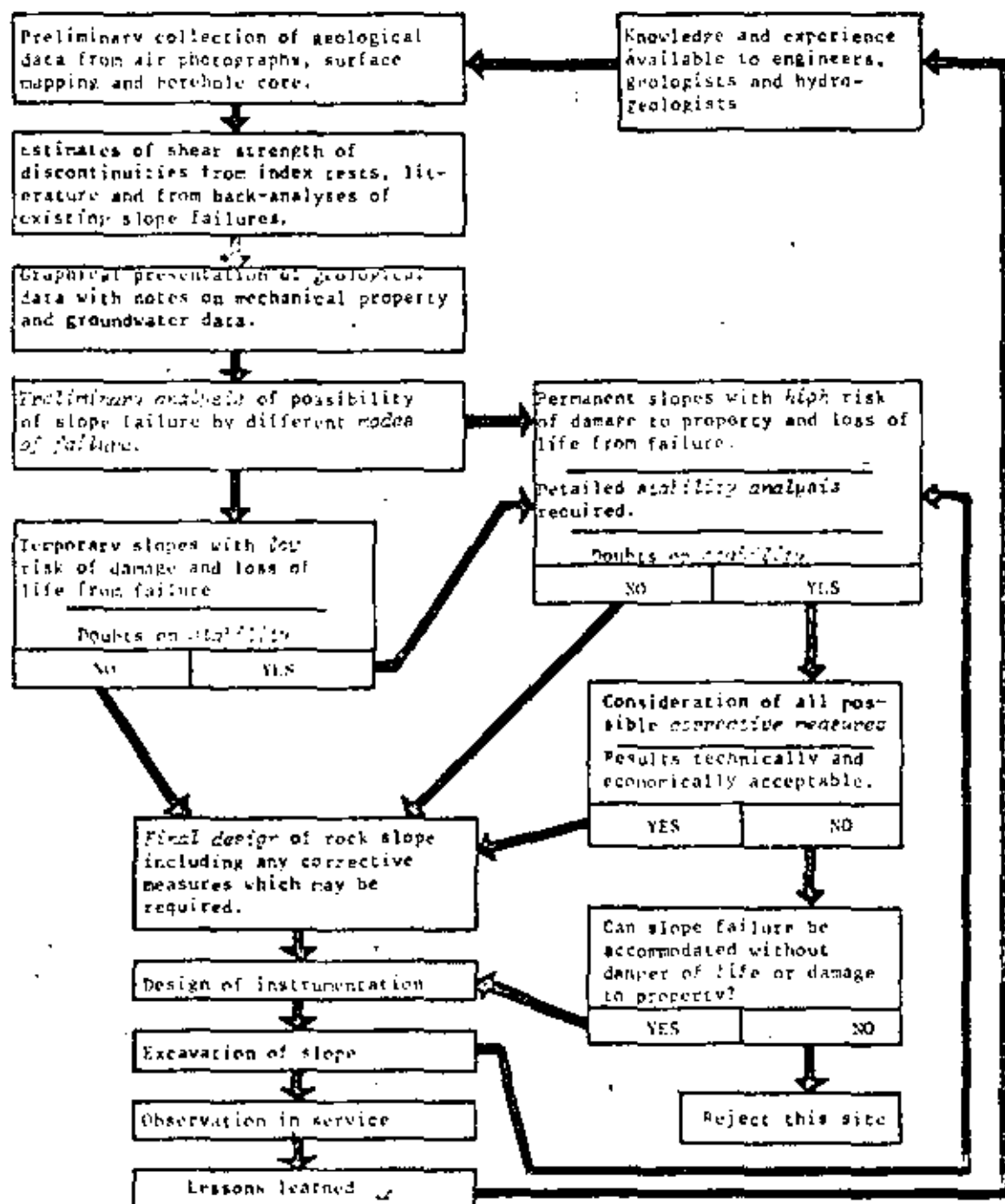


Figure 1: Rock Slope Design Flow Chart

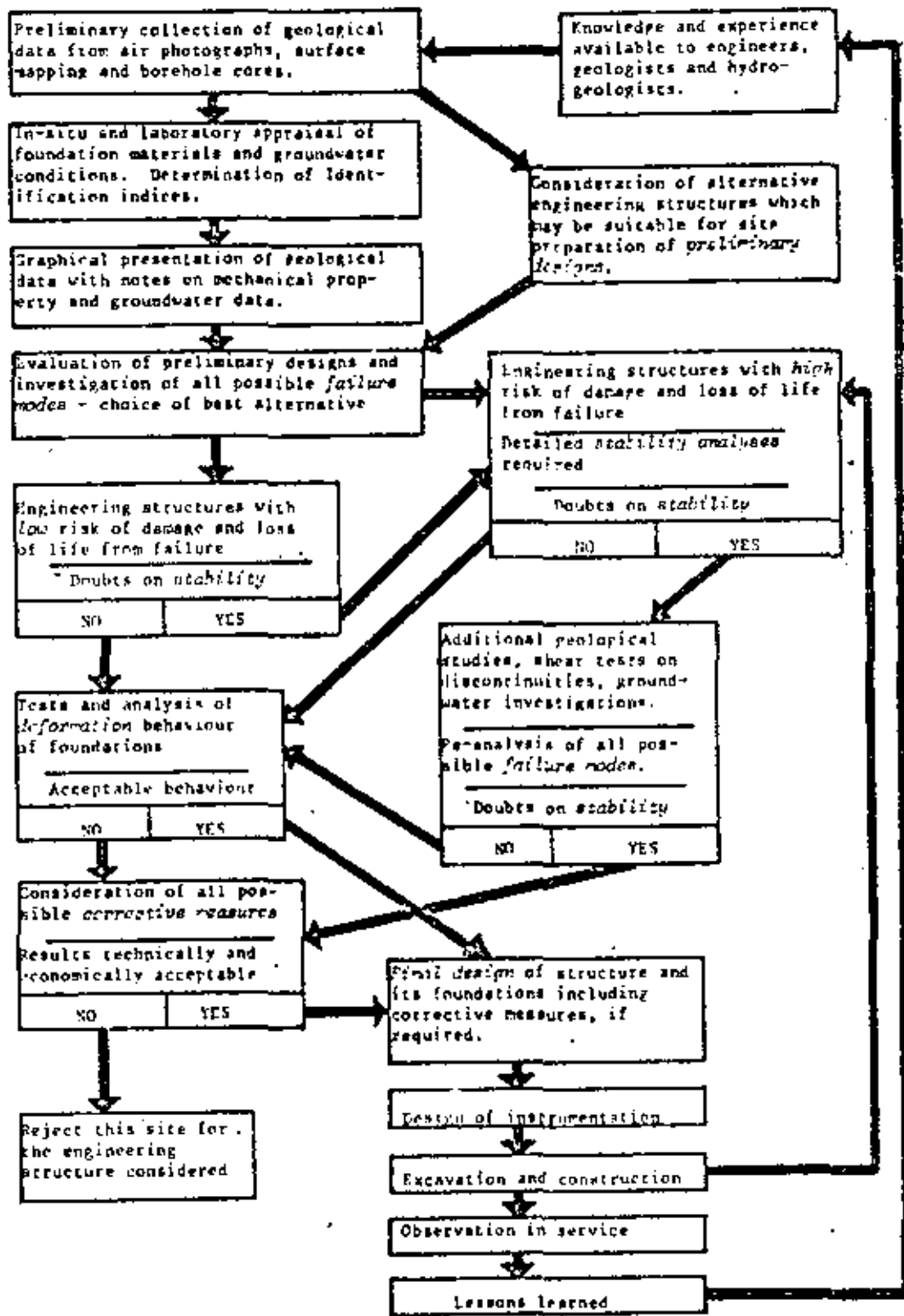


Figure 2: Foundation Design Flow Chart

its main geological features with no gaps over great lengths. Considering that excavation equipment for slicing these trenches is readily available on most sites, it is surprising that so little use is made of this method for site investigations for rock slopes and foundations.

*Diamond drilling* is the most commonly used site investigation method for unexposed rock masses. Although diamond drilling equipment (Jeffers, J.F., 1966) and drilling methods (Rosengren, K.J., 1969) are highly developed, the results of a diamond drilling programme are frequently unsatisfactory. One of the major sources of difficulty is associated with core orientation. Unless the orientation of structural features visible in the core is known, the investment in a drilling programme will be largely wasted since the core will only be of qualitative value to the slope or foundation engineer. Methods of core orientation are available (Korpe, K.F., 1967) but, because they require careful treatment and because they introduce delays into the drilling timetable, these methods are disliked by most diamond drillers. The development of simple and reliable core orientation systems is a challenge to drilling equipment manufacturers and the successful development of such tools would represent a significant step forward in site investigation technology.

All the techniques used in site investigation, diamond drilling must surely be the one which is subjected to the most abuse. All too frequently, in order to satisfy a site investigation specification derived from some out-dated code of practice, an inexperienced driller is provided with antiquated drilling equipment and instructed to drill in a number of locations which have been chosen with little regard to local geological conditions. Payment on the basis of length of hole drilled rather than on the core recovered is also placing the emphasis incorrectly and the final result is usually of no use whatever. All core boxes should be systematically photographed, so as to keep a safe record of them. All too often the core boxes have disappeared when their examination is most required. Good colour pictures are adequate for checking important features.

Development of site investigation contract policies has simply not kept pace with development of equipment and with the needs of the rock engineer. This congress could benefit greatly from the presentation of a model diamond drilling contract for site investigations by an experienced geotechnical consultant who is familiar with the problems of negotiating such contracts in different parts of the world.

Sophisticated drilling techniques such as integral sampling (Rocha, M., 1967) although having great potential, are unlikely to gain wide acceptance while the quality of basic diamond drilling generally available is so poor.

Recognition of the difficulty of obtaining high quality diamond drilling has lead some companies to advocate the use of optical or television probes for the examination of borehole walls. In theory, if such tools could be made effective and reliable, there would be no need for expensive diamond drilling and holes could be drilled with percussion equipment at low cost. Unfortunately, this theory is far from realisation and currently available borehole probes are exceedingly costly and notoriously unreliable and are

probably more expensive to use than high quality diamond drilling equipment. In the hands of specialised companies having the necessary technical expertise to maintain and to operate these units and to interpret the results, excellent results can be obtained particularly for the detection of thin soft layers which are likely to be missed by the coring. "Do-it-yourself" operations are to be avoided.

### 1.22 Graphical representation of structural data

The reader may consider it unusual that this topic is identified for special discussion and yet, when one considers that the graphical presentation of structural geology data is a vital link in the communications chain between the geologist and the engineer, it becomes obvious that this is not a trivial question. The graphical presentation of results which depend upon more than three parameters is a permanent source of worry for the engineer. Here we have more than ten variables, not all having the same significance, but all requiring presentation in a form which can be understood and utilised by the engineer. Further research into methods of data presentation would certainly be worth while. Improving the presentation would enable the engineer to understand the geological structure more clearly and to recognise mechanical behaviour patterns more easily. This improved presentation would also considerably ease the difficulties which occur in the dialogue between geologists and engineers.

Several methods have been proposed for presenting the three-dimensional geological structure of a site and some of these methods are briefly reviewed here.

Major features such as large faults can be drawn on a map, clearly showing their direction in space (e.g. Muller, L., 1963). Such maps are most important when considering the overall geological conditions of the site since smaller scale features which may have a more direct influence upon the stability of the site will usually be related to these major features.

One great difficulty in preparing geological maps is to recognise the continuity or persistence of structural features. Since a thin clay seam of large extent may be more critical than a large pocket of crushed material, the determination of continuity from outcrops and borehole intersections is an important part of this stage of the site investigation. The writers have found that *rod* models of the site (constructed from rigid plastic sheet or from rods) are extremely useful in this respect since it is possible to visualise the three-dimensional nature of the rock structure more easily (Fig.3). Duplicate models in the design and site offices will minimise misunderstanding.

Minor features such as thin joints, bedding planes etc. cannot be represented individually since there are too many of them and such features must be treated statistically in order to establish structural patterns. Polar diagrams, projections of a unit hemisphere, are widely used for this type of analysis (Phillips, F.C., 1971). The *equal area* projection (Fig.4a) is often preferred by structural geologists because it allows for easy plotting of the distribution frequency in space. The *stereographic* or *equal angle* projection (Fig.4b) is preferred by many engineers because all circles on the hemisphere remain

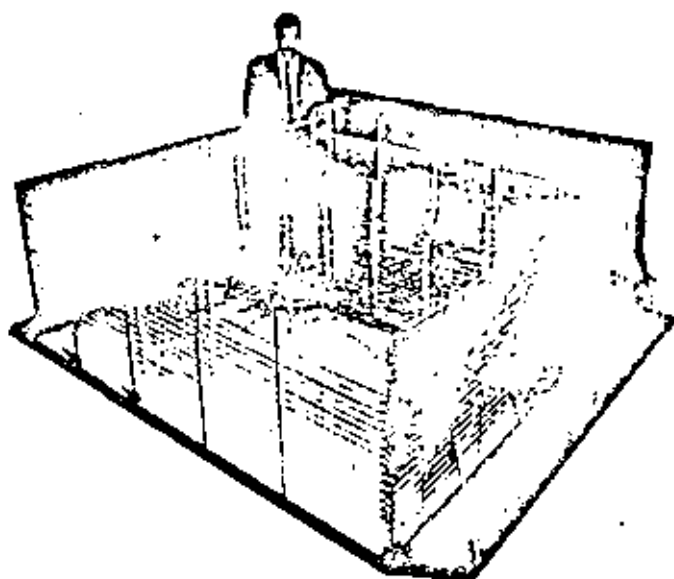


Figure 1 : Plexiglass model of the geology of a dam site.

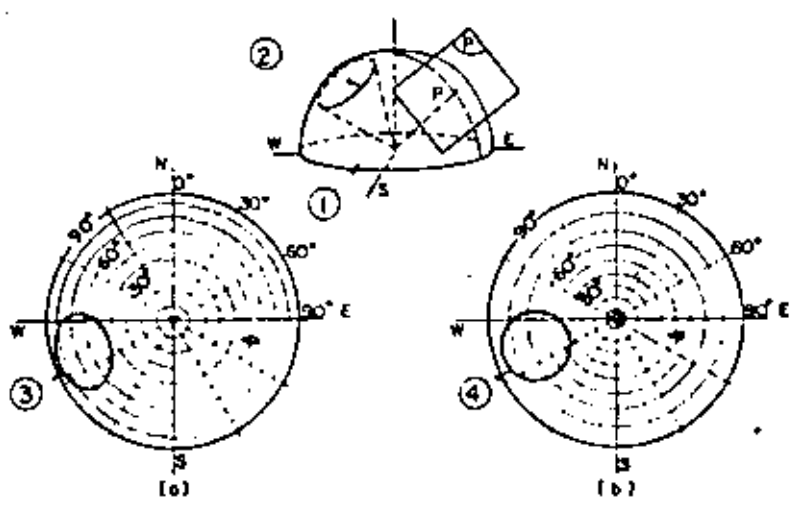


Figure 4 : Polar diagrams .  
 (a) Equal area projection (Schmidt)  
 (b) Equal angle projection (Wulff)  
 (1) Upper hemisphere.  
 (2) Circle on sphere.  
 (3) Projection of circle (not circular)  
 (4) Projection of circle (circular)

circles on the projection and this property allows very convenient graphical treatment of stability problems. The errors in determination of the statistical distribution of structural features can be minimized by using a special grid for counting plotted points. The writers suggest that these counting errors have been over-emphasized since there are certainly systematic errors in the data collection process due to bias resulting from the direction of outcrops and adits in relation to the direction of the structures (Terzaghi, R.D., 1965). Moreover, there are likely to be differences in the statistical results of two surveys carried out by two different teams. Hence, the writers suggest that the statistical treatment of structural patterns and the subsequent graphical stability analyses can be carried out with comparable accuracy using either equal-area or stereographic projections. The choice of which method to be used can therefore be based upon convenience and personal preference.

Use of these projections for presentation and analysis of structural data provides the engineer and the geologist with a very powerful tool. Once the user has become familiar with this tool, it is rapid, convenient and reliable to use. The general reporters wish to enter a strong plea that the use of these projections should form an essential part of any rock mechanics teaching programme.

In spite of the advantages of the methods already described, it must be pointed out that no one method of graphical presentation is entirely satisfactory because no one method can cover all the parameters of the problem: direction, spacing, continuity, opening, roughness and infilling of structural discontinuities. Hence, in addition to plots of structural patterns, the authors visualise the need for something similar to the grading curves used in soil mechanics. The development of such a system is a challenge to research workers in rock mechanics.

The surface roughness of structural discontinuities is a question of vital interest to rock slope and foundation engineers. The shear strength of the discontinuities and the permeability of the rock mass are significantly influenced by dilatancy of rough joints during shearing. This dilatancy is closely related to the shape of the surface irregularities and to the previous history of shear displacement. In other words, description of the surface roughness of joints at all scales is part of the geometric description of the rock structure. (Fueker, L. and Rengers, H., 1971). How this description can be done is a vital question for discussion.

1.23 Geophysics

Seismic refraction is a well established method used by geophysicists to measure the thickness of weathered rock or soil cover. It has proved extremely useful as a site investigation tool for rapid comparison between several sites. This method yields only a zoning of depth in terms of longitudinal velocities. It is well known that longitudinal velocities are not well correlated with other mechanical properties of rock. The question then raised is: can we rely upon this seismic survey for a first selection of sites?

Another development which may in time play an important part in site investigation is that of seismic logging of boreholes as used by the oil

industry. The advantage of these methods is that percussion drilling rather than diamond core drilling, can be used, resulting in a considerable cost reduction. Various types of logging tools are available and have shown promising results when applied to problems outside the petroleum engineering industry (Zamank, J., 1968, Baltasser, R.W. and Lawrence, H.U., 1970). Recent investigations (Lakshmanan, J. and Allard, I., 1971) have shown that there is a good correlation between the fractured density within the rock mass and the transverse velocity of the seismic signals.

Finally, the recent improvements in gravimetry have made it possible to use this geophysical method for the detection of voids in rock formations. It has been successful since 1970, when high sensitivity gravimeters were built by Lacoste-Romberg, for localising buried quarries or karstic channels.

1.24 "Petite Sismique"

The method called "Petite Sismique" (Schneider, B., 1967) is entirely different in its principle of operation. Instead of one, several seismic parameters (particularly transverse velocity, wavelength and attenuation) are measured and shown on the card (fig. 5). Somewhat similar to a passport, which does not fully describe its holder, but identifies him sufficiently for police officers, the Petite Sismique gives the identification of the site and enables the differences, or similarities, with other sites to be detected. This technique has been successfully used in a number of countries and probably deserves to be used more widely. Calibration of a qualitative index of this type can only be achieved by collection and comparison of the results of many successful applications.

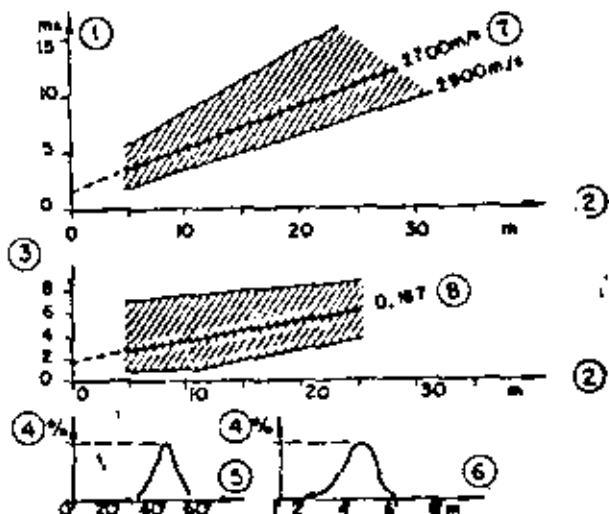


Figure 5 "Petite Sismique" card for a site. (Schneider, B., 1967)

- (1) Time for (transverse wave).
- (2) Distance between shock and geophones.
- (3) Gain (dB units).
- (4) Frequency.
- (5) Schmidt hammer readings.
- (6) Half wave length (transverse wave)
- (7) Median velocity.
- (8) Median attenuation.

GEOSOLAR, INCORPORATED

Qualitative correlations have been established between Petite Sismique parameters and other engineering parameters (e.g. Fig. 4). Considering that Petite Sismique survey requires only one engineer for a relatively short space of time, it appears to be a cheap way of getting useful information on a given rock foundation. The only condition is that there should be enough rock exposed, either in outcrops or preferably in adits.

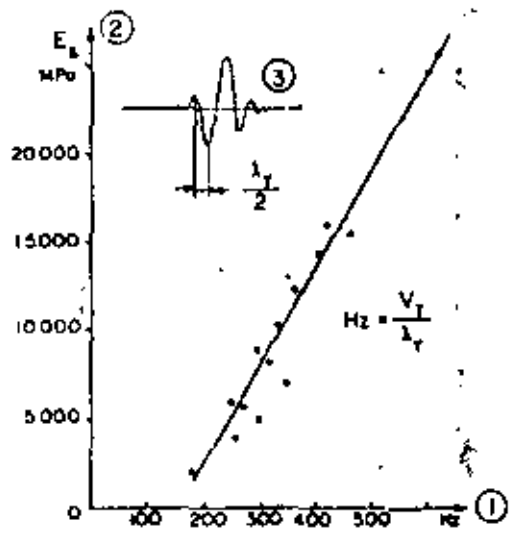


Figure 1 : Correlation between static modulus of deformation and frequency of transverse wave signal obtained by "Petite Sismique" for various rocks.

- (1) Frequency of transverse wave signal (Hertz)
- (2) Static modulus of deformation (MPa)
- (3) Transverse wave seismogram.

1.25 Rock quality designation (RQD)

The rock quality designation (RQD) (Deere, B.M., 1968) is an index of core recovery obtained by summing the length of pieces of core longer than 10cm and dividing this length by the total length of hole. It is an index of fracture frequency and has proved very useful on many sites for estimating the depth of excavation required before good quality rock suitable for foundations is reached. One of its main advantages is its extremely low cost; the computation of RQD for hundreds of metres can be done in a few hours, either on site or from photographs of the core boxes.

The main question is whether the quality of workmanship can influence the length of individual core pieces and hence the RQD value. It is believed that, provided the drilling operations are carried out by qualified personnel using modern equipment to produce core of at least 50mm in diameter, the RQD or similar fracture frequency indices are useful guides to the mechanical characteristics of a rock mass.

The presentation of results of the successful experiences involving the use of RQD would be useful in clarifying some of the uncertainty associated with these techniques and in convincing sceptical engineers

1.26 Lugeon test

This well known test, originally proposed by Maurice Lugeon as a criterion for groutability, is widely used to estimate the permeability of rock masses. The test involves packing off a section of borehole and measuring the amount of water which can be injected into the rock mass through this section in a given period of time and at an excess pressure of 10 kg/cm<sup>2</sup> (1 MPa).

Several authors argue that this test is invalid in rock because an excess pressure of 10 kg/cm<sup>2</sup> is sufficient to open discontinuities and to change the permeability or the hydraulic conductivity of the rock mass. Indeed, if a great deal of trouble is taken to orient the hole at right angles to the set of fissures in which permeability is to be measured, to vary the packer spacing and the pressure of injection, a great deal of information can be deduced on the spacing and the opening of discontinuities. A further refinement to the Lugeon test, involving the use of four packers instead of two, has been proposed by Louis (1970). In this test, the central section between the second and third packers is the measuring section, while the two outer sections act as flow barriers which are designed to ensure that radial flow occurs in the measuring section (Fig. 7).

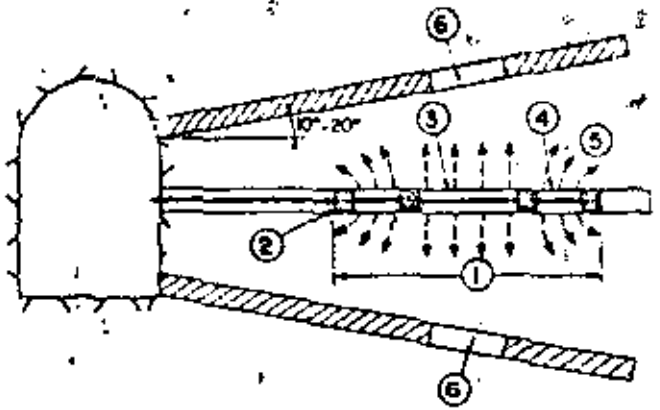


Figure 2 : Hydraulic triple probe for water tests. (Louis, C., 1970)

- (1) Probe.
- (2) Packer (0.8 m long).
- (3) Central measuring section (2 to 5 m long).
- (4) Outer flow barrier section (2 m long).
- (5) Flow lines (radial in central section).
- (6) Piezometers in lined holes.

A question that the general reporters raise is: are we really improving the Lugeon test which is extremely simple and adequate for most sites? The modifications to this test described above may give the illusion of great accuracy but this accuracy may not in fact be obtainable in a medium as complex as rock. While the reporters accept the need for the adoption of a scientific approach to the very difficult problem of water seepage in rock masses, they also feel that there is a need for a clear and unambiguous presentation of the results already achieved, so that the general reader can judge for himself whether progress is being made in this field. One question which will be discussed in more detail later in this report, but which has a bearing on the use of the Lugeon test

14; Does the flow net concept derived from the consideration of flow through porous media apply to rock masses or is it necessary to use an approach based on flow through individual discontinuities?

1.27 Jacking tests

Jack tests designed to determine the modulus of elasticity of a rock mass are more relevant to foundations than to rock slope design. Nevertheless, these tests are discussed in this common section because there are some cases in which results of jacking tests may give information on rock mass behaviour, which is useful to the rock slope designer.

Most jacking tests are interpreted in terms of the Boussinesq equations which provide a relationship between measured load and displacement and the modulus of elasticity. Since these equations are only valid for an elastic continuum, their use yields a modulus of elasticity for an "equivalent" continuous medium. Consequently, the first question which arises is: can the modulus of elasticity obtained by a jacking test be applied to the design of an engineering structure founded on a discontinuous rock mass?

Close examination of the results of a jacking test shows that the relationship between load and deformation is generally non-linear. In other words, it is possible to infer from a given test several values of deformability depending on the magnitude and the sign (loading or unloading) of the applied load. In fact, these non-linear curves can be used as an additional indicator for failure for the rock mass (Schneider, B., 1967). Correlations with other engineering properties have shown that various stages of the curves (Fig. 8) are indicative of the fracture frequency and the mechanical behaviour of the rock mass. These identifications indices may be useful during the preliminary site investigation. The non-linear load deformation curves obtained in jacking tests are also useful in establishing the stress limits beyond which the concept of modulus of elasticity becomes meaningless and where a foundation design based upon elastic theory could not be considered reliable.

Jacking tests are usually performed in adits where the reaction to the applied load is provided by the opposite side of the gallery. Surface tests can also be carried out if the load reaction is provided by deep anchors (Stanz, 1967). The main point of controversy in the use of these devices relates to the size of the loaded area and the magnitude of the applied load; small load area and high stress, or large load area and low stress? The second alternative is more expensive but probably closer to the conditions which will apply to the full scale structure. In fact, the crucial point of this argument is the question of what effect the scale of the structure has upon the foundation deformations. It is unlikely that this question will be resolved by theoretical discussions. What is needed is a correlation between jacking test results and the deformation of foundations measured on full scale structures. Some attempts have been made to establish such correlations (Hard and Burland, 1969) but it cannot be claimed that this question has been adequately resolved.

Borehole jacks have been developed in several countries and have the advantage of being capable of

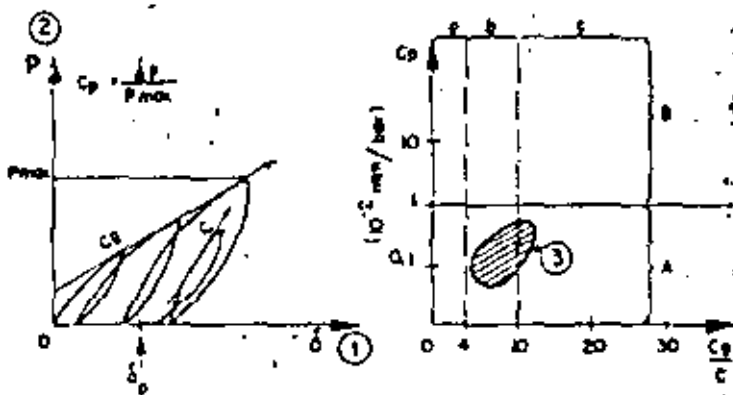


Figure 8: The jacking test and its interpretation. (Schneider, 1967).

- (1) Displacement of plate.
- (2) Plate stress.
- (3) Points for a given site.
- C, Cq Slopes.
- Cp in 10<sup>2</sup> mm per bar.
- δp, irreversible displacements.
- A Zone of practically elastic deformations.
- B Zone of important irreversible deformations.
- A Zone of compact rock.
- L Zone of average rock.
- c Zone of open jointed rock.

of scale effect is even more important in this case and many engineers will remain sceptical about their use until it has been convincingly demonstrated that the results are relevant to full-scale foundation design. The walls of a borehole, however, are less disturbed than the walls of an adit excavated by blasting. This is in favour of the borehole jacks.

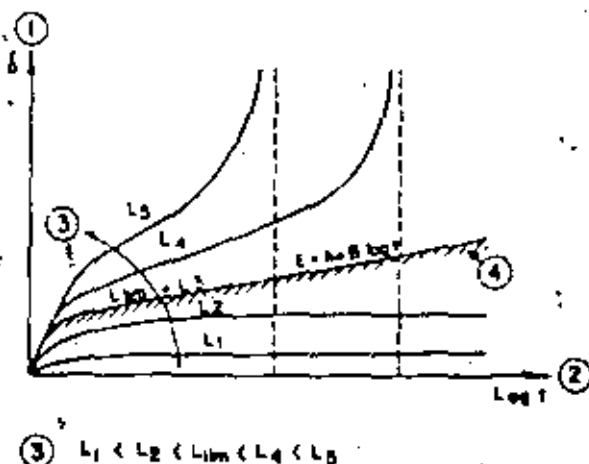


Figure 9: Displacement versus time - Limiting load.

- (1) Displacement.
- (2) Time (log. scale)
- (3) Limiting load (L<sub>lim</sub> = L<sub>3</sub>)



Many jacking tests show that deformation is time dependent. It is therefore interesting to investigate the effect of sustained loading, although such tests are not often carried out in situ because of the high cost and time requirement. It has been suggested that the maximum strain rate under constant load that can be accepted is that corresponding to the upper linear curve in Fig. 9, in which strain is plotted against the logarithm of time. The load giving this behaviour is the maximum permissible load above which failure of the foundation will occur after a finite lapse of time. The tests can be carried out by plate loading at the rock surface, or by the use of borehole jacks. The influence of the scale of the test upon the time dependent characteristics measured is an important point requiring further investigation.

### 1.28 Residual stresses

Before applying a new load to a rock foundation, it may be important to know the magnitude of stresses of tectonic origin which already exist within the rock mass. A knowledge of these stresses is less important to rock slope engineers, although there may be cases where high stresses can develop near the surface, e.g. at the top of a high cliff.

One method of stress measurement is to use a flat jack which is inserted into a slot cut into the rock and pressurised to restore the readings on a deformation gauge set across the slot. This method has the advantage of giving a direct measurement of the stress acting across the slot, but it has the disadvantage of being limited to shallow depth from the rock surface (Fig. 10).



Figure 10 : Flat jack test - cutting a slot with a circular saw. ( Photograph by courtesy of S.E.I.L., Paris ).

An alternative method is to use electrical resistance strain gauges, or photoelastic transducers which are glued into the borehole and stress relieved by over bonding. These methods permit the measurement of stresses at depth within the rock mass, but the interpretation of the results, particularly in an anisotropic rock system, is difficult and there are sometimes significant variations between the measurements carried out at adjacent points in the same borehole.

In view of the relative unimportance of residual stress results in the design of surface workings, it is not considered appropriate that stress measuring techniques should be discussed in greater detail in this report. It is, however, hoped that the rock engineer's ability to measure stress will be improved as a result of the research activities of those who are concerned with underground excavation design and to whom residual stress is a crucial issue.

## 1.3 Laboratory tests

### 1.30 Introduction

Only a limited number of tests which can be carried out in the laboratory are considered relevant to rock slope or foundation design. The reason is that the behaviour of the rock mass is governed by the orientation and nature of the discontinuities in the rock mass, whereas the samples sent to the laboratory generally consist of the stronger rock material. There are, however, two reasons for studying samples in the laboratory. The first is that the behaviour of the material gives a clue to some of the problems which are likely to arise on the scale of the rock mass. In fact, the rock material is often a small scale model of the rock mass because it has passed through the same tectonic and geological history and the small scale features in the material are frequently closely related to the large scale features in the rock mass. Consequently, a test on a small sample of intact rock can frequently give a useful *identifications factor* which can assist in the engineering appraisal of the rock mass. A second reason for laboratory testing is that of convenience, provided that it is possible to obtain samples of rock and particularly of rock containing discontinuities such as bedding planes or joints. The best place to carry out these tests is in the laboratory. It must be emphasised that the laboratory need not be located in London or Paris and that a hut or caravan on some remote site can be an effective location for laboratory type work. The term laboratory testing is used here to differentiate between those tests which are carried out on samples which have been removed from the rock mass, and those tests carried out in situ.

The tests discussed here are only a few of those which can be carried out in the laboratory in order to understand the behaviour of rock. It has been assumed that the general reporter of Theme I will cover this subject more thoroughly and that only those topics of direct relevance to the design of surface workings will be dealt with in Theme III. It may be argued that many properties other than those discussed hereunder are useful for the study of rock properties required in the design of slopes and foundations. This question is open for discussion but the tests described are considered by these general reporters to be adequate for design purposes within the framework of currently available knowledge. These tests are:

- Compression tests (including point load tests)
- Radial permeability
- Shear strength of joints

1.31 Compression tests

The *uniaxial unconfined compression test* is a cheap and easy means for obtaining an identification index of the rock material. More elaborate tests, which are extremely numerous, have little practical value for slope and foundation design. The results of uniaxial compression tests, like all other tests on rock, invariably show a significant amount of scatter. This scatter is associated with the discontinuous nature of rock: the engineering properties being governed by discontinuities which may range from grain boundaries on a small scale to joints and faults on a large scale.

Some authors have argued that the amount of scatter associated with the uniaxial compressive test is reason enough for the test to be discarded. On the other hand, some argue that the amount of scatter gives a useful qualitative indication of some aspects of the nature of the rock mass. The general reporters suggest

The following qualitative indications may be obtained by uniaxial testings: (a) the mean value of strength allows an initial *classification* of the site, (b) the variation in strength from one zone to another gives an indication of the *heterogeneity* of the site, (c) variation in strength with the orientation of the sample gives an indication of the possible *anisotropy* of the rock mass, (d) scatter of the results of small sample tests gives an indication of the *microfracturing* of the rock as a result of previously applied tectonic stresses.

In order to minimise the time and expense involved in preparing the ends of specimens for uniaxial compression testing, it has been suggested that *point load tests* or *Brazilian tests* yield results of comparable accuracy. In these tests an unprepared piece of



Figure 11a : Machine for point load strength determination. (Manufactured by Robertson Research)

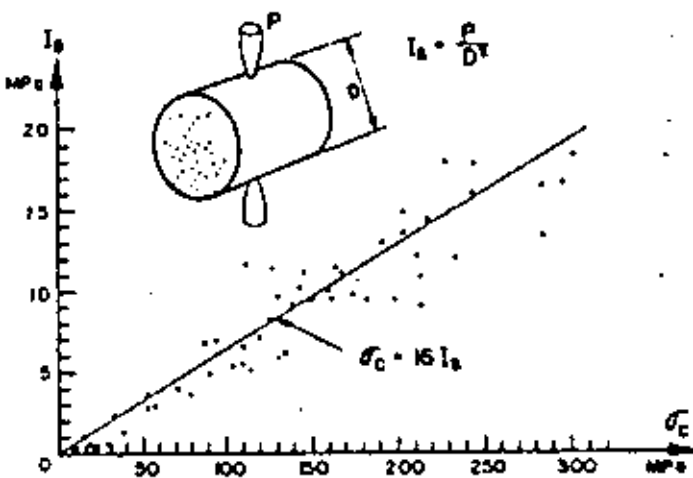


Figure 11b : Relationship between point load strength index  $I_s$  and uniaxial compressive strength  $\sigma_c$ .

rock core is loaded between two points (Fig.11) and the core is split as a result of tensile stresses developed across the core. This test, which is extremely cheap and quick to use during site investigations, provides results which are closely related to the strength of the rock material (D'Andreas, D.V. et al, 1965).

In addition to strength testing, measurement of the *modulus of elasticity* on cores of rock subjected to uniaxial loading is a basic means for determining this property of the rock material. This value must obviously be reduced when considering the deformation of a rock mass and the extent of this reduction is a question requiring further investigation.

1.32 Radial permeability

Radial permeability is also an indirect measure of the degree of fracture of a sample of rock material (Bernaix, J., 1967). In this test, cores with an axial hole (Figure 12) are subjected to radial percolation of water under pressure. The index measured in this test is the ratio  $S = k(-1)/k(+50)$  in which  $k(-1)$  is the permeability measured for convergent flow under a differential pressure of 50 bar. When  $S$  is high the rock material permeability is very sensitive to *applied stresses*, a phenomenon which is typical of fractured rock. The main value of this test is not for the measurement of the permeability of the rock material, which generally has little influence on the hydraulic behaviour of a rock mass, but of the degree of fracturing of the rock material. A great number of tests have shown the existence of correlations between the ratio  $S$  and the scatter of strength values, or the scale effect on strength.

The use of this simple test is therefore similar to that of the uniaxial compression test. The value obtained is, however, more clearly related to the degree of fracture of the specimen and it has little relationship to the mineral composition of the rock.

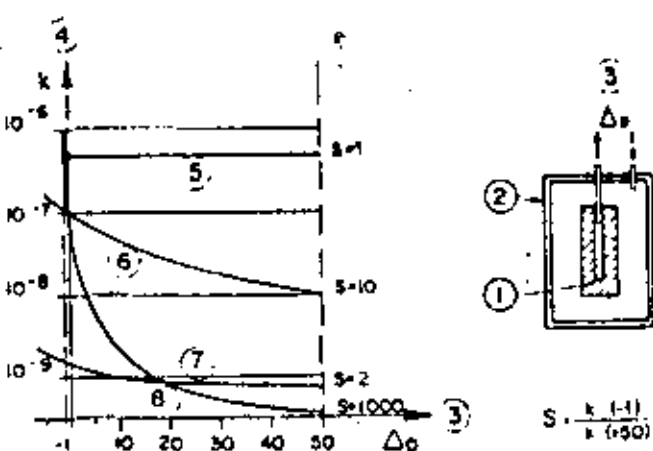


Figure 12 : Radial permeability test and curves for various values of index S ( Bernaix, J., 1967)

- (1) Rock sample with axial hole.
- (2) Pressure cell.
- (3) Water pressure differential  $\Delta p$  (bar).
- (4) Permeability "k" (cm/s).
- (5) Colithus limestone (no fissures).
- (6) Gneiss (average).
- (7) Gneiss (trapped).
- (8) Gneiss (fractured).

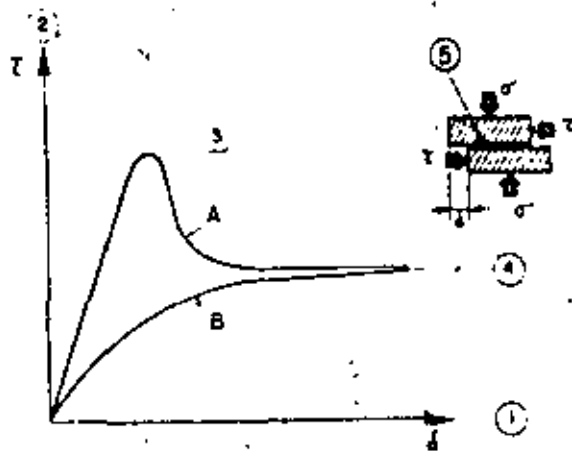


Figure 13 : Variation of shear resistance with displacement on a discontinuity.

- (1) Displacement.
- (2) Shear stress.
- (3) Peak shear strength.
- (4) Residual shear strength.
- (5) Pre-existing discontinuity.
- A Rough surface which has not been subjected to previous displacement.
- B Smooth surface which has been subjected to large displacement.

1.11 Shear strength of discontinuities

Because the stresses acting on rock slopes and foundations are low, fracture of intact rock is seldom involved in the failure of these structures; their mechanical behaviour being governed by shear movement on discontinuities such as faults and joints. Consequently, determination of the shear strength of these discontinuities is a question of fundamental importance in the design of surface workings.

The surfaces of separation (stratigraphic layers such as bedding planes and geologically induced fractures such as faults and joints) have a tensile strength which is for all practical purposes zero, and a shear strength which depends on wall roughness, the infilling material and the amount of imbrication (arrangement of individual blocks). The most dangerous for stability are obviously the surfaces that are planar, smooth, filled with soft materials, of large area and not interlocked. This is the case of shear fault. Less dangerous discontinuities are those which have not been subjected to large shear displacements in the geological past and where there is some interlocking of surface roughness or cementing of the surfaces by precipitated infilling.

The difference in mechanical behaviour between these two types of surface is illustrated in Figures 13 and 14 in which shear stress is plotted against displacement and against normal stress. In the case of rough surfaces (curve A in Figure 13) interlocking of surface irregularities causes the sample to behave in an approximately linear-elastic manner for small displacements. At a given displacement, the peak shear strength of the surface is overcome as a result of over-riding or shearing through of the interlocking irregularities and a rapid drop in shear strength occurs as displacement is continued. Eventually, when

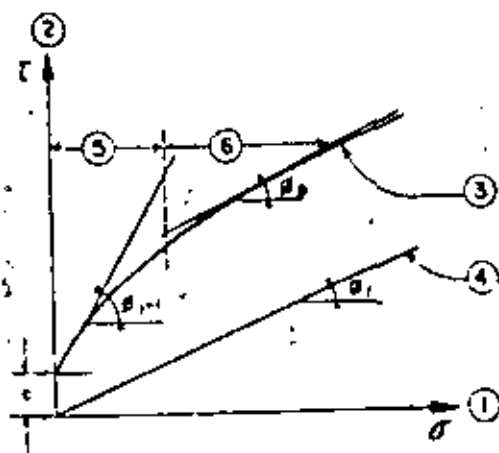


Figure 14 : Variation of shear strength with normal stress for peak and residual strength.

- (1) Normal stress.
- (2) Shear strength.
- (3) Peak strength.
- (4) Residual strength.
- (5) Dilation.
- (6) Shear.

the surfaces have been ground smooth, a residual strength value is reached.

In the case of smooth surfaces (curve B in Figure 13), the peak strength has already been exceeded during previous geological movement and the shear strength increases smoothly with displacement until the residual strength value is reached.

Considering the values of peak and residual strengths for various applied normal stress levels, the curves illustrated in Figure 14 are typical of the behaviour of rock surfaces. In the case of the peak strength behaviour, a small value of cohesion  $c$  may be present due to cementing of the surfaces. The curve relating shear strength and normal stress is generally non-linear as illustrated. This curve is steeply inclined at low normal stresses as a result of the interlocking of surface irregularities. Because of the high strength of the rock material from which these irregularities are formed, shear displacement at low normal stress takes place as a result of over-riding or dilation in which the irregularities move over one another and the total volume of the specimen is increased. The slope of the curve at low normal stresses can be approximated by the angle  $(\phi_i + i)$  where  $\phi_i$  is the friction angle of the material surface and  $i$  is the average angle of incidence of the surface irregularities to the direction of shearing (Patton, F.D., 1964). As the normal stress increases, the dilation of the specimen is inhibited and fracturing of or shearing through the interlocking surface irregularities commences. Eventually, the shear strength of the surface is controlled entirely by the shearing through of these irregularities and the inclination of the curve approaches the peak friction angle  $\phi_p$  of the rock material.

In the case of the smooth surface (curve B in Fig. 13), the residual strength behaviour is defined by the friction angle  $\phi_r$  and the cohesion is, for all practical purposes zero. Note that the friction angles  $\phi_p$  and  $\phi_r$  are not necessarily equal since the infilling material in the case of the smooth surface may have been altered by weathering.

An extremely important point which emerges from Figure 14 is that the residual strength of sheared surfaces is not influenced by the scale of the test. This is because the friction angle  $\phi_r$  is a dimensionless number and, provided that there is no cohesion intercept, its value can be determined by tests on small samples (Londe, F., 1933). On the other hand, when large shear displacements have not already occurred in the geological past and when the sample displays a peak strength behaviour (curve A in Fig. 13), both the cohesion  $c$  and the roughness angle  $i$  will depend on the scale of the specimen tested. The basic question which must be considered here is: can the values of cohesion and roughness angle determined in small scale laboratory tests be relied upon for the design of large engineering structures?

This question can only be answered by considering the behaviour of full scale engineering structures, such as rock slopes and Figures 15 and 16 illustrate an example of this type of analysis. In Fig. 15, the results of a number of shear tests on porphyry joints are plotted and the lines A, B, C and D define the limits of scatter of the peak and residual strength values. In Fig. 16, critical slope height versus slope angle relationships have been derived from the results given in Fig. 15 and are compared with the slope height - slope angle relationship for nine porphyry slope failures in the Rio Tinto area. It will be noted that all the slope failures fall within the region defined by the residual strength parameters, although it should be noted that a small cohesion intercept (0.1 MPa) has been assumed for this analysis (Hoek, E., 1970). Note that, unless the small cohesion value is included,

all slopes should have failed at the residual friction angle of approximately  $35^\circ$ .

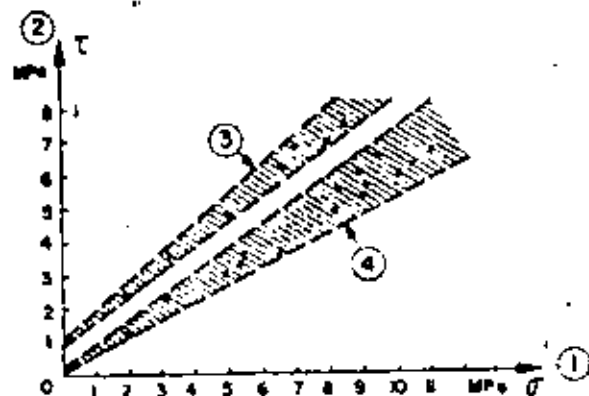


Figure 15 : Shear strength results for porphyry joints from Rio Tinto in Spain.

- (1) Normal stress (MPa)
- (2) Shear strength (MPa)
- (3) Peak strength.
- (4) Residual strength.

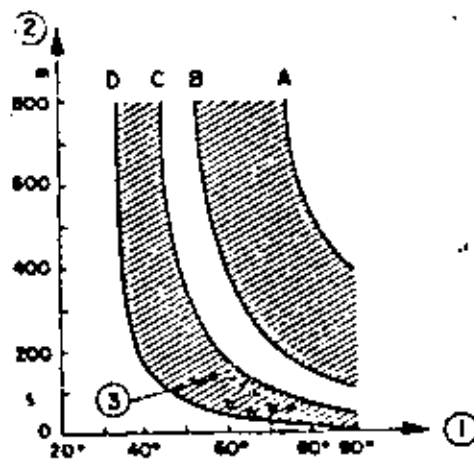


Figure 16 : Critical slope height versus slope angle relationships derived from figure 15, compared with nine slope failures in porphyry.

- (1) Slope angle (degrees).
- (2) Slope height (meters).
- (3) Slope failures.

In Figure 17, values of cohesion and friction angle have been plotted from the results of a number of analyses, similar to that discussed above. Many of these results have been determined from relatively short term failures in small slopes and, included in the diagram, an arrow gives a qualitative indication of the influence of time and scale of the structure. This is a question which obviously requires a great deal of research and discussion but, as a result of their own experience, the reporters propose the following general rules:

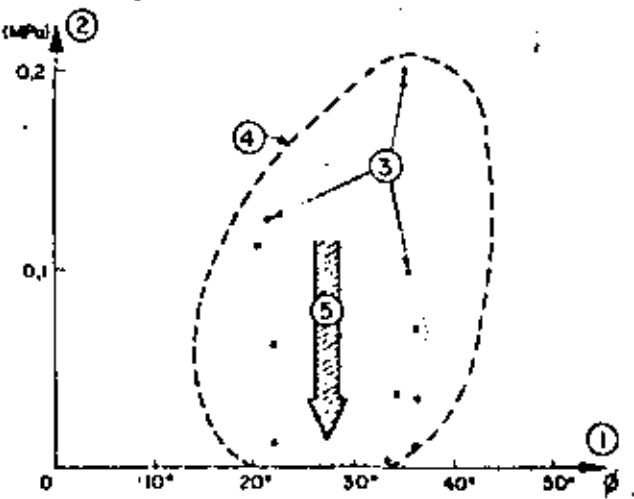


Figure 17 : Relationship between cohesion and friction angle determined by back-analysis of slope failures.

- (1) Friction angle  $\phi$  (degrees).
- (2) Cohesion (Megapascals)  
(1 MPa = 10 kg/cm<sup>2</sup> = 142 lb/in<sup>2</sup>)
- (3) Each point corresponds to an observed slope failure.
- (4) Boundary of suggested range of values which can be used for slope design.
- (5) Influence of time and size.

- a) When a very large structure such as an arch dam or major building foundation is being designed for conditions of long term stability (more than 100 years), it is recommended that the design be based on zero cohesion and a residual friction angle  $\phi_r$ , which can be determined in small scale laboratory tests.
- b) Where temporary rock structures of limited size are being designed, it is permissible to allow some cohesion and non-linearity of the shear strength versus normal stress curve, provided that these values are checked against typical values obtained from back analysis of failures in similar materials.

The general reporters regard it as irresponsible engineering practice to attempt to calculate the value of cohesion from the intact strength of small scale rock samples.

Several different types of direct shear machines have been designed and two typical designs are illustrated in figure 18 and 19. The machine shown in Fig 18 is capable of testing relatively large specimens

approximately 400mm x 600mm) while the small machine shown in Fig.19 is designed for testing pieces of core or small hand samples. Friction angles measured in either of these types of machines tend to compare very well and, since the reporters do not advocate the determination of cohesion by laboratory testing, it makes little practical difference which one is used. The only reason for using the large one is when one has to test a thick joint.

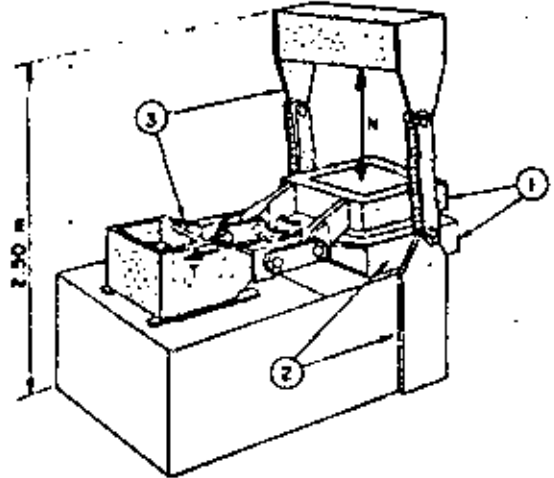


Figure 18 : Direct shear apparatus for testing rock joints in the laboratory (Londe, P., 1973)

- N Normal force.
- T Shear force.
- (1) Upper and lower parts of shear box.
- (2) Fixed parts.
- (3) Moving parts.

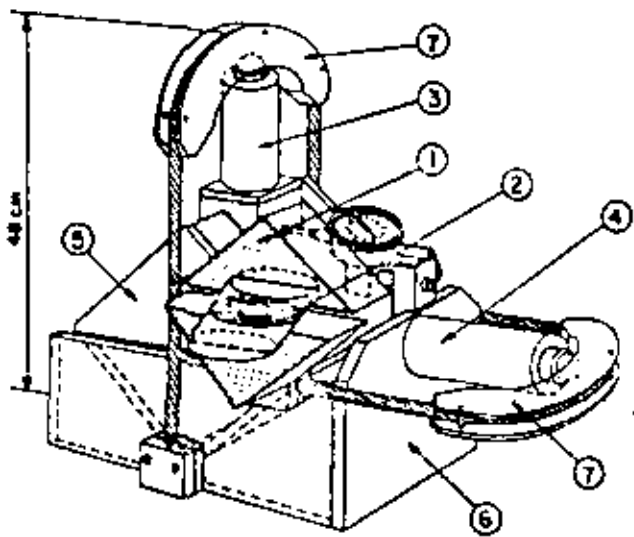


Figure 19 : Portable shear machine for use in site laboratories. Weight 600 N (Hook, E and Gray, J., 1973)

- (1) Concrete or plaster cast specimen mount.
- (2) Shear surface.
- (3) Normal load jack.
- (4) Shear load jack.
- (5) Upper shear box.
- (6) Lower shear box.
- (7) Rope load equaliser.

In order to estimate cohesion from large scale shear tests, many authors have reported the results of shear tests carried out in situ. In these tests, the specimen is cut free from the surrounding rock mass, with the exception of one side which is left attached.

## GENERAL REPORT

## 16

Shear and normal loads are generally applied by means of flat jacks or hydraulic ram jacks and, because of the large size of the equipment required, these tests are extremely expensive. These general reporters do not recommend in situ shear testing except under very special circumstances. Many readers may wish to disagree with this recommendation and the reporters would welcome a general discussion on this topic.

## 2. DESIGN METHODS

## 2.1 Introduction

Before going on to discuss the design of rock slopes and foundations, it is necessary to consider the general question of how a design in rock should be approached. Having accumulated data on the geometry of the rock structure, the mechanical properties of the rock mass and the groundwater conditions, how is this information to be processed in order to arrive at an assessment of whether the overall design will be satisfactory?

Considering the large number of parameters which are involved in defining the behaviour of a rock mass, the fact that their measured values will be widely scattered and their interrelationships ill-defined, it is clear that a precise assessment of the performance of the rock mass is not possible. In addition, it must be kept in mind that different criteria will have to be satisfied, depending upon the purpose of the rock structure. Hence, a safe slope may be regarded as one which remains standing for the duration of its working life while a foundation may be regarded as inadequate because of differential movements of relatively small magnitude which can induce failure in a structure such as a concrete dam.

In spite of these difficulties, it is, nevertheless, clearly necessary that some form of quantitative assessment of the performance of the rock slope or foundation should be attempted. The following chapter gives a brief review of the methods which can be used together with comments on the usefulness and limitation of each of the methods. Detailed discussions on the application of some of these methods to the design of rock slopes and foundations are given later in this report.

The following topics will be discussed in this chapter:

- Model studies
- Mathematical models
- Limit equilibrium methods
- Mechanical effects of water pressure
- Factor of Safety.

## 2.1 Model studies

Mechanical and civil engineers have made extensive use of models as design tools for many years. Hence, a complex component for an aeroplane, a car or a bridge can be made up at low cost as a reduced scale model and tested to destruction. Because the materials used are man-made and their behaviour is well known, precise model laws can be used for the interpretation of the results of such model tests. Consequently, such models are valid and valuable design tools.

Because of the difficulties involved in studying the behaviour of fullscale rock structures, it is not surprising that many attempts have been made to use models in much the same way as they are used in other branches of engineering. Two distinct types of physical models must be considered:

- a) *Phenomenological Models* which are designed to study general behaviour patterns
- b) *Design Models* which are intended to provide quantitative information.

Models which are built up of simple bricks of plaster, cement, wood or any other material to represent a rock mass can provide extremely valuable information on behaviour patterns in such discontinuous systems. Such models have revealed previously unrecognised failure modes or have confirmed hypotheses built up by careful field observation. Note that these models are essentially *geometrical models* and that no serious attempt is usually made to simulate all the mechanical properties of the rock mass. Model studies of this type (Maury, V., 1970, Barron, J.S., 1970, Frismanovic, D., 1967, Goodman, R.E., 1972) have proved invaluable as *research tools* and the writers strongly recommend the use of simple models to assist students and design engineers in understanding the basic behaviour patterns in discontinuous rock masses.

On the other hand, models which are intended to provide quantitative design information are not favoured by these general reporters. Even if it were possible to satisfy all the similitude requirements, the amount of time required and the cost of constructing a detailed *design model* is such that it is most unlikely that more than one model will be built for any particular problem. Such a model, if well made, may create an illusion of great accuracy and may encourage the designer to accept a single set of result results without considering other failure modes and behaviour patterns. Hence, while value of models as research and educational tools is not questioned, their use as design tools is not recommended since their use defeats the basic object of a good design - to consider all possible combinations of parameters and to arrive at a *balanced judgement*. A "precise" answer based upon an inadequate set of assumptions is of no use to the design engineer.

## 2.2 Mathematical models

Two types of mathematical model are relevant to this discussion:

- a. Finite element models
- b. Dynamic relaxation models

Recent developments in both finite element (Goodman, R.E. and Dubois, J., 1972) and dynamic relaxation models (Cundall, P., 1971) have extended the methods to make it possible to deal with *discontinuous systems* and *simple three-dimensional problems*. Although the mechanical properties of all the elements in a discontinuous rock mass are difficult to represent and although the capacity of present computers limits the size of problem which can be dealt with, the writers are confident that further development of these techniques will provide engineers of the future with very powerful tools. Compared with physical models, these mathematical models will be both cheaper and

quicker to operate. Their one outstanding advantage is the possibility, at small additional cost, to vary each of the parameters involved in order to check the sensitivity of the design to these variations.

In spite of general optimism about the development of these tools, there are still serious barriers to their effective use as design methods. These barriers involve the difficulty of supplying adequate input data for a meaningful analysis. Consider a relatively simple stability problem involving a rock mass with three intersecting sets of discontinuities and subjected to water seepage. The input data required for a mathematical model of this problem are:

- 3 values for friction angles
- 3 values for cohesion
- 3 values for hydraulic conductivity
- 3 values of compression modulus
- 3 values for shear modulus
- 3 values for dilatancy coefficient

A total of 18 variables, each having a range within which its values can be scattered. In addition, the hydraulic boundary conditions (generally very poorly known) have to be defined.

The simple question which must, therefore, be considered is - can input data be obtained for real problems which will permit a meaningful mathematical model to be used for design purposes? The answer, in the case of typical problems encountered by the design engineer, is no. Consequently, the conclusion must be that these mathematical models are extremely useful research tools but must be used with caution if applied to real problems.

### 2.3 Limit equilibrium methods

The most important failure modes in rock masses which are subjected to low loads (i.e. surface workings) are associated with movement on preexisting discontinuity surfaces (faults, bedding planes, joints etc.). If failure of the intact rock material and deformations within the rock mass are ignored, a simplified mathematical model of the failure process in a rock mass can be constructed. In this model it is assumed that sliding of blocks of material occurs when a condition of limiting equilibrium is reached, i.e. when the driving forces due to gravity and water pressure are exactly balanced by the resisting forces due to friction and cohesion. Because deformation of the rock mass is not considered, large blocks, which are assumed to remain intact, can be considered and the force system can be simplified to a few total forces acting at specific points on the surface of the blocks. The problem of a wedge of rock resting on three intersecting discontinuities can now be solved on the basis of:

- 3 values for friction
- 3 values for cohesion
- 3 values for forces due to water pressure

A total of nine variables. As discussed in section 1.33, a critical structure is normally designed on the basis of zero cohesion and hence this number of variables can be reduced to 6 for such cases.

Graphical and analytical limit equilibrium solutions to a variety of rock stability problems have been published (Witke, W., 1965; Londe, P., 1965; John, K., 1968; Londe, P. et al, 1969 and 1970; Hendron et al, 1971; Hoek et al, 1973). These methods are the most widely accepted and commonly used design tools in

surface rock engineering because they are simple and quick to apply and because they permit a rapid assessment of the influence of variations in all the parameters involved in the solution. The graphical methods are particularly useful for field applications and can play an important part in the progressive design of site investigations - each step in the investigation being designed to check specific features which the analysis has shown to be important.

This approach has, of course, some limitations. The conditions of limiting equilibrium are assessed without taking the deformations of the rock mass into account. If the rock mass is to act as a foundation, these unknown deformations may be unacceptably large and it is therefore necessary to carry out additional work (Fig. 2) to check this deformation behaviour. The assumption that the sliding mass remains intact may also be unrealistic and practical observations suggest that the breaking up of a block of rock during the early stages of sliding will have a significant influence upon the behaviour of a slope. In some cases, improved drainage due to opening up of fractures may be sufficient to stabilise the slope.

Are these limitations serious enough to overcome the advantages of the method? The answer seems to depend upon which point of view is taken. The responsible engineer should be concerned with the detection of factors important in controlling the stability of his particular site rather than with "accurate" computations. Once these factors have been identified, realistic practical decisions can then be taken on the steps which are necessary to ensure that the rock mass will behave in a reasonably predictable manner. On the other hand, the research scientist is concerned with understanding the full picture, hopefully in order that he may be able to evolve better design methods. Consequently, he may feel that the assumptions upon which the limit equilibrium methods are based are unacceptable and that the more comprehensive treatment provided by mathematical models is preferable.

The general reports feel that both points of view are valid and the development of these and other methods is necessary provided that the final aim of designing safe rock structures is kept clearly in mind.

### 2.4 Mechanical effects of water pressure

#### 2.40 Introduction

A rock mass is seldom dry. Water seeps through fissures as soon as a hydraulic gradient develops, either from rainfall or from water present in a dam or from the creation of an excavation below the water table.

Only the mechanical effects of water seepage will be considered here, that is the influence of fissure water pressure upon stability - an influence which is unusually important and is sometimes the governing factor in a slope or foundation design.

In order to determine the pattern of water forces developed by the flow of water in a rock mass, the designer has to know or to make assumptions on the flow conditions. This is an extremely difficult problem.

Firstly, the answer depends upon the geometry of the structural discontinuities in the rock mass and, as pointed out in section 1.21, this geometry is difficult to ascertain. Secondly, it depends upon the boundary conditions of the hydraulic field (including

time - transient or steady state seepage). Thirdly, changes in fissure opening as a result of deformation (some of which are due to the water pressure itself) can significantly influence the hydraulic conductivity of the rock mass. Fourthly, there is a marked scale effect in hydraulic conductivity measurements.

No general solutions which will allow all these conditions to be considered are yet available. There are, however, some simplified models which are very useful to the designer in that they enable him to appreciate the possible influence of water pressures on the stability of rock masses and, also, provide guidance on appropriate corrective actions.

#### 2.41 Forces developed by water seepage

The water flowing in fissures in a rock mass has a hydraulic head at each point and this allows us to extend, to these systems, the concept of potential gradient used in the hydraulics of porous media. The forces developed by seepage flow are body forces applied to the intact rock and are proportional to the potential gradient. These forces have to be added to the forces generated by buoyancy.

The hydraulic conductivity of a rock mass is governed by the discontinuities which have a much higher "permeability" than the rock material. Because of the inherently anisotropic nature of the rock mass, the hydraulic conductivity is anisotropic and the forces due to water pressure have preferred directions. In some cases, these forces are detrimental to stability since they have magnitudes approaching that of other forces (such as weight of the rock mass or the thrust from a structure) and act in unfavourable directions (such as towards the free faces of the rock mass).

The concept of a conductivity tensor to represent both magnitude and direction of hydraulic conductivity in a rock mass is an interesting research topic (Maini, Y.N.T., 1971) but it cannot be claimed that it is a practical design tool. Consequently, the only approach available to the design engineer is to consider a number of simplified models of possible flow behaviour in order to obtain a qualitative assessment of the influence of the forces developed by water flow in a rock mass. Hence, schematic flow nets which allow for the anisotropic nature of the rock can be used to estimate the magnitude of water pressures which can be used in stability analyses (Sharp, J.C., Hoek, E., Brauner, C.O., 1972). It is important that the method of stability analysis should allow a wide range of possible forces due to water pressure to be considered in order that the sensitivity of the design to these variations can be assessed (Londe, P. et al 1969 and 1970).

A disadvantage of using flow nets for assessing water forces is that they assume a static flow situation. In fact, forces due to water pressure may change in magnitude and direction due to deformation of the rock mass and, under some circumstances, the forces due to water pressure may disappear due to increased permeability resulting from deformation, while, in other cases where a large supply of water is available from a reservoir, the forces may persist due to the greater flow volumes. Consequently, the concept of water energy is probably necessary for a full understanding of the response of a rock mass

to water flow. An interesting question for discussion is whether it is possible to introduce this concept into a practical stability analysis.

A considerable amount of attention has been devoted to defining the type of water flow in rock masses - whether it is laminar or turbulent. Research studies have shown that the type of flow has relatively little influence upon the forces which are developed but that the quantity of flow can be significantly different from that predicted by simple models. (Louis, C., 1970, Sharp, J.C., 1971, Jouanna, P., 1972).

#### 2.42 The planar fissure model

Several authors have shown, by theory or by experiment, that in a rock mass where all the discontinuities are planar and of constant opening from node to node, the modulus of deformation of the rock mass is very low as compared with the modulus of deformation of the rock material. Obviously, in such a system, the opening of the discontinuities will change significantly with applied load.

Applying the laws of hydraulics, linear or otherwise, to this behaviour may produce extremely spectacular changes in hydraulic conductivity for moderate variations in stress (Gerafini, J.L. and Del Campo, A., 1965, Londe, P. and Sbaraly, J., 1966). These changes could result in the completed engineering structure having a behaviour pattern entirely different from that predicted from site investigations carried out on an unloaded rock mass. The application of this model to engineering design has two important consequences. Firstly, any stability analysis must include extreme water pressure conditions resulting from stress changes and, secondly, the design of remedial measures should take this extreme behaviour into account.

A discussion on the validity of this model would be useful since it has a great practical significance, particularly for foundation design.

#### 2.43 The preferential channel model

Practical observations of the flow of water from discontinuities exposed in adits shows that, in some rock types, water flows through preferential channels which are usually located within the planes of the discontinuities (Sbaraly, E. et al, 1970).

Examination of a model where all water seepage occurs through such preferential channels leads to an important conclusion: in this case, drainage will not have a significant influence upon the flow conditions except where a drain happens to intersect a channel. Consequently, drainage will not be effective as a corrective measure for improving stability. This conclusion has very serious implications since drainage is an essential feature in the design of many foundations and slopes.

Whatever one's personal opinion on this model, it seems important to answer the following questions:

- How can the seepage of water which takes place through channels in a rock mass be detected?
- Can the "permeability" of a rock mass with preferential channels be controlled by



## GENERAL REPORT

erouting?

- c) Is it possible to drain such a rock mass, possibly by different drainage systems?

While it is unlikely that an actual rock mass will correspond to either the planar fissure model or to the preferential channel model, these models do represent extreme situations which the designer has to consider as "the most unfavourable mechanical possibilities which could be expected" (Terzaghi, K., 1929). This is a basic principle of rock design when the safety of a large structure is involved.

### 2.5 Comments on the use of a Factor of Safety

One of the most controversial questions in rock engineering is concerned with the use of the factor of safety concept. Is the factor of safety of a slope or a foundation meaningful or is it, as some writers have suggested, a totally misleading and useless concept?

The factor of safety for a rock slope may be defined as the ratio of the total force available to resist failure to the total driving force tending to induce failure. In the case of a foundation, the factor of safety may be considered as the ratio of the amount of deformation anticipated as a result of movements within the rock mass to the allowable deformation of the structure.

In the case of a rock structure in which a large number of ill-defined parameters interact in a complex manner, the calculation of safety is a much less satisfactory process.

Should the entire concept be rejected? Are there alternative methods which are more acceptable?

One possible approach which has been discussed by several authors is the *probabilistic analysis* of variables leading to a concept of safety in terms of a given probability of failure. This definition of safety is, in itself, a problem since many clients find it extremely difficult to accept an admission by the consulting or design engineer that there is a possibility however small, of failure. A factor of safety of 1.5 or 2.0 may be regarded as acceptable because it represents a familiar situation which experience suggests will be safe while a probability of failure of 1 in 100,000, which may mean precisely the same thing, will be treated with suspicion.

If the probabilistic approach was inherently superior to the factor of safety approach, this problem of definition could be overcome in time since it is basically a question of education. A more serious difficulty, however, is the difficulty of dealing with the large number of variables involved in the problem. Some mathematicians may be confident that these problems can be solved by probabilistic methods, but most engineers are certainly not convinced that these methods are reliable - even if they can understand the mathematical jargon which tends to be used to excess.

These general reporters feel that probabilistic methods have a great deal of merit and that further developments and a greater familiarity with the techniques will eventually result in these methods

gaining wider acceptance as practical design tools. The present conclusion, however, is that probabilistic methods are not yet sufficiently developed for general application in rock engineering.

In the absence of acceptable probabilistic methods and as an alternative to the use of a single value for the factor of safety in an engineering design, an approach which is frequently used is to analyse the sensitivity of the design to changes in significant parameters. There are several methods available for doing such a sensitivity analysis and two examples are given below:

- For the condition of limiting equilibrium, calculate the value of one of the important parameters required to satisfy the conditions being studied for a range of values of the other parameters involved. Hence, the value of cohesion required to satisfy the condition of limiting equilibrium in a slope problem can be calculated for a range of friction angles and groundwater conditions. An example of this type of analysis is given in section 3.3.
- By varying each significant parameter in turn while keeping the values of other parameters constant, the sensitivity of the factor of safety to variations in each parameter can be evaluated. The rate of change of factor of safety probably has more significance in engineering design than the value of the factor safety itself because this rate of change is indicative of the importance of each parameter and of whether the behaviour of the structure can be controlled by artificially inducing changes in these parameters.

Graphical presentation of the results of these sensitivity analyses is of the utmost importance since it is only when the variations which have been computed are clearly displayed that they can form the basis of sound engineering decision making. The computer, with its ability to check a large number of variations rapidly and to display the results of these computations in various graphical forms has a very important part in this type of analysis.

The conclusion of this section is that the concept of factor of safety is not easily used in rock engineering but that the rate of change of factor of safety is probably the most reliable indicator of engineering behaviour which is currently available. This subject certainly deserves a wide and open discussion and it may well form the theme for a future Congress.

## 3. ROCK SLOPES

### 3.0 Introduction

This chapter is devoted to the application of rock mechanics to rock slope engineering.

The rock slope engineer is primarily concerned with ensuring that a slope will not fail or that, if failure is allowable, it should occur in a predictable manner. Except when a slope is also to act as a foundation, the deformation of the rock mass into which the slope is cut is of secondary importance.

GENERAL THEORY

In contrast to the foundation engineer, who is generally concerned with a specific site of limited extent, the slope engineer may be involved in designing many kilometers of highway cuttings or the overall slopes of an open pit mine. Since neither the time scale nor the economics of such a project allows a detailed investigation of each slope, it is essential that the slope engineer should work to a system which allows him to eliminate stable slopes at a very early stage of his investigations and to concentrate his attention onto those slopes which are critical.

Figure 1 shows that very crude stability analyses should be carried out at an extremely early stage of a project when only the most rudimentary geological data is available. These analyses should permit the engineer to differentiate between those slopes which are obviously stable and those in which some risk of failure exists. They should also be used as an aid to the planning of site investigations to ensure that a maximum amount of relevant information is obtained at minimum cost. More detailed types of analyses, applied only to critical slopes, are only justified when detailed information on the structural geology, the groundwater conditions and the mechanical properties of the rock mass is available. Such analyses should permit a consideration of the widest possible range of conditions rather than being confined to the production of a "precise" answer for a particular set of assumptions.

Having established that a given slope is potentially unstable, the designer has then to consider whether its stability can be improved by changes in geometry, by drainage or by reinforcing the rock mass. In some special circumstances, particularly in mining, an economical solution may be to accept the risk of failure and to make provision to predict and to accommodate this failure with the minimum of risk of loss of life or damage to property.

The following topic will be discussed in this chapter:

- Recognition of slope failure modes
- Simple slope design charts
- Influence of water pressure on stability
- Design of critical slopes
- Increasing the stability of slopes
- Prediction of slope failure

3.1 Recognition of slope failure modes

The importance of structural geology in controlling the stability of a rock slope has already been emphasised and the first stage in any stability analysis involves a recognition of the most likely failure modes for a particular combination of geological features.

Without doubt, the most effective means of recognising these different failure modes is to examine a graphical presentation of all the relevant structural geology data together with the proposed slope geometry with the aim of detecting patterns which are representative of the different types of failure. A convenient presentation is to use a large topographic map of the site and to plot the geological data on small diameter stereonets (equal-area or equal angle spherical projections) which are pasted onto the map at the observation points (positions of boreholes

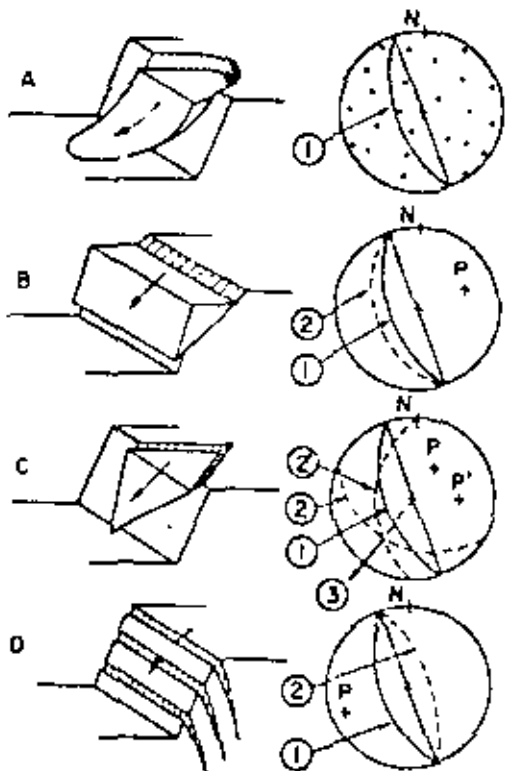


Figure 20 : Recognition diagrams for different types of slope failure. (Lower hemisphere equal area projection).

- A Circular failure in soil, waste rock or heavily fractured rock with no identifiable structural pattern.
  - B Plane failure in highly ordered structure, e.g. slate.
  - C Wedge failure involving sliding along the line of intersection of two planes.
  - D Toppling failure in hard rock with steeply dipping discontinuities.
- (1) Slope face.
  - (2),(2') Discontinuity planes.
  - P,P' Poles of planes.
  - (3) Direction of sliding.

or outcrops). The proposed slope geometry can then be overlaid on these plots to check the likelihood of different types of failure. Recognition diagrams for four important types of slope failure are presented in Figure 20 and, once the designer has become familiar with these diagrams, the recognition of potential failure is relatively simple.

An essential feature of this early consideration of stability is that the designer should attempt to keep an entirely open mind, being prepared to consider all possible types of slope failure, including those which he knows that he will be unable to analyse. The early recognition of a potential failure will allow remedial measures to be carried out at the design and construction stage. Such measures are invariably cheaper and more effective than corrective measures which have to be taken in the case of a slope which is found to be unstable during an advanced stage of the construction.

## GENERAL REPORT

21

It must, however, be made clear that not all potential slope failures can be recognized before construction commences since critical geological features may not be exposed or may have been missed during preliminary site investigations. The designer must, therefore, make provision for both time and finances to deal with unexpected problems which may arise during construction. He should also ensure that facilities are available at short notice for the implementation of any remedial measures which may be required.

## 1.2 Simple slope design charts

Ever since Taylor published his simple slope design charts in 1937 (Taylor, D.W., 1946), soil engineers have made use of these and of more elaborate charts for the preliminary analysis of circular failure in soil slopes. These charts have proved to be invaluable aids to the designer in that they permit a rapid assessment of stability under conditions where a detailed analysis would not be justified. Can such charts be used for rock slopes in which failure is controlled by pre-existing discontinuities?

Since it is only possible to graph a limited number of variables, the first step in producing a meaningful rock slope design chart is to consider whether there are a few variables which are so important that, by setting all other variables to zero and considering only these few, a reasonable approximation to the answer can be obtained. In the case of a rock slope design, this process can best be illustrated by means of a practical example.

Figure 21 illustrates the geometry of a rock slope containing a wedge separated from the rock mass by three intersecting discontinuities - one tension crack and two planes on which sliding can occur. This type of problem has been analyzed in detail by Hoek, E., Bray, J.W. and Bowd, J.H. (1973) and the proportions of the different forces acting on a particular wedge are given in the pie-chart in Figure 21.

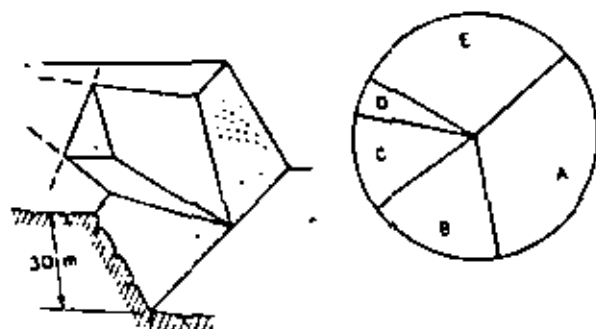


Figure 21: Contribution of different forces to the stability of a wedge separated from the rock mass by three intersecting discontinuities.

Resisting forces:	
A Friction on sliding planes	33%
B Resistance due to cohesion	19%
Disturbing forces:	
C Uplift forces due to water pressure on sliding planes	13%
D Force due to water pressure in tension crack	5%
E Component of wedge weight acting down line of intersection	30%

Note that the two items, A (frictional resistance on the sliding surfaces) and E (component of the weight of the wedge acting down the line of intersection) contribute 63% of the total of all the forces acting on the wedge. Both of these items depend upon the geometry of the wedge and it can be shown that only six variables (the dips and dip directions and the angles of friction of the two planes on which sliding takes place) are necessary completely to define A and E (Hoek, E., 1973). A set of simple charts have been prepared by combining these variables into groups and these charts may be used to improve upon the assessment of stability provided by the recognition diagrams illustrated in Figure 20. An example of the use of these charts is presented in Figure 22.

Note that the factor of safety derived from these charts is independent of the height or the angle of the slope face. This is because the only strength parameters involved in the calculation are the friction angles which, as pointed out in section 1.33, are independent of the dimensions of the sample. Although these calculations are based upon a very much simplified set of assumptions, and do not therefore provide absolute values, they have made possible the production of a very useful design index for rock slope engineers. An interesting question is - are there other simple relationships of this type which could be utilized in deriving simple design charts for other modes?

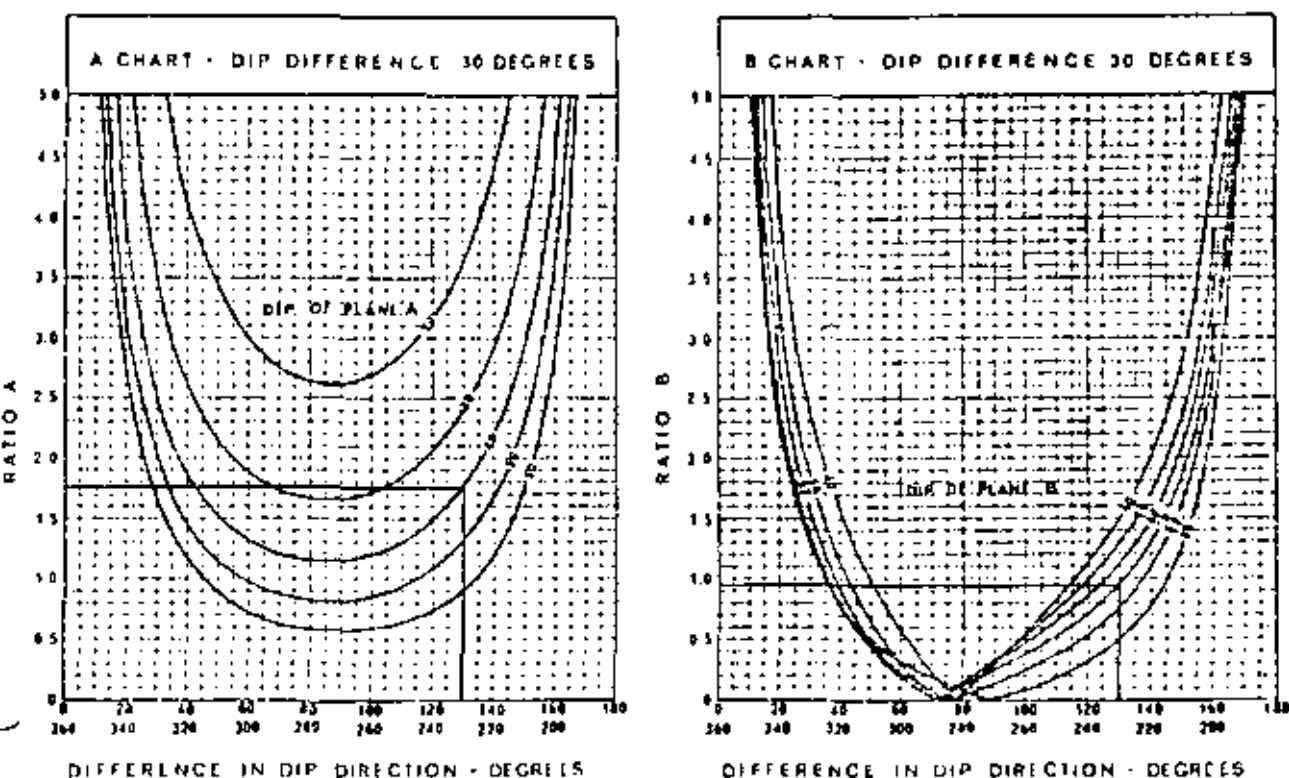
## 1.3 Influence of water pressure

Figure 21 shows that, for the example considered, water pressure in the tension crack and on the planes along which sliding occurs contribute 18% of the total of the forces acting on the wedge. For steeper slopes with very deep filled tension cracks, this proportion can rise as high as 50%. A consideration of the influence of water pressure upon the stability of a slope is obviously of major importance but how should this influence be evaluated?

The difficulties of adequately defining the water flow pattern in a rock mass have already been discussed (section 2.4) and the reader will appreciate that a precise calculation of the influence of water pressure upon slope stability is not possible. However, in view of its importance, the only reasonable approach is to base the calculation upon the worst set of conditions which can be anticipated and to use the results of these calculations as an aid to judging the consequences of probable groundwater conditions in the rock mass under consideration.

An example of such a calculation is presented in Figure 23 in which the shear strength (friction and cohesion) required for limited equilibrium in a 25 meter slope, in which two-dimensional plane failure occurs, is plotted for a number of different assumptions. The dotted line included in this figure surrounds the shear strength values obtained from the back-analysis of a number of slope failures (Figure 17) and this type of composite plot assists the slope designer in judging how important various changes are in relationship to the shear strength available.

In this example, relatively low shear strength values are required to ensure the stability of a dry slope. Note that the presence of a tension crack (line 2) does not significantly reduce the stability of the



Example of determination of factor of safety for dry cohesionless slope with potential wedge failure.

	Dip	Dip direction	Friction angle	Tan $\beta$
Plane A	$60^\circ$	$107^\circ$	$30^\circ$	0.364
Plane B	$70^\circ$	$232^\circ$	$30^\circ$	0.577
Difference	$10^\circ$	$130^\circ$		

From charts:  $A = 1.75$  and  $B = 0.95$ .

Factor of Safety  $F = A \cdot \tan \beta_A + B \cdot \tan \beta_B = 1.75 \times 0.364 + 0.95 \times 0.577 = 1.18$ .

Figure 22: Example of simple wedge failure charts for slope design.

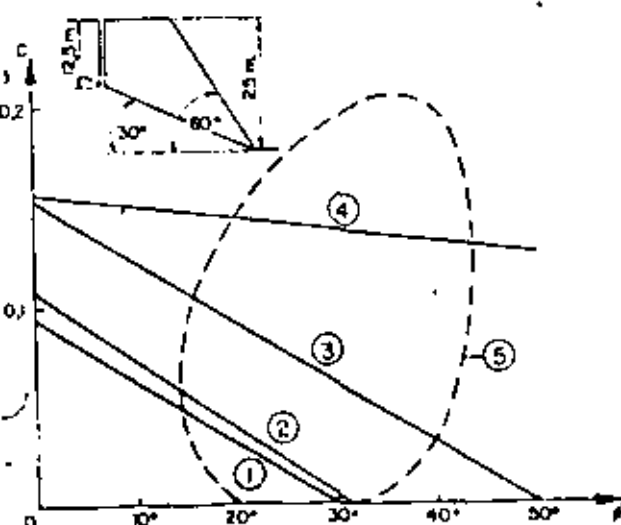


Figure 23: Shear strength mobilized for various conditions of two-dimensional plane failure.

- (1) Dry slope with no tension crack.
- (2) Dry slope with tension crack.
- (3) Slope with water-filled tension crack.
- (4) Slope with water-filled tension crack and water pressure on failure surface.
- (5) Boundary of zone of observed slope failures (see Figure 17).

slope provided that there is no water present. When the tension crack becomes water-filled under conditions of heavy rain or due to poor control of surface drainage, a significant increase in shear strength is required to maintain stability (line 3). The most severe conditions which could occur in very heavy and prolonged rain which could result in the slope

becoming completely saturated (line 4) would almost certainly produce failure in this slope. While the conditions giving rise to line 4 may be very rare, their inclusion in the calculations give a clear indication of the sensitivity of the slope to water pressure. An example of a slope which failed with considerable violence due to the filling of a tension crack during heavy rain has been analysed by Roberts and Hoek (Roberts, D. and Hoek, E., 1973). In this case, the factor of safety of the slope was found to reduce from approximately 1.9 for a dry slope to about 0.8 for a saturated slope. Although these values themselves may not be accurate, their difference and the understanding of the mechanism which leads to this difference is important and this analysis enabled the designers to implement simple drainage measures to prevent the recurrence of these extreme conditions.

Some indications on the drainage measures which can be applied to a rock slope will be given in a later section of this chapter.

#### 3.4 Design of critical slopes

A large proportion of the total number of slopes which the average engineer will be called upon to design can be dealt with by means of the simple techniques already described. Occasionally, however, a situation may arise in which obvious and inexpensive steps such as minor changes in slope geometry or simple drainage measures cannot be applied. Under these circumstances, the slope designer may be faced with a critical problem in which it is essential that a more detailed evaluation of the stability of the slope and of the effectiveness of more elaborate corrective measures should be undertaken.

The first and most important step in this analysis is the acquisition of reliable data on the structural geology, the mechanical properties of the rock mass and the possible variation in groundwater conditions. Unless such data is obtained, any subsequent calculation will not only be a waste of time but may even be misleading since it may generate a false sense of security in the designer who has been through the calculations but who may have failed to account for some critical factor in the slope. The collection of this data may involve the drilling of additional boreholes, the testing of samples to establish the shear strength of the discontinuities and the carrying out of pumping tests and the installation of piezometers to detect changes in groundwater conditions. Whenever possible, existing slope failures in the same rock types in the area should be carefully studied and an attempt made to deduce the shear strength which was mobilised in these failures. (Natural slope failures may give misleading values because of the very long time scale involved in such failures and back-analysis should therefore be confined to excavated slopes).

Once this data has been obtained, a detailed analysis of the stability of the slope and of the effectiveness of remedial measures can then be carried out by means of techniques which permit the inclusion of all the relevant variables in the analysis. Such techniques have been described by Londe, Vigier and Vormeringer (1970), Hendron, Cording and Ayer (1971) and Hoek, Bray and Boyd (1973). Because of the complex inter-relationships between the large number of variables involved in these problems, the calculations are generally carried out with the assistance

of computers.

It must be emphasized that, in spite of the versatility of these types of calculations, they are still based upon simplified models of the actual failure processes which take place in the slope. The designer should, therefore, beware of falling into the trap of relying too heavily upon the results of such analyses which should be used to assist but not to replace the judgement of the engineer. These analyses show, in the same way as do less elaborate methods the sensitivity of the slope to the various assumptions which have been made.

#### 3.5 Increasing the stability of slopes

There are four basic methods for increasing the stability of rock slopes:

- a) Changing the slope geometry
- b) Drainage of groundwater in the slope
- c) Reinforcement of the rock mass
- d) Control of blasting

##### 3.5.1 Changing the slope geometry

Changing the geometry of the slope generally means reducing the slope height or reducing the angle of the slope and, when it is possible to implement this remedial measure, it is generally the cheapest means of improving the stability of the slope. It is however, not always the most effective measure since reducing the height or the angle of the slope not only reduces the driving force tending to induce failure but it also reduces the normal stress and hence, the frictional force resisting sliding. Consequently, before implementing this measure, it is essential to check whether it will be effective. As a general rule, very steep slopes can most effectively be stabilised by reducing their height while relatively flat high slopes can be stabilised by reducing the slope angle, provided that the stability is not controlled by major geological structures such as faults.

In addition to the slope height and the slope angle, the geometry of the slope as seen in plan has a significant influence upon stability. Correct alignment of the slope face with respect to the dip directions of the major structural features in the rock mass will reduce the number of these features which will "daylight" in the slope and hence improve the stability of the slope. Relatively small changes in the position or alignment of the slope face can result in considerable improvements in stability and this should be regarded as both a design and a remedial measure. Whenever possible, the creation of "noses" in slopes should be avoided since slopes which are convex and in which a number of features daylight are inherently less stable than concave slopes where good lateral restraint is provided by the curvature of the face.

One major advantage which changing the slope geometry has over other methods of improving the stability of slopes is that its effects are permanent. This is because the improvement in stability is achieved by a more effective utilisation of the inherent properties of the rock mass and by making permanent changes to the force system in the slope. This force system can also be changed by drainage and by reinforcement but these changes may be reversed if

the drains become blocked or if the load carrying capacity of the reinforcement is reduced. Consequently when methods other than changing the slope geometry are used to improve stability, it is essential that these remedial measures be maintained and that a check should be made at least once a year (preferably just before the wettest season) to ensure that these measures are still effective.

### 3.52 Slope drainage

From the discussion on the influence of water pressure on the stability of slopes (section 3.1), it will be clear that the presence of groundwater in the rock mass into which a slope has been cut is always detrimental to stability. It follows that drainage of this groundwater will always improve stability but the questions which concern the slope engineer are - how much improvement can be achieved by drainage and how much will it cost?

The simplest and cheapest form of groundwater control is to minimise the amount of water which can collect in pools on the top of the slope. Simple calculations show that water which can enter open tension cracks from the top of the slope is very dangerous since it has the potential for generating high water pressures within the slope. There is no excuse for allowing water to collect on the top of a slope and good engineering practice requires that these areas should be graded to encourage the free runoff of surface water and that surface drains, when they are installed, should be properly maintained to ensure that they remain effective. Where tension cracks are visible in the tops of critical slopes in areas of high rainfall intensity, it is advisable to fill these cracks with porous material such as gravel and then to seal the top of the crack with impervious material such as clay. This will prevent direct entry of surface water, particularly during heavy rain, but will allow water already in the rock mass to drain freely towards the slope face.

Perforation drilled horizontal boreholes can be very effective in draining a rock mass but very few quantitative design guides can be given for the spacing of these holes since their effectiveness depends almost entirely upon whether or not they have intersected water-bearing fissures. In heavily fractured rock, the holes may be regularly spaced since the permeability of the rock mass will be reasonably uniform. In rock masses with widely spaced fissures, the holes should be drilled to intersect those fissures which are believed to be heavily water-bearing. Generally, the holes should be drilled a horizontal distance into the slope approximately equal to the height of the slope. The main advantage of this method of slope drainage is that it is cheap to install and to operate since the water drains under gravity and pumping is not generally required.

Vertical boreholes, drilled from the surface and used with down-hole pumps, have the advantage that they can be operative before the slope is excavated and can be used to improve the stability of slopes which are only required to remain stable during a limited period. Permanent drainage by pumped vertical boreholes is expensive and is liable to become ineffective at the most critical times due to pump or power failure.

Drainage galleries, while certainly the most expensive form of drainage, are probably the most effective means of controlling the groundwater in a critical slope. These galleries have the advantage of exposing a large number of fissures within the rock mass through which water can drain freely by gravity. When additional drainage paths are required, these can be created by drilling from within the gallery. While it is difficult to justify the construction of a gallery for drainage only, it is frequently possible to reduce the cost of this measure by careful planning. Hence, an exploration adit can become a drainage gallery at a later stage in a project or existing underground excavations, particularly in mines, can be utilised provided that care is taken to remove the water which accumulates in these excavations.

### 3.53 Reinforcement of slopes

Improving the stability of rock slopes by artificially reinforcing the rock mass is generally only economically feasible for relatively small slopes or for stabilising blocks of limited size on slopes. This is because the forces which have to be applied by the rockbolts or cables may be as high as 20% of the total weight of the rock which is potentially unstable. The installation of reinforcement on a slope in which instability is already evident is the least effective form of reinforcement since much of the strength of the rock mass will already have been lost due to the opening up of fractures and displacements along discontinuities. On the other hand, if reinforcement is used as part of the design system and is installed during construction of the slope so that dilation of the rock mass is inhibited, the effectiveness of the reinforcement is greatly enhanced. A more detailed discussion on the reinforcement of rock masses is given in section 4.45 of this report.

### 3.54 Control of blasting

A final question which must be mentioned in this section is that of the control of blasting during excavation of a slope. While this may not generally be regarded as a means for improving the stability of slopes, there is no doubt that the damage due to blasting has a very significant influence upon stability. Experience suggests that a slope which has been created by carefully controlled blasting may be stable at an angle which is 5 to 10 degrees steeper than a slope which has been subjected to the heavy blasting which is now common in open pit mining. The aim, therefore, should be to minimise the damage to the rock mass which is to form the final slope and this can generally be achieved by the use of presplitting or smooth blasting techniques (Langefors, U. and Nilstrom, R., 1963). The use of these methods is now fairly common in civil engineering but they have not gained wide acceptance in mining because of the relatively high cost of drilling which is involved. Although the actual drilling cost is high, it is believed that the total cost of creating and maintaining a slope by the use of controlled blasting, accounting for the smaller volumes which have to be excavated and the reduction of slope maintenance, will be lower than the cost of an equivalent slope excavated by normal heavy blasting. A comparison of such costs recorded on actual projects would be of great interest to slope engineers and the general reporters suggest that this comparison would form an excellent topic for a short research project.

### 3.4 Prediction of slope failure

When all efforts to stabilise a slope have failed and it is clear that failure is inevitable, it is sometimes necessary to attempt to predict the behaviour of the slope in order that men and equipment may be moved past it before it fails. One of the best known case histories of slope failure prediction is that of the spectacularly accurate prediction of the date on which a very large failure occurred at the Chuquicamata mine in Chile (Kennedy, B.A. and Biercayer K.E., 1970). Figure 24 shows the plot of surface displacement versus time on which this prediction was based and this curve is typical of several examples of slope behaviour prior to failure which have been observed.

Generally, the first obvious sign of instability is the formation of one or more tension cracks on the top of the slope. These tension cracks may occur several years before the failure takes place but model studies (Barton, S., 1971) have shown that these tension cracks are the first manifestation of deep-seated shear movement in the rock mass and that they must be regarded as warnings of instability. Simple measurements of the opening of tension cracks with time can give valuable information on the behaviour of the slope and it will generally be found that the rate of opening increases with time. When the measurements are carried out with sufficient frequency and accuracy, a close correlation between opening of the tension crack and recorded rainfall on the site will frequently be found.

Opening of tension cracks will generally be followed by slumping of the crest of the slope and by bulging of the toe of the slope, because the movement of the rock mass is controlled by pre-existing discontinuities, these changes may be less obvious than those which occur in soil slopes. Sometimes the movement of an unstable block of rock may be oblique to the face of the slope and it may be difficult to detect these subsequent movements without measurement of a number of points on the surface of the slope.

Because of the complexity of the movement pattern which takes place in a rock slope, the installation of sub-surface measuring devices such as boreholes extensometers may not be effective since it may be extremely difficult to interpret the results. It is also usually both dangerous and difficult to install these devices and to keep them effective for the life of the slope.

The most successful slope monitoring systems which have been used to date are those based upon simple survey type measurements of the movement of targets placed on the surface of slopes. These measurements may be by normal triangulations or they may utilise one of the electro-optical distance measuring devices which are now commercially available (St. John, C.M. and Thomas, T.L., 1972). The latest developments in stereophotogrammetry are also promising (Ross-Brown, D.H. and Atkinson, K.B., 1972).

No means for quantitative evaluation of the results of such measurements are currently available and, in view of the large number of parameters involved, may never be available. However, experience suggests that the accelerating displacement curve reproduced in Figure 24 is typical of slope failure

and that it gives as good an indication as any which is likely to be available in the foreseeable future of the likely failure date.

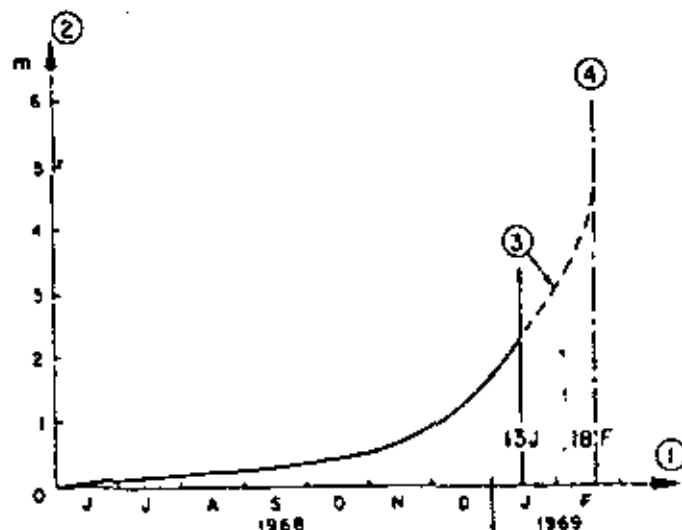


Figure 24: Plot of displacement of fastest moving target on the face of the Chuquicamata mine (Chile). The failure, involving approximately 12 million tons of material, occurred on 18th February 1969.

- (1) Date.
- (2) Displacement in meters.
- (3) Extrapolation of data collected up to 13th January 1969.
- (4) Predicted failure date.

## 4. ROCK FOUNDATIONS

### 4.0 Introduction

This chapter is devoted to specific applications of rock mechanics to rock foundation engineering.

The flow chart shown in Figure 2 illustrates the main steps of the appraisal, design, construction and monitoring of the rock foundation of a large engineering structure. This chart, of course, is very crude as compared with the actual approach, which entails much knowledge and judgement and subtle relationships between several fields of engineering, geology, science and craftsmanship.

For the sake of clarity, this chapter has been divided into five categories of problems:

- a) Resistance to failure, i.e. safety as regards rupture
- b) Deformations, and their effects on the stresses in the foundation rock and the structure
- c) Mechanical effects of water seepage through the fissures of the rock mass.
- d) Corrective action that the designer can take
- e) Monitoring of the foundation rock.

GENERAL REPORT

Rock mechanics offers a number of tools to help solve these problems. As already stated in the introduction to this general report, although the design analysis is very crude, owing to our limited knowledge, the rock mechanics approach leads to a correct understanding of the basic or possible behaviour patterns. This is vital for the foundation designer, whose main concern is not to compute a numerical value for design purposes.

4.1 Stability of rock foundations

The designer's main concern is to prevent failure of the foundations as it represents the worst possible case.

The methods of assessing stability, involving geometrical appraisal, determination of possible failure modes and analysis of the conditions of limiting equilibrium (Fig.25), have already been dealt with in chapters 1 and 2 of this report. Although it is not necessary to repeat these methods in this chapter, it is necessary to emphasise that the consideration of the resistance to failure of a foundation must always precede the study of foundation deformations, since all subsequent calculations are only relevant when it has been demonstrated, beyond reasonable doubt, that the foundation will not fail.

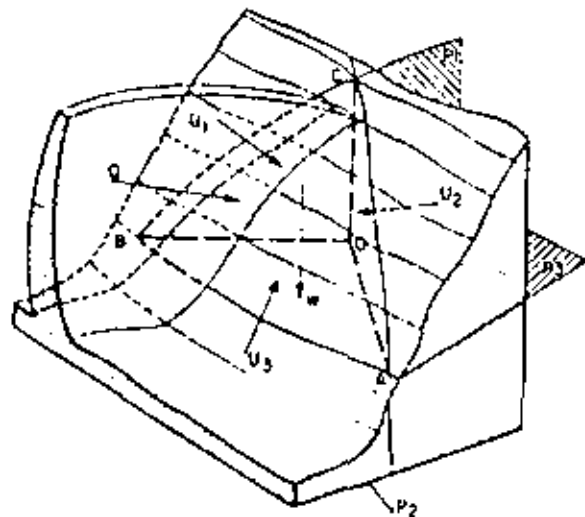


Figure 25 : Stability of a tetrahedral rock volume. (Lambe, Pt. 1972)

- OABC Tetrahedron.
- $P_1, P_2, P_3$  Geological surfaces of separation.
- $U_1, U_2, U_3$  Water pressure forces.
- $W$  Weight.
- $Q$  Thrust of dam.

4.2 Deformation of rock foundations

4.20 Introduction

In considering the deformation of rock foundations, it is necessary to differentiate between deformations within the rock mass and surface

displacements. The first category is useful for understanding the intrinsic behaviour of the foundation whereas the second is adequate for analysing the engineering structure built on the rock. The rock mass is comparable, in that respect, to an equivalent continuous medium which has the same surface deflections.

On the other hand, the deformation within the rock mass cannot be determined without considering the actual discontinuous medium, or at least a representative model of it. Because of the contribution of the surfaces of separation, the deformations within a discontinuous rock mass under low confining stresses, will be significantly different from those in a continuous medium. This will be the case for surface workings. In the case of underground workings the confining stresses are higher and, once the discontinuities within the rock mass have been forced into intimate contact, the deformation behaviour will approximate to that of the continuous medium.

The theory of elasticity is satisfactory for the analysis of deflections of the equivalent continuous medium, at least as a first approximation, provided that the irreversible part of the first loading cycle (due to closing of the fissures) is considered separately.

Determination of the deformations within a discontinuous rock mass requires the use of mathematical or small scale models.

4.21 Determination of elastic parameters

The equivalent continuous medium can be defined by Young's Modulus and Poisson's ratio, giving the same displacements at the surface as those of the actual site. Since the deformations within the rock mass are different from those in a continuous medium, this approach is necessarily a rough approximation. In practice, however, it is reasonable to assume an elastic behaviour for most rock foundations, the only restrictions being to use an appropriate elastic modulus for the stress range under consideration. Comparisons between the results of analyses and measurement of foundation deformations on many dams have shown this approximation to be valid. Such comparisons are not generally available for other types of surface structure.

How can the equivalent elastic parameters be determined at the design stage? Jacking tests are almost the only practical means available for such determinations and yet the interpretation of the results of such tests is open to question. In section 1.27, the influences of scale and of character of loading upon the results of a jacking test were queried. Even if these questions are ignored, many different moduli can be derived from the non-linear curves obtained from a jacking test. Although it has been proposed that these results are useful identification indices for the rock mass, the question which must now be considered is: can they provide numerical parameters for use in a deformation analysis?

Experience suggests that, provided a large number of tests are carried out in situ, the mean value and the scatter found from such tests allows a reasonable estimate of full scale deformability. It seems likely that, in a rock mass, the small samples are models of



larger samples, themselves models of still larger blocks, this series being closely related to what has been called, in Section 1.22, the "grading curve" of the rock mass. If this concept is valid, it would explain why the scale effect does not result in extremely low moduli for very large dimensions and also the fact that scale effect does not appear to have too significant an influence on jacking tests.

For the analysis of the foundation behaviour of the Auburn dam, the U.S. Bureau of Reclamation has worked out a method aimed at reducing the number of in-situ jacking tests required. The principle is to combine the two components of deformability of the mass (a) the modulus measured on cores and (b) the surfaces of separation (spacing, thickness, infilling). This "analytical" method has to be calibrated on each site (Von Thun and Tarbox, 1971)

There are cases where the jacking test has given lower values than the moduli worked out from the overall behaviour of the completed structures. This was the case at the Vouglans dam where plate tests (28cm diameter) gave an average modulus of 16,000 MPa, whereas the dam loading gave 30,000 MPa (Groupe de Travail, CFCB, 1967). Several explanations are, of course, possible for this "reverse" scale effect: fissures under the jack plate, higher test stresses and, most important perhaps, the fact that the Boussinesq and Vost solutions used to derive the results do not apply to the discontinuous system. The concept of the equivalent continuous medium is therefore possibly responsible for the discrepancy.

A final remark concerns Poisson's ratio, which is assumed, not measured. This concept is probably far from applicable to a rock mass where, not only do the lateral deformations of intact laboratory specimens show wide variations, but the presence of discontinuities will have a significant influence upon the lateral deformation behaviour of the rock mass.

The discussion is therefore open. How shall we measure the deformability of a rock foundation for design purposes? Jacking tests, either on the surface or in boreholes, appear to be the only practical means currently available, even if their results have to be treated with caution. Is it possible to improve the test procedure and our comprehension of the tests?

4.22 Influence of rock deformation on engineering structures

Whereas permissible displacements of rock slopes are usually large, those of a foundation are extremely small, owing to the damage which they can induce in the engineering structure.

This structure is sensitive to two separate effects:

- a) The absolute magnitude of the deformations
- b) The relative displacements, from one zone to another of the foundation area.

Effect b) is generally more detrimental than effect a). Hundreds of dams have been designed using the Trial Load Method of analysis which required an assumption on the ratio  $E_C/E_R$  between the modulus of the concrete and that of the rock mass. It has been

checked that, provided this ratio is nearly constant over the whole foundation area, its influence on the maximum stresses in a high arch dam is slight. For example, a variation from 1 to 5 may result in an alteration of the critical stresses by 20% (some are increased, others are decreased). This means that great accuracy in measuring  $E_R$  is not required, at least for this part of the design, and that the scale effect is not such a serious drawback to the determination of deformability. In low or rigid structures, the influence of  $E_C/E_R$  is much more marked but, fortunately the stresses are seldom critical in such cases.

On the other hand, however, local variations of  $E_C/E_R$  have a strong influence on stresses in the vicinity. For instance, an arch dam can span a fault: zone of several meters in thickness with practically no change in the stress pattern, except locally where special arrangements must be made. Should a zone of softer (or harder) rock be much wider than the thickness of the dam, the problem is more serious. Finally, when a major part of the bank has a modulus different from the remainder, it results in mechanical asymmetry which is much more important on the stress pattern than geometrical asymmetry.

The difficulties met in determining the deformability of a rock mass are therefore, at least partly, offset even for an indeterminate structure by two favourable conditions:

- a) It is not necessary to measure the rock modulus with any great accuracy
- b) Relative variations, resulting from heterogeneity are probably obtained with adequate accuracy, from small scale tests.

Can these conditions be relied upon? This question certainly warrants further discussion.

4.23 Irreversible deformations

Jacking tests as well as monitoring of rock foundations have shown that a part of the first deformation is irreversible, especially near the ground surface. This is due to the closing of fissures and to some local minute shear failures. The equivalent modulus for the first loading is therefore lower than the modulus which applies to the further loading cycles. This behaviour is what could be called *strain hardening*, as in metals, with the difference that in rock it develops from the beginning of loading instead of beyond a threshold. This point is vital for the structure, because the low modulus at the first loading may create the most critical conditions. The problem is all the more serious as this irreversible displacement is extremely difficult to estimate from small jacking tests. Furthermore, it is not the same over the whole foundation area and hence the elastic heterogeneity of the foundation is exaggerated.

A major point is therefore to establish whether the designer can obtain the irreversible part of the foundation displacement from jacking, or other tests. Is a measurement or estimate of the scale effect possible as it would most probably be very large? The stress used in the test has undoubtedly a governing influence on the irreversible deformations, as would be expected in a strain hardening phenomenon.

4.21 Influence of rock deformations on instrumental instrumentation

When a fixed reference point is required for geodetic measurements or for anchoring an inverted pendulum, it has to be at a distance increasing with the magnitude of load applied to the rock foundation. Dams with thrusts amounting to millions of kilo newtons and influenced by billions of kilo newtons of water weight, are particularly interesting. What is the distance required to obtain fixed points? This computation is seldom made.

It was however carried out recently, using elastic theory, and published in the form of charts for different types of loading (Mladjenovitch, V., 1970). It is realized that the engineering structure displaces the supporting medium far and deep; much farther and deeper than commonly reckoned. For instance, an inverted pendulum should be anchored at a depth of about 100m, so as to give a reasonable measurement for the displacement of the base of a dam 100m. high (Fig. 26).

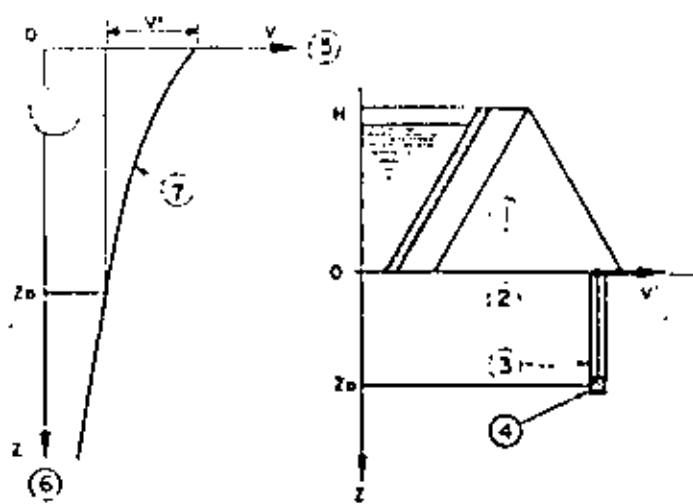


Figure 26 : Example of influence of depth of anchorage of inverted pendulum on measured relative displacement.

- (1) Multiple-arch dam - Cross section.
- (2) Rock foundation (continuous elastic medium)
- (3) Inverted pendulum.
- (4) Anchor point at depth  $z_0$ .
- (5) Horizontal displacement  $V$ .
- (6) Depth.
- (7) Actual curve  $V(z)$ .
- $V'$  Measured displacement.

4.22 Deformations within the rock mass

All the preceding comments concerning the surface of the rock mass could, more or less, be dealt with by assuming an equivalent continuous medium. This assumption is not valid inside the mass, where the stress and strain patterns are governed by the discontinuous nature of the medium. For instance, the transmission in depth of a compressive stress field applied at the surface will differ drastically,

from the continuous solution and close the fissures in much narrower bands and at a greater depth than shown by Boussinesq's equations (Fig. 27). Although several eminent authors have tackled this difficult problem their results do not lead to a convenient tool for the designers, owing to the extreme complexity of the data. The models, both physical and mathematical, are the same as those discussed in paragraphs 2.1 and 2.2. The discussion and comments would also be the same.

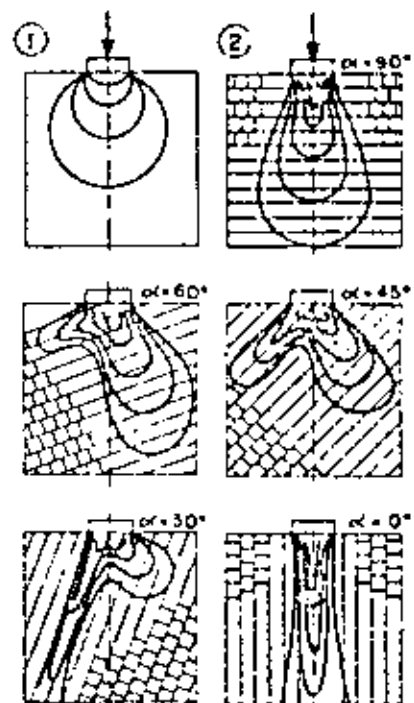


Figure 27 : Distribution of stresses in a jointed rock mass of varying bedding dips under an applied external normal load (Carley and Ertikhan, 1971).

- (1) Continuous medium.
- (2) Series of discontinuous rock masses ( $\alpha$  = angle between bedding planes and load).

Fortunately the design can generally be carried out on the basis of qualitative reasoning. It is not always necessary to compute to arrive at a sound engineering answer. The main concept to remember is that compressions applied at the surface of fissured rock, act along deep and narrow bands within the rock mass, closing fissures, and that conversely tensions applied at the surface open fissures only in the close vicinity of the applied load.

This effect is of fundamental importance in the hydraulic regime of seepage, and therefore on the resulting water pressures.

More instrumentation is required to investigate these mechanisms which, for the time being, are mostly theoretical. Meanwhile the designers have to make allowance for them in order to avoid the danger-

## GENERAL REPORT

ous conditions they could create, should they really fully develop.

#### 4.26 Special case of deep excavations

Some heavy engineering structures, particularly large dams and tall buildings with many basement levels required the excavation of deep cuts into overburden and sometimes the rock below. The applied forces during the excavation process are therefore a system unloading the rock foundation, before re-loading with the structure. The analysis of the foundation rock deformations in this case is extremely difficult, and has very little to do with the results of small scale jacking tests, where the unloading stage cannot be simulated. It would be extremely interesting to discuss the point of how to forecast the behaviour of a rock formation during a cycle of unloading followed by re-loading. The problem is not simple, and includes the considering of pre-existing residual stresses.

There has been a case of a sound limestone bed, 10m thick, lying horizontally over a softer formation, in which the application of a load of 2,000,000kn by a tall building, and, elsewhere, the unloading up to 10,000,000kn by a deep excavation, resulted in punch-shear failure through the whole thickness of the bed.

#### 4.3 Mechanical effects of water seepage

This topic has been discussed in section 2.4 and the details will not be repeated here. It must, however, be emphasised that the control of water pressure is of fundamental importance in the design of rock foundations which are required to support large engineering structures. It is the dominant factor in the case of dams.

#### 4.4 Foundation treatment methods

##### 4.40 Introduction

The engineer can improve the properties of a rock foundation by three different categories of corrective action:

- Reducing deformations
- Increasing strength
- Controlling the hydraulic forces

All these means are not equally efficient at a given foundation site. Moreover, their effect is not always clearly understood, owing to the inadequacy of knowledge still prevailing in several fields of rock mechanics. There is therefore a part of guesswork in many decisions taken about foundation treatment. There are a number of rock foundations where no corrective action whatsoever has been taken, and there are others, like at El Atazar dam, where practically every possible type of corrective action has been taken (Guerrero and Serafin, 1970).

The purpose of this section is to make comments and speculate on some usual or less usual methods so as to promote discussion and, with a little luck, improvements of our present techniques. The means of corrective action dealt with are:

- Consolidation grouting
- Pre-splitting
- Excavation and concreting of joints and faults

Surface strengthening

Reinforcement with steel

Curtain grouting and drainage

##### 4.41 Consolidation grouting

It is possible to increase the stiffness of a rock mass by injecting cement grout in its open cracks. This treatment, conventionally applied in the near foundation zone of practically all large structures, has two main effects: the first is to reduce the irreversible part of the deformation, and the other is to increase the modulus of elasticity. This result can be achieved however only if the cracks are open, and if they are proppable.

The first condition is often met near the ground surface, where the lack of confinement leads to a loosening of the blocks (Snow, D.T., 1948). The opening of the fissures near the surface is clearly indicated by the high hydraulic conductivities generally measured in the upper sections of water tests.

This necessary condition is not, however, sufficient. It is also required that the grout should penetrate the fissures at the moderate pressures permissible near the surface. For cement grout the minimum groutable opening is about 0.2mm. It should be remembered that such an opening corresponds to a high hydraulic conductivity. For instance, 0.2mm cracks at 1 metre spacing give a permeability in their direction of about 50 Darcy units. The tentative conclusion is that consolidation grouting with cement is probably useless in rock zones where the water tests have given less than say 50 Darcy units.

In rocks with fine cracks chemical grouts can be used: silica gels or synthetic resins. The resins are restricted to extremely rare cases, owing to their cost (Price, D.C. and Plaisard, A.C., 1970).

Attempts were sometimes made to jet out the soft filling materials before grouting. The process is difficult and requires great skill. Usually, series of holes are used for injecting air and water, with or without chemicals such as bicarbonate, while some other holes act as outlets for the eroded materials. It seems that the high cost and always doubtful results of the operation hinder its development.

The efficiency of consolidation grouting has not often been checked. There are a few cases in literature, mentioning either an increase of modulus measured in jacking tests performed before and after the treatment, or an increase of seismic velocity. But in most cases the question remains: what is the real gain of stiffness obtained? Another point is: how to check the result? This latter aspect is important contractually for the acceptance of the works by the owner.

It seems, however, that the main result is to reduce the deformation heterogeneity over the foundation area, the zones with wide open cracks being equivalent, after treatment, to the other zones. That is probably why the treatment is very generally applied, even if not properly understood.

##### 4.42 Pre-splitting

Another possible action to reduce the deformabil-

## GENERAL REPORT

30

ity of the foundation is to open the excavation by pre-splitting. It greatly reduces the tendency for the blocks near the bottom of the excavation to become loose under the action of shock waves. The result is again, a lower irreversible deformation and a higher modulus. The theory of pre-splitting has been attempted in a continuous medium. The mechanism in a fissured, therefore discontinuous, medium is not well understood and spacing of holes together with their explosive loads are still empirical. Practice has shown the great advantages of the process, widely used at present. Consolidation grouting is still required, as pre-splitting does not correct the natural heterogeneity of deformability of the rock mass.

#### 4.43 Excavation and concreting of joints and faults

The presence of major joints or faults in the foundation of a large engineering structure is not a counter-indication although it gives rise to occasional severe difficulties. There are very few dam sites for instance with no major geological feature crossing the foundation area.

When the filling materials are soft, or when there are open voids, the common practice is to fill them with concrete, either by hand or by injection, after the necessary excavations have been done.

It is not always required necessary to treat the whole surface of the joint. The concreting of a rectangular network of galleries and shafts within the plane of the huge vertical joint called "Julie la Rousse" in the Montevard arch dam right abutment is an example of successful *partial treatment* (Faivre D'Arrier, G. and Conte, J., 1964). The bore through filling of several faults in Nagawado dam abutments (Fig. 28) used 20,000 cubic metres of concrete (Fujii, T., 1970). The excavation of the soil and broken rock material was done with a high pressure water jet (10 MPa) for fear that explosives would shake and disturb the foundation granite. There may be some other applications of this excavation method for "dental work" of that nature.

The problems raised by replacing soft materials in the foundation with concrete are different depending upon the nature of the stresses to be transmitted, but in all cases the most difficult point to answer is: what area of the fault or joint has to be concreted? The answer depends upon the assumptions made on the distribution of stresses within the rock mass, a very doubtful field of rock mechanics.

On the other hand, when considering shear strength the fact that concrete has usually a higher modulus than fissured rock may induce local concentration of higher shear stresses and *progressive failure*. That is why small concrete key ways, as sometimes contemplated across shear zones, are of doubtful efficiency. This question deserves further study. In any event such corrective action should always be contemplated with a serious monitoring of the treated zone. The foundation treatment of the Carei highway bridge, France (Fig. 29) is composed of concrete shafts, excavated down to a bed that cannot slide into the valley. A difficult question is: what would be the load on the piles in case of movements of a higher bed of the rock formation?

#### 4.44 Surface strengthening

Action at the rock surface is possible by means of concrete buttresses, struts, shotcrete and gunite. Although the forces supported by these elements are slight as compared with the total forces involved in the equilibrium of the rock mass, practical experience has proved that this type of corrective action is often adequate.

The progressive loosening of fissured rock starts at the free surface. Its cause may be either the stress relief due to excavation or the slow alteration of the matrix, or more often, the softening of the materials filling the joints. Slight opening of the joints goes with imperceptible rotations and sliding of rock blocks, large enough, however, to reduce very appreciably the strength and stiffness of the rock mass as a whole, even at depth.

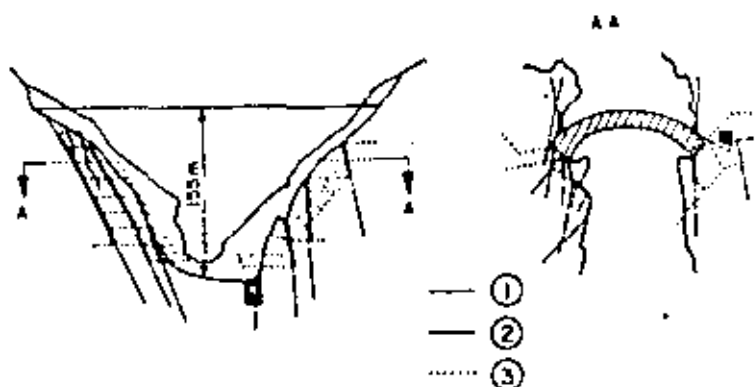


Figure 28 : Nagawado Arch-dam concreted faults . (Fujii, 1970)

- (1) Fault.
- (2) Concreted excavation in fault.
- (3) Shaft.

## GENERAL REPORT

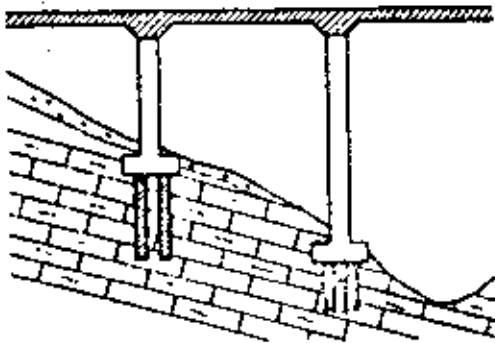


Figure 29 : Concreted shafts under Carol bridge piers (France).

A *shotcrete* or *gunite* layer applied immediately after the opening of the excavation obviously provides superficial protection against weathering. As the projected material moulds itself around all the irregularities and penetrates into cracks, even of minute size, it develops a spectacular increase of the stiffness of the "skin" of the rock mass. It is, sometimes, however, argued that the efficiency of shotcrete or gunite is more doubtful on a surface which is not concave, and even, in some places, sharply convex. The role of a reinforcing mesh, even light, is then probably essential. Again, the point is to apply a resisting force across all joints where they daylight at the surface so as to prevent their first displacement from starting. Experience shows that this force can be extremely small. It is interesting to mention that the protective lining is so flexible that it can follow the general displacement of the rock mass without breaking, therefore keeping its full efficiency.

*Rigid buttresses or struts* look stronger than thin linings and the forces are able to withstand can be computed. Is this the reason why some designers trust them more? It should be remembered, however, that in surface workings as in underground workings, the forces are all the higher as the support is more rigid. The main point in modern techniques is to avoid the progressive deterioration of the compactness of the rock mass, originating always at the free surface. There is therefore a weakness in strengthening by localised rigid units: the surface left unsupported between units is not protected at all (Fig. 30), unless it is covered by a layer of gunite.

The discussion is open on the relative merits of flexible continuous protection and rigid discrete supports. One of the factors to be considered is obviously the deformability of the rock mass proper, the geological structure and also the sequence of the works.

The theory of the mechanism of surface strengthening has yet to be developed. Engineers are unable to put forward a quantitative analysis of the interaction between rock loads and surface protection. They are therefore unable to prove the design arrangements. There are, however, a number of successful applications.

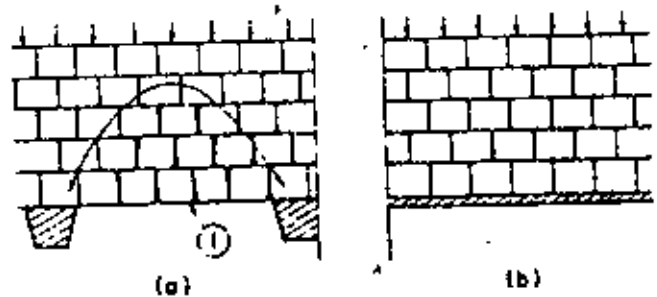


Figure 30 : Comparison of surface strengthening of a discontinuous rock mass -

- (a) with buttresses.  
(b) with shotcrete.

(1) Zone of loosening of rock blocks.

#### 4.45 Reinforcement with steel

Rock is a material with practically no tensile strength and often low shear strength, owing to its numerous surfaces of separation. The idea of reinforcing it with steel bars, as is done for concrete, is therefore very logical. The two principles used in concrete are also used in rock: "passive" steel as in reinforced concrete, "active" steel as in prestressed concrete (Fig. 31).

Two main reasons however preclude any complete analogy with reinforced or prestressed concrete:

- The rock mass is a discontinuous medium with a mechanical behaviour drastically different from that of concrete.
- The steel cannot generally be installed in rock masses either at the optimum location or at the optimum time.

In fact, the choice between passive and active steel is still open to discussion because the theory has not yet been developed.

The prestressing solution results in a clearer conception of the forces. Each bar or cable is equivalent to a given and well known applied load. It can be introduced into any mathematical or physical model. Of course this applied load has several effects. In the first place it can reduce, by vectorial addition, the effect of other applied loads which are detrimental to stability. In the second place, it can increase the friction resistance of joints by adding a normal compressive stress to the existing stress. It is also possible to introduce a high enough compression to avoid the development of tension, i.e. opening of cracks. One may even claim that prestressing reduces the irreversible part of foundation displacement by closing some open cracks.

The method, however, has some drawbacks. Although the total loads that can be practically applied are still very small as compared with the forces present

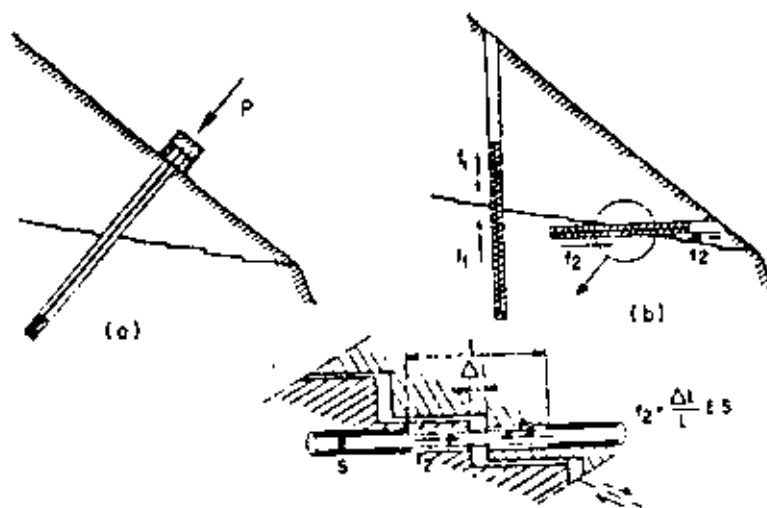


Figure 31 : Reinforcement with Steel . Sketches .

- (a) Prestressed cable.  
 (b) "Passive" anchor bars.

in the rock mass, the stresses near the anchor zones are high, approaching the compressive or shear strength of the rock. In addition, there is always the threat of failure of high tensile steel wires by stress corrosion, particularly in rocks where the chemical composition of water might be much more unfavourable than in concrete. The process has, however, proved very successful in some cases such as the surface strengthening of the banks at Vajont Dam, or the tightening of treated fault zones in the Nagawado dam shutments.

Ordinary reinforcement bars embedded over their whole length have been used more often. Although the mechanism of their action is more difficult to understand, they have proved successful in many cases. The principal is to introduce into the rock mass additional tensile and shear resistance at the surfaces of separation crossed by the steel. The maximum available force is determined by the steel cross section but the stress actually developed is not known.

It has been argued that passive steel can contribute a stabilising force only after rock has deformed, i.e. after failure. This is true but the rock strain necessary to mobilise the steel reaction is extremely small owing, first, to the fact that all deformation is concentrated within the thickness of the joints and second to the fact that the steel is perfectly embedded in its hole. This point is vital for the proper functioning of the reinforcement. A joint opening of 0.2mm, for instance, would have to open only  $10^{-4}$  mm. more to develop a stress of 100MPa (permissible stress of mild steel). Should the bond fail over a certain length on both sides, the opening of the joint will remain an extremely small fraction of a millimeter.

The theory of the reinforcement is however not yet available. It seems that there are two distinct

cases to consider.

In the first case, steel is used for stabilising a possible failure by sliding on one or two simple, smooth geological features such as bedding planes or faults. The computation can be done assuming that the strain will be limited to a low value due to the reinforcement, and allowing a certain shear strength to develop. With joints exhibiting peak strength, it may be possible to keep a part of this peak strength. The question is: how to compute this available cohesion? There is no answer yet, although one might feel that it could be given by a close examination of the process of progressive failure.

In the second case, steel can be used in an infiltrated rock mass, or for stabilising shear surfaces with some degree of roughness. In this case, shear strain is accompanied by dilatancy. The joint crossed by reinforcement opens up and puts the steel under tension as soon as a shear failure starts. Another way of looking at the mechanism is to consider the intrinsic curve of a rough joint. If irregularities are arranged in a random pattern, their angles vary and are higher for smaller irregularities and one obtains a curve, with a very steep slope near the origin (Fig.14). This means that for low normal stresses the angle of friction is much higher than usually assumed. The consequence is that, with the low normal stress developed in the steel bar by a slight dilatancy of the joint, a relatively high shear strength is available. The effect of the reinforcement is therefore to translate the intrinsic curve as a whole towards the left resulting in an appreciable cohesion. At the same time, the interlocking action of the steel, which, with a moderate force, prevents the smallest irregularities of the joint from slipping, probably results in increased stiffness. The reinforcement might therefore be visualised as a means of improving the modulus of deformation of the rock foundation. The results

GENERAL REPORT

obtained with mine rock bolts (Leonet, O., et al, 1971) tend to show that embedded bars are better than free, anchored bars.

A difficult problem is raised by the anchoring of main cables of large suspension bridges, which apply shear and tensile loads of high magnitude to the rock mass. At Tancarville bridge, France (Fig. 32), the load was 140,000 kilo newtons. It was anchored in chalk. All possible failure surfaces were investigated, in terms of the structural data, and grouting together with placement of "passive" reinforcing bars was done.

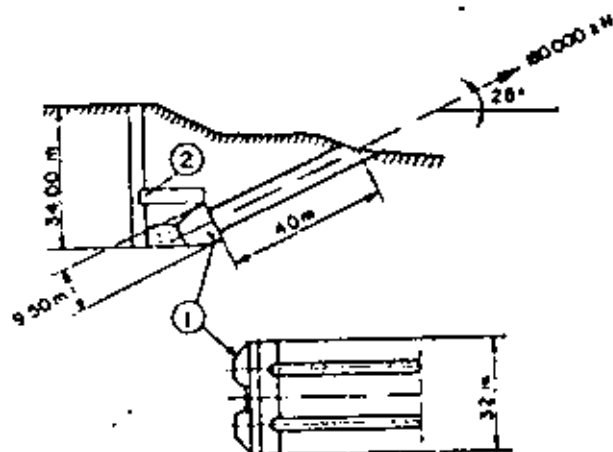


Figure 32 : Anchorage of Tancarville suspension bridge. Right bank (Faquillan, 1961).

- (1) Concreted key excavated in rock.
- (2) Shafts and adits.

In the cases where millions of newtons are required, the use of prestressing would lead to serious problems of stress concentration, whereas ordinary reinforcement, in adits backfilled with concrete, is a cheap and straightforward operation.

The extension of this concept plus a better understanding of the mechanical behaviour would lead to a new material for the design of foundations: reinforced rock. It is fully realized that much has to be studied yet and that several statements in the foregoing are controversial, but it is considered that the prospects are promising enough to stimulate at least a lively discussion.

4.46 Curtain grouting and drainage

When the decision is made to act on seepage forces the two main tools are grouting and drainage. They are complementary, although sometimes only one is used. In the past, say before 1960, most of the rock foundations were only grouted when water seepage was an obvious nuisance (particularly to reduce loss of water from reservoirs). It is interesting to note that, until recently, rock foundations of dams had deep grout curtains, and only gravity dams had drainage curtains, usually very shallow and practically limited to the rock-concrete contact. After the

effect of water seepage on the stability of foundations was better understood, that is practically after the Malpasset Dam abutment failure, drainage was considered the best action in most cases. It is at any rate the only efficient treatment in rock of low hydraulic conductivity, such as all rock with fine fissures.

In paragraph 1.4, comments were made on the basic understanding we have acquired at present, of water seepage in fissured rock and of forces that it develops. Even if this knowledge is still qualitative, it is adequate for directing the engineer's work. As it often happens in foundation engineering the main point is not to have a perfect technique of analysis but rather a sound understanding of the possible mechanisms. There is, however, a limitation: what is the effectiveness of any corrective measure? The danger is believing that the action is efficient while in fact it may not be. Grout curtains, with one or several lines of holes, aim at plugging the water paths by grout. An ideal grout curtain would support the whole water pressure on one face, no water remaining on the other side. Unfortunately, there are several reasons which prevent grout curtains from acting in this perfect way. First the limitations given in paragraph 4.41 are still valid: cement grout does not penetrate thin fissures, and does not remove sandy fillings. The use of chemicals and the jetting out of fissures is generally too expensive for the purpose. Even more as the efficiency of a thin curtain is extremely sensitive to a minor and local defect. This point, strongly made by Prof. A. Casagrande at the First Rankine Lecture - 1961, was then questioned by several authors but is now commonly accepted.

Fortunately in finely fissured rocks, where a grout curtain is not valid, drainage is a suitable alternative. It fully controls the hydraulic potential on the downstream side. In other words it achieves exactly what was required from the grout curtain, the only difference being that the drainage increases the amount of leakage, whilst the grouting reduces it. This is without any consequence in most rocks where the hydraulic conductivity is low. Conversely, if the conductivity is high grouting has to be carried out, should it be only as a consolidation treatment.

To summarise it can be stated that, for fissured rocks:

- a) of low permeability (say less than 5 lugeon units), drainage is generally essential, whereas grouting is useless,
- b) of high permeability (say more than 50 lugeon units), grouting is required for controlling water leakage whereas drainage is not necessary.
- c) for medium permeability, drainage is always useful, its cost is low, and the decision on whether to carry out a grout curtain can be made on the basis of economics (permissible water loss or cost of pumping leakage).

The theory of change of conductivity of rock under stress, as discussed in paragraph 2.42, leads to other considerations (S.Ter-Minassian et al, 1967) which have a particular significance in dam foundations, but may also have to be considered in other

## GENERAL REPORT

cases. The fact that the stresses applied by the engineering structure act at depth and might render the rock extremely tight if it is finely fissured makes the limitations of the grout curtain mentioned above still more pronounced. It also helps to locate the drains in a zone of the foundation where they are not "washed" by the watertight barrier due to stresses. In the case of arch dams they should be directed in an upstream direction.

This theory, although checked in the few cases where the foundation rock was adequately instrumented for the purpose, is still controversial. It would be extremely useful to the profession to know of cases where the behaviour of water seepage has confirmed or invalidated this model. On the other hand, it is likely that in the future, more drainage tests than grouting tests will be carried out at the design stage. This would be a normal trend as "drainability" might be a vital part of the design of a large structure foundation (Pena, H. et al, 1970).

Another important point, made in paragraph 2.4) is whether the drainage can be effective in a rock formation where water flows through preferential channels. As a single line of drains gives no protection in this case, it may be necessary to contemplate a uniform distribution of drains through whole rock mass. This mechanism has to be studied in more detail. It is a vital subject of investigation, because a number of foundations protected with a conventional drainage curtain are probably not drained at all. Of course many rocks probably have not the ideal plane fissure flow type nor the equally ideal preferential channel flow type. A number of recent observations however have shown that the preferential channel flow is frequent and the governing factor for the efficiency of drainage is the proportion of flow drained: as soon as channels are present the ratio between water discharge via channels and discharge via fissures is very high. The result is that a drain which does not intersect a channel does not significantly alter the flow net and the corresponding pressures.

For all the previous reasons, the effect of drainage, often vital for the stability of the foundation, should be monitored. Piezometers are therefore considered as an integral part of the drainage design. They would also detect the ageing of the system, as it is well known that drains have to be maintained against clogging by fine grains of soil or chemical deposits. Only piezometers can give warning in time that drains have to be repaired or new drains have to be drilled.

#### 4.5 Monitoring of rock foundations

##### 4.50 Introduction

It was realised, rather recently, by civil engineers that instrumentation and monitoring of the foundations of major works was a vital part of design. However, before 1960 hardly any rock foundations were monitored. It is generally considered at present that monitoring of the foundations is at least as important as monitoring of structure. The French word for instrumentation is "auscultation" from the medical term meaning an investigation through specific sounds or noises. As in the medical field, it is not necessary to assume that the patient is ill before

practising "auscultation". As a matter of fact, the role of instrumentation, as a medicine, is twofold: research into the normal behaviour and early detection of any significant divergence from it. The information obtained is all the more valuable, the earlier readings are started. When possible, instrumentation should be installed before the structure is built.

Finally, instruments left within the rock mass should be robust and the reading operations should be simple since the conditions on a site are far different from those in a laboratory. The methods discussed here do not cover all available instrumentation, but are reckoned to be the most reliable and suitable for rock foundations.

##### 4.51 Geodetic measurements

Two types of measurements, based on geodesy, are commonly performed: displacements in directions x, y, z by triangulation, and displacements in the vertical direction z only, by levelling. The sensitivity of levelling is ten times more (0.1mm at 50m distance) than that of triangulation.

Recent developments in electro-optical distance measured devices (Penman, A.R., 1971, Thomas, T.L. and St. John, C., 1972) have added an important factor of rapid and accurate measurement of distance to geodetic measurements. A combination of these new methods and traditional optical survey methods provides the engineer with a powerful set of monitoring techniques.

The main drawback in all these methods, however, is the possibility, which has often been observed, of unstable reference points. The small displacements to be measured in a rock foundation may be exceeded by errors from reference base movements. The latter movements may come from elastic deformations of the ground under applied loads and also from erratic displacements of the surface layers where the monuments are founded.

It is therefore suggested that geodetic measurements should not be relied upon for the detection of the small displacements which are associated with the normal behaviour of an engineering structure. They can however, provide a means of detecting large displacements which are indicative of abnormal behaviour.

##### 4.52 Inverted pendulums

In foundation rocks, pendulums are usually of the inverted type: the wire is anchored at the bottom of a shaft and bent in a vertical position by a fine float at the upper part (Fig. 13). Normal pendulums can be used however when placed between abutments like in Montevnard dam abutments. The sensitivity is about 0.05mm in x and y directions.

Inverted pendulums are probably the most accurate instruments that one can place in a rock foundation. They give a very reliable value of the horizontal displacement vector provided the fixed point is really fixed. What should therefore be the depth of the shaft? That is a question still to be answered. It depends of course on the loads applied to the foundation, but also on the geological structure of this foundation. Recent computations (Mladjenovitch, V., 1970) have shown that most of the pendulums now in



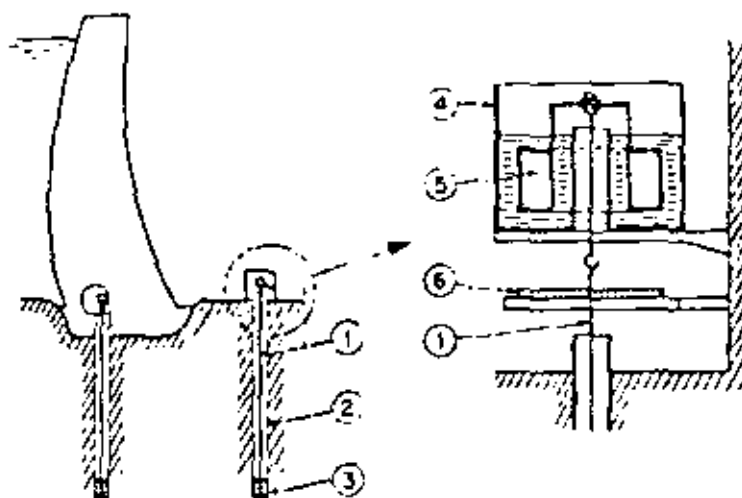


Figure 33 : Inverted pendulum in foundation rock (Electricite de France).

- (1) Stainless steel wire.
- (2) Large diameter borehole.
- (3) Anchor ring.
- (4) Ring-shaped tank.
- (5) Ring-shaped float.
- (6) Reading scale.

operation are not anchored deep enough to give a good approximation of the absolute displacement (see section 4.24). In spite of this drawback they would however detect very early deviation from normal behaviour. A mention should be made also of the difficulty of drilling deep, straight vertical holes to be sure that the wire does not come into contact with the walls at any level.

4.51 Wires in boreholes

The relative displacement along the pendulum wire itself could be measured, but in practice, special wires, not necessarily vertical, are used for this purpose. The main difficulty is to eliminate length variations due to stress and temperature. Invar wires have to be used for years to calibrate the geodetic base lengths and the technology is the same, except that the wires are installed in adits or boreholes. The systems have been used for many years in mines but the development of the method is recent for rock foundations. It is now common to install eight wires of different lengths in the same hole (Fig.34).

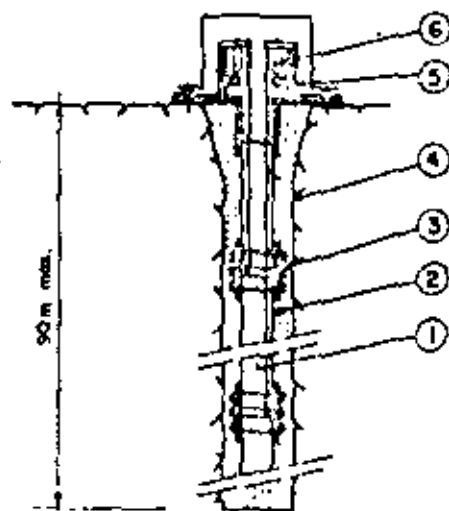


Figure 34 : Borehole "Elongometer"  
( Manufactured by TELEMAT )

- (1) Stainless steel wire (8 wires).
- (2) Watertight PVC casing (50mm diameter).
- (3) Anchor ring for wire no. 1.
- (4) Borehole (75 mm diameter).
- (5) Measuring head.
- (6) Vibrating wire device.

The main difficulties for the installation of this valuable device are:

- a) Drilling straight holes, particularly when they are long and near the horizontal, and executed from a narrow adit.
- b) Avoiding possible friction along the walls by an adequate tension.
- c) Avoiding creep of the wire due to too high a tension.

## GENERAL REPORT

## d) Anchoring correctly the different wires of different lengths

According to the local conditions and length of wire the sensitivity varies; it is approximately 0.1mm for a range of 5cm.

Although a definite improvement, this multiple wire device is still discontinuous; the fissures cannot be localized exactly within each section between anchor points. The ideal would be a long extensometer, able to measure the strain over its whole length (Bernak, J., 1969).

## 4.54 Clinometers

Two types of clinometers are used in rock foundations: fixed instruments, and sliding cells lowered into boreholes.

The first type is extremely accurate. The vibrating wire clinometers for instance give a sensitivity of 1 to  $5 \cdot 10^{-6}$  radians, and they give the direction in x and y of the variation of slope. A number of them are installed in adits, shafts or underground chambers, to detect any possible anomaly of deformation.

The second type, using boreholes lined with a plastic casing equipped with guiding grooves is very common in soil. Its lower accuracy is due to the imperfection of the guides, deformation of the hole, and inaccuracy in positioning the cell at the same place for each series of readings. It is therefore not a good device for measuring the real deformation of a rock mass by integration of elementary slope variations. It is however useful to detect any possible shear zone or surface along the borehole. The only drawback is that beyond a certain shear strain the measuring cell will jam in the hole and not give any further information on the section below.

The chain deflector (Muller, G and Muller, L., 1970) is an instrument of intermediate type; although removable from the borehole for repair or calibration, it is left in-place for several series of measurements.

## 4.55 Geophysics

Monitoring by geophysics has been attempted several times. Although not often applied, these methods are perhaps worth developing, and it would be interesting to gather the experiences, positive or negative, obtained on rock foundations. It is tempting to use geophysical methods as they act somewhat like radiology in medicine: they "look" inside a large body of rock.

Electric conductivity could bring valuable information on changes of permeability, but above all on fracturation or dissolution of rock owing to the resulting change in ion content.

Seismic refraction or transmission between fixed points could detect a possible change in fissure openings, in other words, in stresses. The investigations made in the foundation of Cape 2 Dam in France (Faucois et al., 1968) are encouraging. It would be interesting to know whether other experiments have been attempted, and what are the most significant seismic parameters: velocity, length, attenuation of

waves? which waves? For instance, at Cape 2 Dam, the variations between empty reservoir and full reservoir conditions, were 20% for the wave velocity and 90% for attenuation of energy.

Finally microseismic recording by highly sensitive seismographs of minute shocks originated in the foundation may detect either a normal adaption to the new stress field, or the onset of failure. This method of micro-seismic measurement, mainly used in monitoring rock slopes, could probably be used in foundations as well, provided it is interpreted with great skill; otherwise there might be needless concern at quite normal developments.

## 4.56 Piezometers and drains

The drains, which are usually installed in foundations, at least when the hydraulic gradients could develop forces detrimental to stability (e.g. in dam foundations), are not only efficient corrective measures (see 4.46) but also useful monitoring instruments. The increase in discharge, or the drying out, of a drain obviously has a meaning. However, no interpretation is possible without the second term of the flow net, i.e. the hydraulic potential. That is why all designers now agree on the absolute need for piezometric measurements together with drain discharge readings. The whole is what has been called in French "auscultation hydraulique". It seems that it is a powerful means of detection of any rearrangement of strains in the rock foundation. As a slight deformation of the rock mass entails a much larger deformation of the fissures, which in turn result in spectacular changes in hydraulic conductivity, it is claimed that the slightest modification of rock strains should react on the flow net, i.e. on the piezometer readings and drain flow rates.

Although this behaviour has been observed in a few cases, it is of utmost importance to gather further confirmation, because it would give a powerful means of warning, probably before any anomaly is detectable by other instruments.

It should be remembered, however, that the theory of sensitivity of flow net to fissure width variation does not hold when the flow is concentrated along channel-like paths. This point, discussed in 2.4 has to be considered seriously for the interpretation of "hydraulic instrumentation."

A mention should be made here about the reliability of piezometric measurements.

The piezometer tips are either too short, giving only a local value difficult to use, or too long, giving a wrong "mean" value by permitting circulation of water between levels at different potentials. The continuous borehole piezometer (Fig.35) worked out in France (Groupe de Travail CPNB, 1970) is an important step towards proper piezometric readings: a complete log of pressure is possible for the whole length of the borehole, which, in addition, does not allow circulation of water, thanks to a rubber membrane.

Finally, drain holes could also be used to perform Lugon tests, at constant locations during the operation of the structure (Louis, C., 1971). Tests of this nature are not often done, although they deserve to be, to enable a better understanding of foundation rock behaviour.

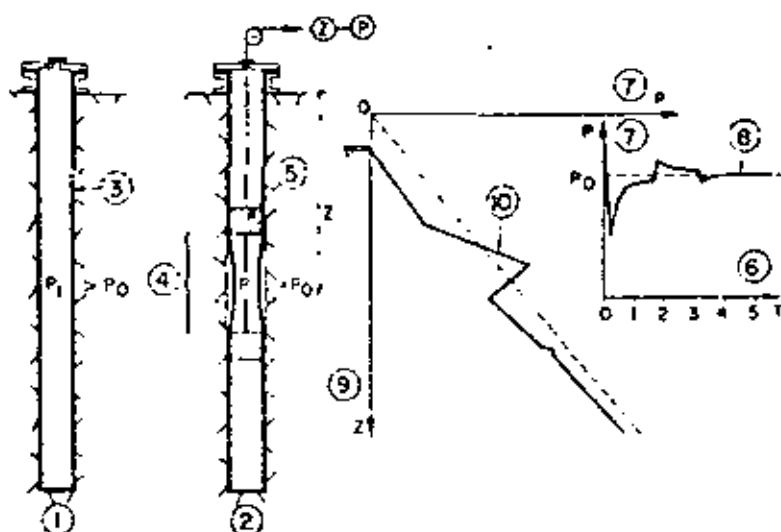


Figure 35 : Continuous borehole piezometer Groupe de Travail du CETB - 1970

- (1) Borehole with rubber membrane under pressure ( $P_1 > P_0$ ).
- (2) Borehole during measurement at depth  $Z$  ( $P = P_0$ ).
- (3) Rubber membrane.
- (4) Measuring probe.
- (5) Pack.
- (6) Time in minutes.
- (7) Water pressure inside probe.
- (8) Curve of pressure vs. time at depth  $Z$ .
- (9) Depth.
- (10) "top" of water pressure.

ACKNOWLEDGEMENTS

The authors wish to express their sincere appreciation to the following persons who provided much valuable assistance in discussion on various parts of this report:

M. Pierre Habib of the Laboratoire de Mécanique des Solides of the Ecole Polytechnique and Chairman of the French Committee for Rock Mechanics,

Marie Rame of the Laboratoire Central des Ponts et Chaussées,

M. Pierre Duffaut from Electricité de France,

M. Claude Lenoir of the Bureau de Recherches Géologiques et Minières,

Dr. John Bray of the Rock Mechanics Centre at Imperial College, London.

Thanks are also due to the secretarial and drawing office staff who have worked with the authors to produce this report within extremely tight time schedules.

LIST OF REFERENCES

- BALTOSSER, R.W. and LAURENCE, N.M. Application of well logging techniques to Metallic Mineral Mining. *Geophysical* Vol. 35 pp 147 - 152, 1970
- MARTIN, M.V. A model study of the behaviour of steep excavated slopes. Ph.D. Thesis, Imperial College, London, 1970.
- BERNAIN, J. "Etude Géotechnique de la Roche de Malpasset". Dunod ed., Paris (1967).
- BERNAIX, J. "Une nouvelle méthode de mesure des déformations d'un massif rocheux: extensomètre intégral à bande magnétique", *Colloque de Géotechnique des Carrières Françaises de Mécanique des Sols et de Mécanique des Roches*, Toulouse (Mars 1969)
- BROADBENT, C.D. and RICHIE, K.H. Fracture studies at the Kimberley pit. *Proc. Symposium on Planning Open Pit Mines*, Johannesburg, 1970. Publisher A.A. Balkema, Amsterdam. pp.171-179, 1971
- CUMMILL, P.A. A computer model for simulating progressive large-scale movements in block rock systems. *Proc. Fracture Symposium of ISRM*, Nancy, France, 1971.
- D'AMICO, B.V., FISHER, R.L., and FUCHLSON, D.L. "Prediction of compressive strength from other rock properties". U.S. Bureau of Mines Report of Investigations 6702 (1965)
- DEBE, R.L. "Geologic Consideration", in K.G. Stagg and G.C. Zienkiewicz (eds) *Rock Mechanics in Engineering* (ed. Interscience), New York (1968).
- FAURE D'AMICO, G. and COUILL, J. "La consolidation des appuis du barrage de Montcyard" *ICOLD 8th International Congress*, Edinburgh. Report 928-819 (1964)
- FABROUX, G., GARNIER, J.C. and LAKSHMANAN, J. "Observation des variations de contraintes dans le rocher de fondation du barrage du Gage 2 par auscultation dynamique", *International Symposium of Rock Mechanics*, Madrid (1968)
- FECKER, E. and RENGERS, N. "Measurement of large scale roughness of rock planes by means of profilograph and geological compass" *Proc. Fracture Symposium of ISRM*, Nancy. Report I - 18 (1971)
- FUJII, T. "Fault Treatment at Nagawado dam," *ICOLD 10th International Congress*, Montreal, Report 037-859 (1970).
- GAZDAR, and FRIKHAM, S.A. "Stresses and strains in anisotropic rock foundation (model studies)", *Rock Fracture Symposium of ISRM*, Nancy. Report II-1 (1971).
- GOODMAN, R.E. Geological investigations to evaluate stability. *Proc. 3rd Conference on Stability in Open Pit Mining*. Vancouver 1971 (In Press)
- GOODMAN, R.E. and BURBOIS, J. "Duplication of Dilatancy in Analysis of Jointed Rocks", *Proceedings of ASCE*, Vol. 98, SM4, paper 6853 (April, 1972)
- GRUPE DE TRAVAIL DU CFCB. "Essais et calculs de mécanique des roches appliqués à l'étude de la sécurité des appuis d'un barrage voûte - Exemple de Vouglans." *ICOLD 8th International Congress*, Istanbul 032 - 849 (1967).
- GRUPE DE TRAVAIL DU CFCB "Quelques développements récents des moyens d'auscultation du massif rocheux", *ICOLD 10th International Congress*, Montreal. 038 - 849 (1970)
- GUERRERO, R. and SERAFIN, J.L. "Problems relating to the foundation of El Atazar dam", *ICOLD 10th International Congress*, 037 - 859 (1970)
- MENNON, A.J., COORDING, E.J. and AIYER, A.K. Analytical and graphical methods for the analysis of slopes in rock masses. *U.S. Army Engineering Nuclear Cratering Group*. Tech. Report No. 36, 168p, 1971.
- HOEK, E., BRAY, J.W. and BOYD, J.M. The stability of a rock slope containing a wedge resting on two intersecting discontinuities. *Quarterly Journal of Engineering Geology*, Vol. 6, No.1, 1973.
- HOEK, E. and BRAY, J.W. *Rock Slope Engineering*, Inst. Mining and Metall., London 1973.
- HOEK, E. Methods for the rapid assessment of the stability of three-dimensional rock slopes. *Quarterly Journal of Engineering Geology*, Vol. 6, No.2, 1973.
- JETTERS, J.P. Core barrels designed for maximum core recovery and drilling performance. *Int. Drilling Symposium*, Adelaide, 1969.
- JOHN, K.K. Graphical stability analyses of slopes in jointed rock. *Proceedings of ASCE*, vol. 94, SM2, paper 5865 (March 1968)
- JOUANA, P. Effet des sollicitations mécaniques sur les écoulements dans certains milieux fissurés. Ph.D. Thesis Toulouse University - France - 1972.
- TEMPER, M.F. Core orientation. *Proc. 10th International Drilling Symposium*, Univ. Minnesota, 1967.
- KENNEDY, R.A. and MICHENER, K.E. Slope monitoring systems used in the prediction of a major slope failure at the Chuquibambilla mine, Chile. *Proc. Symposium on Planning Open Pit Mines*, Johannesburg, 1970
- KRSMANOVIC, D and MILIC, S. Model experiments on pressure distribution in some cases of a discontinuum. *Rock Mechanics and Engineering Geology*, suppl. 1 (1964)
- KRSMANOVIC, D. Contribution to the study of the failure problem in rock mass. *Proc. Geotechnical Engineering Oslo* Vol.1, 1967.
- LAKSHMANAN, J. and ALFARD, F. Le carottage sismique. *Rock Fracture Symposium of ISRM*, Nancy. Report I-20 (1971).
- LANCFORS, U and KILSTROM, R. *Rock Blasting* Wiley & Sons, New York, 404p, 1963.
- LECHAT, P., MONTJOIS, A. and LEMOINE, Y. Apport des études sismiques à l'étude de la fracturation du rocher dans le cas d'un site de barrage. *Rock Fracture Symposium of ISRM*, Nancy, Vol.2 (1971).
- LEDET, G., SIMON, P and TINCELIN, F. Etude du comportement d'un toit en fonction de différents modes de houlonnage. *Rock Fracture Symposium of ISRM*, Nancy. Report III - 6 (1971).
- LOYNE, P. Une méthode d'analyse à trois dimensions de la stabilité d'une rive rocheuse. *Annales des Ponts et Chaussées*, No.1, pp.37-60 (Janv.1965)

- LONDE, P. and SABARLY, F. La distribution des perméabilités dans la fondation des barrages voûtes en fonction de champ de contraintes, *ISSM 2nd International Congress*, Lisbon, Report 8-6 (1966)
- LONDE, P., VIGIER, G. and VORMERINGER, R. Stability of rock slopes, a three dimensional study, *Proceedings of ASCE*, vol. 95, SM 1, paper 6363 (January 1969)
- LONDE, P. Three dimensional analysis of rock foundation stability, *Water Power*, pp. 317-319 (Sept. 1970)
- LONDE, P., VIGIER, G. and VORMERINGER, R. Stability of rock slopes, graphical methods, *Proceedings of ASCE*, vol. 96, SM 4, paper 7435 (July 1970)
- LONDE, P. The mechanics of rock slopes and foundations. *Quarterly Journal of Engineering Geology*, Vol. 6, No. 1, 1973.
- LINGEON, M. Barrages et Géologie. Dunod ed., Paris (1933)
- LOUIS, C. A study of groundwater flow in jointed rock and its influence on the stability of rock masses, Ph.D. Thesis, University of Karlsruhe, English translation, Imperial College, London (1969)
- LOUIS, C. Ecoulement à trois dimensions dans les roches fissurées, *Revue de l'Industrie Minière*, Special issue, pp. 73-93 (July 1970)
- LOUIS, C. Hydraulic Triple Probe to determine the directional hydraulic conductivity of porous or jointed rock, *Imperial College*, Report D 17, London, 1970.
- LOUIS, C. and MAINI, Y.S.T. Determination of in-situ hydraulic parameters in jointed rock, *ISSM 2nd International Congress*, Belgrad, Report 1/12 (1970).
- LOUIS, C. Influence de l'état de contrainte sur les écoulements dans les roches. Discussion of "Theme Barrage", *Revue de l'Industrie Minière*, Special issue, pp. 152-154 (July 1971).
- MAINI, Y.S.T. In-situ hydraulic parameters in jointed rock. Their measurement and interpretation, Ph.D. Thesis, Imperial College, London (1971).
- MAURY, V. Les milieux stratifiés, Dunod ed., Paris (1969).
- MAURY, V. and DUFFAUT, P. Stress distribution model analysis in a two families discontinuity medium, *ISSM 2nd International Congress*, Belgrade, Report 8/19, (1970).
- MLADYENOVITCH, V. Déplacements à l'intérieur d'un massif dur aux charges réparties sur sa surface, *Revue de l'Industrie Minière*, (July 1970).
- MULLER, L. Der Felsbau, F. Enke ed., Stuttgart (1963)
- MULLER, G. and MULLER, L. Monitoring of dams with measuring instruments, *ISSM 2nd International Congress*, Montreal, 038-R54 (1970).
- PATTON, P.D. Multiple modes of shear failure in rock, *ISSM 2nd International Congress*, Lisbon, Report 3-47 (1966)
- TENA, H., GRADOR, J., BARBETTEP, R. and PAITRE, A. Injection, drainage et auscultation hydraulique dans les fondations du barrage de Rapel (Chili) *ICOLD 10th International Congress*, Montreal, Q37-R36 (1970).
- PENMAN, A.D.M. and CHARLES, J.A. Measuring movements of engineering structures *Proc. 13th International Congress of Surveysors*, Helsinki, Paper 65.4., 1971.
- PHILLIPS, F.G. The use of stereographic projections in Structural Geology, Edward Arnold, London, 11rd Edition, 1971.
- PRICE, D.C. and PLAISTED, A.G. Epoxy resins in rock slopes stabilisation works *Rock Fracture, Symposium of ISRM*, Nancy, Report III-9 (1971)
- ROBERTS, D. and HOEK, E. A study of the stability of a disused limestone quarry in the Mendip Hills, England. *Proc. 12th Conference on Stability in Open Pit Mining*, Vancouver, 1971 (in press).
- ROCHA, M. A method of integral sampling of rock masses. *Rock Mechanics*, Vol. 3, No. 1, pp. 1-12, 1967.
- ROSENGRIN, Y.J. Diamond drilling for structural purposes at Mount Isa. *Proc. Australian Diamond Drilling Association Symposium*, Sutter's Paradise November 1969.
- ROSS-BROWN, D.M. and ATKINSON, K.B. Terrestrial photogrammetry in open pits *Trans. Inst. Min. Metall* London, Vol. 81, pp. 205-214, 1972.
- SABARLY, F. Les injections et les drainages de fondations de barrages en roches peu perméables *Geotechnique*, Vol. 18/2, pp. 229-49 (June 1968)
- SABARLY, F., PAITRE, A. and LONDE, P. Quelques réflexions sur la drainabilité des massifs rocheux, *ISSM 2nd International Congress*, Belgrad, Report 6-12 (1970)
- SCHNEIDER, S. Moyens nouveaux de reconnaissance des massifs rocheux, *Annales de l'I.C.S.T.P.*, Paris (July, August 1967).
- SESAFIM, J.L. and DEL CAMPO, A. Interstitial pressures on rock foundation of dams, *Proceedings of A.S.C.E.*, Vol. 91, SM5, paper 4484 (1965).
- SHARP, J.C., HOEK, E. and BRAUER, C.O. Influence of groundwater on the stability of rock masses. *Trans. Inst. Mining and Metall.*, London, Vol. 81, 1972.
- SMOY, D.T. Fracture deformation and changes of permeability and storage upon changes of fluids pressure, *Colorado School of Mines*, Pt. A, 63 (1968).
- SMOY, D.T. Rock fracture spacings, openings and porosity, *Proceedings of ASCE*, Vol. 94, SM 1 (1968), (1).
- ST. JOHN, C.H. and THOMAS, T.L. The NPL Mekometer and its application to mine surveying and rock mechanics. *Trans. Inst. Min. Metall.*, Vol. 79, No. 761, 1970.
- STAGG, R.G. In situ tests on the rock mass. *Rock Mechanics in Engineering Practice*, Ed. Stagg R.G. and Zienciewicz, O.C., Wiley, New York, 1965.
- TAYLOR, D.W. *Fundamentals of Soil Mechanics*. Wiley, New York, 700 p. 1948.
- TER-MINASSIAN, H., SABARLY, F. et LONDE, P. Comment protéger les barrages voûtes contre la pression de l'eau dans les appuis. *ICOLD 10th International Congress*, Istanbul, C.32-R.12 (1970)
- TERZAGHI, Ch. Effect of Minor Geologic Details on the Safety of Dams. *The American Institute of*

- Mining and Metallurgical Engineers Inc.* (1970)
- TERZAGHI, R.D. Sources of error in joint surveys, *Geotechnique*, Vol.15 (1965)
- VON THUN, J.L. and TARBOK, G.S. Deformation moduli determined by joint shear index and shear catalog, *Rock Fracture, Symposium of ICI, Nancy, Report 11-23 (1971)*
- WARD, W.H. and M'RIAND, J.B. Assessment of the deformation properties of jointed rock in the mass, *International Symposium on Rock Mechanics, Madrid, 1968.*
- WITKE, W. A numerical method of calculating the stability of loaded and not loaded rock slopes (in German) *Rock Mechanics and Engineering Geology*, Vol.10, suppl.11 (1965)
- ZEMANEK, J. The borehole televiewer - A new logging concept for fracture location and other types of borehole inspection. *Society of Petroleum Engineers*, Sept. 1968.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION**

**SLOPE STABILITY WITH PLANE, WEDGE AND POLYGONAL SLIDING SURFACES**

**MAYO, 1983**

1  
Reprint of the Proc. of Int. Symposium on  
"Rock Mechanics Related to Dam Foundations",  
Rio de Janeiro, 1978

SLOPE STABILITY WITH PLANE, WEDGE AND POLYGONAL SLIDING SURFACES

Prof. Dr. K. Kovari

Dipl. Ing. P. Fritz

Federal Institute of Technology Zurich, Switzerland



Summary - Résumé :

2

Slope stability for planar, polygonal and wedge-shaped sliding surfaces: A formula for the design of anchors in rock slopes is presented. Since several parameters can be lumped together in two factors and the cohesion appears in an explicit form the formula can be used to carry out parametric studies with little expenditure of time. Due to an analogy between plane failure and the sliding of a wedge on two planes the same formula can be used to describe the three dimensional problem. An extension of the work to problems involving polygonal sliding surfaces is presented, which is based upon the hypothesis that due to kinematic considerations a discrete number of internal slip surfaces must exist in the rock mass. These internal slips may take place on preferred surfaces, which arise from the actual geological situation. In the majority of cases, however, new ruptures are created, that depend only partially on existing planes of weakness. In the numerical procedure the rock mass is divided up into discrete elements governed by the assumed internal slip surfaces. The basic formula mentioned above is then applied to each element separately. The internal forces acting on the interfaces between elements are defined by an additional failure condition. In an example taken from rock engineering practice it is shown how great the influence of the rock mass in resisting the development of such internal slip surfaces is with respect to the stability of the slope.

Stabilité de talus rocheux sur des surfaces de glissement polygonales et spaciales: Pour dimensionner l'ancrage d'un talus rocheux, on présente une formule qui permet d'effectuer des analyses paramétriques avec un travail minimum du fait que plusieurs paramètres sont résumés dans deux facteurs et que la cohésion est prise en compte explicitement. Grâce à une analogie entre le problème plan des talus et le glissement d'un coin de roche sur deux plans, le problème spatial se laisse aussi traiter avec la même formule fondamentale. Un élargissement du domaine d'application à des problèmes à surfaces de glissement polygonales se base sur le fait que pour des raisons cinématiques il existe des glissements internes ou cisaillements dans la masse rocheuse. Ces surfaces de cisaillement sont parfois données par la nature, mais la plupart du temps il se forme des cassures nouvelles qui ne suivent que partiellement des zones faibles préexistantes. Les surfaces de cisaillement divisent la masse rocheuse en différentes parties où la formule fondamentale citée peut être appliquée séparément.

## 1. Introduction

Normally, for investigating numerically the stability of rock slopes, simplified deformation mechanisms are assumed. The computations are then carried out for various material properties and loading values. With the aid of the simple mathematical relationships presented here numerous behaviour hypotheses can be easily tested, so that a better understanding of the interplay of the forces in the rock structure is possible. Only on the basis of the knowledge thus gained and by considering influences not directly quantifiable can decisions be made regarding shape, drainage and safety measures in a rock slope. For a parameter analyses in rock engineering it is important that the extent of the mathematical formalism is kept to a minimum. The computational method given here meets this requirement in two respects. Firstly, a basic formula for the safety factor of rock slopes is presented, which is valid for both slip along a plane surface and of a three-dimensional rock wedge. This is possible thanks to the discovery of a formal analogy between the two problems. Secondly, the use of this formula is further simplified by means of charts or programming for a pocket calculator. The investigation of problems with polygonal slip surfaces gives a useful insight into the relationships holding for kinematically complex slides. Here, especially, the significance of potentially new failure surfaces, i.e. slip surfaces within the sliding rock mass, is evident.

## 2. Theoretical Foundations

The mathematical treatment of rock slides is based upon the hypothesis of limit equilibrium. The rock is idealized as a rigid body, and only sliding but no rotation or lifting-off of the potential sliding mass is considered.

### 2.1 Remarks on the definition of safety factor

In civil engineering safety factor is usually understood as the relationship between the applied stress and a strength. In this sense the safety factor with respect to sliding of a slope is formulated as

$$F_s = \left| \frac{\text{maximum shear resistance}}{\text{applied shear force}} \right| \quad (1)$$

Another definition that is frequently used is based upon a grouping of the forces acting on the sliding mass. This leads to the following definition of safety factor

$$F_s = \frac{\text{resisting forces}}{\text{driving forces}} \quad (2)$$

With the aid of a simple example it is shown that the two definitions can lead to completely different results (Kovari and Fritz, 1976). A body resting on an inclined plane is loaded by its self-weight  $W$  and an anchor force  $T$ . The corresponding components parallel and normal to the sliding surface,  $W_s$ ,  $T_s$  and  $W_n$ ,  $T_n$  respectively, are shown in Fig.1. If the maximum shear force at the moment of slip is designated by  $S_{max}$ , then according to definition (1)

$$F_s = \frac{S_{max}}{W_s - T_s}$$

so that the component of the anchor force  $T_s$  reduces the effective applied force in the denominator. The safety factor defined by (2), however, becomes

$$\bar{F}_s = \frac{S_{max} + T_n}{W_s}$$

i.e. the anchor force contributes to increase the resisting force in the numerator.

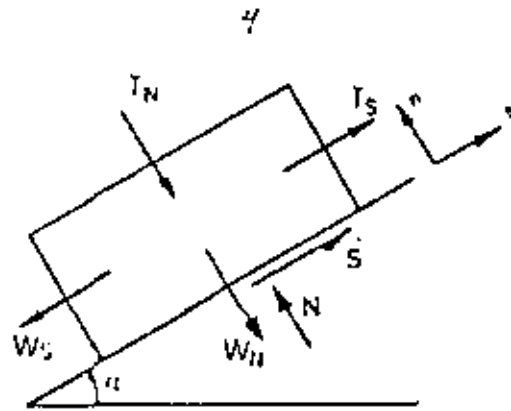


Fig. 1: Potential sliding mass with the components of self-weight  $W_s$ ,  $W_H$  and the anchor force  $T_S$ ,  $T_N$

It is evident that difficulties arise in applying the second definition. Whereas a loose anchor is considered as a passive resisting force in the numerator, if one is consistent, a prestressed anchor should be considered as an active force reducing the resultant driving force in the denominator.

A comparison of the two definitions of safety factor for a given case is shown in Fig. 2. The ratio  $T_S/W_S$  is plotted as abscissa, the ordinate representing the safety factor. Firstly, it is noticeable that the asymptotic value of  $F$  (Definition 1) at  $T_S = W_S$  is infinite, since the resultant force parallel to the sliding surface disappears at this value, which means that failure can never occur. For even higher values of  $T_S$  the rock mass will slide upwards and  $F_S$  decreases. The second definition, however, is not capable of taking into account these two phenomena. For  $T_S = W_S$  the value of  $F_S$  is finite. Furthermore upwards movement of the rock mass is not accounted for. Only for downwards sliding in the range of values of  $F_S$  around 1 is there agreement between the two definitions. It is clear that the second definition

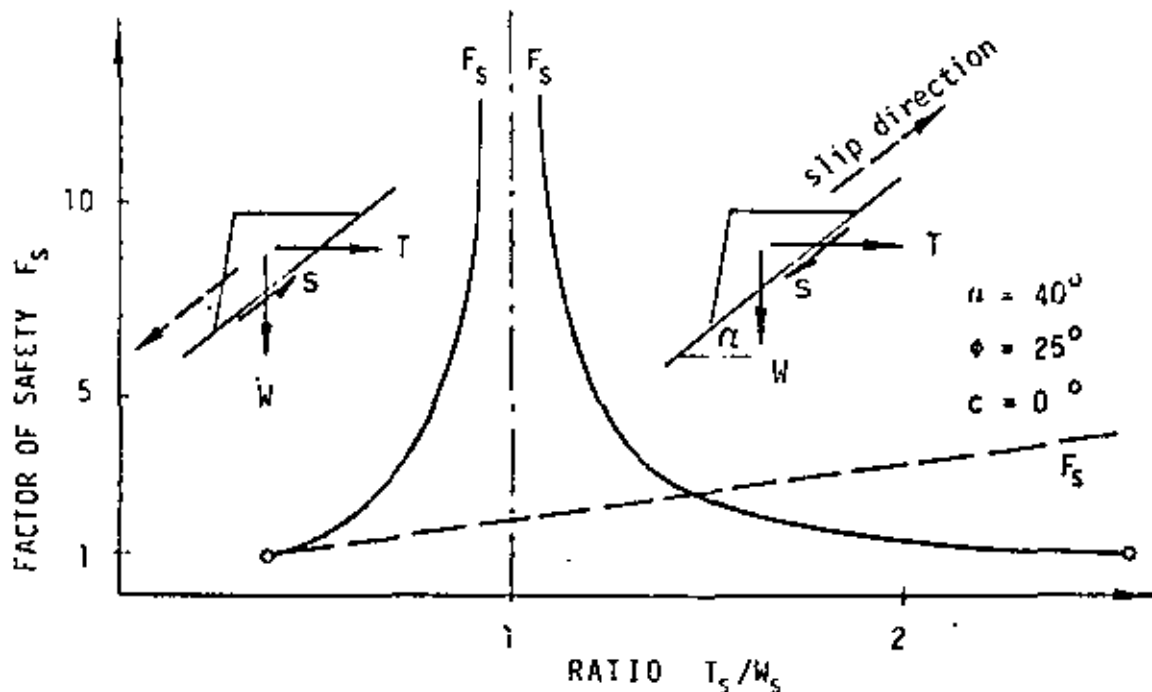


Fig. 2: Safety factor according to two different definitions

based on the consideration of driving and resisting forces should not be applied for the following reasons:

- upwards sliding is not accounted for,
- meaningless values are obtained for  $T_s = W_s$ .

it infringes upon an elementary law of mechanics, according to which a group of forces acting on a rigid body is equivalent to its resultant. The determination of a resultant is not possible, because the external forces due to inadmissible grouping act partly as driving and partly as resisting.

## 2.2 Plane failure surface

A vertical section through a potentially unstable rock slope is shown in Fig.3. The weight of the rock mass is  $W$  and the contact area with the underlying rock on which it rests is  $A$ . The resultant  $R$  of all external forces acting (anchor force, water pressure, surcharge etc.) is directed at an angle  $\beta$  to the horizontal.

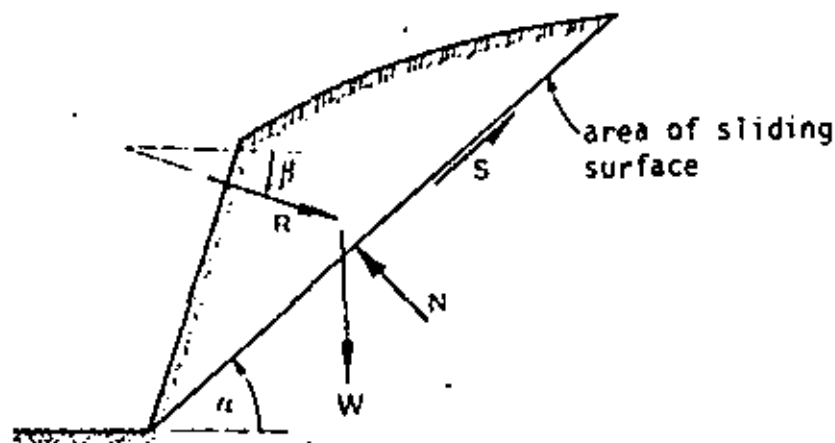


Fig. 3: Geometry of the slope and the forces acting on it

The geometry of the slope enters the calculation through the area  $A$ , the slope angle  $\alpha$  and indirectly through the self-weight  $W$ . The reaction on the failure surface is composed of a normal force  $N$  and a shear force  $S$ . Resolving the forces into components parallel and normal to the failure surface leads to the following equilibrium equations

$$S + R \cos (\alpha + \beta) - G \sin \alpha = 0.$$

$$N - R \sin (\alpha + \beta) - G \cos \alpha = 0.$$

The definition of safety factor according to (1) is

$$F_s = S_{\max} / S_{\text{acting}}$$

and Coulomb's failure condition for the contact surface is

$$S_{\max} = N \tan \phi + c A \quad (\text{where } c: \text{ cohesion, } \phi: \text{ friction angle}).$$

As the sought for basic formula (Kovari and Fritz, 1975), which represents the key to the simple treatment of slope stability problems, is obtained directly, namely

$$R = k_1 \left( 1 - \frac{cA}{W} k_2 \right) W$$

(3)

The coefficients  $k_1$  and  $k_2$  are given by the expressions below

$$k_1 = \frac{F_s \sin \alpha - c \cos \alpha \tan \phi}{F_s \cos(\alpha + \beta) + \sin(\alpha + \beta) \tan \phi}$$

$$k_2 = \frac{1}{F_s \sin \alpha - c \cos \alpha \tan \phi}$$

The following points are worthy of note with regard to the above formula:

- if, besides the anchor force, no other external forces are acting, it may be used directly as a design formula for the anchor force.
- the cohesion  $c$  appears explicitly, which allows a very simple estimate of its influence to be made.
- it is valid, as will be shown afterwards, also for the three dimensional problem of sliding of a wedge on two plane surfaces.

The simple evaluation of this formula in practice is aided by the use either of a programmable pocket calculator or of design charts (Kovari and Fritz, 1976), whereby the factors  $k_1$  and  $k_2$  are a function of geometry, safety factor and friction angle only. An extension of this formula is described in appendix 4.1.

### 2.3 Sliding of a wedge on two planes

The three-dimensional problem is treated here of a wedge sliding on two planes with the contact areas  $A_1$  and  $A_2$ . It is shown (Fig.4a) how this case is analogous to the simple one previously handled. We define a cartesian coordinate system  $(s,n,h)$ . The  $s$ -axis lies in the direction of the line of intersection of the two planes, the  $h$ -axis is horizontal and the  $n$ -axis is in the vertical plane through the line of intersection. Fig.4b shows a section with a vertical plane through the intersection line, while Fig.4c shows a section normal to the intersection line.

The forces acting are divided into three groups:

- self-weight  $W$ .
- reaction (now two normal  $(N_1, N_2)$  and two shear forces  $(S_1, S_2)$  respectively).
- the resultant  $R$  of the external forces.

Analogue to the case of one sliding plane the basic relationships may be formulated for

- the three equations of equilibrium,
- the definition of safety factor (1),
- Coulomb's law of friction for shear resistance along the sliding surface.

To begin with, it will be assumed for the sake of simplicity, that the resultant  $R$  lies parallel to the vertical plane  $(s,n)$  through the intersection line, and further that the same friction angle applies to both planes. The combination of the five conditions with the help of elementary algebraic operations yields the following basic equation for wedge problems

$$R = k_1^* \left( 1 - \frac{c_1 A_1 + c_2 A_2}{W} k_2^* \right) W \quad (4)$$

where

$$k_1^* = \frac{F_s \sin \alpha_s - c \cos \alpha_s \tan \phi^*}{F_s \cos(\alpha_s + \beta) + \sin(\alpha_s + \beta) \tan \phi^*}$$

$$k_2^* = \frac{1}{F_s \sin \alpha_s - c \cos \alpha_s \tan \phi^*}$$

$$\tan \phi^* = \frac{\cos \omega_1 + \cos \omega_2}{\sin(\omega_1 + \omega_2)} \tan \phi = \tan \phi$$

One immediately recognizes the correspondence of this formula with that for a single plane and the conditions of the analog:

- instead of the slope angle  $\alpha$  of the single failure surface the slope angle  $\alpha_s$  of the line of intersection of the two failure surfaces is employed,
- instead of the friction angle  $\phi$  the angle  $\phi^*$  is used,
- instead of the product  $cA$  the sum  $c_1A_1 + c_2A_2$  must be considered.

The inclination  $\alpha_s$  of the intersection line and the factor  $\lambda$  for determining the angle  $\phi^*$  may be read directly from tables for various geometries (Kovári and Fritz, 1976). In the same work all the necessary derivations are given in detail, especially for the angles  $\omega_1$  and  $\omega_2$ .

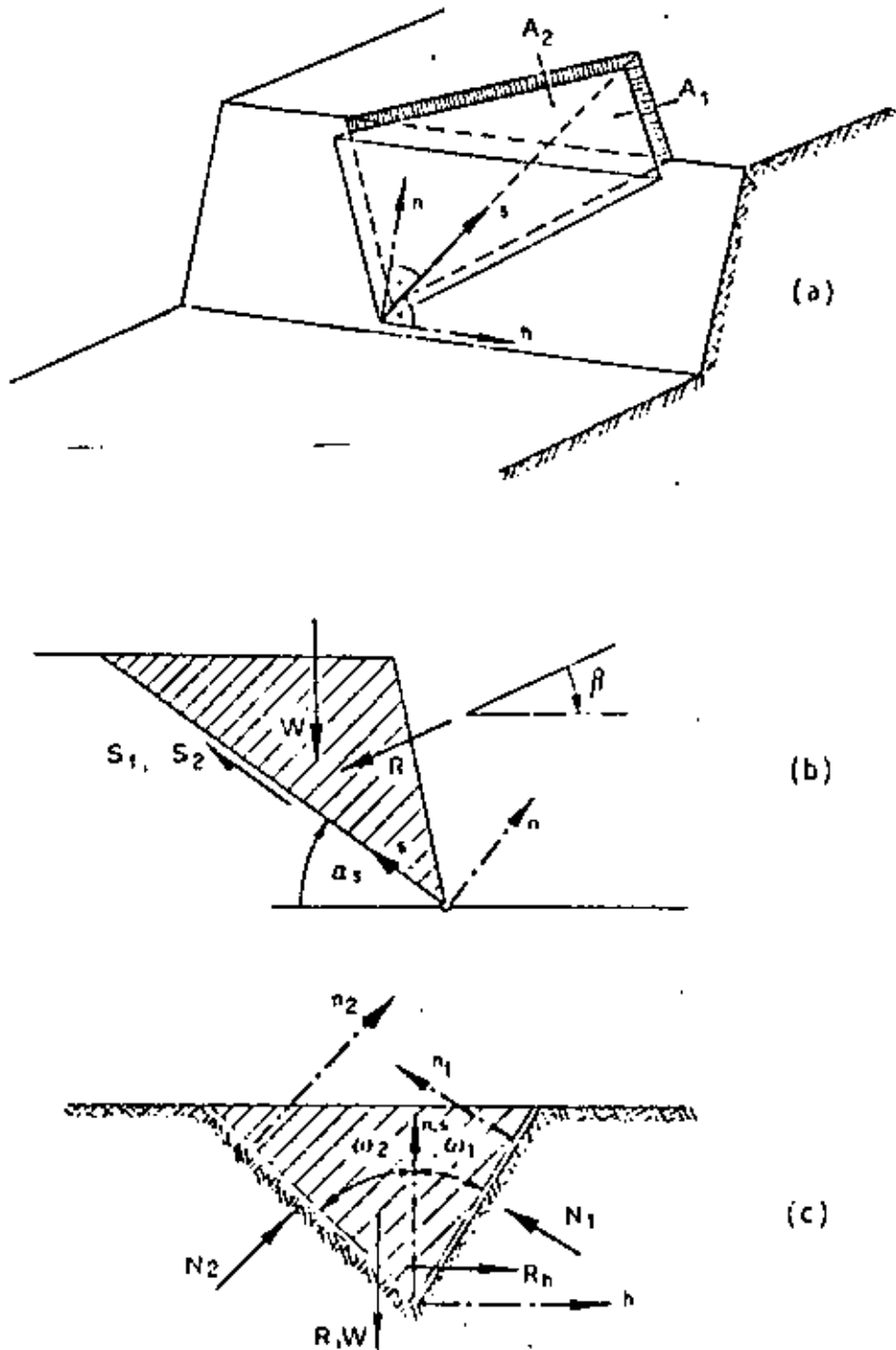


Fig. 4: Isometric view and sections of a rock wedge



Fig. 5:  
Rock slope in Canton Grisons,  
Switzerland

#### 2.4 Example from rock engineering practice

With the aid of a practical example it will be shown how a parametric study can be carried out using the basic formula presented here. In the course of the reconstruction of a mountain road in Switzerland a section, approximately 100 m long, of a steep rock slope slid down (Fig.5). Since sliding of the remaining part of the slope was feared the use of rock anchors as a possible remedial measure was to be investigated. Characteristic for the whole rock mass was intensive folding and shearing of the interchanging beds of limestone and argillaceous shale (Fig.5). The most important consideration regarding potential instability was the presence of shear surfaces in the plane of the axis of folding, inclined at an angle  $30^{\circ}$ - $40^{\circ}$  normal to the road. The rock mass could break free from one of a number of joint systems running through it. Based on this data the problem was reduced to one of sliding on a single plane, whereby strips 1 m wide were considered. The endangered rock mass was divided in cross-section (see Fig.6) more or less arbitrarily into three parts, with the idea that the safety factor was best considered, for either just the lower part breaking off or the whole rock mass coming down.

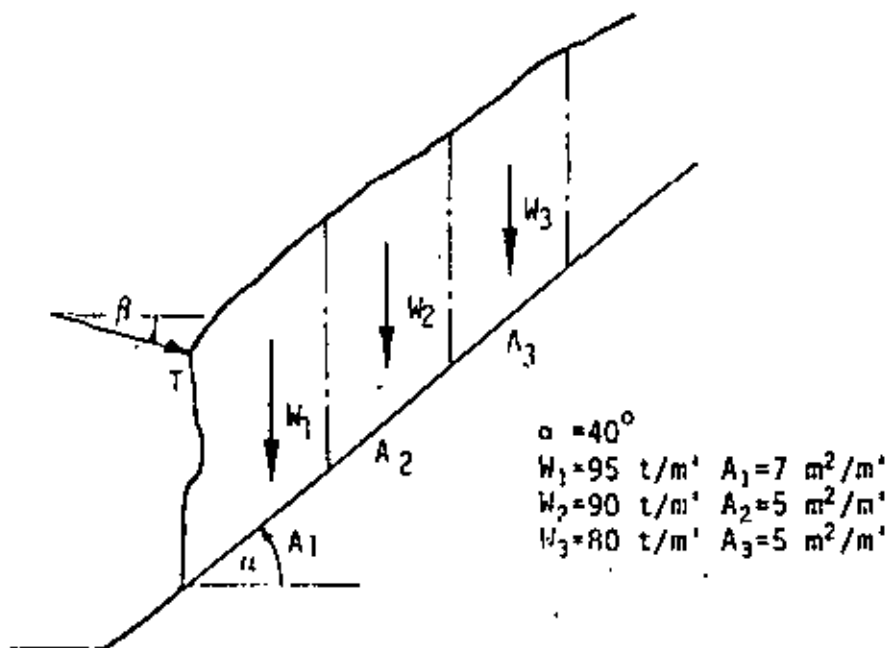


Fig. 6: Typical cross-section through the potential sliding mass

In a first computational step the material properties of the sliding surface were back-calculated from the stability of the whole rock mass with the help of the formula (3). Substituting a safety factor  $F_S = 1$  and various friction angles  $\phi$  the necessary cohesion  $c$  was calculated and plotted in Fig. 7 in function of  $\phi$ . Each point on this curve represents a possible combination of values of  $c$  and  $\phi$  satisfying the condition of limit equilibrium.

For typical pairs of values of  $c$  and  $\phi$  the required anchor force was determined for various values of safety factor. For example, in Fig. 8 the anchor force for three cases  $W = W_1$ ,  $W = W_1 + W_2$  and  $W = W_1 + W_2 + W_3$  is shown for a selected pair of values ( $c, \phi$ ). If a smaller probability of occurrence is attributed to the whole rock mass (i.e.  $W = W_1 + W_2 + W_3$ ), the safety factor  $F_S = 1.1$  may be regarded as adequate. The corresponding anchor force  $T = 25 \text{ t/m}$  means, however, that for sliding of the lower part

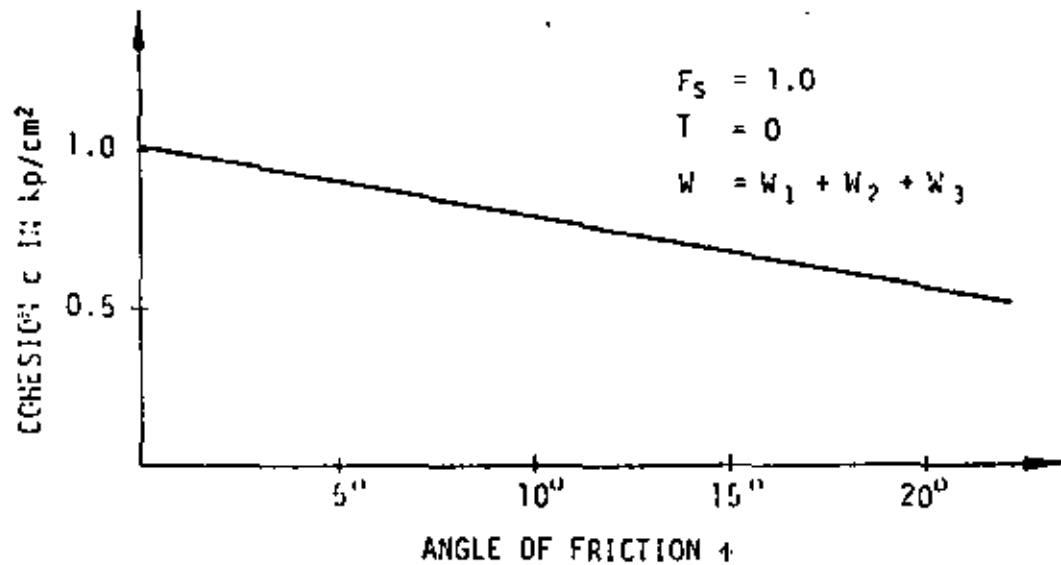


Fig. 7: Strength parameters for the limit equilibrium method (parameter back-calculation)

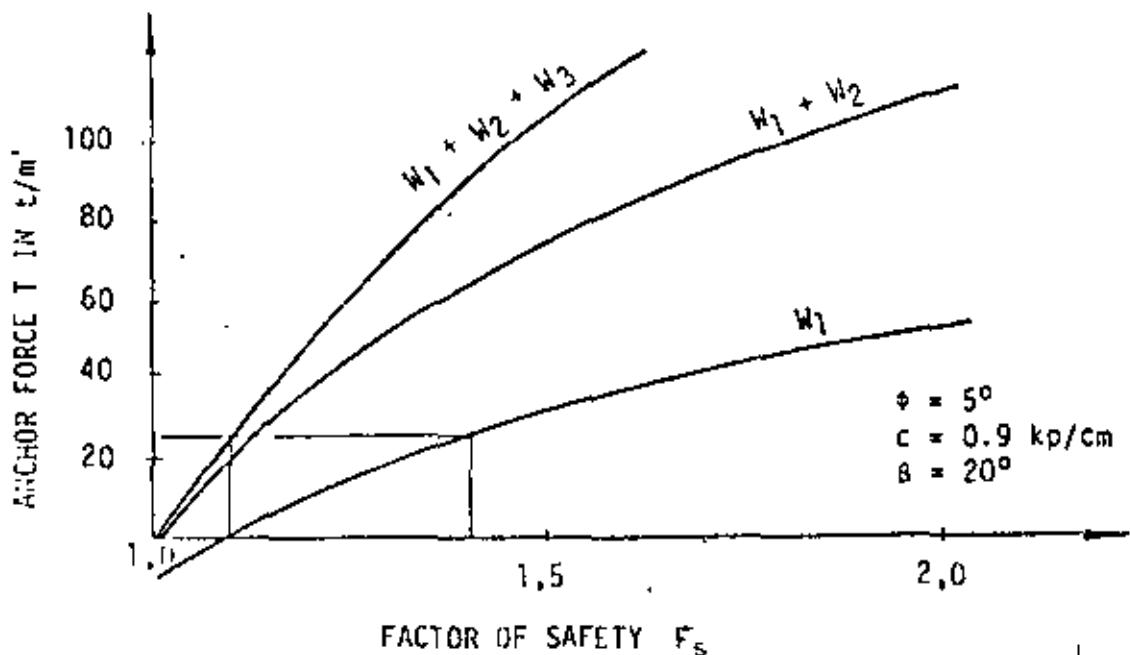


Fig. 8: Influence of the safety factor on the required anchor force



( $W = W_1$ ) alone the safety factor is  $F_s = 1.4$ . The increase of the safety factor compared with that for sliding of the whole rock mass is in agreement with the greater probability that was assigned to this case.

With the simple estimate for the anchoring costs  $P$  in dependence upon the number of borings  $n$ , the anchor lengths  $l$  and the price  $P$  per unit of the anchors and  $P_B$  of the borings, i.e.

$$P = (P_A + n P_B) l$$

an optimum anchor inclination  $\beta$  was finally determined. The anchor costs in percent of the minimum value are plotted as ordinate against the angle  $\beta$  as abscissa in Fig. 9. Depending upon the desired safety factor  $F_s$  there result, naturally, different anchor costs. However, the optimum inclination  $\beta$  for this example always lies between  $10^\circ$  and  $30^\circ$ .

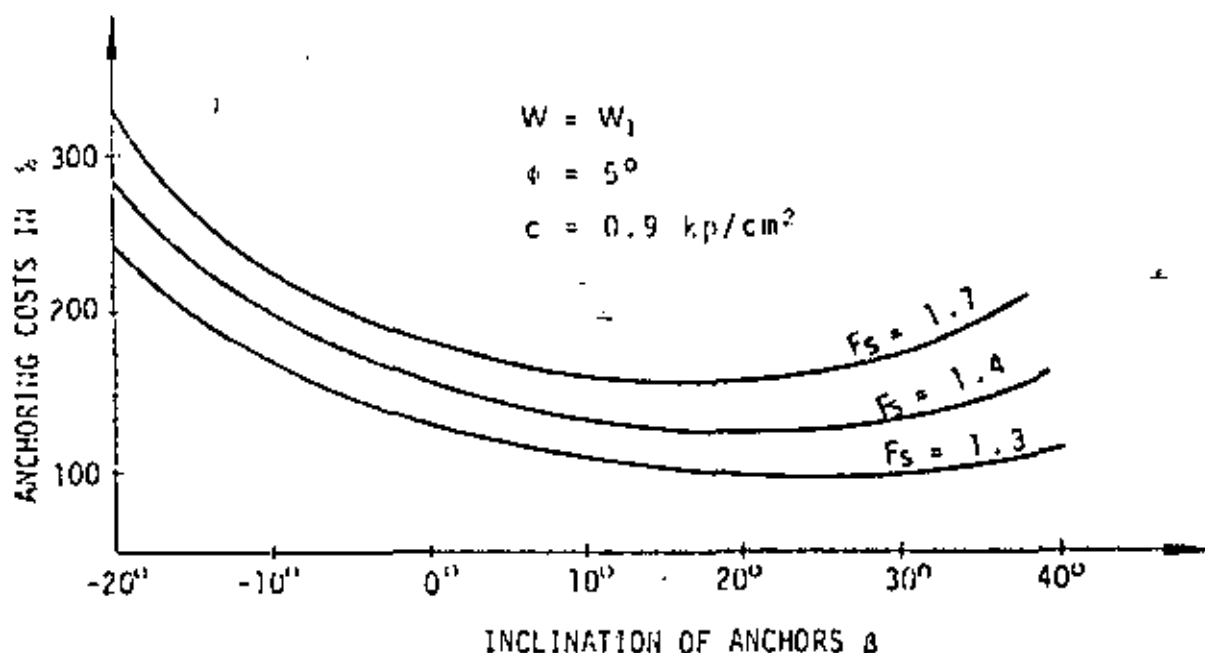


Fig. 9: Determination of the most economic anchor inclination

### 3. Sliding on polygonal sliding surfaces

From experience it is known that sliding, corresponding to the nature of rock, usually takes place on polygonally-shaped surfaces. For such cases Janbu (1954) and Morgenstern and Price (1965) have suggested practical methods of computation, whereby the endangered earth or rock mass is divided up into vertical strips or slices. The computational procedure is based on certain assumptions regarding the distribution and slope of internal contact forces, as well as the hypothesis of limit equilibrium. The method advocated here, however, is based upon the physical requirement that sliding on a polygonal surface is only possible kinematically if a sufficient number of internal shear surfaces can develop. For the sake of simplification, in the following only continuous plane shear surfaces starting from the intersection lines of the polygon sliding surface are assumed. Thus, as shown in Fig. 10, the slide of a mass on three planes must be accompanied by at least two internal shear surfaces. For  $n$  external sliding planes ( $n-1$ ) such interfaces are required. The method described here rests upon the following basic assumptions:

- a) The blocks comprising the rock mass are each considered to be rigid.
- b) The directions of the internal shear surfaces are known.
- c) On the internal and external sliding surfaces (at the condition of limit equilibrium) the Coulomb failure condition applies, and no tensile strength is permitted. The strength parameters may be allocated different values on each sliding surface.
- d) For the safety factor - according to definition (1) - the same value is assumed for all internal and external sliding surfaces.

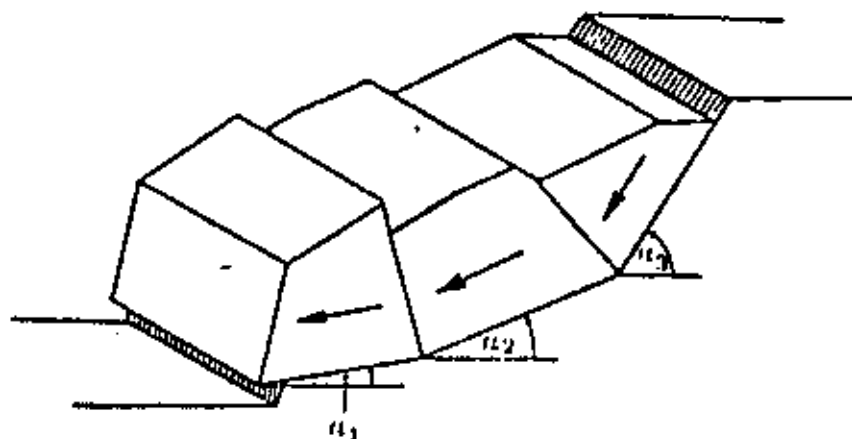


Fig. 10: Kinematics of a slope failure for a polygonal sliding surface

On the basis of these assumptions the safety factor and all external and internal reactions can be determined for a given geometry, loading and strength. The direction of the internal shear surfaces is chosen from case to case on the basis of a careful investigation of the structure of the potential sliding mass. However, for highly jointed rock the direction of the internal slip surfaces can be found by the condition of a minimum safety factor for the system. In an investigation of the stability of an earth dam Sultan and Seed (1967) used a similar criterium. It is readily seen that the resistance of a rock mass to splitting up into various parts plays an important role in stability calculations. The significance of interlocking effects in the joints and the strength of the rock are in this connection of great importance. Müller (1962, p.270) has already drawn attention to these aspects. With regard to the same safety factor being postulated for all slip surfaces the following remarks are offered. As will be shown in the next section, it would be formally possible to allocate a different safety factor to each slip surface. One limiting condition must be observed, i.e. that at the moment of slip the safety factor on all surfaces must be reduced to the value of unity. This refinement allowing for varying safety factors, however, seems to us, due to insufficient foundation and considering the many simplifications introduced to solve the problem, to be inappropriate. In any case, with considerations of this kind the contributions of the relative displacements along the interfaces, which are necessary to mobilize the shear resistance, must also be taken into account. One could quite easily imagine a situation, in which because of large deformations the external slip surface has reached a state of residual shear strength, whereas the internal slip surfaces (with smaller relative deformations) still exhibits the peak value of shear resistance. This consideration, which is related to the problem of progressive failure, exceeds the limits, however, of this present study. Indeed, the method of limit equilibrium, due to the assumption of rigid body behaviour, is not suitable to solve the problem of progressive failure. It is only possible to determine an admissible velocity field in the sense of the plasticity theory of Hill (1955).

### 3.1 Polygonal failure surface consisting of several planes

The general case of a potential rock slide on a  $n$ -section polygonal slip surface is shown in Fig. 11. The geometry of the slope is fixed by the angles of inclination  $\alpha_i$  and  $\gamma_i$  and the corresponding areas  $A_i$  and  $\bar{A}_i$  of the respective slip planes. The forces acting are again divided into three groups:

- The weights  $W_i$  of the individual blocks,
- the external reactions  $N_i$ ,  $S_i$  and the inner reactions  $\bar{N}_i$ ,  $\bar{S}_i$  (contact forces),
- the resultant  $R_i$  (of slope  $\beta_i$ ) of the external forces (anchor force, water pressure in the external slip surfaces etc.). Water pressure, that may act in the joints normal to the internal slip surfaces, are taken care of by the forces  $\bar{N}_i$ .

If it is now assumed that there is a different safety factor in each slip plane, four unknowns are obtained for each plane, the safety factor, two reaction forces and one strength value ( $S_{\max}$ ). Thus for  $n$  external and  $(n-1)$  internal slip surfaces there are altogether  $(8n-4)$  unknowns to be determined. For this purpose, for each of the  $n$  blocks, two equilibrium conditions must be satisfied

$$\sum X_i = 0, \quad \sum Y_i = 0$$

as well as the  $[n + (n-1)]$  Coulomb conditions on the sliding planes and the corresponding expressions (1) for safety factor in the form

$$S_{i\max} = N_i \tan\phi + c_i A_i \quad (N_i \geq 0), \quad \bar{S}_{i\max} = \bar{N}_i \tan\bar{\phi} + c_i \bar{A}_i \quad (\bar{N}_i \geq 0)$$

$$F_{s_i} = \frac{S_{i\max}}{S_i}, \quad \bar{F}_{s_i} = \frac{\bar{S}_{i\max}}{\bar{S}_i}$$

In the above it was tacitly made use of the principle of action and reaction for the component forces  $\bar{N}_i, \bar{S}_i$  on the interface. Thus for the system as a whole with  $n$  blocks there are  $(6n-2)$  equations and  $(8n-4)$  unknowns, i.e. the problem is statically indeterminate to the  $(2n-2)$ th degree. This indeterminacy is a consequence of the working hypothesis of the method of limit equilibrium, as with the assumption of rigid behaviour the displacement and stress fields are unknown. The deficient equations, therefore, cannot be found using mechanical or physical laws. A possible hypothesis is to make the safety factors in the various slip planes dependent upon one another. Since the safety factor in the case of slip must be everywhere unity and here a simplified approach is sought, we assume that the safety factor is equal in all slip planes. The deficient equations are thus

$$F_{s_i} = F_{s_1} \quad (2 \leq i \leq n+n-1).$$

In solving the system of equations it should be noted, that most of the unknowns can be eliminated with the help of the basic formulas (3) and (7) respectively, leaving just  $n$  values. To solve the remaining equations, on account of their nonlinear character, an iterative method is used. The equations are best solved, therefore, by means of the computer program listed in appendix 4.2. For the special case of sliding on a two-degree polygonal surface it is shown in the next section that this problem can also be solved by hand with not too much effort. For the sake of completeness, a semigraphical procedure for the analysis of an  $n$ -degree polygonal sliding surface is also presented. Generally, this procedure would only find application if an electronic computer were not available.

Remark: If, with the exclusion of tensile strength of rock, negative contact (interaction) forces occur this points to a separation of the individual blocks. From the point of view of the stability analysis, the slide of the whole rock mass is no longer of interest, but only of a certain group of blocks.

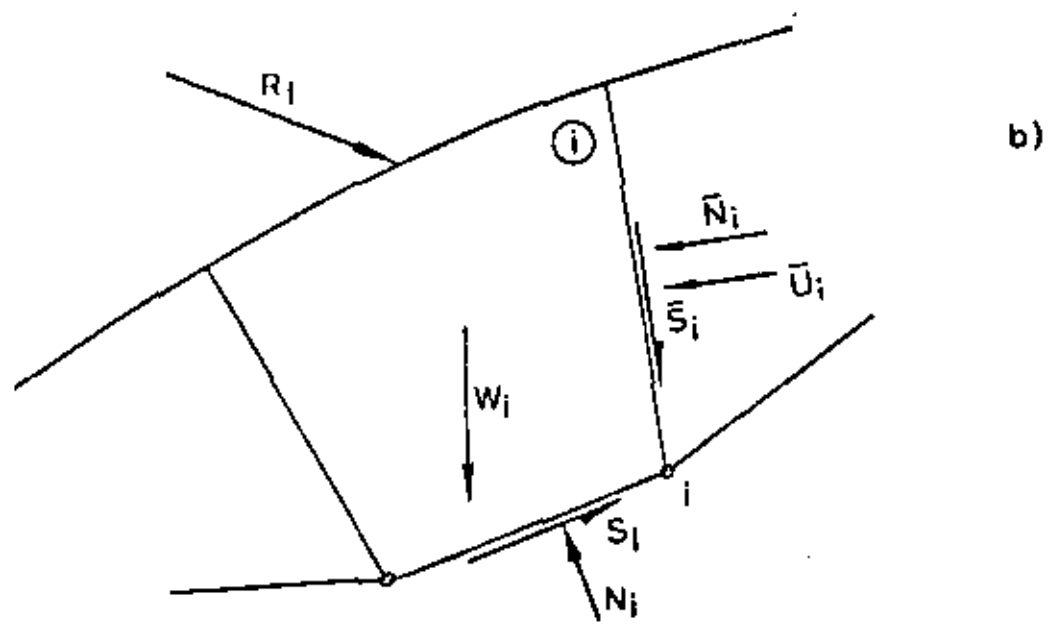
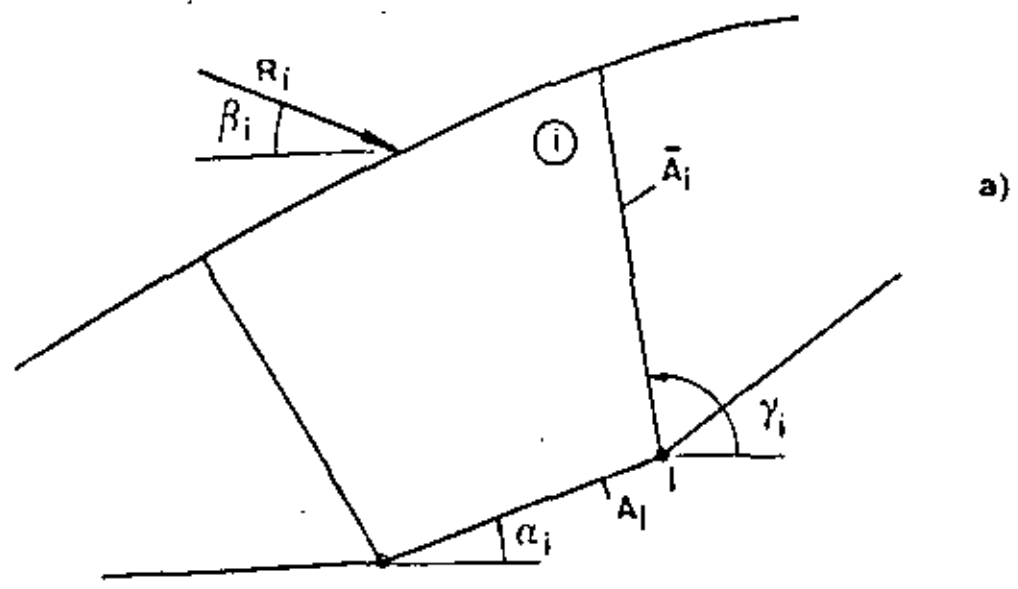


Fig. 11: Element i of a rock mass with a polygonal sliding surface  
 a) geometrical quantities  
 b) internal and external forces

3.2 Polygonal sliding surface composed of two planes

The rock mass shown in Fig. 12a rests on two potential sliding planes of angle of inclination  $\alpha_1$  and  $\alpha_2$ . Sliding is only possible if an internal slip surface with a certain inclination  $\gamma$  can develop, so that the mass is divided into two blocks of weight  $W_1$  and  $W_2$  respectively. Besides possible external forces  $R_1$  and  $R_2$  and a water pressure  $\bar{U}$  acting in the interface there are the reactions  $N_1$ ,  $S_1$  and  $N_2$  respectively on the external slip planes and an interaction force  $I$  on the internal slip surface. The components  $\bar{N}$ ,  $\bar{S}$  of  $I$  must fulfil the failure condition of Coulomb. With the parameters for the internal slip surface - cohesion  $\bar{c}$ , friction angle  $\bar{\varphi}$  and contact area  $\bar{A}$  - the Coulomb condition is

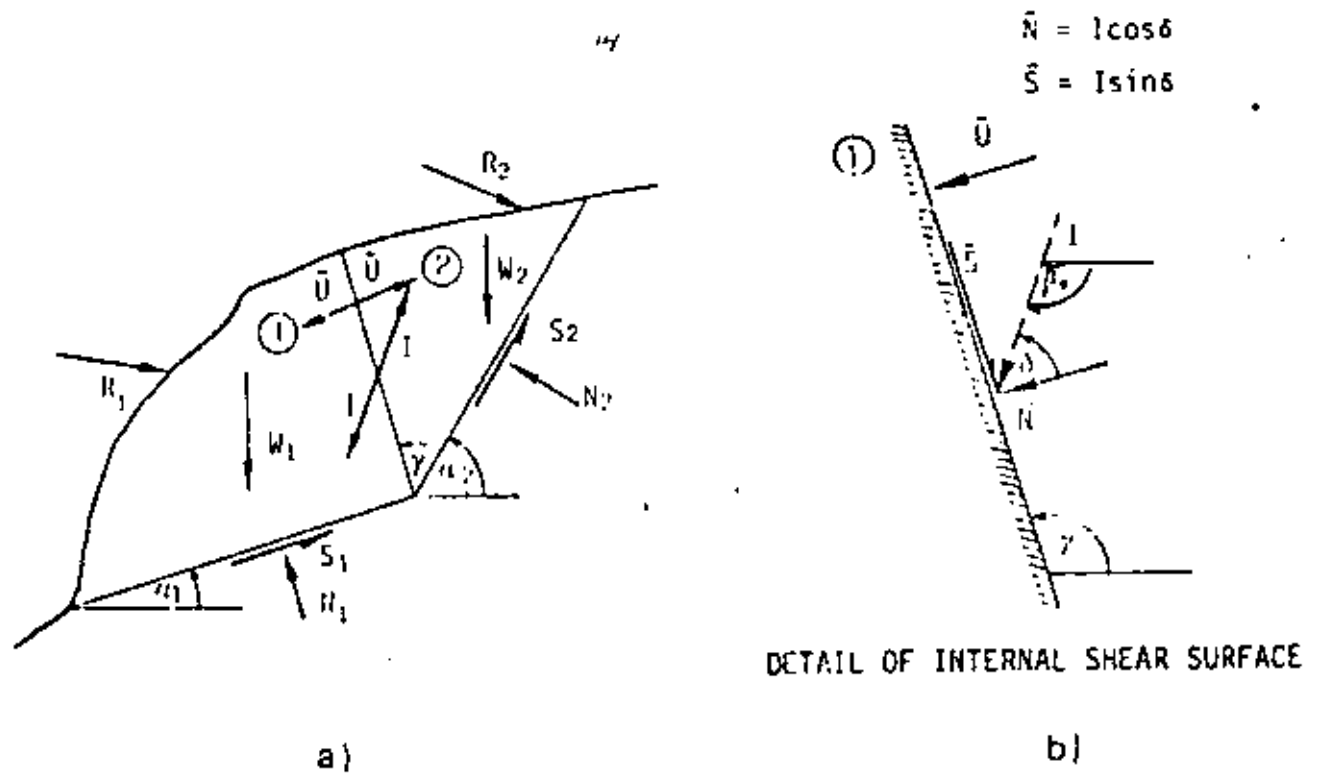


Fig. 12: Rock mass with forces acting on it for a sliding surface consisting of two planes

$$\bar{S}_{max} = (\bar{N} - \bar{U}) \tan \bar{\phi} + \bar{c} \bar{A}$$

Employing the definition (1) for safety factor, viz.

$$F_s = \frac{\bar{S}_{max}}{\bar{S}} = \frac{\bar{N} - \bar{U}}{\bar{S}} \tan \bar{\phi} + \frac{\bar{c} \bar{A}}{\bar{S}}$$

one obtains the characteristic angle  $\delta$  (Fig. 12b) between the interaction force  $I$  and the normal to the corresponding sliding surface:

$$\tan \delta = \frac{\bar{S}}{\bar{N}} = \frac{1}{F_s} \left( \tan \bar{\phi} + \frac{\bar{c}^* \bar{A}}{\bar{N}} \right), \quad (5a)$$

with the relationships

$$\bar{N} = I \cos \delta \text{ and } \bar{c}^* = \bar{c} - \frac{\bar{U}}{\bar{A}} \tan \bar{\phi}$$

As a known special case one obtains, for cohesionless material, without water pressure in the interface and a safety factor  $F_s = 1$ , the value of  $\delta$ :

$$\delta = \bar{\phi}. \quad (5b)$$

The angle of inclination  $\bar{\beta}$  of the interaction force follows from considering Fig. 12b for the lower block 1, i.e.

$$\bar{\beta}_1 = \frac{3\psi}{2} - \gamma - \delta \quad (6a)$$

and for the upper block 2

$$\bar{\beta}_2 = \beta_1 + \gamma. \quad (6b)$$

The safety factor for the whole rock mass is found from the condition that this value must be equal for both elements. In practice the necessary force  $I$  is found separately for each block with the aid of the basic formula (7) as a function of the safety factor. For the lower element 1 the following expression holds, for example:

$$I = k_1 \left( 1 - \frac{c^* A}{W_1 + R_{1W}} k_2 \right) (W_1 + R_{1W}) - R_{1i}$$

The angle of inclination  $\bar{\beta}$  of  $I$  is chosen, as a first approximation, with the help of eqns. (5b) and (6). The resultant force  $R_1$  or its components  $R_{1W}$  and  $R_{1i}$  in the directions of  $W$  and  $I$  respectively represent external forces acting on the block such as surcharge, anchor force, water pressure in the external slip surface (water pressure in the internal slip surface is accounted for by a reduced cohesion  $c^*$ ). For the angle  $\bar{\beta}$  and the assumed value of safety factor  $F_s$  the coefficients  $k_1$  and  $k_2$  and thus the interaction force  $I$  are now determined. Fig.13a shows the interaction force as a function of safety factor plotted separately for both blocks. The intersection of the two curves gives the required solution, because at this point both the interaction force and the safety factor are equal for the adjoining blocks. Since, however, the inclination  $\bar{\beta}$  of the interaction force was only an initial trial value, it must be redetermined by substituting for  $F_{s\bar{\beta}}$  and  $I$  in (5a) and then the calculation must be repeated iteratively with the new value of  $\delta$ . Usually the method converges very rapidly. A case of interest is shown in Fig.13b, in which the equilibrium of the two blocks, i.e. the point of intersection of the two curves leads to a negative interaction force. This corresponds to the situation, where the safety factor of the lower element 1 is less than that of the upper element. Due to the requirement that the interforce cannot transmit tensile forces it follows that the lower element alone is decisive for stability consideration, with  $I = 0$  and not elements acting together. For example, if  $F_{s\bar{\beta}} = 1$  sliding only of the lower element is to be expected, while the upper element may remain stable.

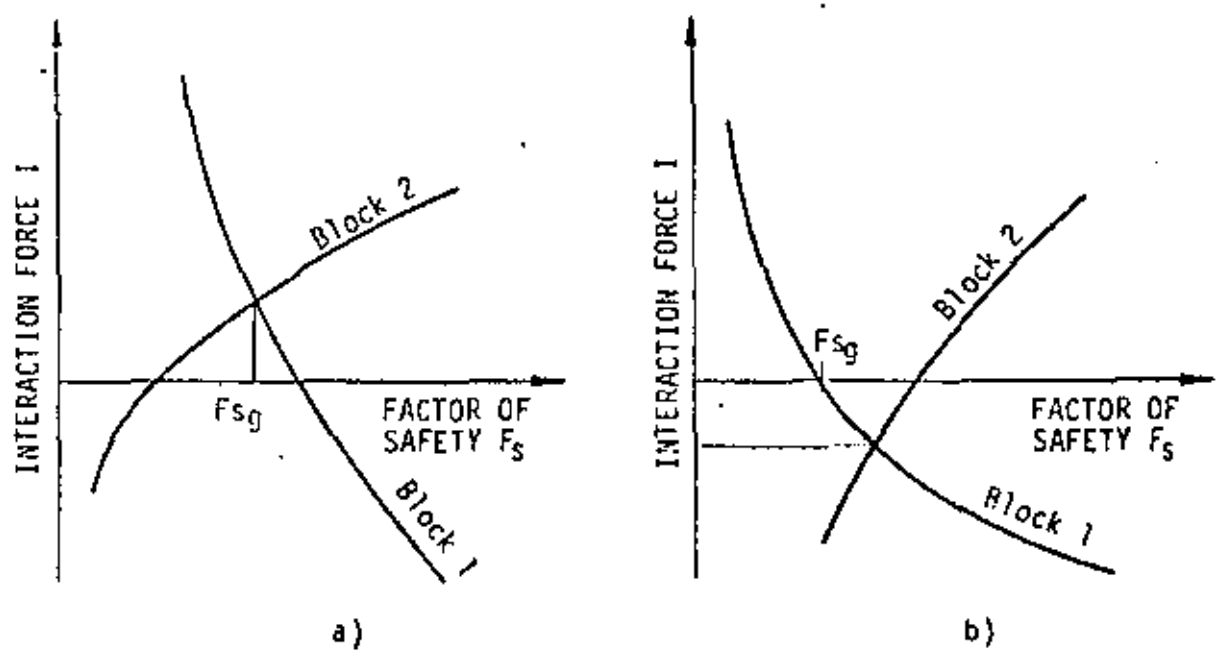


Fig. 13: Effective safety factor  $F_{s\bar{\beta}}$  of a body on two planes of different inclinations

### 3.3 Semi-graphical method of solution for a polygonal slip surface composed of several planes

If an analysis has to be carried out for a multiple-plane slip surface and use is not made of the computer program given in the appendix, then it is also possible to obtain a solution by semi-graphical means. Essentially, this method is based upon a successive determination of the interaction forces  $I_i$  in the various blocks making use of the boundary condition  $I_n = 0$ . The following description should suffice to explain the detailed steps of the method: With the help of the basic formulae (3) or (7) the interaction force is found first for element 1 for various values of the safety factor  $F_s$ . Since the inclination  $\beta_1$  of the interaction force in eqns (5) and (6a) is dependent upon  $I_1$  this calculation is of an iterative nature. Using the graphical relationship for  $I_1 = I(F_s)$  in Fig. 14a one can find the interaction forces  $I_1 F_s^1$ ,  $I_1 F_s^2$ ,  $I_1 F_s^3$  corresponding to the three values of safety factor  $F_s^1$ ,  $F_s^2$ ,  $F_s^3$  respectively. The second block is now subjected to applied forces  $-I_1 F_s^i$  in a successive manner and for the corresponding values of the safety factor,  $F_s^i$ , the necessary interaction forces  $I_2 F_s^i$  are found (Fig. 14b). Due to the implicit representation of the inclination angle  $\beta_2$  this calculation must also be carried out iteratively. Afterwards, the third element is loaded with the forces  $-I_2 F_s^i$ , and so on. From the condition that for the  $n$ -th element  $I_n = 0$ , the sought-for factor of safety  $F_{sg}$  is obtained by means of interpolation in Fig. 14c.

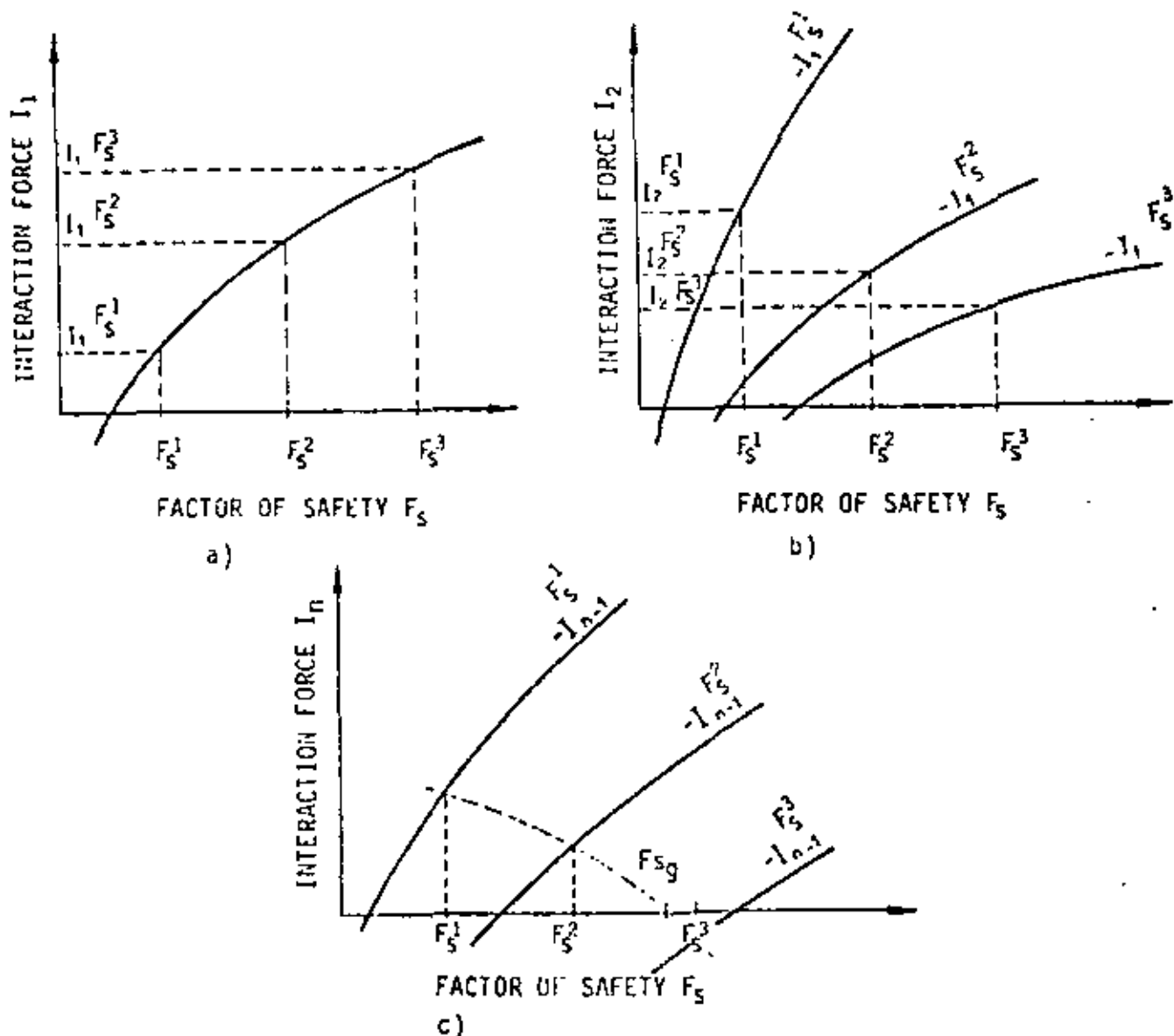


Fig. 14: Determination of the safety factor for a polygonal sliding surface

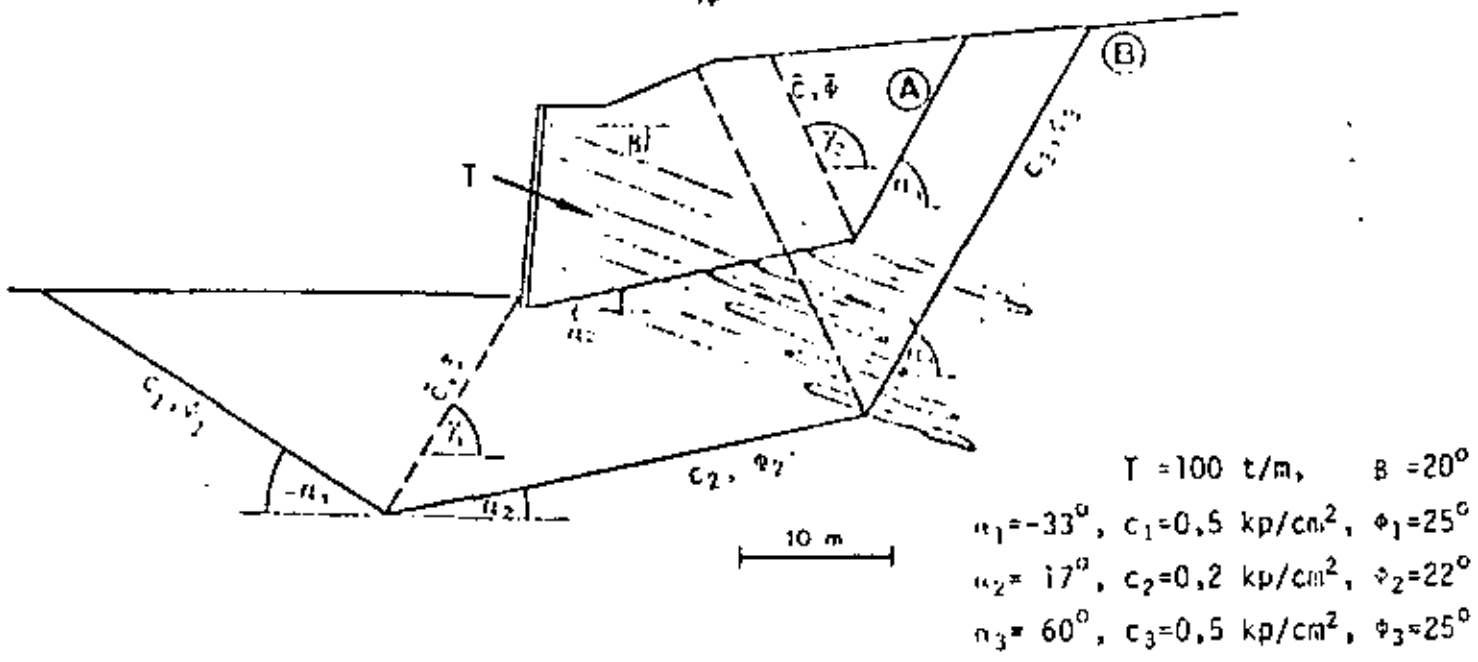


Fig. 15: Highway section with failure mechanisms (A) and (B)

3.4 Example of a stability check of a rock mass resting on an polygonal slip surface

As part of a national highway project in Switzerland it was proposed to use pre-stressed anchors to stabilize a section of highway cutting through rock. The rock mass, a chalky marl, was characterized in this area by pronounced bedding, dipping towards the road at a shallow angle. Due to the structure of the rock two different sliding mechanisms with polygonal slip planes were assumed (Fig.15). In case (A) the extent of the rock mass is such that the anchor forces are fully effective, whereas in case B the sliding surfaces were so deep that they were beyond the anchoring zones. For the upper sliding surface (case (A)) the influence of the inclination  $\gamma_2$  of the interface on the safety factor was investigated. The safety factor corresponding to various values of  $\gamma_2$  was evaluated (Fig.16), plotting  $\gamma_2$  as ordinate and safety factor as abscissa. The minimum safety factor leads to the critical value of  $\gamma_2$  for the safety factor  $F_{sg}$  of the rock slope. The strength parameters for the internal slip surface were assumed to be  $\bar{c} = 1.0 \text{ kp/cm}^2$ , and  $\phi = 25^\circ$ . The second problem that had to be investigated in connection with this project was the stability with respect to a deep-seated failure surface (B). In a similar way to the previous case, the first step was to determine the critical inclinations of the internal slip surfaces. It was found that for the same strength parameters the same value of  $\gamma_2$  was obtained for the right interface (see Fig.15) as for case (A). The left slip surface with inclination  $\gamma_1$  was determined (practically independently of strength properties) due to the constraint that it passes through the foot of the retaining wall. The influence of strength in the shear surface on the stability of the potential sliding mass is evident from Fig.17. For constant material properties in the external slip surfaces an increase of the cohesion of  $2.0 \text{ kp/cm}^2$  in the internal slip surfaces effects an increase of safety factor  $\Delta F_{sg} = 1.0$ . The influence of the friction angle  $\bar{\phi}$  by contrast is much smaller. For the purpose of comparing these results with other methods of analysis, the safety factor based on Janbu's method was also computed for case (B). If, in Janbu's method, the interface forces are neglected, a safety factor  $v = 2.6$  results. This value holds per definition independent of the interface parameters  $\bar{c}$  and  $\bar{\phi}$ . More "exact" computations using Janbu's method considering the interaction forces do not lead, for this example, to reasonable re-



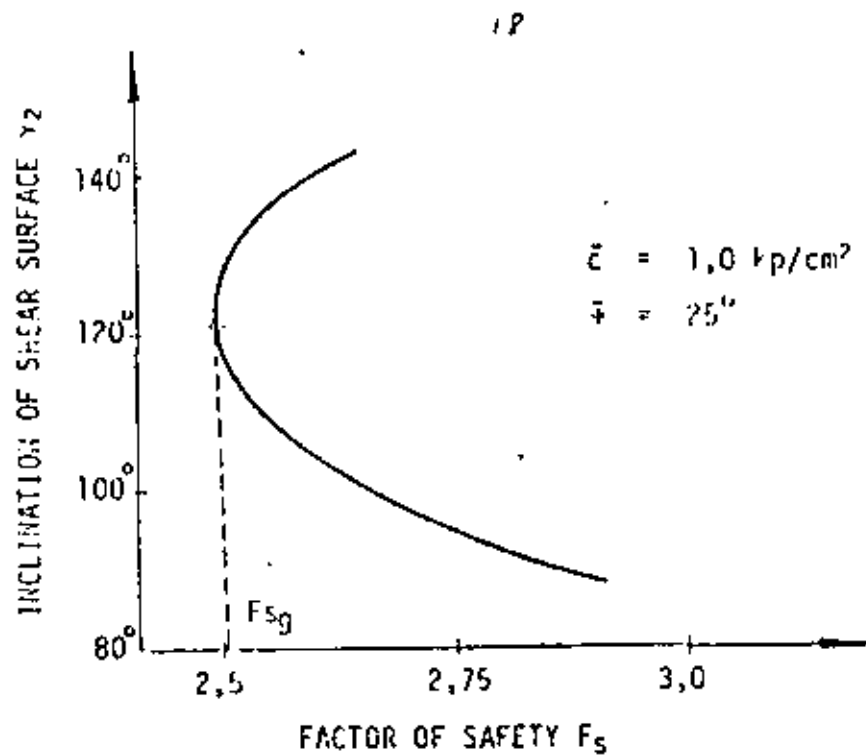


Fig. 16: Influence of the inclination of the internal shear surface on the safety factor (case (A))

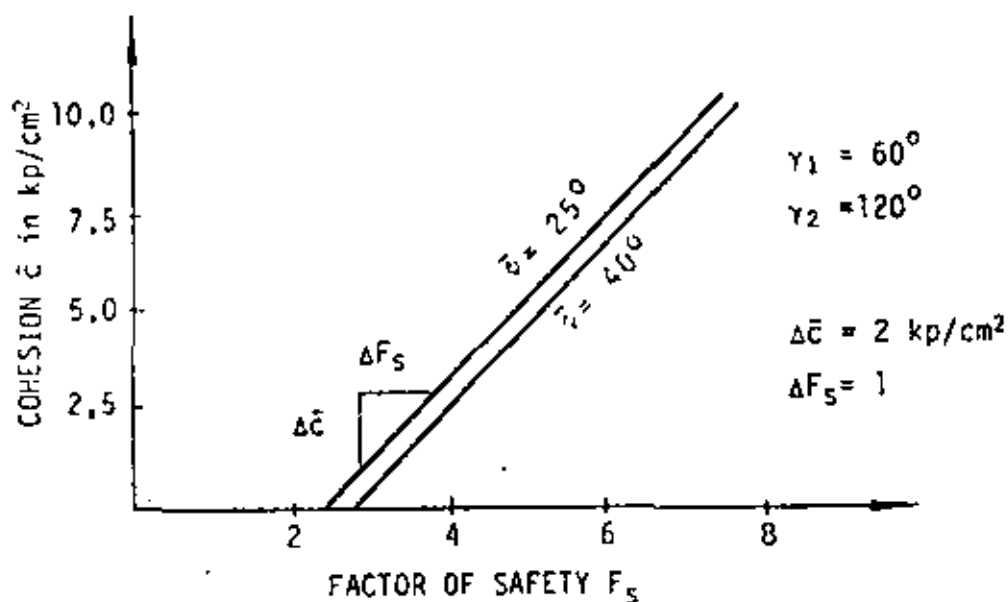
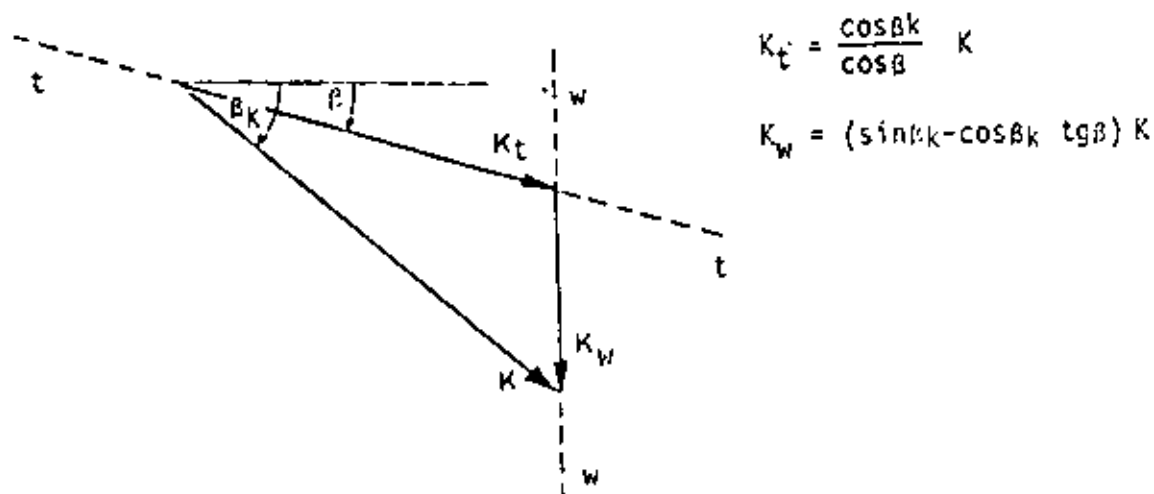


Fig. 17: Influence of the strength of the internal shear surfaces on the safety factor (case (B))

sults, as a variation of the assumed slope of the pressure line or of the interaction forces by just a few degrees already has the effect of doubling the factor of safety.

#### 4.1 Extension of the basic formula

Often the resultant  $R$  of all the external forces is composed of a force  $K$  whose magnitude and direction is known (e.g. water pressure) and of a force  $T$  whose direction  $\beta$  is known, but not its magnitude (e.g. anchor force, interaction force). In order to use the basic formulae (3) and (4) here also directly for design purposes (i.e. to find  $T$ ), the force  $K$  is resolved into its components  $K_t$  in the direction of  $T$  and  $K_w$  in the direction of gravity (Fig. 18).



$$K_t = \frac{\cos \beta_k}{\cos \beta} K$$

$$K_w = (\sin \beta_k - \cos \beta_k \operatorname{tg} \beta) K$$

Fig. 18: Resolution of a force  $K$  into the components  $K_t$  and  $K_w$

The resultant  $R$  is thus replaced in the basic formula by the value  $R = T + K_t$ . The effective weight increases to  $W' = W + K_w$ . Thus, in this instance, the modified form of equation (3) is

$$T = k_1 \left( 1 - \frac{cA}{W + K_w} k_2 \right) (W + K_w) - K_t \quad (7)$$

The coefficients  $k_1$  and  $k_2$  are the same as for eqn. (3).

#### 4.2 Computer program for computation of polygonal sliding surfaces

The following simple program-subroutine, written in FORTRAN language, may be used to calculate the safety factor of a rock mass on a polygonal sliding surface. Geometry, material characteristics, and external forces are given as input data and the safety factor is calculated in function thereof, as well as the magnitude and direction of interaction forces. The input and output values are transferred by formal parameters. Their significance is explained at the head of the subroutine listing. The method of solution is based upon an extended form of eqn. (7). With the nomenclature of Fig. 11 one obtains the interaction force for the  $i$ -th element, viz.

$$I_i = k_1 \left( 1 - \frac{c_i A_i}{W_i + R_{iW}} k_2 \right) (W_i + R_{iW}) - R_{iI} + k_1 I_{i-1} - I_{i-1} (I \operatorname{sign})$$

whereby  $I_n$  must equal zero ( $R_{iI}$  and  $R_{iW}$  designate the components of  $R_i$  in the directions of  $I_i$  and  $W_i$  respectively). The general form of this equation leads to a non-linear system of equations of the  $n$ -th degree, which, with the help of an iterative process, is solved in linear form. Since the number of equations  $n$  to be solved is normally quite small, the computer costs are also very small.

SUBROUTINE POLY(N,ALPHA,CFG,PHIG,G,AR,BETAK,GAMA,CFS,PHIS,W,  
1 SNUE,AK,BETAK,MODL)

CC

C  
C SLOPE STABILITY OF A ROCK MASS ON A C  
C POLYGONAL SLIDING SURFACE C  
C

CC

C

C INPUT DATA (ALL ANGLES IN RADIANS) C

C ----- C

C N NUMBER OF EXTERNAL SLIDING SURFACES C

C ALPHA(N) DIP ANGLE OF EXTERNAL SLIDING SURFACES C

C CFG(N) COHESION IN EXTERNAL SLIDING SURFACES MULTIPLIED C

C BY AREA OF SLIDING SURFACES C

C PHIG(N) ANGLE OF FRICTION IN EXTERNAL SLIDING SURFACES C

C G(N) WEIGHT OF INDIVIDUAL BLOCKS C

C AR(N) EXTERNAL FORCES ACTING ON SLIDING BLOCKS C

C BETAK(N) ANGLE OF INCLINATION OF FORCES AR(N) C

C GAMA(N-1) DIP ANGLE OF INTERNAL SHEAR SURFACES C

C CFS(N-1) COHESION IN INTERNAL SHEAR SURFACES MULTIPLIED C

C BY AREA OF SHEAR SURFACES C

C PHIS(N-1) ANGLE OF FRICTION IN INTERNAL SHEAR SURFACES C

C W(N-1) WATER PRESSURE IN INTERNAL SHEAR SURFACES C

C (UNITS OF FORCE) C

C

C OUTPUT DATA C

C ----- C

C SNUE SAFETY FACTOR C

C AK(N) INTERACTION FORCES IN INTERNAL SHEAR SURFACES C

C BETAK(N) ANGLES OF INCLINATION OF FORCES AK(N) IN RADIANS C

C MODE = 0 COMPUTATION OK C

C > 0 INTERACTION FORCES < 0 C

C = -1 ERROR: NO CONVERGENCE C

C CORRECTIVE MEASURE: DECREASE SPANI OR/AND C

C INCREASE TOLDEL1, SPEDNUE, SPEDEL1 C

C = -2 ERROR: DIVISION BY ZERO C

C = -3 ERROR: EQUATION SYSTEM NOT SOLVABLE C

C

C R E M A R K S C

C ----- C

C COMMON /MATRIX/ Z(N\*N) DIMENSIONING OF Z AND OF ALL C

C ACTUAL PARAMETERS HAS TO BE CARRIED C

C OUT IN THE CALLING PROGRAM C

C

C P.FRITZ + K.KOVARI ETH ZUERICH C

C

CC

DIMENSION ALPHA(1), CFG(1), PHIG(1), G(1), AR(1), BETAK(1);

1 GAMA(1), CFS(1), PHIS(1), W(1), AK(1), BETAK(1)

COMMON /MATRIX/ Z(1)

DATA SPEDNUE, SPEDEL1/0.5, 0.75/, TOLDEL1/0.05/, TOLNUE/0.5/,

1 TOL/0.0001/, ILMAX/100/, SPAN1, SMAX/1.5, 50.0/

IF(N.EQ.1) GOTO 35

ATANI = ATAN(1.0)/45.0

PIIS = 270.\*ATANI

```

      N1 = N - 1
      DELTAK(N) = 0.0
      DO 2 I=1,N
2    PHIG(I) = TAN(PHIS(I))
      DO 3 I=1,N1
      PHIS(I) = TAN(PHIS(I))
3    CFS(I) = CFS(I) - W(I)*PHIS(I)
      SNUEO = 1./SFARK
5    ITER = 0
      SNUEO = SFARK*SNUEO
      SNUE = SNUEO
      IF(SNUEO.GT.SMAX) GOTO 40
C
C    CALCULATION OF THE DIRECTION OF CONTACT FORCES
C
10   KONV = -1
11   ITER = ITER + 1
      IF(ITER.GT.ITERMAX) GOTO 41
      IF(SNUE.EQ.0.0) GOTO 42
      DO 19 I=1,N1
      VORZ = 1.
      IF(ALPHA(I+1).LT.ALPHA(I)) VORZ = -1.
      IF(ITER.EQ.1) DELTA = ATAN(PHIS(I)/SNUE)
      IF(ITER.GT.1) DELTA = PHIS - GAMMA(I) - BETAK(I)
      IF(ITER.GT.1.AND.CFS(I).NE.0.0) GOTO 13
      TGDDELTA = PHIS(I)/SNUE
      GOTO 15
13   COSDELTA = COS(DELTA)
      IF(COSDELTA.EQ.0.0) GOTO 42
      TGDDELTA = (PHIS(I)+CFS(I)/AK(I)/COSDELTA)/SNUE
15   DBDELTA = SPEDELTA*(ATAN(TGDDELTA)-DELTA)
      DBARS = ABS(DBDELTA)
      DBMIN = AMINI(DBARS,TOLDELTA*DELTA)
      DELTA = DELTA + SIGN(DBMIN,DBDELTA)
      BETAK(I) = PHIS - GAMMA(I) - DELTA*VORZ
19   CONTINUE
C
C    LINEAR SYSTEM OF EQUATIONS SET UP WITH UNKNOWN CONTACT
C    FORCES AK AND CHANGE OF SAFETY FACTOR DSNUE
C
      DO 29 J=1,N
      NRZ = (J-1)*N
      IE = J - 2
      IF(J.LE.2) GOTO 22
      DO 21 I=1,IE
21   Z(NRZ+I) = 0.
22   F1Z = SNUE*SIN(ALPHA(J)) - COS(ALPHA(J))*PHIG(J)
      F1N = SNUE*COS(ALPHA(J)+BETAK(J)) + SIN(ALPHA(J)+BETAK(J))*PHIG(J)
      IF(F1Z.EQ.0.0.OR.F1N.EQ.0.0) GOTO 42
      F1 = F1Z/F1N
      F2 = 1.0/F1Z
      IF(J.EQ.1) GOTO 24
      I = IE + 1
      COSBKJ = COS(BETAK(J))
      IF(COSBKJ.LE.0.0) GOTO 42
      Z(NRZ+I) = F1*(SIN(BETAK(J-1))-COS(BETAK(J-1))*TAN(BETAK(J)))
1   - COS(BETAK(J-1))/COSBKJ
24   CONTINUE
      IF(J.EQ.N) GOTO 20
      Z(NRZ+J) = 1.

```

```

IF (N.EQ.N1) GOTO 20
10 J = 1
DO 25 I=1,N1
26 Z(NPZ(I)) = 0.
28 DF1 = (SIN(ALPHA(J))*F1N-COS(ALPHA(J)*BETAK(J))*F1Z)/F1N/F1N
DF2 = -SIN(ALPHA(J))/F1Z/F1Z
ARG = (SIN(BETAK(J))-COS(BETAK(J))*TAN(BETAK(J)))*ARG(J)
HIEF = G(J) + ARG - F2*CFG(J)
Z(NPZIN) = -DF1*HIEF + DF2*F14UIG(J)
ARG = COS(BETAK(J))/COS(BETAK(J))*ARG(J)
29 ARG(J) = F1*HIEF - ARG

```

C  
C  
C

SOLUTION OF SYSTEM OF EQUATIONS, CONVERGENCE CHECK

```

CALL GAUSS(N,Z,AR,MODE)
IF(MODE.NE.0) GOTO 43
DO 33 I=1,N1
IF(AR(I).LT.0.0) GOTO 5
33 CONTINUE
DSNUE = AR(I)
DSN1 = ABS(SPEIDNUE*DSNUE)
DSN2 = ABS(TOLNUE*SNUE)
DSN = SIGN(AMIN1(DSN1,DSN2),DSNUE)
SNUE = SNUE + DSN
IF(ITER.EQ.1.OR.ABS(DSNUE/SNUE).GT.TOL) GOTO 10
I = 0
IF(KONV.EQ.0) GOTO 40
KONV = KONV + 1
GOTO 11
35 SNUE = (AR(1)*SIN(ALPHA(1)+BETAR(1))+G(1)*COS(ALPHA(1)))
I *TAN(PHIG(1)) + CFS(1)
SNUE = SNUE/(G(1)*SIN(ALPHA(1))-AR(1)*COS(ALPHA(1)+BETAR(1)))
I = 0

```

C  
C  
C

TERMINATION

```

40 MODE = 1
GOTO 46
41 MODE = -1
GOTO 46
42 MODE = -2
GOTO 46
43 MODE = -3
46 AR(N) = 0.0
IF(N.EQ.1) GOTO 49
DO 47 I=1,N
47 PHIG(I) = ATAN(PHIS(I))
DO 48 I=1,N1
CFS(I) = CFS(I) + W(I)*PHIS(I)
48 PHIS(I) = ATAN(PHIS(I))
49 CONTINUE
RETURN
END
SUBROUTINE GAUSS(N,Z,B,MODE)

```

C  
C  
C  
C  
C  
C

SIMPLE GAUSSIAN ALGORITHM (Pivot ALWAYS DIAGONAL)

N NO. EQUATIONS

Z(N\*N) COEFFICIENT MATRIX IN ROWS (IS OVERRITTEN)

```

C      B(N)      VECTOR OF CONSTANTS (R.H.S.), OVERWRITTEN BY
C      SOLUTION RESULTS
C      MODE      PARAMETER IN GAUSS-JORDAN ROUTINE
C      = 0      SOLUTION ONLY
C      = 1      PIVOT = 0
C
      DIMENSION Z(1),B(1)

      N1 = N - 1
      DO 19 K=1,N1
      NRZO = (K-1)*N
      NP1V = NRZO + K
      IA = K + 1
      DO 19 J=IA,N
      NRZ = (J-1)*N
      NK = NRZ + K
      IF(Z(NP1V).EQ.0.0) GOTO 41
      S = Z(NK)/Z(NP1V)
      DO 18 I=IA,N
      NK = NRZ + I
      NZ = NRZO + I
18     Z(NK) = Z(NK) - S*Z(NZ)
19     B(K) = B(K) - S*B(N)

      DO 29 I=1,N
      I = N - I + 1
      NRZ = (I-1)*N
      S = B(I)
      IF(I.EQ.N) GOTO 35
      IA = I + 1
      DO 22 IZ=IA,N
      NZ = NRZ + IZ
22     S = S - Z(NZ)*B(IZ)
25     NZ = NRZ + I
29     B(I) = S/Z(NZ)
      MODE = 0
      GOTO 46
41     MODE = 1
46     CONTINUE
      RETURN
      END

```

#### References

- Hill, R., 1955, The mathematical theory of plasticity. Oxford University Press.
- Janbu, N., 1954, Application of Composite Slip Surfaces for Stability Analysis. Proc. Europ. Conf. Stability of Earth Slopes, V.3.
- Kovári, K., Fritz, P., 1975, Stability Analysis of Rock Slopes for Plane and Wedge Failure with the Aid of a programmable Pocket Calculator. 16th Symp. Rock. Mech., Minneapolis, USA.
- Kovári, K., Fritz, P., 1976, Stabilitätsberechnung ebener und räumlicher Felsböschungen, Rock Mechanics 8. Int. Journal of ISRM, Springer.
- Morgenstern, N.R., Price, V.E., 1965, The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces. Geotechnique, V.15.
- Müller, L., 1963, Der Felsbau. Verlag F. Enke, Stuttgart.
- Sultan, H.A., Seed, H.H., 1967, Stability of sloping core earth dams. Journal Soil Mech. Found. Div., Proc. ASCE.



MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION

STABILITY ANALYSIS OF ROCK SLOPS FOR PLANE AND WEDGE FAILURE WITH  
THE AID OF A PROGRAMMABLE POCKET CALCULATOR

DR. K. KOVÁRI AND P. FRITZ

MAYO, 1983

Stability Analysis of Rock Slopes for Plane and Wedge Failure with the Aid of a programmable Pocket Calculator

Calculs de stabilité de talus rocheux à deux et trois dimensions à l'aide de calculatrices de poche programmables

Stabilitätsberechnung ebener und räumlicher Felsböschungen mit Hilfe programmierbarer Taschenrechner

K. Kovari and P. Fritz

Federal Institute of Technology Zurich, Switzerland  
Institute of Highways and Underground Structures  
Department of Rock Mechanics

### Summary

A simple formula for plane slope failure is derived, which may be used for the design of anchors to ensure the safety of rock masses endangered by slides. The cohesion strength component appears explicitly in the formula, while the geometrical parameters, the friction angle and the safety factor are included in only two factors,  $k_1$  and  $k_2$ . The discovery of a formal analogy between the plane failure problem and that of wedge failure on two intersecting plane surfaces makes it possible to use the basic formula also for the solution of the complicated three-dimensional wedge problem. The basic formula may in both cases also be used to make a detailed parametric study to investigate the sensitivity of the rock slope construction to variations in individual parameters. This investigation may be carried out quickly, without time consuming calculations, even at the site, if a programmable pocket electronic calculator is available. A complete program is given in this paper for the widely used "Hewlett-Packard HP 65" pocket calculator. The application of the method is illustrated in several practical examples of the design of rock slopes.

### Résumé

Dans le cas du problème plan, on a mis au point une formule fondamentale pour le dimensionnement des ancrages qui doivent retenir une masse rocheuse susceptible de glisser. L'influence de la cohésion y figure explicitement, celle de la géométrie, de l'angle de frottement et du coefficient de sécurité y apparaissent implicitement dans deux facteurs. On a découvert une analogie formelle entre le glissement sur un plan et le glissement d'un coin de roche le long de deux plans. Ceci permet d'appliquer directement la formule fondamentale, du problème plan, qui est simple, à la résolution du problème enchevêtré qui se présente dans l'espace. Dans les deux cas, la formule de dimensionnement permet aussi la réalisation d'une vaste analyse paramétrique pour déterminer la sensibilité de la construction à la variation des paramètres individuels. Avec une calculatrice électronique programmable, ces investigations peuvent être faites à la fois rapidement et sans calculs fastidieux sur le terrain-même. Dans cet exposé figure un programme complet pour le modèle très répandu: le "Hewlett-Packard HP-65". Quelques exemples illustrent l'application à des cas concrets.

### Zusammenfassung

Für die Bemessung der Ankerkräfte zur Sicherung einer gleitgefährdeten Felsmasse wird für das ebene Problem eine Grundformel hergeleitet. Der Einfluss der Kohäsion kommt dabei explizit zum Ausdruck, die Einflüsse der Geometrie, des Reibungswinkels und des Sicherheitsfaktors treten in zwei Faktoren zusammengefasst in Erscheinung. Die Aufdeckung einer formalen Analogie zwischen dem Abgleiten auf einer Ebene und dem Abgleiten eines Felskeiles auf zwei Ebenen erlaubt es, die einfache Grundformel des ebenen Problems direkt für die Lösung des verwickelten räumlichen Problems anzuwenden. Die Bemessungsformel dient in beiden Fällen auch zur Durchführung einer umfangreichen Parameteranalyse um die Empfindlichkeit der Konstruktion auf die Variation der einzelnen Parameter zu ermitteln. Diese Untersuchungen können rasch und ohne langwierige Rechnungen selbst im Felde durchgeführt werden, wenn ein programmierbarer Taschenrechner zur Verfügung steht. In dieser Arbeit ist ein vollständiges Programm für das weitverbreitete Modell "Hewlett-Packard HP-65" angegeben. Anhand einiger Beispiele wird die Anwendung auf praktische Fälle des Felsbaues illustriert.



## 1. Introduction

Failure of a rock slope on one or two plane surfaces is the simplest but at the same time the most important type of sliding failure and forms the basis for the stability analysis of rock slopes. The aim of the investigation is to determine the influence of the main parameters on the safety factor (Hoek and Londe, 1974). In this manner the engineer can obtain a good idea of the sensitivity of the rock slope construction to changes in the individual parameters. Despite the simplicity of the mathematical model, the necessary computations using present methods are time consuming on account of the large number of parameters entering into the computations (geometrical parameters, material properties, anchor forces etc.) and in the three dimensional case somewhat complicated. In the following sections a method is developed which does away with these disadvantages and consequently substantially simplifies the design of rock slopes.

## 2. Theory

The rock mass which is subject to potential sliding failure is assumed to be a rigid body and the stability analysis is carried out using the method of limit equilibrium analysis. Toppling failure has not been considered, under which circumstances the simple resolution of forces together with the Coulomb failure hypothesis on the sliding plane are sufficient to arrive at a solution of the problem.

### 2.1 Plane Failure

A vertical section through the potential sliding mass is shown in Figure 1. The weight of the sliding body is  $W$  and the area of the sliding surface is  $A$ . Besides the reactions  $N$  and  $S$  and the force  $W$  the only other force that is introduced is  $R$ , with the associated directional angle,  $\beta$ .  $R$  may be considered as the resultant of all other external forces acting on the sliding body (anchor, water and earthquake forces).

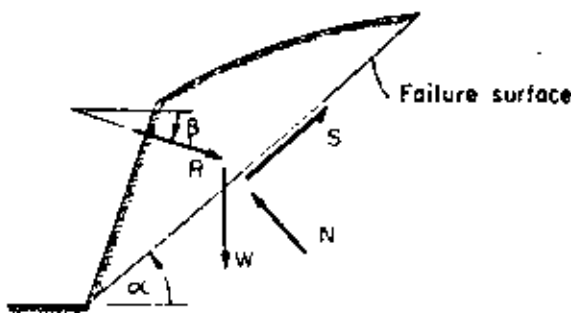


Figure 1: Geometry of slope with the forces acting on the sliding mass.

The forces  $N$  and  $S$  fulfil the Coulomb failure condition

$$S_{\max} = N \tan \phi + cA \quad (1)$$

where  $\phi$  is the friction angle and  $c$  the cohesion acting on the sliding surface. The safety factor

$$F_s = \frac{S_{\max}}{S} \quad (2)$$

is defined as the ratio of the shear force at failure  $S_{\max}$  to the shear force determined from the equilibrium equations. The latter are

$$\begin{aligned} S + R \cos(\alpha + \beta) - W \sin \alpha &= 0, \\ N - R \sin(\alpha + \beta) - W \cos \alpha &= 0 \end{aligned} \quad (3)$$

Equations (1), (2) and (3) yield the following equation for the resultant force  $R$

$$R = \frac{F_s \sin \alpha - \cos \alpha \tan \phi}{F_s \cos(\alpha + \beta) + \sin(\alpha + \beta) \tan \phi} \left( 1 - \frac{cA}{W} \frac{1}{F_s \sin \alpha - \cos \alpha \tan \phi} \right) W \quad (4)$$

as a function of the geometry, strength parameters and safety factor. By introducing the following factors

$$\begin{aligned} k_1 &= \frac{F_s \sin \alpha - \cos \alpha \tan \phi}{F_s \cos(\alpha + \beta) + \sin(\alpha + \beta) \tan \phi} \\ k_2 &= \frac{1}{F_s \sin \alpha - \cos \alpha \tan \phi} \end{aligned} \quad (5)$$

eqn. (4) may be simplified to

$$R = k_1 \left( 1 - \frac{cA}{W} k_2 \right) W. \quad (6)$$

Eqn. (6) is the basic design formula for rock slope construction. Since the cohesion  $c$  appears only in one term its influence may quickly be evaluated. The factors  $k_1$  and  $k_2$  may be determined either from charts or using a pocket electronic calculator, whichever method is more suitable. In the present work we restrict ourselves to the use of pocket calculators. The expression (6) may correctly be regarded as a design formula, because in the absence of water pressures in the discontinuities the force  $R$  gives directly the required anchor load as a function of the given design quantities.

### 2.2 Wedge Failure

A sliding wedge of weight  $W$  and with surface areas on the contact planes  $A_1$  and  $A_2$  is shown in Figure 2. The orthogonal co-ordinate system  $(s,n,h)$  is chosen as a reference system. The axis  $s$  is given by the direction of the line of intersection of the two sliding surfaces. The axis  $n$  is normal to  $s$  and lies in a vertical plane. The axis  $h$  is at a right angle to the  $s$ - $n$  plane i.e., it is horizontal.

It is first assumed that the slope of the line of intersection of the two sliding planes  $\alpha_s$  as well as the angles  $\omega_1$  and  $\omega_2$  between the  $n$  axis and the sliding planes are known. The determination of these angles from the measured strike azimuths and the inclinations of the sliding surfaces (see appendix I) is simply a matter of geometry and as such is not important for the following considerations.

It is then assumed that the resultant of the active forces  $R$  is parallel to the vertical plane  $(s,n)$ . Its direction can therefore be established by a single angle  $\beta$ . It is further assumed that the friction angle  $\phi$  is the same for both sliding surfaces.

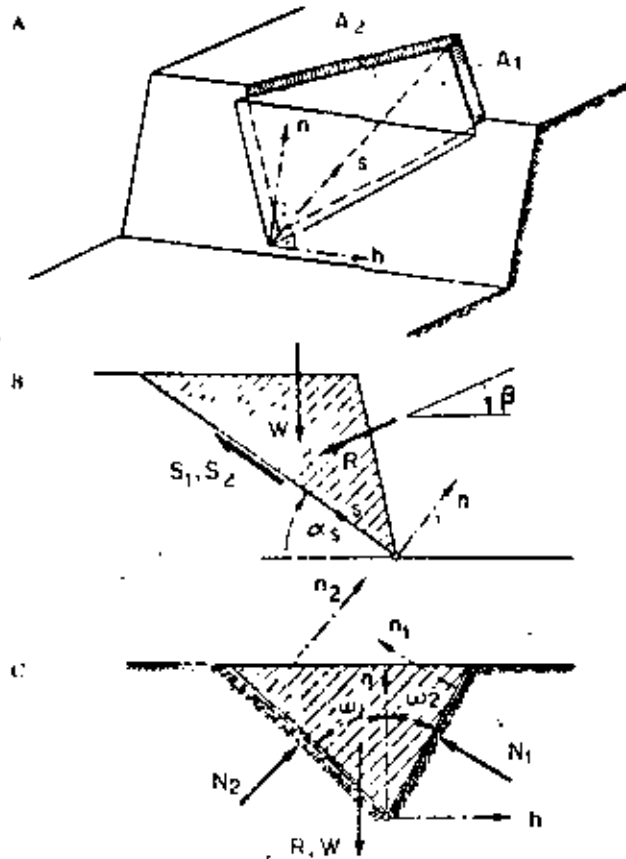


Figure 2. Geometry of the wedge with the associated forces. A) Isometric view, B) vertical plane through the line of intersection of the sliding surfaces, C) plane normal to the intersection line

The Coulomb failure condition is therefore

$$S_{max} = (N_1 + N_2) \tan \phi + c_1 A_1 + c_2 A_2 \quad (7)$$

where

$$S_{max} = S_1 \max + S_2 \max$$

The safety factor may be defined as

$$F_s = \frac{S_{max}}{S} \quad \text{where } S = S_1 + S_2 \quad (8)$$

The three equations of equilibrium are

$$\begin{aligned} S + R \cos(\alpha_s + \beta) - W \sin \alpha_s &= 0, \\ N_1 \sin \omega_1 + N_2 \sin \omega_2 - R \sin(\omega_s + \beta) - W \cos \alpha_s &= 0, \quad (9) \\ N_1 \cos \omega_1 - N_2 \cos \omega_2 &= 0. \end{aligned}$$

From these equations the algebraic sum of the normal forces is obtained, i.e.

$$N_1 + N_2 = [W \cos \alpha_s + R \sin(\omega_s + \beta)] \frac{\cos \omega_1 + \cos \omega_2}{\sin(\omega_1 + \omega_2)}$$

or by using the abbreviations

$$\lambda = \frac{\cos \omega_1 + \cos \omega_2}{\sin(\omega_1 + \omega_2)} \cdot \tan \phi^* + \lambda \tan \phi \quad (10)$$

$$N_1 + N_2 = [W \cos \alpha_s + R \sin(\omega_s + \beta)] \lambda \quad (11)$$

The resultant R is obtained from eqn (9) with the aid of eqns (7), (9) and (11) in an analogous manner to the plane problem, viz.

$$R = \frac{F_1 \sin \alpha_s - \cos \alpha_s \tan \phi^*}{F_2 \cos(\alpha_s + \beta) + \sin(\alpha_s + \beta) \tan \phi^*} \left( 1 - \frac{c_1 A_1 + c_2 A_2}{W} \frac{1}{F_1 \sin \alpha_s - \cos \alpha_s \tan \phi^*} \right) W \quad (12)$$

With the abbreviations

$$k_1^* = \frac{F_1 \sin \alpha_s - \cos \alpha_s \tan \phi^*}{F_2 \cos(\alpha_s + \beta) + \sin(\alpha_s + \beta) \tan \phi^*} \quad (13)$$

$$k_2^* = \frac{1}{F_1 \sin \alpha_s - \cos \alpha_s \tan \phi^*}$$

the following formula is obtained:

$$R^* = k_1^* \left( 1 - \frac{c_1 A_1 + c_2 A_2}{W} k_2^* \right) W \quad (14)$$

It may easily be seen, that the last three equations (12), (13) and (14) correspond to eqns. (4), (5) and (6) if the substitutions given below are made

$$\alpha_s \rightarrow \alpha, \tan \phi^* \rightarrow \tan \phi, c_1 \cdot A_1 + c_2 \cdot A_2 \rightarrow cA \quad (15)$$

Thus it has been shown that the simple equations for the two dimensional problem are also applicable to the analysis of the sliding of a wedge-shaped mass on two plane surfaces. One only has to calculate the factors  $k_1^*$  and  $k_2^*$  using the modified values  $\alpha_s$  and  $\tan \phi^*$ , where  $\alpha_s$  and  $\lambda$  are functions of the strike azimuths and the inclinations of the failure surface only. From equations (10) and (15) it may be clearly seen that the wedge action corresponds on the one hand to an increase in the friction angle  $\phi$  and on the other hand to a reduction of the inclination of the slope  $\alpha$ . Figure 3 gives the factor  $\lambda$  as a function of the wedge angle  $2\omega$  for the case of a symmetrical wedge ( $\omega_1 = \omega_2 = \omega$ ).

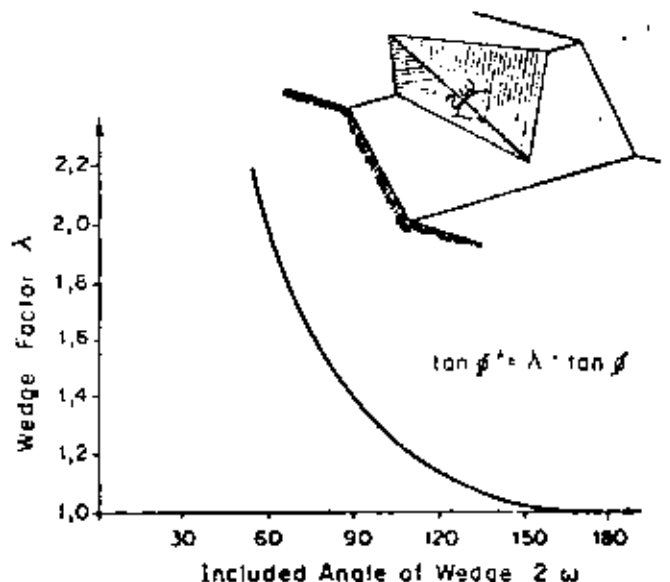


Figure 3: Wedge factor  $\lambda$  for a symmetrical wedge as a function of the included angle of wedge.

2.3 The General Case of Wedge Failure

Should two different friction angles  $\phi_1$  and  $\phi_2$  and an additional force component  $R_h$  in the direction of the h-axis (Fig 2) be introduced, the restrictive assumptions of the previous section no longer apply. Under these circumstances the above derivation requires some modifications, but these are in no way of a basic nature. The consideration of different friction angles and the force component  $R_h$  leads solely to a slight extension of the basic equation (14), which then becomes

$$R_{s,n} = k_1^{**} \left(1 - \frac{c_1 A_1 + c_2 A_2}{W}\right) k_2^{**} W + k_1^{**} k_2^{**} X R_h \tag{16}$$

The apparent friction angle  $\phi^{**}$  is given by the following expression:

$$\phi^{**} = \arctan \frac{(\sin \omega_1 \cdot \tan \phi_1 + \cos \omega_1 \cdot \tan \phi_2)}{\sin(\omega_1 + \omega_2)} \tag{17}$$

and the factor  $X$  by

$$X = \frac{\sin \omega_1 \cdot \tan \phi_1 - \sin \omega_2 \cdot \tan \phi_2}{\sin(\omega_1 + \omega_2)} \tag{18}$$

The factors  $k_1^{**}$  and  $k_2^{**}$  retain the form of the expressions derived for plane failure (see eqn. 5) except that  $\phi$  must be replaced by the apparent friction angle  $\phi^{**}$ . A closer examination of the factor  $X$  (see eqn. 18) allows the following conclusions to be drawn:

- (i) For a symmetrical wedge with  $\omega_1 = \omega_2$  and  $\phi_1 = \phi_2$ , the horizontal force component  $R_h$  normal to the direction of sliding, exerts no influence on the failure of the wedge.
- (ii) For an asymmetrical wedge ( $\omega_1 \neq \omega_2$ ) with the same friction angle on the two sliding surfaces ( $\phi_1 = \phi_2$ ) the force component  $R_h$  has a stabilizing effect when it is directed towards the steeper of the two sliding surfaces. In this case the algebraic sum of the normal forces ( $N_1 + N_2$ ) is increased and the term in eqn. (16) becomes negative.

A stronger anchorage in the direction of the steeper sliding surface is therefore more effective than symmetrically arranged anchors carrying the same anchor loads.

The results of this section show clearly, that the wedge analysis even in the general case - may easily be carried out using simple calculation formulas with the aid of a pocket electronic calculator.

3. Programming for the Pocket Calculator "Hewlett Packard HP-65"

Two programs were written for the evaluation of the derived relationships (see Appendix III). The program "SLOPE A" computes for rock wedges  $\alpha$  and  $\lambda$  as a function of the dips  $\omega_1$  and  $\omega_2$  of the sliding planes and of the difference in the strike azimuths  $\Delta\psi = \psi_2 - \psi_1$ . The program "SLOPE B" computes using the remaining input data the factors  $k_1$  and  $k_2$  and the resultant force  $R$ . For plane failure it is only necessary to use the second program "SLOPE II".

4 Some Practical Examples

The most frequently encountered applications to rock slope engineering are considered in the following cases.

4.1 Plane failure:

Case A: Absence of water pressures.

The required anchor force  $T$  is given directly by the basic equation (6).

$$T = k_1 \left(1 - \frac{cA}{W} - k_2\right) W$$

If it is now assumed that the safety factor  $F_s$  is variable, while the remaining data (geometry, shear strength parameters) is held constant the anchor load may be expressed as a function of  $F_s$ , i.e.  $T = T(F_s)$  as shown in Figure 4. In particular the safety factor  $F_{s0}$  for a slope without anchors is supplied.

By varying the other parameters ( $\phi, c, \beta$ ) a complete family of curves could be constructed.

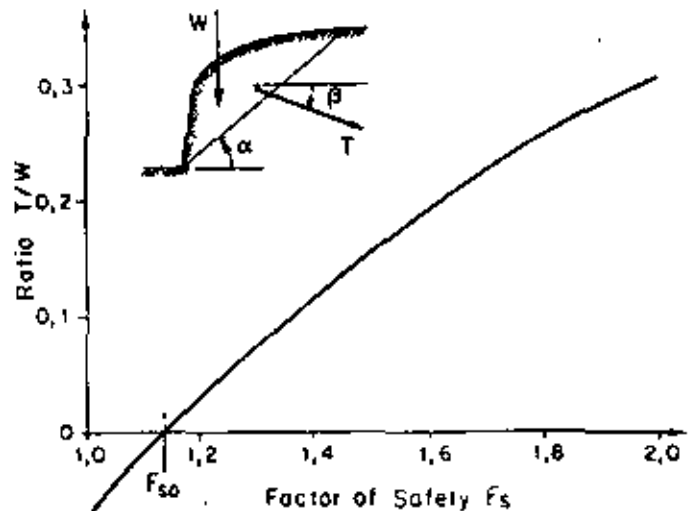


Figure 4 Relationship between anchor force and factor of safety

Case B: Water pressures present.

The resultant water force  $U$  is obtained graphically from the components  $U_1$  and  $U_2$ . The resolution of  $U$  in the directions of the anchor force  $T$  and the weight  $W$  gives the force components  $U_T$  and  $U_W$  (Figure 5).

The latter component reduces the effective weight  $W$  to  $W^* = W - U_W$  and the effective anchor force likewise becomes  $T^* = T - U_T$ . The basic equation (6) is valid for the modified forces, i.e.

$$T^* = k_1 \left(1 - \frac{cA}{W^*} - k_2\right) W^*$$

and the required anchor force becomes

$$T = k_1 \left(1 - \frac{cA}{W - U_W} - k_2\right) (W - U_W) + U_T$$

The procedure for the parameter study is in other respects the same as for case A.

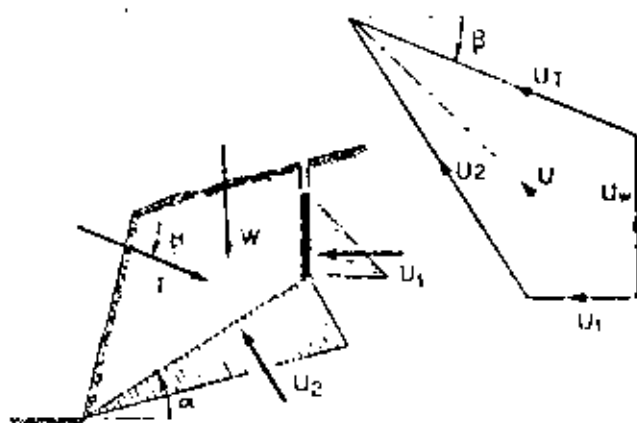


Figure 5. Determination of the force components  $U_1$  and  $U_2$  of the water pressure ( $U_1, U_2$ )

4.2 Wedge failure

Case C: Absence of water pressure

In the case  $\phi_1 = \phi_2$  and  $R_{H_1} = 0$  formula (14) may be applied. The resultant anchor force lies in the vertical plane containing the intersection of the sliding planes. The quantities  $k$  and  $u_3$  are calculated using the strike azimuths  $\psi_1$  and  $\psi_2$  and the angles of inclination  $\alpha_1$  and  $\alpha_2$ . The anchor force may then be calculated using the expression

$$T = k_1 \cdot (1 - \frac{c_1 A_1 + c_2 A_2}{W} k_1) W$$

If  $\phi_1 \neq \phi_2$  and  $R_{H_1} \neq 0$  eqn. (16) is used instead, i.e.

$$T_{S,B} = k_1 \cdot (1 - \frac{c_1 A_1 + c_2 A_2}{W} k_1) W + k_1 \cdot k_2 \cdot T_{H_1}$$

The resultant anchor force is obtained as follows

$$T = \sqrt{T_{S,B}^2 + T_H^2}$$

Case D: Water pressures present

The resultant water pressures acting on the two sliding planes,  $U_1$  and  $U_2$  are easily evaluated. Since they act in the opposite directions to the normal forces  $N_1$  and  $N_2$  (see Figure 2) these are reduced by comparison with a dry slope. The frictional resistance is also correspondingly reduced by the amount

$$\Delta S = U_1 \tan \phi_1 + U_2 \tan \phi_2$$

It can be demonstrated, therefore, that eqn. (14) for example, for  $\phi_1 = \phi_2$  and  $R_{H_1} = 0$ , i.e.

$$T = k_1 \cdot (1 - \frac{c_1 A_1 + c_2 A_2}{W} \Delta S k_1) W$$

becomes

$$T = k_1 \cdot (1 - \frac{c_1 A_1 + c_2 A_2}{W} k_1) W + k_1 \cdot k_2 \cdot (U_1 + U_2) \tan \phi$$

If a tension crack is present which is filled with water, the corresponding water force must be resolved into its components and the weight and the anchor force reduced in an analogous manner to case B.

The design of the anchor loads is thus possible, with the aid of an explicit formula even for a wedge under the influence of water pressures.

The cases A to D included here are only some examples of the use of the basic formulae (6), (14) and (16) for practical problems.

4.3 Stability Analysis of a Side Cutting on a Highway

The stability of a potential rock slide mass was investigated for a highway project near Baden (Switzerland) using the computational method described in the earlier parts of this paper. The uniform layers of interbedded sedimentary rock had a strike direction which ran approximately parallel to the projected axis of the highway. The dip was  $\alpha = 40^\circ$  and the total weight of the rock mass endangered by the cutting was 88,000 Mp. On account of the irregular surface of the rock mass, it was, for the purpose of the computations, divided up into 6-8 m strips, whose stability was investigated separately. A typical strip with the relevant data is shown in Figure 6.

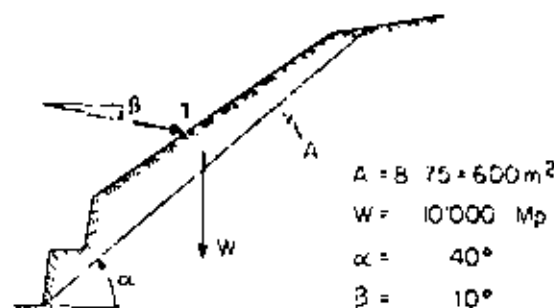


Figure 6. Side cutting on a highway near Baden, Switzerland

The design slope angle as also the direction of the anchor forces  $T$  were fixed by constructional considerations. The shear strength parameters  $c$  and  $\phi$  were determined by means of geotechnical tests as well as by backwards computations for observed slides in the same area. The shear strength parameters were, however, subject to considerable uncertainties, so that one important feature of the investigation was to determine their influence on the calculated safety factor and the required anchor forces. Typical results of the calculations are presented graphically in Figures 7 and 8.

From Figure 7 it is evident that the strength parameters  $c$  and  $\phi$  exert a large influence upon the anchor force  $T$  and the safety factor  $F_s$ . For a preselected safety factor  $F_s = 1.5$ , the zone of influence of  $c$  and  $\phi$  on the anchor force is shown hatched in Figure 8. Minimum values of the shear strength parameters correspond to point A, and maximum values to point D. With reference to the figures it is clear that in the present case the existence of a small amount of cohesion is of great economic importance. The anchor force was, on the basis of this investiga-

tion, chosen to be  $T_T = 0.1 W$ , where  $W$  is the weight of the sliding mass. With this value of anchor force, the safety factor is

$$F_s = 1.65 \text{ for } \phi_{max} = 36^\circ, c_{max} = 0.3 \text{ kp/cm}^2$$

$$F_s = 1.10 \text{ for } \phi_{min} = 32^\circ, c_{min} = 0 \text{ kp/cm}^2$$

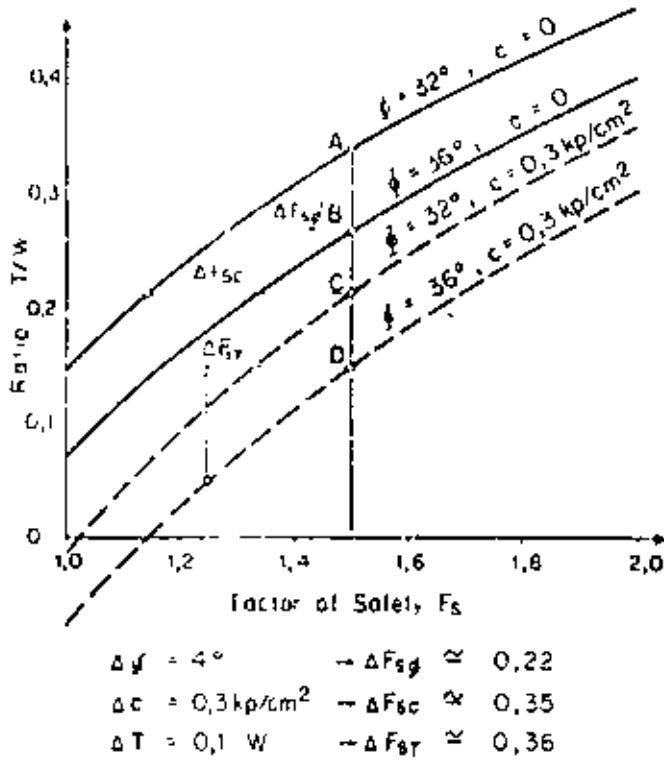


Figure 7. Ratio anchor force to weight of sliding mass as a function of the safety factor.

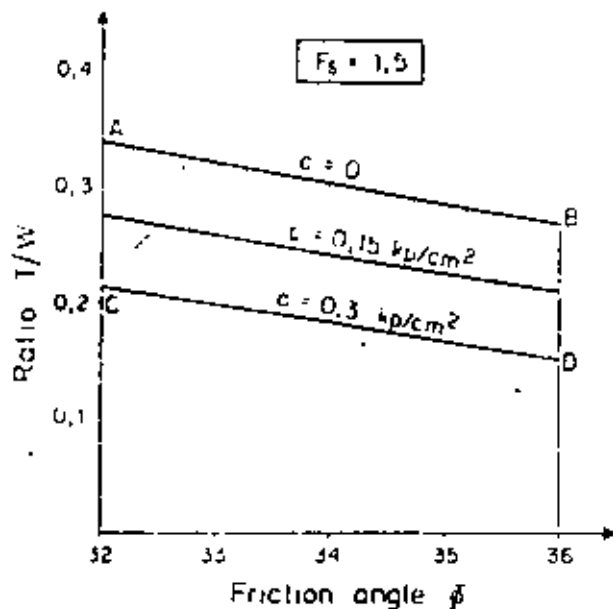


Figure 8. Ratio anchor force to weight of sliding mass as a function of the friction angle  $\phi$  for the safety factor  $F_s = 1.5$

#### 4.4 Estimation of the Factor of Safety with respect to sliding Failure of a Rock Wedge

As a further example of the use of the programs SLOPE A and SLOPE B the computation of the stability of a wedge is given (Figure 9)

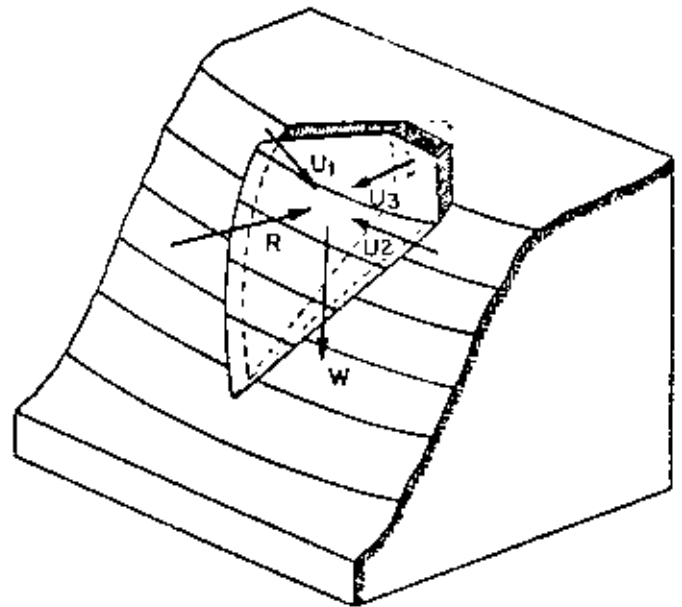


Figure 9: Wedge failure with water pressure.

In this case large water pressures normal to the sliding planes were assumed, so that the effect of complete drainage on the magnitude of the required anchor force had to be investigated.

The computational procedure was as follows: using the geometrical data of the two sliding planes, the dip  $\alpha$  of sliding and the wedge factor  $\lambda$  were determined using program SLOPE A ( $\tan \Phi^* = \lambda \tan \phi$ ). These values served as input data for the program SLOPE B. The anchor force was given directly by equation (19). It is evident from Figure 10, that, with effective drainage of the slope, it is possible that no other safety measures would be needed, whereas, if water pressures were present, the stability of the slope could only be achieved by means of rock anchors. The term  $U$  in Figure 10 designates the amount of the resultant water pressure force  $U = U_1 + U_2$ .

$$\alpha_1 = 42^\circ \quad \alpha_2 = 55^\circ \quad \Delta\gamma = 120^\circ$$

$$A_1 = 3000\text{m}^2 \quad A_2 = 2000\text{m}^2 \quad W = 130000\text{Mp}$$

$$\beta = 25^\circ \quad \beta_1 = \beta_2 = 25^\circ \quad U_3 = 0$$

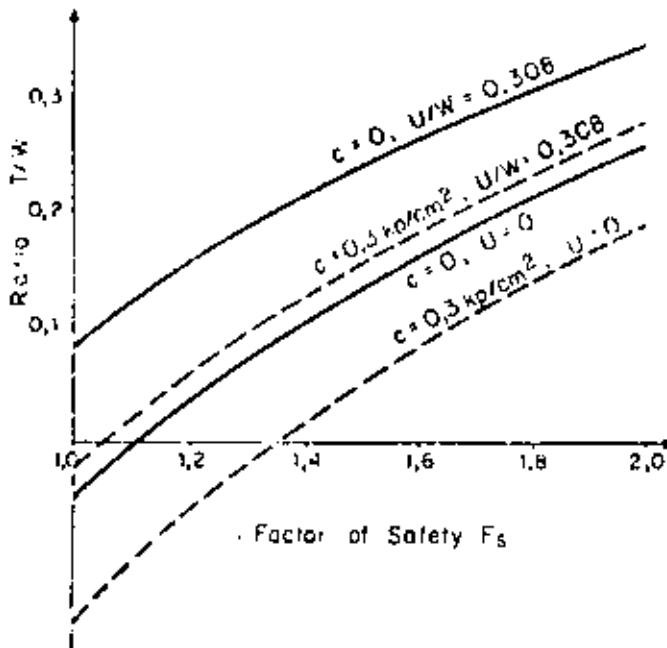


Figure 10 Relationship between anchor force and factor of safety for different values of cohesion and for wet and dry slope

**Concluding Remarks**

Although, in the investigation of the stability of a rock slope, the influence of several factors on the safety factor  $F_s$  has to be determined, it is not advantageous to use an explicit expression for  $F_s$ . It can, in fact, be shown, that by dividing the forces into three groups, i.e. into the reactions (N, S), the weight (W), and the resultant (R) of all the other forces acting in the system, a basic equation may be derived, in which the resultant R is on the left hand side of the equation. This basic formula has the following advantages:

- it is valid both for plane and for wedge failure,
- it permits several parameters to be composed in two factors, and facilitates thereby, a quick evaluation of rock slope stability with the aid of a pocket calculator (or design charts),
- its application necessitates an understanding only of simple statual relationships, even in the cases of the wedge analysis, since the complicated algebraic operations may be formally separated,
- an extensive parameter study can be carried out very quickly, even for wedges, with the aid of a programmable pocket calculator.

**Acknowledgement**

For the practical application of the formulas derived in this work the authors prepared charts only. At the suggestion of Prof. K. W. John, Bochum, the evaluation of results using a programmable pocket calculator was also given consideration, as presented in the work. For this useful advice the authors wish here to thank Prof. John.

**Reference**

HOEK, E., LONDE, P. Surface Workings in Rock, Proceedings of the 3rd Congress of the Int. Soc. for Rock Mechanics, Vol. I.

**Address of the authors:**

Dr. sc. techn. A. Kovari and Dipl. Bau-Ing. P. Fritz, Institut für Strassen- und Untertagebau an der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich, Clausstrasse 33, CH-8006 Zürich, Switzerland.

## Appendix I

- 1.1 Determination of the slope angle  $\alpha_s$  of the line of intersection of two sliding planes (Figure 2) from the dips  $\alpha_1$  and  $\alpha_2$  of the sliding planes and the strike azimuths  $\psi_1$  and  $\psi_2$ .

The line of intersection  $S$  is obtained from the vector product of the normal vectors  $\vec{n}_{1,2}$  of the sliding planes

$$\vec{S} = \vec{n}_1 \times \vec{n}_2$$

The normal vectors are determined from their slope angles  $\alpha_{1,2} = 90$  and their azimuths  $\psi_{1,2} + 90$ , as follows:

$$\vec{n}_{1,2} = \begin{pmatrix} 1 \\ \sin \alpha_{1,2} \sin \psi_{1,2} / \sin \alpha_{1,2} \cos \psi_{1,2} - \cos \alpha_{1,2} \end{pmatrix}$$

From this expression it is possible to deduce the azimuth of the line of intersection, viz

$$\tan \psi_s = \frac{y}{x} = \frac{\tan \alpha_1 \sin \psi_1}{\tan \alpha_1 \cos \psi_1} - \frac{\tan \alpha_2 \sin \psi_2}{\tan \alpha_2 \cos \psi_2}$$

as well as its slope

$$\tan \alpha_s = \frac{z}{y} = \frac{\sin \alpha_1 \sin \alpha_2 \sin (\psi_1 - \psi_2)}{\cos \alpha_1 \sin \alpha_2 \sin \psi_1 - \sin \alpha_1 \cos \alpha_2 \sin \psi_2} \sin \psi_s$$

- 1.2 The angles  $\omega_1$  and  $\omega_2$  between the sliding planes and the normal directions  $\vec{n}$  (Figure 2) are obtained from the scalar products

$$\vec{n}_1 \cdot \vec{n} = \cos (90 - \omega_1), \quad \vec{n}_2 \cdot \vec{n} = \cos (90 - \omega_2)$$

with the components of  $\vec{n}$

$$\vec{n} = (\sin \alpha_s \cos \psi_s, \sin \alpha_s \sin \psi_s, -\cos \alpha_s)$$

This leads to the following expressions for  $\omega_1$  and  $\omega_2$

$$\sin \omega_1 = \sin \alpha_1 \sin \alpha_s \sin (\psi_s - \psi_1) + \cos \alpha_1 \cos \alpha_s$$

$$\sin \omega_2 = \sin \alpha_2 \sin \alpha_s \sin (\psi_s - \psi_2) + \cos \alpha_2 \cos \alpha_s$$

Substitution for  $\omega_1$  and  $\omega_2$  in eqn (10) gives  $\lambda$ .

## Appendix II

- 2.1 Program SLOPE A: This is a preprocessor program for three dimensional wedge failure. It computes  $\alpha_s$  and  $\lambda$ .

INPUT: Addressable register

- R <sub>1</sub> : $\sin \alpha_1$	}	$\alpha_1 \leq \alpha_2$
- R <sub>2</sub> : $\cos \alpha_1$		
- R <sub>3</sub> : $\sin \alpha_2$		
- R <sub>4</sub> : $\cos \alpha_2$		
- R <sub>5</sub> : $\sin \Delta \psi$		
- R <sub>6</sub> : $\cos \Delta \psi$		

START: Press button **[A]**

OUTPUT: Addressable register

- R <sub>1</sub> : $\sin \alpha_s$
- R <sub>2</sub> : $\cos \alpha_s$
- R <sub>3</sub> : $\lambda$

FLAG 1 is set for the control of SLOPE B.

ABORT: Blinking of the scale indicates either  
 -  $\Delta \psi = 0$  or  $\Delta \psi = 180^\circ$  or  
 - sliding not on two planes, i.e. plane failure applies.

- 2.2 Program SLOPE B: Computation of  $k_1$ ,  $k_2$  and  $R$  for plane failure, or combined with SLOPE A for wedge failure.

START: Press button **[B]**

INPUT: According to the value of  $i$  ( $1 \leq i \leq 6$ ) which appears on the scale, the following quantities are read in:  
 $i = 1$  :  $\alpha$  (skipped if SLOPE A has been used, as  $\alpha_s$  already computed therein)  
 (Test on FLAG 1)

$i = 2$  :  $W$

$i = 3$  :  $\beta$

$i = 4$  :  $F_s$

$i = 5$  :  $c/A$  or  $c_1/A + c_2/A_2$

if combined with SLOPE A

$i = 6$  :  $\Phi$  ( $\tan \Phi = \lambda$  -  $\tan \Phi$  is automatically estimated in program)

Each time, after reading in a value, the program is restarted with **[R/S]**.

OUTPUT: Stack register:

X : $R$
Y : $k_1$
Z : $k_2$
(T : 0.0)

PROGRAM CONTINUATION: By pressing button **[B]** or **[GTO]** **[i]** **[R/S]** ( $1 \leq i \leq 6$ ) new values of input data can be read in beginning at the  $i$ -th input parameter.

SLOPE A

	R <sub>1</sub>	R <sub>2</sub>	R <sub>3</sub>	R <sub>4</sub>	R <sub>5</sub>	R <sub>6</sub>	R <sub>7</sub>	R <sub>8</sub>	R <sub>9</sub>
INPUT	-	-	sin α <sub>1</sub>	cos α <sub>1</sub>	sin α <sub>2</sub>	cos α <sub>2</sub>	sin α <sub>3</sub>	cos α <sub>3</sub>	-
OUTPUT	sin α <sub>3</sub>	cos α <sub>3</sub>	λ	ω <sub>1</sub>	ω <sub>2</sub>	ψ	ψ <sub>s</sub>	ψ	-

	X	Y	Z	T
INPUT	-	-	-	-
OUTPUT	λ	-	-	-

ENTERED FROM PROM PROM 10 | PROM 1 | TO CLEAR MEMORY

KEY ENTRY	CODE SHOWN	COMMENTS
LBL	23	
A	31	
F	31	
SF1	51	SF1 FLAG 1
RCL 3	34 03	sin α <sub>1</sub>
RCL 4	34 04	cos α <sub>1</sub>
RCL 5	34 05	sin α <sub>2</sub>
X	71	P <sub>1</sub> =cos α <sub>1</sub> · sin α <sub>2</sub>
STO 1	33 01	
RCL 7	34 07	sin ΔY
X	71	S <sub>x</sub> =P <sub>1</sub> · sin ΔY
RCL 6	34 06	cos ΔY
RCL 1	34 01	P <sub>1</sub>
F	71	P <sub>2</sub> =cos ΔY · P <sub>1</sub>
g R+	35 07	sin α <sub>1</sub> in X
RCL 6	34 06	cos α <sub>1</sub>
X	71	P <sub>3</sub> =sin α <sub>1</sub> · cos α <sub>2</sub>
g x>y	35 07	
-	51	S <sub>y</sub> =P <sub>3</sub> · P <sub>2</sub>
ENTER	41	
g R+	35 09	S <sub>x</sub> in X
+	81	tan ψ <sub>s</sub> =S <sub>y</sub> +S <sub>x</sub>
F-1	32	
TAN	06	ψ <sub>s</sub>
D	00	
g x>y	35 24	TEST PLANE FAILURE
g	35	
1/x	04	
g R+	35 08	ψ <sub>s</sub> in X
STO 2	33 02	STORE ψ <sub>s</sub>
F	31	
SIN	04	sin ψ <sub>s</sub>
g x>y	35 07	S <sub>y</sub> in X
+	81	P <sub>4</sub> =sin ψ <sub>s</sub> · S <sub>y</sub>
RCL 7	34 07	sin ΔY
RCL 2	34 02	ψ <sub>s</sub>
STO 7	33 07	STORE ψ <sub>s</sub>
g R+	35 08	sin ΔY in X
X	71	P <sub>5</sub> =P <sub>4</sub> · sin ΔY
RCL 5	34 05	sin α <sub>2</sub>
X	71	P <sub>6</sub> =P <sub>5</sub> · sin α <sub>2</sub>
RCL 3	34 03	sin α <sub>1</sub>
X	71	tan α <sub>3</sub> =P <sub>6</sub> · sin α <sub>1</sub>
ENTER	41	
F-1	32	
TAN	06	α <sub>3</sub>
F	31	
COS	05	cos α <sub>3</sub>
STO 2	33 02	STORE cos α <sub>3</sub>
X	71	sin α <sub>3</sub> =tan α <sub>3</sub> · cos α <sub>3</sub>

KEY ENTRY	CODE SHOWN	COMMENTS
STO 1	33 01	STORE sin α <sub>3</sub>
RCL 8	34 08	cos ΔY
F-1	32	
COS	05	ΔY
RCL 7	34 07	ψ <sub>s</sub>
-	51	ΔY <sub>s</sub> = ΔY · ψ <sub>s</sub>
F	31	
COS	05	cos ΔY <sub>s</sub>
X	71	P <sub>7</sub> =cos ΔY · cos ΔY <sub>s</sub>
RCL 9	34 09	sin α <sub>2</sub>
X	71	P <sub>8</sub> =P <sub>7</sub> · sin α <sub>2</sub>
RCL 6	34 06	cos α <sub>2</sub>
RCL 2	34 02	cos α <sub>3</sub>
X	71	P <sub>9</sub> =cos α <sub>2</sub> · cos α <sub>3</sub>
+	61	sin ω <sub>1</sub> =P <sub>8</sub> +P <sub>9</sub>
F-1	32	
SIN	04	ω <sub>1</sub>
RCL 1	34 01	sin α <sub>3</sub>
RCL 7	34 07	ψ <sub>s</sub>
F	31	
COS	05	cos ψ <sub>s</sub>
X	71	P <sub>10</sub> =sin α <sub>3</sub> · cos ψ <sub>s</sub>
RCL 3	34 03	sin α <sub>1</sub>
X	71	P <sub>11</sub> =P <sub>10</sub> · sin α <sub>1</sub>
RCL 4	34 04	cos α <sub>1</sub>
RCL 2	34 02	cos α <sub>3</sub>
X	71	P <sub>12</sub> =cos α <sub>1</sub> · cos α <sub>3</sub>
+	61	sin ω <sub>2</sub> =P <sub>11</sub> +P <sub>12</sub>
F-1	32	
SIN	04	ω <sub>2</sub>
STO 4	33 04	STORE ω <sub>1</sub>
ENTER	41	
F	31	
COS	05	cos ω <sub>1</sub>
g R+	35 08	ω <sub>1</sub> in X
+	61	ω <sub>2</sub> +ω <sub>1</sub>
F	31	
SIN	04	P <sub>13</sub> =sin (ω <sub>2</sub> +ω <sub>1</sub> )
g R+	35 08	ω <sub>2</sub> in X
STO 5	33 05	STORE ω <sub>2</sub>
F	31	
COS	05	cos ω <sub>1</sub>
+	61	P <sub>14</sub> =cos ω <sub>1</sub> · cos ω <sub>2</sub>
g R+	35 09	P <sub>13</sub> in X
+	81	λ = P <sub>14</sub> + P <sub>13</sub>
STO 3	33 03	STORE λ
RTN	24	



SLOPE B

	R <sub>1</sub>	R <sub>2</sub>	R <sub>3</sub>	R <sub>4</sub>	R <sub>5</sub>	R <sub>6</sub>	R <sub>7</sub>	R <sub>8</sub>	R <sub>9</sub>
INPUT	sin α	cos α	(λ)	-	-	-	-	-	-
OUTPUT	sin α	cos α	λ	tan φ	c·A	W	F <sub>s</sub>	β	-

	X	Y	Z	T
INPUT	-	-	-	-
OUTPUT	R	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	0.0

SWITCH TO W PROM - PRESS [F] PROM | TO CLEAR MEMORY

KEY ENTRY	CODE SHOWN	COMMENTS
LBL	23	
B	12	
LBL	23	
1	01	
f	31	
TF1	61	TEST FLAG 1
GTO	22	JUMP IF FLAG 1
2	02	
1	01	CODE SHOWN 1
R/S	84	KEY in α
ENTER	41	
f	31	
SIN	04	
STO 1	33 01	STORE sin α
g x=y	35 07	
f	31	
COS	05	
STO 2	33 02	STORE cos α
1	01	
STO 3	33 03	STORE λ = 1
LBL	23	
2	02	
2	02	CODE SHOWN 2
R/S	84	KEY in W
STO 6	33 06	STORE W
LBL	23	
3	03	
3	03	CODE SHOWN 3
R/S	84	KEY in β
STO 8	33 08	STORE β
LBL	23	
4	04	
4	04	CODE SHOWN 4
R/S	84	KEY in F <sub>s</sub>
STO 7	33 07	STORE F <sub>s</sub>
LBL	23	
5	05	
5	05	CODE SHOWN 5
R/S	84	KEY in c·A
STO 5	33 05	STORE c·A
LBL	23	
6	06	
6	06	CODE SHOWN 6
R/S	84	KEY in φ
f	31	
TAN	06	tan φ
RCL 3	34 03	λ
x	71	tan φ * λ · tan φ
STO 4	33 04	STORE tan φ <sup>2</sup>
C	13	CALL C

KEY ENTRY	CODE SHOWN	COMMENTS
R/S	84	STOP
LBL	23	
C	13	
RCL 8	34 08	β
RCL 1	34 01	sin α
f-I	32	
SIN	04	α
.	61	β + α
ENTER	41	
f	31	
SIN	04	P <sub>1</sub> = sin (β + α)
g x=y	35 07	β + α in X
f	31	
COS	05	P <sub>2</sub> = cos (β + α)
RCL 7	34 07	F <sub>s</sub>
x	71	N <sub>2</sub> = F <sub>s</sub> · P <sub>2</sub>
g x=y	35 07	sin (β + α) in x
RCL 4	34 04	tan φ <sup>2</sup>
x	71	N <sub>1</sub> = sin (β + α) · tan φ <sup>2</sup>
*	61	N = N <sub>1</sub> + N <sub>2</sub>
RCL 7	34 07	F <sub>s</sub>
RCL 1	34 01	sin α
x	71	Z <sub>1</sub> = F <sub>s</sub> · sin α
RCL 4	34 04	tan φ <sup>2</sup>
RCL 2	34 02	cos α
x	71	Z <sub>2</sub> = tan φ <sup>2</sup> · cos α
-	51	Z = Z <sub>1</sub> - Z <sub>2</sub>
g	35	
1/x	04	K <sub>2</sub> = 1/Z
g LSTx	35 00	Z in X
g RT	35 09	N in X
+	81	K <sub>1</sub> = Z + N
g x=y	35 07	K <sub>2</sub> in X
ENTER	41	
ENTER	41	
RCL 5	34 05	c·A
x	71	P <sub>3</sub> = K <sub>2</sub> · c·A
RCL 6	34 06	W
g x=y	35 07	P <sub>3</sub> in X
-	51	P <sub>4</sub> = W - P <sub>3</sub>
g RT	35 09	K <sub>1</sub> in X
x	71	R = K <sub>1</sub> · P <sub>4</sub>
g RT	35 08	K <sub>2</sub> in X
g x=y	35 07	K <sub>1</sub> in X
g RT	35 09	R in X
O	00	
g RT	35 08	D in T
RTN	24	



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION**

**ESTABILIDAD DE TALUDES EXCAVADOS EN ROCA**

**CARLOS A. SOTO**

**MAYO, 1983**

## ESTABILIDAD DE TALUDES EXCAVADOS EN ROCA

Carlos A. Soto

El siguiente artículo ha sido reproducido de la revista técnica MINERALES, publicación oficial del Instituto de Ingenieros de Minas de Chile, Vol. XXX, No. 131, 1975.

El artículo constituye una recopilación de información (ver referencias) acerca de los principios básicos que gobiernan la estabilidad de taludes en roca. Se discuten aspectos económicos y de seguridad, propiedades mecánicas fundamentales de la roca y sus modos clásicos de falla, factores que influyen en la estabilidad, principios de los métodos de estabilización mediante reforzamiento, etc.

El objetivo último de este artículo ha sido discutir brevemente los principios básicos enunciados y, al mismo tiempo, ayudar a definir la naturaleza de aquellos problemas cuyo estudio y solución requiere el uso de servicios especializados.

En esa fecha, el autor ocupaba el cargo de Ingeniero Investigador en el Centro de Investigación Minera y Metalúrgica (C.I.M.M.), en Santiago de Chile. El artículo fue publicado poco después que el autor concluyera sus estudios de post-grado en Mecánica de Rocas en la Escuela Real de Minas (Royal School of Mines), Colegio Imperial de Ciencia y Tecnología (Imperial College of Science and Technology) Londres, bajo la supervisión del Dr. Evert Hoek, quien entonces era Profesor de Mecánica de Rocas en la Universidad de Londres. Desde 1975 a la fecha presente, el Sr. Soto ha mantenido el cargo de Ingeniero de Mecánica de Rocas y Estabilidad en Golder Associates, Vancouver, Canadá. Esta empresa es un grupo internacional de ingenieros consultores geotécnicos y de minas.

## ESTABILIDAD DE TALUDES EXCAVADOS EN ROCA

Castro Soto P.<sup>1</sup>

## I. INTRODUCCIÓN

Durante los últimos años el estudio de los problemas relativos a taludes excavados en roca ha adquirido una progresiva importancia, por la necesidad de excavar taludes de grandes dimensiones requeridos tanto en proyectos de ingeniería de minas como civil (diseño de túneles a gran altura, tarrieras excavadas en roca, etc.).

Enfatizando la importancia de este campo en la industria minera, es necesario mencionar que sus problemáticas específicas deben abordarse tratando de compatibilizar dos requerimientos conflictivos: costo mínimo de extracción de mineral, y seguridad máxima en la operación de la mina. En ciertos, grandes sumos de dinero pueden abortarse aumentando el ángulo de un talud al disminuir la cantidad de mineral extraído para obtener una cierta cantidad de mineral, pero si el ángulo es excesivo puede influirse una falta o demora en las pérdidas considerables de vidas y equipos comprometiendo la operación futura de una mina.

Un diseño de talud óptimo será entonces un compromiso entre un talud seguro pero abrupto como para ser aceptable en la explotación, y uno cuyo ángulo es lo suficientemente pequeño como para ser seguro.

Afortunadamente para tener razonablemente factible una operación minera a gran altura es inevitable sacrificar una parte de la seguridad máxima en favor del beneficio económico. Determinar en qué medida esto puede hacerse es una cuestión tan importante como difícil.

Otro aspecto que complica el problema proviene de reconocer que la masa rocosa involucrada en cada talud es finita, y por lo tanto no existen soluciones de rutina que garanticen la respuesta adecuada en todos los casos. Así, la solución de un problema práctico individual debe construirse a partir de la información específica acerca de la geología del lugar, resistencia de la masa rocosa, observaciones sobre el agua subterránea, y una buena dosis de sentido común de ingeniería. La proporción en que se mezclan estos ingredientes varía según el caso, tal como también lo hace el tipo de herramienta o técnica disponible para construir una solución.

## II. CONSIDERACIONES ECONÓMICAS Y DE PLANTEAMIENTO

La influencia que ejerce el ángulo del talud en el diseño y economía de una mina a rajo abierto es obvia. Ahora bien, dado que los beneficios económicos obtenidos al diseñar un talud a través de un ángulo pueden ser anulados por las pérdidas causadas por un gran derrumbe o deslizamiento del talud, esto es, evaluación de la estabilidad de los taludes límites de la mina es de importancia fundamental en la planeación de la operación.

Sin embargo el ángulo de los taludes límites no es lo único importante desde un punto de vista económico. También es posible obtener grandes beneficios por medio de taludes abruptos en las lavas mineras de la explotación.

Por otra parte, debe reconocerse que la estabilidad total no es lo único que determina los ángulos de talud óptimos a usar en un caso particular. Así, por ejemplo, influyen las características de los grandes equipos mineros que no pueden ser operados en vertices demasiado angostas. Además, la cantidad de los camiones de transporte debe mantenerse dentro de ciertos límites determinados por las condiciones de operación óptimas de camiones. Y, en fin, lo que generalmente conduce a la necesidad de diseñar taludes de ángulo menor.

Dentro del problema global de consultar la estabilidad del talud como un todo no debe perdarse de vista el otro problema, de menor alcance pero no menos importante, como es el de la estabilidad de bancos individuales. Esto es fundamental desde el punto de vista de la operación diaria. Así por ejemplo, un derrumbe en un banco por el cual pasa la principal vía de transporte o en el cual se encuentran una instalación importante, produce serios problemas en el programa de explotación. Estos problemas relativamente pequeños que ocurren con escasa o ninguna advertencia, ciertamente que también pueden producir pérdidas de vidas y daño a los equipos.

## III. PRINCIPIOS BÁSICOS EN LA EVALUACIÓN DE TALUDES

En el diseño óptimo de taludes excavados en roca se intenta determinar el ángulo de talud más apropiado como función de la altura del mismo. Para hacer esto, es necesario asumir un modo de comportamiento de la masa rocosa. Una gran

<sup>1</sup>Investigador del Centro de Investigación Minera y Metalúrgica (CIMM).

del tipo de investigación en este campo se ha hecho pensando que la masa rocosa se comporta como un medio elástico continuo. Sin embargo, al tratar de obtener resultados prácticos este enfoque tiene grandes limitaciones, principalmente debido a que nosotros conocemos de los pequeños movimientos de las masas rocosas es todavía muy limitado.

Mucho más realista entonces resulta el enfoque continuo, que considera que, en términos generales el comportamiento de una masa rocosa está dominado por discontinuidades planas de fallas, fracturas, planos de estratificación, etc. La masa rocosa es así un medio discontinuo, cuyos pequeños movimientos a escala local constituyen considerablemente menos que la de la masa rocosa misma. Este enfoque es el más utilizado en el diseño práctico de taludes de cañales en roca.

Debe destacarse, sin embargo, la importancia que la mecánica del medio continuo ha tenido en la investigación. Por ejemplo, el desplazamiento global de la masa rocosa, o en espacios de flujo del agua subterránea, en donde se pueden aplicar ciertos métodos numéricos tales como la teoría de elementos finitos.

#### 1. Relación entre la altura máxima y el ángulo de un talud

Aun cuando la estabilidad de una masa rocosa puede estar influenciada fuertemente por factores locales geológicos, también hay situaciones en que la orientación e inclinación de estas discontinuidades es tal que un deslizamiento simple de bloques, capas o cuñas no es posible. El proceso de falla o ruptura de tales taludes consiste entonces en una combinación tanto del movimiento según las discontinuidades, y la falla del material intacto o masa sólida.

En tales casos, es posible esperar que taludes más altos y abruptos que los de una situación promedio puedan ser estables. De hecho esto ha sido confirmado de manera general por la evidencia práctica recogida en un gran número de minas a rajo abierto.

Esto puede ilustrarse en el gráfico de la Fig. 1, que muestra una relación típica, fuertemente no exacta para cada caso, entre la altura máxima y el ángulo de taludes con "masa sólida", que para tales condiciones, aun son estables (según Kelly y Linton<sup>1</sup>, y Rowlinson<sup>2</sup>).

#### 2. El rol de las discontinuidades en las pizarras de falla

La inclinación de las superficies de discontinuidad en las cuales puede ocurrir un deslizamiento puede llegar a tener una influencia dramática en la estabilidad de un determinado talud. Esta influencia se ilustra en la Fig. 2, que muestra la variación

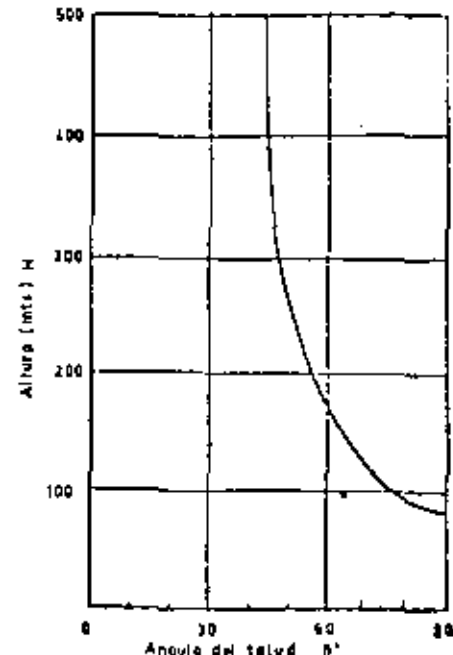


Figura 1

de la altura crítica de un talud vertical en función del ángulo de inclinación de una discontinuidad plana, para taludes secos y saturados según datos de Hoek<sup>3</sup>, 4.

Este gráfico muestra que, por ejemplo, cuando la inclinación de la discontinuidad es de 30° con respecto a la horizontal en ambas curvas la altura crítica de un talud disminuye a aproximadamente la cuarta parte de la altura crítica del caso en que la discontinuidad es vertical u horizontal. La diferencia de estos rasgos geológicos es entonces de fundamental importancia en los estudios de estabilidad. La Fig. 2 es idéntica solo para un caso específico, ella depende de los parámetros de resistencia en la discontinuidad, y de la densidad de la masa.

#### 3. Propiedades mecánicas fundamentales

Las propiedades mecánicas más importantes en relación al análisis de la estabilidad de taludes son el ángulo de fricción, la cohesión y la densidad de las masas rocosas.

Para la definición de fricción y cohesión puede ser referido a la Fig. 3, que ilustra la variación de la resistencia al corte o corte  $\tau$ , con la fuerza normal  $N$ . En esta entonces la fuerza por unidad de

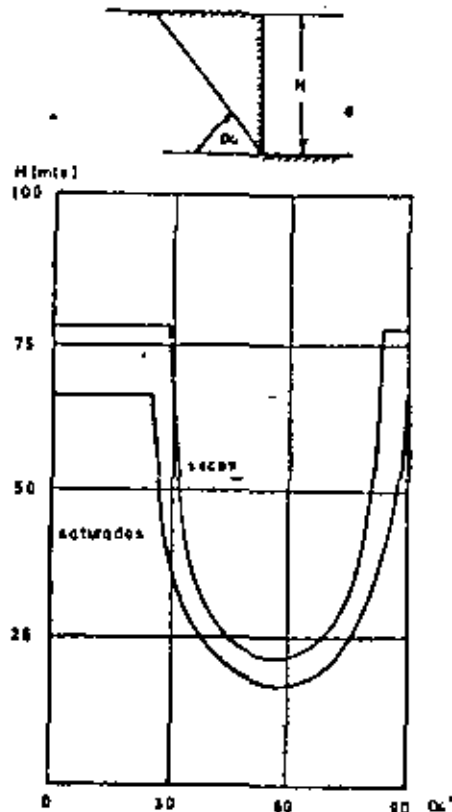


Figura 2

área requerida para producir el deslizamiento a lo largo de una discontinuidad en presencia de  $\sigma$  (fuerza normal por unidad de área), según se muestra en la misma figura.

Este gráfico es sólo una relación aproximada, dado que en la mayoría de los casos presenta la dependencia que aquí se ilustra como lineal es más bien curva. La pendiente de esta línea es el ángulo de fricción  $\phi$ , mientras que la cohesión  $c$  es el valor de la resistencia de corte cuando la fatiga normal  $\sigma$  es nula. Este es el caso, por ejemplo, cuando la superficie de discontinuidad se encuentra saturada, en donde se requiere un  $\sigma$  finito con  $\sigma = 0$  para producir deslizamientos.

En consecuencia, la relación entre  $\tau$  y  $\sigma$  está dada por:

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad [1]$$

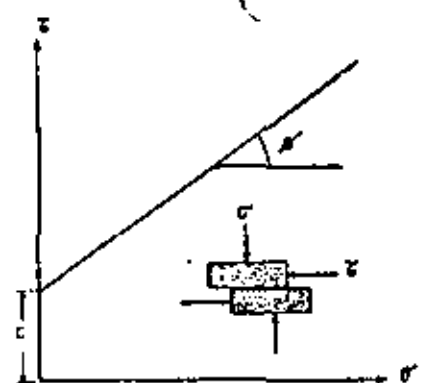


Figura 3

#### 4. Deslizamiento debido a carga gravitacional

En orden a ilustrar el mecanismo de deslizamiento simple consideramos un bloque de peso  $W$  que desliza en una superficie inclinada de ángulo  $\alpha$  con respecto a la horizontal según la Fig. 4.

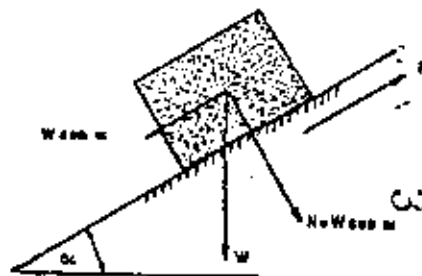


Figura 4

La fatiga normal, esto es la fuerza por unidad de área que actúa en forma perpendicular a la superficie de deslizamiento, está dada por:

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{W \cos \alpha}{A} \quad [2]$$

donde  $A$  es el área basal del bloque.

La resistencia al corte o corte será entonces, de [1] y [2]:

$$\tau = c + \frac{W \cos \alpha}{A} \tan \phi \quad [3]$$

y la fuerza resistente que se opone al deslizamiento está dada por:

$$R \cos \alpha + D \sin \alpha = W \cos \alpha \quad (1)$$

Cuando el bloque se encuentra a punto de moverse a deslizarse, decimos que se ha alcanzado la condición de "Equilibrio Límite". En dicha condición, la fuerza perturbadora (por ejemplo el deslizamiento) es igual a la fuerza resistente, o:

$$W \sin \alpha \geq c + D \quad (2)$$

Si la relación es exacta, la condición de equilibrio límite se transforma en:

$$\alpha = \phi \quad (3)$$

### 5. Presión de agua y pulga efectiva

Dependiendo de una serie de factores tales como el régimen de flujo, el comportamiento de aguas superficiales y aguas subterráneas, las juntas o cavidades existentes entre los bloques de un determinado material que pueden contener agua a presión. Esta presión de agua,  $p$ , también también presión inercial  $\rho u^2$  de portos, actúa en todas direcciones. En particular la hace en dirección contraria a la carga normal actuando entre las caras opuestas de una cavidad o una discontinuidad en la masa rocosa.

Esta última situación se ilustra de manera esquemática en la Fig. 5, que muestra el efecto de la presión de agua  $p$  en una muestra de roca que es sometida a tensión, según una superficie de falla.

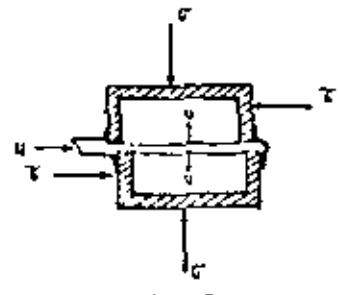


Figura 5

La carga normal  $\sigma$  (tensión o compresión) que actúa en la superficie de falla se produce a la carga efectiva (neto), que es la que efectivamente actúa normal a la superficie. En consecuencia, la relación (1) se transforma en:

$$R \cos \alpha + D \sin \alpha = (T - \sigma) \tan \phi \quad (4)$$

Algunas veces que la presencia de un fluido o una discontinuidad de la estructura al deslizamiento. En relación al ángulo de fricción  $\phi$  y la cohesión  $c$  de la roca que:

En la mayoría de las masas duras, así como en muchos suelos arcillosos y gravas,  $c$  y  $\phi$  se cambian con la presión de agua  $p$ . La disminución de resistencia al rozamiento se debe, por otra parte, a la disminución de la carga normal de  $\sigma = T - \sigma$ . En consecuencia, la condición que la presión de agua  $p$  y su contenido de agua o humedad:

— En todas las juntas y aristas,  $c$  y  $\phi$  a su vez varían con el contenido de agua lo cual, además del efecto directo de  $p$  produce una disminución adicional en la resistencia  $c$ .

### 6. Efecto de la presión de agua en una grieta de tensión

Podemos estudiar este problema utilizando el mismo análisis elemental del caso de un bloque que descansa en un plano inclinado, según la Fig. 6. Este bloque se encuentra separado de la masa rocosa mediante una grieta de tensión, que a su vez está llena de agua.

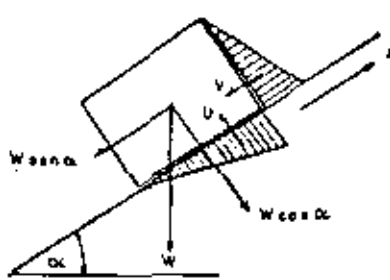


Figura 6

La presión de agua dentro de la grieta de tensión aumenta fuertemente con la profundidad. En otras palabras, es una distribución hidrostática de presiones, tal como se indica en la figura anterior. Si como es una hipótesis habitual, la presión hidrostática del fondo de la grieta puede transmitirse hacia la base del bloque, dicha presión se dirige a su vez a lo largo del plano inclinado hasta producirse en contacto con la presión atmosférica. En la base del bloque tenemos entonces una nueva distribución lineal de presiones de agua:

Las fuerzas totales resultantes de estas dos distribuciones de presiones son  $F$  y  $F'$ , como se muestra en la Fig. 7. La condición de equilibrio límite puede escribirse en este caso:

$$W \sin \alpha + F' \cos \alpha + F \sin \alpha = T \tan \phi \quad (5)$$

Ambas fuerzas,  $F$  y  $F'$ , reducen la estabilidad,

puesto que  $F$  disminuye la fuerza resistente y  $F'$  aumenta la fuerza perturbadora que induce al deslizamiento.

### 7. Estabilización mediante reforzamiento

Uno de los métodos más efectivos para estabilizar bloques o zonas localizadas sobre discontinuidades de deslizamiento potencial es el uso de pernos o cables de anclaje tensionados.

Comenzando con la mecánica elemental de deslizamiento de un bloque, consideremos el efecto que sobre el ejerce un perno de anclaje cuya dirección hace un ángulo  $\beta$  con respecto al plano de eventual deslizamiento, tal como se especifica en la Fig. 7.

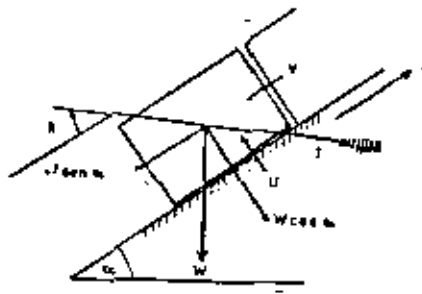


Figura 7

El perno de anclaje ha sido tensionado hasta aplicar una fuerza  $T$ , y asumimos que las fuerzas  $F$  y  $F'$  previamente discutidas también están presentes. La condición de equilibrio límite se escribe entonces:

$$W \sin \alpha + F' \cos \alpha + T \sin \beta = c + (W \cos \alpha + T \cos \beta) \tan \phi \quad (6)$$

En consecuencia, la tensión aplicada por el perno produce un doble beneficio: reduce la fuerza perturbadora en  $T \cos \beta$  y al mismo tiempo aumenta la fuerza resistente en  $T \sin \beta \tan \phi$ .

La orientación óptima del perno de anclaje,  $\beta$ , será aquella que requiere una tensión  $T$  mínima. Derivando la ecuación (6) con respecto a  $\beta$  se encuentra que:

$$\beta \text{ óptimo} = \phi \quad (7)$$

### 8. El factor de seguridad

Todo el análisis previo de estabilidad se ha basado en la condición de equilibrio límite. Esto sugiere la necesidad de definir un índice o factor que entregue una idea de la estabilidad de un talud bajo estas condiciones, además de la deli-

mitada como equilibrio límite. Puede definirse así un factor de seguridad,  $F$ , como la razón entre la fuerza total que se opone al deslizamiento (resistente) y la fuerza total que lo induce (perturbadora).

En el caso del bloque ilustrado en la Fig. 7, asociado a las fuerzas  $W$ ,  $F$ ,  $F'$  y  $T$ , el factor de seguridad será:

$$F = \frac{c + (W \cos \alpha + F' \cos \alpha + T \cos \beta) \tan \phi}{W \sin \alpha + F \sin \alpha + F' \cos \alpha} \quad (8)$$

La condición de equilibrio límite está representada entonces por  $F = 1$  y teóricamente cualquier valor cuyo factor de seguridad sea mayor que la unidad será estable. En su práctica problemas reales que se discuten frecuentemente a continuación.

Una primera cuestión fundamental es determinar qué valor de  $F$  puede considerarse aceptable en un caso práctico. Dada la incertidumbre que hay, primero en la elección de un modelo para representar un proceso físico (por ejemplo, el deslizamiento simple de un bloque), y segundo en la información entregada al modelo (ángulo de fricción, cohesión, densidad, etc), debe reconocerse que el valor calculado para  $F$  no tiene un sentido absoluto.

Por esta razón, muchos autores, (McMillan), entre otros, han sugerido la necesidad de un enfoque probabilístico para evaluar la seguridad de un talud en base a la variación de cada uno de los parámetros que controlan la estabilidad. Sin embargo, esto está aún lejos de ser una operación sencilla, principalmente debido a las dificultades para obtener una información completa que permita efectuar un análisis estadístico consistente para todos los parámetros involucrados.

Lo más adecuado es, por ahora, efectuar un análisis de sensibilidad para detectar la influencia de cada variable sobre la estabilidad del talud, a partir de un amplio rango de condiciones. Esto permite obtener, no factores de valor absoluto, sino que relativos y con precisión razonable. Tal información, junto a una dosis de buen sentido, generalmente permiten efectuar un diseño adecuado y con significado práctico.

### 9. Falla rotacional o de volques

El factor de seguridad que se ha discutido recién tiene como función estar basado en la falla por deslizamiento del bloque solamente y no considera por tanto la falla por rotación o volques. La condición elemental para este último modo de falla, en el caso de un bloque que descansa sobre un plano inclinado, se muestra en la Fig. 8.

El bloque caerá por volques cuando la inclinación del plano  $\alpha$ , sea tal que el vector peso del

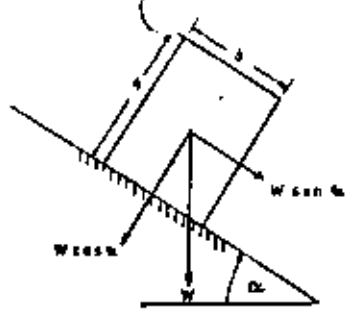


Figura 8

bloque,  $W$ , pasa por fuera de la base del mismo. Esto ocurre cuando:

$$k \alpha > \frac{h}{h'} \quad (12)$$

Considerando la influencia que este modo de falla lateralizado puede tener en problemas reales, lo que de hecho ocurre es una falla por rotura de extensiones columnares que se forman debido a una perturbación geológica estructural. El comportamiento real es un flujo mucho más complejo, incluyendo desplazamientos en cualquier discontinuidad y recombinación de bloques.

El uso de cables o pernos de anclaje también es muy adecuado para reforzar taludes en este tipo de roturas, amén de mediante ello varias razones para producir unidades estructurales de mayores dimensiones, que pueden ser más estables.

#### IV. FALLA SEGÚN UNA DISCONTINUIDAD PLANA

La falla según un plano de discontinuidad es un fenómeno de rotura muy relativamente raro en taludes excavados en roca dura a que sólo en ciertas ocasiones se cumplen todas las condiciones geométricas apropiadas para tal modo de falla. Según se verá en la próxima sección, la falla tipo cuna es un caso más general, cuyo análisis ahora gira a la falla plana como un caso especial.

Aun cuando, no se detalla demostrar que la falla plana ocurre en ocasiones, especialmente cuando existe un control preexistente por parte de una discontinuidad estructural. Además, este tipo de análisis es particularmente útil para demostrar la sensibilidad del talud ante cambios en la resistencia al corte o en las condiciones del agua subterránea. Dicha sensibilidad no es crítica, ni mucho menos, en otros tipos de análisis más complejos.

#### 1. Condiciones geométricas

Las siguientes condiciones deben cumplirse para

que el deslizamiento ocurra según un plano inclinado:

- a) El plano de deslizamiento debe tener un rumbo paralelo, o dentro de  $\pm 20^\circ$ , con respecto al de la cara del talud;
- b) El plano de deslizamiento debe ascender en la cara del talud, es decir, su buzamiento o inclinación debe ser menor que el ángulo del talud. En la Fig. 9, esta condición se expresa como  $\alpha < \beta$ .

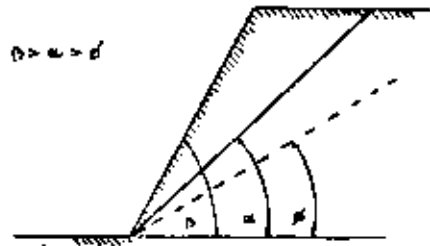


Figura 9

- c) La inclinación del plano de falla debe ser mayor que el ángulo de fricción en ese plano, es decir,  $\alpha > \phi$ , en la Fig. 9. Compare con la condición de equilibrio límite en ausencia de cohesión,  $\alpha$  es  $\phi$  según ecuación [6]. En declives muy empinados se requiere  $\beta > \alpha > \phi$ .
- d) Para que el plano de deslizamiento no tenga una extensión limitada, debe haber superficies de desplazamiento laterales cuya resistencia al deslizamiento sea despreciable, las que se indican en la Fig. 10. Tales superficies no se requieren en el caso de la "nariz" de un talud, donde un plano de falla tendría una extensión finita.

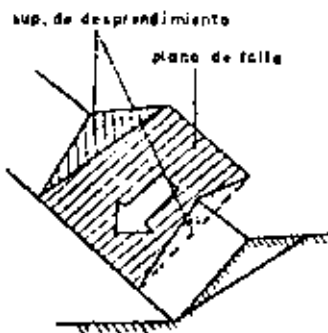


Figura 10

#### 2. Postulados del análisis

Con relación a la Fig. 11, el análisis de la falla plana de un talud se describe asumiendo lo siguiente:

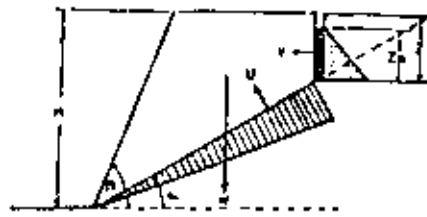


Figura 11

- a) Existe una gota de tensión de profundidad  $Z$  en la superficie superior del talud, cuyo rumbo es paralelo al de la cara del talud;
- b) La gota de tensión es vertical, y está llena de agua en una profundidad  $Z_0$ ;
- c) El agua entra a la superficie de deslizamiento por el fondo de la gota de tensión y escurre escapando a presión atmosférica en la cara del talud. Las distribuciones de presión se indican en la misma Fig. 11;
- d) Todas las fuerzas presentes ( $U$ ,  $T$ ,  $F$ ) actúan a través del centro de gravedad de la masa que desliza, es decir, no hay momentos que tiendan a producir rotación;
- e) La resistencia al corte en la superficie de deslizamiento se define en términos de cohesión y fricción, según la ecuación [1], esto es:  $\tau = c + \sigma \tan \phi$ ;
- f) El análisis es bidimensional, es decir, se aplica a una tajada del talud de grueso unitario.

El factor de seguridad de este talud se define en forma similar a la deducción de la ecuación [11], excepto que  $T$  no está presente y  $F$  es ahora horizontal, puesto que la gota de tensión es vertical. Es decir,

$$F = \frac{c + \sigma \tan \phi + U \cos \alpha + T \sin \alpha \tan \phi}{W \cos \alpha + T \cos \alpha} \quad (13)$$

En este caso,  $A$  es el área de la superficie de deslizamiento. En 2 dimensiones es la longitud desde el fondo de la gota al pie del talud, según Fig. 11. El peso de la masa deslizante es  $W = CA$ .  $U$  se calcula a partir de la geometría indicada y la densidad de la masa masca. Además, la fuerza total ejercida por una distribución de presión de agua es igual al área de la distribución (triángulo  $bc$ ), obteniéndose:

$$U = \frac{1}{2} \gamma_w Z_0^2 \quad (14)$$

$$T = \frac{1}{2} \gamma_w Z_0^2 \quad (15)$$

donde  $\gamma_w$  es la densidad del agua.

El factor de seguridad según definido puede aplicarse a diversos casos particulares, ya sea en que  $T$ ,  $U$ , o  $\alpha$  estén ausentes. Para el caso de un talud solo sostenido por fricción volante, la ecuación [13] da:

$$F = \frac{c \tan \alpha}{\gamma_w \alpha} \quad (16)$$

expresión que es consistente con la condición de equilibrio límite, ecuación [6], en nuestro propio análisis elemental de un bloque.

#### V. FALLA TIPO CUNA

Este tipo de falla, más frecuente que la anterior, se puede originar cuando existe al menos 2 planos de discontinuidad preexistentes que al intersectarse producen una cuna que puede deslizarse hacia afuera del talud, como lo indica la Fig. 12. Este es el caso cuando los planos de discontinuidad tienen rumbos bastante diferentes (fuera de  $\pm 20^\circ$ ) al de la cara del talud.

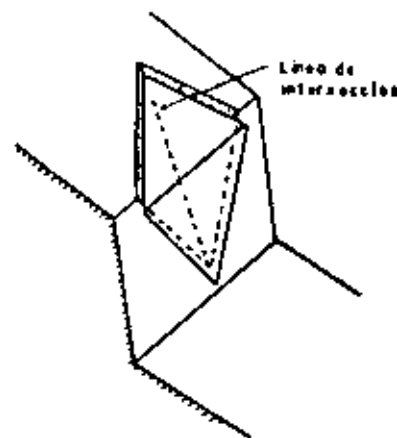


Figura 12

En el análisis [5] simple que sigue asumimos que el ángulo de fricción es el mismo en ambos planos, y que no hay cohesión (una hipótesis conservadora). La Fig. 13a muestra una sección vertical que pasa por la línea de intersección de ambos planos. La condición requerida para que el deslizamiento ocurra es:

$$\beta_1 > \alpha > \phi \quad (17)$$

de  $\beta_1$  y  $\alpha_1$  son el ángulo del talud y la inclinación de la línea de intersección medidos en una particular sección, y  $\phi$  es el ángulo de fricción. Ahora la suma para cada la expresión [12] y la condición para falla plana descrita en la sección anterior. En la misma figura se muestra en los campos nuevos del peso  $W$  en direcciones normal y paralela a la línea de intersección.

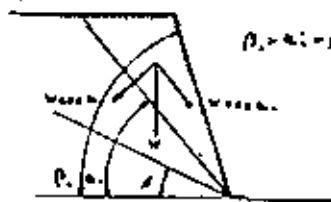


Figura 10a

Considerando una sección perpendicular a la línea de intersección de ambas planas, Fig. 10a, podemos calcular el factor de seguridad en función de las fuerzas o reacciones normales a cada plano,  $R_1$  y  $R_2$ , y la fuerza  $W$  sea  $\alpha_1$ , estas es:

$$F = \frac{R_1 + R_2 \tan \phi}{W \cos \alpha_1} \quad [14]$$

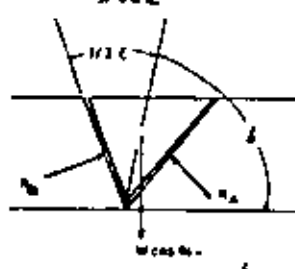


Figura 10b

Definamos ahora reacciones  $R_1$  y  $R_2$  en función de  $W$  y la geometría de la cancha (ángulo de talud  $\beta_1$  y ángulo de la cancha  $\beta_2$ ).

Resolviendo para las fuerzas horizontales se tiene:

$$R_1 \sin \theta = \frac{1}{2} c l = R_2 \sin \{180 - \theta + \frac{1}{2} \alpha\} \\ = R_2 \sin \theta + \frac{1}{2} c l \quad [15]$$

y para las fuerzas verticales:

$$R_1 \cos \theta = \frac{1}{2} c l = R_2 \cos \theta + \frac{1}{2} c l \sin \theta \cos \alpha_1 \quad [16]$$

de donde:

$$R_1 + R_2 = \frac{1/2 c l \sin \theta \cos \alpha_1}{\sin \theta - \frac{1}{2} c l} \quad [17]$$

y finalmente:

$$F = \frac{W \cos \alpha_1}{\sin \theta} + \frac{1/2 c l \phi}{W \cos \alpha_1} \quad [18]$$

Comparando esta expresión con [14], vemos que ésta es de la forma:

$$F = K + F_1 \quad [19]$$

donde  $F_1$  es el factor de seguridad de la cancha,  $K$  el de una eventual falla plana de un talud con ángulo  $\alpha_1$  y  $\alpha_2$  con la discontinuidad entre un fundamento o sustrato  $\alpha_3$ . El coeficiente  $K$  es en general mayor que la unidad, puesto que de la Figura 10 el ángulo  $\theta$   $\alpha_1 > \frac{1}{2} \alpha$ . Lo decimos  $\theta > F_1$ , y con el efecto de cada las aumentando el factor de seguridad comparado con una hipotética falla plana.

Las expresiones [22] y [23] muestran además que la falla plana puede considerarse como un caso particular de la falla de una cancha. En efecto, la falla plana puede describirse como la de una cancha con el efecto de cada las aumentando el factor de seguridad  $\theta = \frac{1}{2} \alpha$  o  $\theta = 90^\circ$ , entonces  $K = 1$  y  $F_1 = F_2$ .

Por último, debe mencionarse que los ángulos  $\beta_1$  y  $\beta_2$  se determinan mediante proyección ortogonal, una derivación de la cual fue hecha del artículo de este número. Autores como Phillips, presentan un excelente tratamiento de tales temas. Usando abreviados para determinar el coeficiente  $K$  que involucra el talud, intersección y cancha de dicho simple pero complicadas.

El modelo presentado aquí es simple y particular, para mostrar las principales técnicas, pero la presente discusión de las mismas comienza con detalles que presenta una fórmula más general y adaptable para el análisis de canchas.

#### 10. CONCLUSIONES

Los valores exactos en esta son susceptibles de experimentos, por lo que, por lo tanto, se debe de tener en cuenta el factor de seguridad estructural. Sin embargo, existen otros problemas en el caso mismo que involucran la presencia de materiales nuevos, heterogéneos, tales como suelos de alta carga y materiales de lastre, en donde no existen estructuras idealizadas y la superficie de falla puede libremente el camino de un talud, entonces a través del talud. Se ha observado que en tales circunstancias la superficie de falla se acerca a una forma circular, según la práctica seguida en Mecánica de Suelos

aplicada a taludes. En ese campo hay una muy completa literatura disponible (Chough, Bishop, etc.) a la cual debería dirigirse el lector interesado. Aquí se indica aquí que tal comportamiento puede encontrarse en la zona de fragmentos que forman un talud de lastre o de tipo, según de su carga en un talud, y incluso en ciertos taludes excavados en roca altamente fracturada o desmenuzada que hayan perdido su control estructural definitivo.

#### 10. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

En un campo tan amplio como son los taludes excavados en roca, el propósito de este trabajo ha sido plasmar los principios fundamentales que rigen su comportamiento mediante modelos simples y elementales, para permitir al lector la familiaridad de los principios que intervienen en la estabilidad de un talud, lo cual resulta necesario, incluso cuando en los análisis más complejos.

El factor de seguridad,  $F$ , debe entenderse de preferencia para estudios de estabilidad, como se ha mencionado. El problema de definir un valor aceptable de  $F$  para que un talud sea estable, por ejemplo entre 1.3 a 2.0, es función de la importancia que involucra el modelo de análisis utilizado y la información que se le entrega. Cuando se trata de un análisis simple, parece una conveniente a dicho, lo más razonable será tomar a

valores más complejos y a las secciones de taludes que puedan estar disponibles.

#### REFERENCIAS

1. Kuo, R. J. y Loann, R. J. Engineering properties of nuclear wastes: a study of selected rock mass systems as related to large nuclear reactors. Report to Army Engineers, N° FNA 3000 1967.
2. Newbown, D. W. Slip design in open cut mines. Ph. D. Thesis, London University.
3. Cook, E. The influence of structure upon the stability of rock slopes. Proc. 1st Symposium on Stability in Open Pit Mining Vancouver 1970, U.S.A., New York, 1971, pp. 27-31.
4. McMath, B. K. A statistical method for the design of rock slopes. Proc. 1st Australia New Zealand Conference of Geomechanics, Melbourne, August 1971.
5. Cook, E. y Bray, J. W. Rock Slope Engineering. The Institution of Mining and Metallurgy, London 1974.
6. Phillips, L. C. The use of stereographic projection in structural geology. Elsevier Applied, London. Third edition (paperback) 1971.
7. Terzaghi, K. International Soil Mechanics Society, New York, 1965.
8. Bishop, A. W. The use of the slip circle in the stability analysis of earth slopes. Geotechnique, Vol. 3, 1953.





**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION**

**ESTABILIDAD DE TALUDES EN ROCA Y ESCOMBREPERAS**

**DR. BENJAMÍN CELADA TAMAYÉS**

**MAYO, 1983**

ESTABILIDAD DE TALUDES EN ROCA Y ESCOBRERAS

B. Colada Tamames  
Dr. Ingeniero de Minas

- 1.- INTRODUCCION
- 2.- RESISTENCIA AL CORTE DE LAS DISCONTINUIDADES
  - 2.1 Teoría de Landanyi - Archambault
  - 2.2 Teoría de Barton - Choubey
- 3.- EFECTO DEL AGUA
  - 3.1 Ley de tensiones efectivas
  - 3.2 Efecto del agua en grietas de tracción
  - 3.3 Licuefacción
- 4.- ANALISIS DE LA ESTABILIDAD
  - 4.1 Coeficiente de seguridad
  - 4.2 Métodos de análisis
    - 4.2.1 Rotura plana
    - 4.2.2 Rotura en cuña
    - 4.2.3 Rotura circular
      - 4.2.3.1 Método de Fellenius - May
      - 4.2.3.2 Método de Bishop
      - 4.2.3.3 Método de Janbu
- 5.- CONTROL DE TALUDES
  - 5.1 Medidas de deformación
    - 5.1.1 Medidas topográficas
    - 5.1.2 Extensómetros e inclinómetros
  - 5.2 Medida de la presión de agua
- 6.- CONCLUSIONES
- 7.- BIBLIOGRAFIA

ESTABILIDAD DE TALUDES EN ROCA Y ESCOMBREBAS

B. Celada Tananes  
Dr. Ingeniero de Minas.

1.- INTRODUCCION

La minería a cielo abierto exige mover grandes masas rocosas para poder obtener el mineral vendible y en esta operación deben realizarse grandes excavaciones que están limitadas por taludes tal como muestra las figuras N° 1 y 2.

Por otra parte como consecuencia la actividad minera se crean unas estructuras con materiales sueltos, estériles y residuos de plantas de concentración, que son las escombreras y balsas. Estas estructuras están también definidas por unos taludes tal como se muestra en las figuras N° 3 y 4.

El interés de los responsables del diseño de estas estructuras se centra en garantizar su estabilidad con la mayor economía posible lo cual lleva a diseñar taludes lo mas empinados y altos que se pueda.

En la figura N° 5 se muestra una representación de la altura y la pendiente de diversos taludes distinguiendo los estables de los que presentan signos de inestabilidad. Puede verse que existe una frontera bastante clara de separación entre los taludes estables e inestables y, en general, podemos deducir que cuanto mayor sea la pendiente del talud menor deberá ser su altura. Podemos observar que es raro encontrar taludes estables con una altura mayor de 100 m y una pendiente superior a 50°.

## 0 3

Sin embargo si hacemos un cálculo elemental sobre la altura que podría tener un talud vertical creado en roca llegaríamos a la conclusión de que serían establos taludes de varios cientos de metros, conclusión que no está de acuerdo con la realidad.\* Esto es debido a que la estabilidad de los macizos rocosos no está regida por la roca intacta sino por la resistencia y orientación de las discontinuidades.

En la figura N° 6 se muestra el efecto que sobre la máxima altura del talud tiene la orientación de una discontinuidad dentro del macizo. Puede observarse que a partir de inclinaciones de la discontinuidad menores de 30° la altura del talud crece rápidamente lo cual está de acuerdo con lo que muestra la figura N° 7. Sin embargo para pendientes de la discontinuidad comprendida entre 50 y 60° la altura máxima del talud, en estado seco, apenas llega a ser de unos 25 m.

De lo anterior debemos resultar que el primer trabajo que debe realizarse para estudiar la estabilidad de un talud creado en roca es un estudio de campo detallado y profundo para situar en el espacio todas las discontinuidades que afecten a la masa rocosa figuras 8 y 9 en donde debe ser creado el talud. En este sentido son extraordinariamente útiles las técnicas de representación estereográfica que permiten realizar análisis muy rápidos sobre las posibles formas de rotura.

(\*) La altura crítica de un talud vertical en roca está dada por

$$H_{crit} = \frac{4c}{\gamma} \operatorname{tg} \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \left\{ \begin{array}{l} c = 1 \text{ MPa} \\ \gamma = 0.025 \frac{\text{M}}{\text{m}^3} \text{ queda } H_{crit} = 277 \text{ m.} \\ \phi = 30^\circ \end{array} \right.$$

## 2.- RESISTENCIA AL CORTE DE LAS DISCONTINUIDADES

El proceso de inestabilidad de un macizo rocoso está gobernado por las discontinuidades existentes y los factores más importantes son la orientación, que define el modelo de rotura, y su resistencia al corte ya que -- fundamentalmente todos los procesos de rotura se producen por deslizamiento sobre las discontinuidades lo cual, como mínimo, pone en juego una resistencia a la fricción. En este caso son de total aplicación los conceptos de resistencia de pico y residual; sobre todo este último ya que las tensiones normales que se movilizan en los problemas de inestabilidad de taludes son muy pequeñas.

La resistencia al corte de las discontinuidades depende de numerosos factores que están enumerados en la figura N° 10. A la vista de ello está claro que adquiere una gran importancia la correcta caracterización de las discontinuidades lo cual exige un cuidadoso trabajo de campo que debe inspirarse en las normas elaboradas en -- 1.977 por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas.

y Vamos a ver ahora la forma en que puede ser estimada la resistencia al corte de las discontinuidades.

### 2.1.- Teoría de LANDANYI-ARCHAMBAULT

A través de observaciones de laboratorio -- LANDANYI-ARCHAMBAULT proponen para la resistencia de pico al corte la siguiente expresión

$$\tau = \frac{\sigma_n (1 - a_s) (\nu + \tan \phi) + a_s \tau_r}{1 - (1 - a_s) \cdot \nu \cdot \tan \phi} \quad (1)$$

$a_s$  es la superficie de la discontinuidad que es cizallada en el corte

$\hat{V}$  es la tangente del ángulo máximo de dilatación =

$Z_r$  es la resistencia al corte de la matriz rocosa

$\sigma_n$  tensión normal que actúa sobre la discontinuidad

$\phi$  ángulo de rozamiento

Si la tensión normal ( $\sigma_n \geq 0$ ) es muy pequeña casi no habrá cizallamiento de los picos y  $a_s \rightarrow 0$  y  $\hat{V} \rightarrow \hat{V}_0$  con lo cual la ecuación (1) se convierte en

$$\tau = \frac{\sigma_n \cdot (\operatorname{tg} i + \operatorname{tg} \phi)}{1 - \operatorname{tg} i \cdot \operatorname{tg} \phi} \quad (1) \quad \sigma$$

$$\tau = \sigma_n \cdot \operatorname{tg} (i + \phi)$$

que es la ecuación de PATTON

Si  $\sigma_n \gg 0$  habrá un fuerte cizallamiento de los picos de la discontinuidad y  $a_s \rightarrow 1$  con lo cual la ecuación (1) se convierte en  $\tau \rightarrow Z_r$  es decir que la resistencia al corte tiende a ser la de la matriz rocosa.

Para hacer operativa la expresión (1) hay que estimar  $Z_r$ ,  $a_s$  y  $\hat{V}$ .

La resistencia al corte de la matriz rocosa, puede ser determinada mediante ensayos de laboratorio o estimada por cualquier otro criterio. - - - LANDARYI y ARCHAMBAULT proponen la relación de - - - PATTERSON :

$$Z_r = \sigma_c \cdot \frac{\sqrt{1+n} - 1}{n} \cdot \sqrt{1+n} \frac{\sigma_n}{\sigma_c} \quad (3)$$

$\sigma_c$  es la resistencia a compresión uniaxial de los labios de la discontinuidad

$$n = \frac{\sigma_c}{\sigma_T} \quad (\text{según HOLZ } n = 10)$$

$\dot{\nu}$  y  $a_s$  son muy difícil de medir y LANDANYI y ARCHAMBAULT, proponen, después de sus ensayos, las siguientes expresiones:

$$\dot{\nu} = \left(1 - \frac{\sigma_n}{\sigma_c}\right)^4 \cdot \text{tg } i \quad (4)$$

$$a_s = 1 - \left(1 - \frac{\sigma_n}{\sigma_c}\right)^{1.5} \quad (5)$$

Entrando con (4) y (5) obtenemos la expresión

$$\frac{Z}{\sigma_c} = \frac{\frac{\sigma_n}{\sigma_c} \left(1 - \frac{\sigma_n}{\sigma_c}\right)^{1.5} \left[ \left(1 - \frac{\sigma_n}{\sigma_c}\right)^4 \cdot \text{tg } i + \text{tg } \phi \right] + 0,232 \left[ 1 - \left(1 - \frac{\sigma_n}{\sigma_c}\right)^{1.5} \right] \left(1 + 10 \frac{\sigma_n}{\sigma_c}\right)^{0.5}}{1 - \left[ \left(1 - \frac{\sigma_n}{\sigma_c}\right)^{5.5} \cdot \text{tg } i - \text{tg } \phi \right]} \quad (6)$$

Aunque esta expresión parece complicada las únicas incógnitas son  $\sigma_c$ ,  $i$  y  $\phi$

En la figura 11 se muestra que la fórmula de LANDANYI-ARCHAMBAULT es una transición entre la ecuación de PATTON y la de FAIRHURST.

BARTON-CHOUBEY han hecho numerosos ensayos de corte con muestras de rocas en las que simulaban - diversos tipos de discontinuidades y han llegado a establecer la siguiente expresión

$$\tau = \sigma_n \cdot \lg \left( \phi + JRC \cdot \lg_{10} \frac{JCS}{\sigma_n} \right) \quad (7)$$

JCS es la resistencia a compresión simple del material de la discontinuidad que si ésta está seca pug de estimarse como  $\sigma_c$  según BARTON pero si existe agua en la discontinuidad pues el valor de JCS puede descender hasta

$$JCS = 0,25 \cdot \sigma_c \quad (8)$$

La resistencia a compresión simple de los labios de la junta,  $\sigma_c$ , puede determinarse haciendo ensayos de laboratorio sobre muestras obtenidas en el campo, por medio de ensayos sustitativos como el martillo Schmidt o bien estimandola por métodos - - aproximados de acuerdo a lo indicado en la figura - N° 12.

JRC es un coeficiente que depende de las asperezas y características geométricas de la discontinuidad, cuyo valor oscila entre 0 y 20 y puede ser estimado por comparación a los diez modelos de discontinuidad que se presentan en la figura N° 13.

En la figura 14 se muestra la representación - de la ecuación de BARTON-CHOUBEY para valores de -- JRC de 20, 10 y 5  $\phi = 30$  comparandola con la de - LANPANYI-ARCHAMBAULT para  $i = 20^\circ$ .



A niveles de tensión normal baja ( $\sigma_n \approx 0$ ) - ambas ecuaciones son idénticas para  $JRC=20$ ; pero para  $\sigma_n \gg 0$  ambas ecuaciones se separan notablemente. - Ello es debido a que si  $JCS \approx \sigma_c$  y

$$\frac{\sigma_n}{\sigma_c} \approx 1 \quad \text{la ecuación (7) se convierte en}$$

$$\tau = \sigma_c \cdot \tan(\phi + JRC \log_e 1) = \sigma_c \cdot \tan \phi$$

mientras que la de LANDANYI-CRCHAMBAULT se convierte en

$$\tau = \tau_r$$

Así pues a niveles de  $\sigma_n$  altos la ecuación de BARTON-CHOUBEY es más conservadora que la de LANDANYI.

No obstante todos los ensayos de BARTON se hicieron a nivel de  $\sigma_n$  muy bajos y en la franja  $0,01 < \frac{\sigma_n}{\sigma_c} < 0,3$  la teoría de BARTON es la más fiable; por otra parte como los valores reales de  $\sigma_n$  en los problemas de macizo rocosos son de ese orden esta es otra razón para admitir la popularidad de la ecuación de BARTON-CHOUBEY.

Observese que si  $\frac{JCS}{\sigma_n} \rightarrow 0$  la ecuación no es aplicable y Barton sugiere que

$$\phi + JRC \cdot \log_{10} \frac{JCS}{\sigma_n} < 70^\circ \quad (9)$$

tal como se muestra en la figura 14.

### 3.- EFFECTOS DEL AGUA

( 1 )

En general el agua tiene efectos negativos sobre la resistencia mecánica de las rocas; pero en el caso de macizos rocosos en los que la estabilidad está dominada -- por las discontinuidades el efecto del agua es mucho más perjudicial. Hemos indicado en el apartado 2.2. que BARTON supone que, en presencia de agua, la resistencia a compresión simple de los labios de una discontinuidad -- puede descender a la cuarta parte del valor de la resistencia a compresión de la roca intacta.

Este es un efecto general que en el caso de estabilidad de taludes en roca y materiales sueltos se agrava notablemente por otras acciones adicionales.

#### 3.1.- Ley de tensiones efectivas

Supongamos el caso de una escombrera constituida por materiales sueltos que tienen en su conjunto una cierta porosidad y admitamos que esta es saturada. La figura N° 15 muestra el esquema de carga que podemos considerar. Si  $\sigma$  es la tensión normal que se ejerce sobre la muestra, parte de ella se transmitirá por el esqueleto de roca dando lugar a una presión efectiva  $\sigma^1$  y la otra parte se comunicará al agua que llena los poros dando lugar a una presión intersticial,  $u$ , que por el principio de Pascal será igual en todas las direcciones.

Si establecemos el equilibrio estático en el plano de contacto entre dos fragmentos de roca se cumplirá que

$$\sigma \cdot A = N_i + u(A-a) \quad (10)$$

A = área de la muestra

a = área de contacto entre los granos

Por lo tanto de (10) tenemos que

$$\sigma = \frac{N_i}{A} + u \left( 1 - \frac{\alpha}{A} \right)$$

y por definición llamaremos tensión efectiva a

$$\sigma^i = \frac{N_i}{A} \quad (11)$$

de tal forma que

$$\sigma = \sigma^i + u \left( 1 - \frac{\alpha}{A} \right) \quad (12); \text{ si suponemos que}$$

$\frac{\alpha}{A} \rightarrow 0$  resulta  $\sigma = \sigma^i + u$  o lo que es igual

$$\sigma^i = \sigma - u \quad (13)$$

que es la ley de tensiones efectivas que nos indica que cuando existe presencia de agua, que origina tensión intersticial, la tensión normal efectiva en la superficie de contacto disminuye haciéndolo, por lo tanto, la resistencia al corte del medio considerado.

Aunque no se trate de un talud de materiales sueltos sino que se trate de una discontinuidad -- dentro del macizo rocoso la presión de agua disminuye exactamente igual la resistencia al corte y -- por lo tanto la estabilidad. Para ilustrar esta -- afirmación recurriremos al ejemplo de la lata de -- cerveza propuesto por HOEK (1977)

Supongamos, figura N° 16-1, que tenemos una -- lata de cerveza reposando sobre un plano inclinado un ángulo  $\psi_i$  y la llenamos de agua de tal forma -- que el peso de la lata y del agua sea  $W$ .

La tensión normal que actúa en el plano de -- deslizamiento valdrá

$$\sigma = \frac{W \cdot \cos \psi_i}{A} \quad (14)$$

Siendo A el área de la superficie de contacto

Si admitimos como válido el criterio de Coulomb-Navier

$$\tau = c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (15)$$

sustituyendo (14) en (15)

queda

$$\tau = c + \frac{W \cdot \cos \psi_1}{A} \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (16) \quad y$$

es igual

$$R = c \cdot A + W \cdot \cos \psi_1 \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (17)$$

El bote de cerveza lleno de agua deslizará - - cuando la fuerza R equilibre la componente del peso en dirección del plano es decir si

$$W \cdot \sin \psi_1 = c \cdot A + W \cdot \cos \psi_1 \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (18)$$

Si admitimos que  $c = 0$  queda  $\psi_1 = \beta$  (19)

Si ahora repetimos el experimento pero hacemos un taladro en la base del bote, el agua rellenará - la pequeña cámara que queda en el fondo produciendo una presión de agua que llamaremos U, fig. 16-2 - que vale:

$$U = \gamma_w \cdot h_w \quad (20) \quad \text{donde}$$

$\gamma_w$  = es el peso específico del agua

$h_w$  = es la altura vertical de agua en el centro del bote

Esta presión u genera una fuerza, perpendicular al plano, que vale

$$U = u \cdot A \quad (21)$$

y como consecuencia la -

expresión (17) suponiendo C.O. se transformará en

$$R = (W \cdot \cos \psi_2 - U) \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (22)$$

Para calcular  $W$  supondremos, figura 16-2, que

$$W = \gamma_t \cdot h \cdot A \quad (23)$$

Siendo  $\gamma_t$  el peso específico de la lata llena de --  
agua y  $h$  la altura media de agua dentro del bote. --  
Se cumple que

$$h_w = h \cdot \cos \psi_2 \quad (24)$$

y por lo tanto entrando --  
con (21) (23) y (24) en (22)

$$R = (W \cdot \cos \psi_2 - \frac{\gamma_w}{\gamma_t} \cdot W \cdot \cos \psi_2) \cdot \operatorname{tg} \phi$$

es decir

$$R = W \cdot \cos \psi_2 \left(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma_t}\right) \cdot \operatorname{tg} \phi$$

y consecuentemente la condición de equilibrio se --  
convierte en

$$\operatorname{tg} \psi_2 = \left(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma_t}\right) \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (25)$$

Supongamos que  $\beta = 30^\circ$ , entonces si no está perforado el bote de cerveza (no hay presión de agua) --  
el ángulo máximo de equilibrio será  $\psi_1 = 30^\circ$

Si la lata está perforada, suponiendo que --

$\frac{\gamma_w}{\gamma_t} = 0.9$  el ángulo máximo de equilibrio dado por --  
(25) será  $\psi_2 = 3^\circ 18'$

Vemos con este sencillo ejemplo el efecto negativo de la presión de agua que hace descender -- drásticamente la máxima pendiente de un talud para que haya equilibrio.

### 3.2.- Efecto del agua en grietas de tracción

El agua existente en los macizos rocosos no solo ejerce el efecto negativo de disminuir la tensión efectiva normal sino que además puede rellenar grietas producidas por tracciones en la masa rocosa provocando unas fuerzas que tienden a aumentar la inestabilidad del talud.

Para esclarecer este ejemplo consideremos la figura N<sup>o</sup> 17 en la que suponemos que existen dos estratos de roca en uno de los cuales se crea una grieta de tracción que está llena de agua. La presión de agua que se produce en el interior de la grieta aumenta linealmente con la profundidad generando una fuerza media paralela al plano que llamamos V.

Por otro lado suponemos que el agua penetra también entre los dos estratos de tal forma que se crea una fuerza del levantamiento perpendicular al plano que llamamos U.

En estas condiciones el equilibrio del bloque está regido por la ecuación (18) modificada al considerar u y V de tal forma que tenemos :

$$W \cdot \sin \psi + V = c \cdot A + (W \cdot \cos \psi - u) \cdot \tan \phi \quad (26)$$

Podemos observar que el efecto del agua disminuye la resistencia al corte que puede ofrecer la discontinuidad y por otro lado aumenta la fuerza que favorece el deslizamiento de tal forma que la estabilidad se ve doblemente afectada.

Conviene hacer hincapié en que lo realmente perjudicial no es el caudal que circula sino la presión que alcanza el agua. Por ello muchas veces unas simples manchas de agua en la ladera de un talud, como las que muestra la figura N° 18, deben ser motivo de preocupación y deben ser examinadas cuidadosamente.

Por la misma razón unos simples taladros revestidos con un tubo, ejercen un efecto muy beneficioso sobre la estabilidad del talud ya que, si atraviesan las discontinuidades existentes, garantizan la no existencia de presiones de agua que pueden ser muy negativas.

### 3.3.- Licuefacción

La licuefacción es un fenómeno por el que un sólido adquiere el comportamiento de un líquido. Si admitimos el criterio de Coulumb-Navier la resistencia al corte de un sólido está dada, aplicandola en términos de tensiones efectivas, por la expresión :

$$\tau = c + (\sigma - u) \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (27)$$

Una de las propiedades características de los líquidos es que su resistencia al corte es nula; lo cual, a la vista de la ecuación (27), solo es posible si  $c=0$  y  $\sigma=U$  ya que obviamente  $\phi$  no pueda hacerse cero en una roca.

De esto deducimos que los fenómenos de licuefacción solo son posibles en los materiales no cohesivos, por ejemplo algunas escombreras y balsas, y que además la presión del agua tiene que jugar un papel muy importante.

Pero podemos preguntarnos que papel juega la licuefacción en los problemas de estabilidad de taludes en materiales sueltos? la respuesta es simple: cuando hay licuefacción la inestabilidad adquiere carácter de tragedia. En el caso de las escombreras el caso más típico es el de ABERFAN, fig. 16, que el viernes 21 de Octubre de 1.966 sufrió una inestabilidad por fluidificación que costó la vida a 140 personas. En 1.977 en el Pozo Mosquita ra de la Empresa Nacional Hulleras del Norte, S.A. una escombrera próxima a uno de los pozos de extracción se fluidificó, fig. Nº 20, convirtiendo la plaza del pozo en una inmensa piscina con graves pérdidas económicas.

Ya hemos indicado que la licuefacción solo es posible en materiales no cohesivos como los esteriles frescos de mina o plantas de tratamiento; pero esto es una condición necesaria aunque no suficiente ya que es preciso también que  $\sigma' = U$ . Veamos en que condiciones pueda producirse esto. En primer lugar es necesario que el drenaje sea deficiente ya que la permeabilidad de las escombreras es muy alta pues el coeficiente de permeabilidad  $K$  está habitualmente definido por:

$$5 \cdot 10^{-6} < K < 10^{-2} \quad (28)$$

y según SHERARD (1963) la disipación de las presiones intersticiales es total si  $K > 50 \cdot 10^{-6} \frac{\text{cm}}{\text{sg}}$ .



La licuefacción puede ocurrir tanto si estáticamente ocurre que  $\sigma_v$  o como, si dinámicamente se produce en una zona de la masa de esteriles esa condición. Esto es posible en el caso de que se produzca algún sismo tal como han descrito GUPTA y RASTOGI (1.976). En cualquier caso conviene retener que so lo hay licuefacción en medios saturados.

El tamaño de los materiales juega un papel importante y se admite que el riesgo de licuefacción es apreciable con granulometrías uniformes que cumplan

$$2 < \frac{D_{60}}{D_{10}} < 3 \quad (28)$$

Dado que la presión del agua, con densidad próxima a 1, debe igualar a la presión debida al peso del escombros está claro que la densidad de los materiales tiene una importancia decisiva y el riesgo será mayor cuanto mas baja sea. Así se establecen los siguientes criterios :

Densidad relativa	Clase de riesgo
$Dr < 0,50$	Importante
$0,50 < Dr < 0,70$	Dudoso
$0,70 < Dr$	Imposible

Recordemos que en el caso de la catástrofe de NIGATA la densidad relativa de las arenas era

$$Dr = 40\%$$

Por lo que se refiere a los taludes de excavaciones y balsas debemos retener que no es posible que se produzca la fluidificación si realiza un adecuado control del nivel freático.

#### 4.- ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD

Cualquier análisis de estabilidad termina tradicionalmente en un COEFICIENTE DE SEGURIDAD que puede definirse como el cociente entre las fuerzas que se oponen al deslizamiento y las que tienden a favorecerlo. Una vez definido el valor que tiene que tener como mínimo el coeficiente de seguridad se debe pasar a estudiar la estabilidad basándose en un modelo determinado de rotura.

##### 4.1.- Coefficiente de Seguridad

El coeficiente de seguridad es un concepto antiguo en geotecnia pues fue utilizado por BELIDON en el siglo XVIII. Este concepto lleva agregada la necesidad de valorar el riesgo y definir el grado de conocimiento del problema.

El proyecto adecuado de un talud exige que soporte las máximas fuerzas que tienen una probabilidad razonable de presentarse durante un período de vida también razonable de dicha estructura, y el que cumpla su función bien, pero además, contando con que todo ello se haga dentro de la máxima economía.

Para que se cumpla lo anterior se emplean los "coeficientes de seguridad", cuya magnitud debería depender en cada caso de la confianza que se tenga en los datos del proyecto y en su interpretación, y en especial en los datos de resistencia y en las cargas previstas, en la exactitud del análisis estructural, en la calidad de la construcción y de la conservación, y en los efectos dañinos de una rotura.

Una estimación de la resistencia y deformación del terreno ante las cargas aplicadas requiere un reconocimiento y ensayos de dicho terreno. Como el reconocimiento del terreno puede no revelar las condiciones más desfavorables del subsuelo, se requiere un margen de seguridad para tener en cuenta la existencia de posibles zonas blandas, discontinuidades erráticas, incertidumbres asociadas con la interpolación entre auscultaciones, variaciones con el tiempo, y la alteración inevitable de las muestras que puede conducir a un aumento o disminución de la resistencia y deformación según los casos. La mayor parte de estos factores no se suelen tener en cuenta en ensayos o cálculos de rutina, por lo cual el coeficiente de seguridad debe cubrir posibles diferencias con la realidad.

A título de ejemplo señalemos los coeficientes de seguridad que exige la Sociedad de Ingenieros de Dinamarca (1.967) para algunos parámetros típicos.

PARAMETRO	COEFICIENTE DE SEGURIDAD
Cohesión	1,5 - 2
Angulo de rozamiento interno	1,2 - 1,5
Resistencia al corte,	1,3 - 1,5
Presiones de agua	1,2 - 1,5

Logicamente los coeficientes de seguridad son mayores cuando más problemática sea la determinación de un parámetro.

A título orientativo citemos que la NCB exige, para escombreras asentadas en un terreno con pendiente inferior a 5° y altura mayor de 5 m, un coeficiente de seguridad de 1,35 si el riesgo de rotura puede afectar a personas y 1,15 en caso contrario.

Si la pendiente del terreno supera los 5° estos factores deben aumentarse en 0,25 quedando en 1,6 y 1,4.

La Instrucción Española de Grandes Presas exige 1,4 cuando la presa está en servicio y 1,2-1,3 en construcción.

Hay que hacer resaltar que los métodos de cálculo recomendados por la NCB son los más simples (FELLENIOUS) y pensamos que si se utiliza un método adecuado (BISHOP o JANBU) el coeficiente de seguridad puede ser de 1,20 si no afecta a personas y 1,40 en caso contrario.

#### 4.2.- Métodos de análisis

El problema de estabilidad en los taludes se ha planteado tradicionalmente como un problema de equilibrio límite es decir como una confrontación entre las fuerzas que se oponen al deslizamiento y las que lo propician.

Recientemente se ha llegado a buenos resultados utilizando modelos matemáticos, por ejemplo de los elementos finitos en los que interviene la deformación; pero los métodos de equilibrio límite son los más utilizados y, entre estos, aquellos que suponen que la rotura se produce a lo largo de una línea y no a lo largo de una zona de plastificación.

Como razones para usar los métodos de equilibrio límite podemos señalar que : la economía para algunos métodos de equilibrio pueden resolverse manualmente, la seguridad ya que todos los métodos de equilibrio límite se utilizan de tal forma que los resultados obranidos están siempre del lado de la seguridad; por otro lado la experiencia que se tiene con el uso de los métodos de equilibrio límite es muy amplia y por el contrario los métodos basados en los análisis de deformación tropiezan con la dificultad de determinar con exactitud la relación tensión - deformación para materiales sueltos.

Como característica general a los métodos de equilibrio límite hay que señalar que estos no consideran las deformaciones. A veces se fijan zonas particulares en las que los parámetros resistentes toman distintos valores según las deformaciones y los valores de pico y residual determinados en los ensayos. En cualquier caso esto son hipótesis de cálculo y en los resultados no se obtiene información alguna sobre las deformaciones.

Los datos necesarios para un análisis de este tipo son la densidad del material almacenado, sus parámetros resistentes : cohesión y ángulo rozamiento interno y, por supuesto, la distribución de presiones debidas al agua.

Aunque la tipología de inestabilidades es muy amplia pueden señalarse que existen tres tipos principales de rotura : plana, en cuña y circular que son los indicados en la figura N° 22.

En la fig. N° 23 se muestra una orientación sobre las características de los principales tipos de rotura empezando por el talud en roca sana que, como ya dijimos en la introducción, nunca crea problemas en minería, pues puede verse que la altura, para pendientes importantes, llega a ser de varios kilómetros.

Las roturas planas permiten taludes importantes para pendientes moderadas menores de  $40^\circ$ , aun- que debido a que las propiedades mecánicas del macizo son del orden de 100 veces menor que la roca intacta, para taludes de más de  $60^\circ$  es difícil que se llegue a alturas de 100 m. Un tipo particular de rotura plana es la rotura progresiva en la que el plano de rotura está integrado por discontinuidades y fallos de la roca intacta. En este caso existe un claro fenómeno dilatante y por esto las pendientes de los taludes son mayores. La figura N° 24 ilustra este concepto.

La rotura circular es una rotura típica en materiales muy fracturados o sueltos y en estos casos cabe señalar la dificultad de mantener taludes estables por encima de  $40^\circ$  y el gran efecto negativo que tiene la presión del agua intersticial.

#### 4.2.1.- Rotura plana

La rotura plana se puede producir cuando un plano de discontinuidad aflora en la cara del talud con una inclinación menor que la pendiente del talud. La figura N° 25, ilustra las condiciones en que puede producirse la rotura plana y las figuras N° 26, 27 y 28 muestran un ejemplo real.

El análisis de estas inestabilidades puede realizarse en los términos que muestra la figura N° 29 considerando la presencia de una grieta de tracción que puede estar parcialmente llena de agua.

El coeficiente de seguridad puede calcularse mediante la expresión

$$F = \frac{c \cdot A + (W \cos \Psi_p - U - V \sin \Psi_p) \cdot \tan \phi}{W \sin \Psi_p + V \cos \Psi_p} \quad (30)$$

Enótase que la expresión (30) se obtiene de forma similar a la (26)

En este caso los símbolos que intervienen significan :

$$A = (H - z) \operatorname{cosec} \Psi_p \quad (31)$$

$$U = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot z_w \cdot (H - z) \operatorname{cosec} \Psi_p \quad (32)$$

$$V = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot z_w^2 \quad (33)$$

Si la grieta de tracción está situada en la parte alta del talud tenemos que :

$$W = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \left\{ \left( 1 - \left( \frac{z}{H} \right)^2 \right) \operatorname{ctg} \Psi_p - \operatorname{ctg} \Psi_p \right\} \quad (34)$$

y si la grieta de tracción está situada en la cara del talud

$$W = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \left\{ \left( 1 - \left( \frac{z}{H} \right)^2 \right) \operatorname{ctg} \Psi_p (\operatorname{ctg} \Psi_p \cdot \operatorname{tg} \Psi_p - 1) \right\} \quad (35)$$

Si todos los factores geométricos del talud son conocidos el coeficiente de seguridad  $P$  se calcula muy fácilmente mediante la expresión (30). Pero para hacer estudios de sensibilidad la expresión (30) no es muy apropiada. Para poder comparar la influencia de algunos parámetros podemos convertir la expresión (30) en adimensional

$$F = \frac{\left(\frac{zc}{rH}\right) P + \left\{ Q \cdot \operatorname{ctg} \psi_p - R(P+S) \right\} \operatorname{tg} \phi}{Q + R \cdot S \cdot \operatorname{ctg} \psi_p} \quad (30)$$

en la que

$$P = \left(1 - \frac{z^2}{H}\right) \operatorname{cosec} \psi_p \quad (37)$$

si la grieta de tracción está en la parte alta del talud

$$Q = \left\{ \left(1 - \left(\frac{z}{H}\right)^2\right) \operatorname{ctg} \psi_p - \operatorname{ctg} \psi_p \right\} \operatorname{sen} \psi_p \quad (38)$$

y si la grieta está sobre la cara del talud

$$Q = \left\{ \left(1 - \frac{z}{H}\right)^2 \cdot \operatorname{cos} \psi_p (\operatorname{ctg} \psi_p \cdot \operatorname{tg} \psi_p - 1) \right\} \quad (39)$$

en cuanto a los otros dos parámetros

$$R = \frac{\gamma_w}{\gamma} \cdot \frac{z_w}{z} \cdot \frac{z}{H} \quad (40)$$

$$S = \frac{z_w}{z} \cdot \frac{z}{H} \cdot \operatorname{sen} \psi_p \quad (41)$$

los coeficientes  $P$ ,  $Q$ ,  $R$  y  $S$  son adimensionales y dependen de la geometría del talud y no de su tamaño. Las figuras 10 y 11 ofrecen unos ábacos para calcular  $P$ ,  $Q$ ,  $R$  y  $S$ .

Nótese también que si  $C = 0$  a partir de la expresión (36) se deduce que el factor de



seguridad es independiente del tamaño del talud.

4.2.2.- Rotura en cuña

La rotura en cuña se produce cuando la línea de intersección de dos planos de discontinuidad afloran en la cara del talud con una inclinación menor que la pendiente del talud, el resultado de esta configuración puede ser la caída de un bloque tal como indica la figura N°32. Una rotura de este tipo puede esquematizarse según se indica en la figura N°33

La estabilidad de una cuña de roca sujeta a los efectos de cohesión, ángulo de rozamiento y presión de agua puede calcularse a partir de la geometría de la figura 34, mediante la expresión:

$$F = \frac{3}{\gamma \cdot H} (C_A \cdot X + C_B \cdot Y) + \left( A - \frac{\gamma_w}{2\gamma} \cdot X \right) \tan \phi_A + \left( B - \frac{\gamma_w}{2\gamma} \cdot Y \right) \tan \phi_B \quad (42)$$

donde  
 $C_A$  y  $C_B$  son las cohesiones a lo largo de los planos A y B, teniendo en cuenta que siempre se llama plano A al de menor inclinación

$\phi_A$  y  $\phi_B$  son los ángulos de rozamiento a lo largo de los mismos planos

$\gamma$  es el peso específico de la roca

$\gamma_w$  es el peso específico del agua

H es la altura total de la cuña

$$X = \frac{\text{sen } \theta_{2,4}}{\text{sen } \theta_{3,5} \cdot \text{cos } \theta_{2,1n_A}} \quad (42)$$

$$Y = \frac{\text{sen } \theta_{4,3}}{\text{sen } \theta_{3,5} \cdot \text{cos } \theta_{1,n_A}} \quad (43)$$

$$A = \frac{\text{cos } \psi_A - \text{cos } \psi_B \cdot \text{cos } \theta_{n_A, n_B}}{\text{sen } \psi_S \cdot \text{sen}^2 \theta_{n_A, n_B}} \quad (44)$$

$$B = \frac{\text{cos } \psi_A - \text{cos } \psi_B \cdot \text{cos } \theta_{n_A, n_B}}{\text{sen } \psi_S \cdot \text{sen}^2 \theta_{n_A, n_B}} \quad (45)$$

$\psi_A$  y  $\psi_B$  son las pendientes de los planos A y B;  $\psi_S$  es la pendiente de la línea de intersección, marcada con 5 en la figura N° 33.

$\theta_{n_A, n_B}$  es el ángulo que forman las normales a los planos A y B y  $\theta_{1, n_A}$  es el ángulo que forma el plano 1 con la normal al plano A.

La aplicación de la expresión (42), es algo pesada y requiere el cálculo de los diversos ángulos que no son datos directos -- del problema. Para obviar esto MOEK y BRAY (1977) proponen el empleo de un método aproximado basado en realizar el análisis suponiendo que no hay cohesión y despreciando el efecto del agua. En este caso como  $c_a = 0$  y  $\gamma_w = 0$  la expresión (42) se convierte en

$$F = A \cdot \tan \phi_A + B \cdot \tan \phi_B \quad (46)$$

A y B son los factores adimensionales que solo dependen del buzamiento y de la dirección del buzamiento de los planos A y B que han sido tabulados. En el Anexo se muestran unos ábacos que se muestran en las figuras N°34 a 41.

Para ilustrar el empleo de estos ábacos supongamos que deseamos obtener el coeficiente de estabilidad de un talud en el que existen dos planos definidos por los siguientes parámetros.

	PENDIENTE	DIRECCION DE LA PENDIENTE	ANGULO DE ROZAMIENTO
PLANO A	40°	165°	35°
PLANO B	70°	285°	20°
DIFERENCIA	30°	120°	

Una vez que se determina la diferencia de pendiente buscamos el ábaco que corresponda, en este caso el representado en la figura N°37. En esta figura se muestran sendos ábacos para cada uno de los parámetros A y B.

Como la diferencia entre las direcciones de la pendiente es de 120° y la pendiente del plano A es de 40° tenemos que  $A = 1,5$  y dado que la pendiente del plano B es 70° tenemos que  $B = 0,7$ ; con estos datos entramos en la expresión (43) y tenemos

$$F = 1,5 \cdot \gamma \cdot 35 + 0,7 \cdot \gamma \cdot 20 = 1,30$$

Dado que este es un método aproximado, los resultados del factor de seguridad deben tomarse con ciertas reservas y por ello HOEK y BRAY recomiendan que solo se consideren absolutamente estables aquellos taludes cuyo coeficiente de seguridad, calculado por este método aproximado, sea superior a 2. En caso contrario, como ocurre con el ejemplo ilustrativo, debe realizarse el cálculo completo empleando la expresión (42)

#### 4.2.3.- Rotura circular

La rotura circular se produce en aquellos macizos rocosos que tienen una distribución caótica de discontinuidades o en las estructuras realizadas con materiales sueltos, escombros y diques de presas. La rotura de este tipo se llama circular porque la superficie de deslizamiento se puede asemejar a un cilindro cuyo eje es sensiblemente paralelo a la dirección del talud y su sección recta es un círculo. La figura N°42 ilustra una rotura de este tipo. Conviene resaltar el hecho de que las roturas de tipo circular afectan a toda la masa del talud y por ello el volumen de rocas que se ve afectado es mucho más importante que en el caso de la rotura plana o en cuña. En las figuras N°43 y 44 se aprecia claramente este efecto.

Para realizar el análisis de la rotura circular se debe suponer el esfuerzo sobre el que va a producirse la rotura y estudiar sobre él el coeficiente de seguridad. Como que en general no se conocerá el círculo de rotura es preciso realizar varios tanteos hasta encontrar el valor más desfavorable.

Todos los métodos de análisis de rotura circular se basan en el de FELLENIUS quien en 1916 popularizó la idea de dividir la masa a estudiar en franjas con el fin de que se pudiera hacer una hipótesis sobre la distribución de tensiones a lo largo de la superficie de rotura más realista.

4.2.3.1.- Método de Fellenius - May

May consiguió que el Bureau of Reclamation (USA) adoptara en su instrucción sobre presas el método de Fellenius lo cual lo popularizó rápidamente.

En este método, tal como se indica en la figura N°45, se hace la hipótesis de que la resultante que actúa en cada franja

$$R_i = C_i + C_{i+1} + E_i + E_{i+1} \quad (44)$$

es paralela a la base de la franja.

Dado que la línea de rotura es circular las reacciones normales en la base de cada franja  $N_i$  no darán momento respecto al centro del círculo.

Darán momentos  $W_i$ ,  $C_i$ ,  $E_i$ ,  $C_{i+1}$ ,  $E_{i+1}$  y  $T_i$  (corte en la base). Si sumamos todos los momentos resultará que los del tipo  $C_i$ ,  $E_i$ ,  $C_{i+1}$  se anulan con los de las franjas vecinas ya que al final solo pueden intervenir las fuerzas exteriores a la masa estudiada.

El peso  $W_i$  de cada franja da un momento

$$M_w = W_i \cdot r_w = W_i \cdot r \cdot \text{sen } \alpha_i \quad (45)$$

El momento de la resistencia al corte en cada franja vale

$$M_T = T_i \cdot r \quad (46)$$

El coeficiente de seguridad de la franja  $i$  valdrá

$$F = \frac{\Delta l_i \cdot C_i + N_i' \cdot \text{tg } \phi_i}{T_i} \quad (47)$$

Eliminando  $T_i$  entre (47) y (46) queda:

$$M_{Ti} = \frac{1}{F} [\Delta l_i \cdot C_i + N_i' \cdot \text{tg } \phi_i] \cdot r \quad (48)$$

Para que haya equilibrio global de momentos se debe cumplir que

$$\sum_{i=1}^{i=n} M_{wi} = \sum_{i=1}^{i=n} M_{Ti} \quad (49)$$

y eliminando  $M_w$  de (45) queda

$$\sum_{i=1}^{i=n} M_{Ti} = \sum_{i=1}^{i=n} W_i \cdot \text{sen } \alpha_i \quad (50)$$

y entrando en (48) y despejando  $F$  queda

$$F = \frac{\sum \Delta l_i \cdot C_i + \sum N_i' \cdot \text{tg } \phi_i}{\sum W_i \cdot \text{sen } \alpha_i} \quad (51)$$

si superponemos que  $c$  y  $\phi$  son constantes que

$$F = \frac{L \cdot c + \tan \phi \sum N_i}{\sum W_i \cdot \text{sen } \alpha_i} \quad (52)$$

$L$  es la longitud del círculo implicada en la rotura.

Dado que hemos admitido que  $R_i$  forma un ángulo  $\alpha_i$  con la horizontal, determinaremos  $N_i$  hayando el equilibrio en la dirección normal a  $R_i$ . En este caso  $R_i$  y  $T_i$  no entran en juego, al ser normales a  $N_i$ , y solo nos queda por considerar  $W_i$  y  $U_i$  ( $U_i$  es la presión intersticial) es decir

$$N_i = W_i \cdot \cos \alpha_i - U_i \quad (53)$$

con lo cual entrando en (9) queda

$$F = \frac{c \cdot L + \tan \phi \sum (W_i \cdot \cos \alpha_i - U_i)}{\sum W_i \cdot \text{sen } \alpha_i} \quad (54)$$

El problema de este método radica en que se olvida de las reacciones sobre cada franja con la hipótesis de que son paralelas a la base de la franja lo cual no es criterio y al final no se cumple  $\sum R_i = 0$ .

#### 4.2.3.2. Método de Bishop

El método de Bishop propuesto en 1954 postula también un deslizamiento circular,

conforme se ilustra en la figura n°46.  
Tomando momentos respecto al centro del círculo resulta

$$\sum W_i \cdot x = \sum T \cdot R \quad (54)$$

siendo

$T$  = fuerza de corte existente en la base de la franja.

$R$  = radio del círculo

$W_i$  = peso de la franja

$x$  = distancia horizontal del centro de cada franja al círculo

Si  $Z$  es la resistencia al corte del material en la base de la franja,  $l$  su longitud y  $F$  el coeficiente de seguridad se cumplirá que

$$T \cdot F = Z \cdot l \quad (55)$$

entonces en (54) queda

$$\sum W_i \cdot x = \sum \frac{Z \cdot l}{F} \cdot T_i \quad (57)$$

se cumple que  $x = R \cdot \operatorname{sen} \alpha$  (58) y

$$Z = c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \phi = c + \left( \frac{N}{l} - u \right) \operatorname{tg} \phi \quad (59)$$

siendo

$c$  = cohesión del material en la base de la franja

$\phi$  = ángulo de rozamiento interno



= presión intersticial en la base de la franja

Entrando en (57) con (59) y despejando  $F$  queda

$$F = \frac{1}{\sum W_i \cdot \sec \alpha_i} \sum [c \cdot b_i + (N_i - u \cdot b_i) \cdot \tan \phi] \quad (60)$$

Para determinar  $N_i$  se estudia el equilibrio sobre la vertical de las fuerzas que actúan en cada rebanada y resulta,

$$F = \frac{1}{\sum W \cdot \sec \alpha} \sum \left[ \left\{ c \cdot b_i + \tan \phi (W_i - u \cdot b_i + T_n - T_{n+1}) \right\} \frac{\sec \alpha}{1 + \frac{\tan \phi \cdot \tan \alpha}{F}} \right]$$

Habitualmente suele usarse el método simplificado de BISHOP en el que se supone que  $T = 0$  es decir  $\sum (T_n - T_{n+1}) = 0$ , por lo tanto la expresión (61) se convierte en

$$F = \frac{1}{\sum W \cdot \sec \alpha} \sum \left[ \left\{ c \cdot b_i + \tan \phi (W - u \cdot b) \right\} \frac{\sec \alpha}{1 + \frac{\tan \phi \cdot \tan \alpha}{F}} \right] \quad (62)$$

Esta es una expresión implícita en  $F$  que exige interacciones sucesivas para hallar  $F$  a partir de un valor inicial que suele tomarse como  $F = 1$ .

La simplificación introducida supone que

$$\sum \left[ (T_n - T_{n+1}) \cdot \tan \phi \frac{\sec \alpha}{1 + \frac{\tan \phi \cdot \tan \alpha}{F}} \right] = 0$$

lo cual es cierto rigurosamente solo si.

$$T_n = \text{cte}$$

$$\phi = \text{cte}$$

$$\alpha = \text{cte}$$

Cuanto más se aparten de la realidad estas hipótesis más inexacto será el método.

La gran ventaja del método BISHOP radica en que al proyectar las fuerzas que actúan en cada franja sobre la vertical se eliminan correctamente las fuerzas  $E_i$  que son normalmente mucho más importantes que las  $T_i$ .

En general los errores de este método no llegan al 7% excepto cuando algún  $\alpha_i$  es negativo y se producen también negativas lo cual además de no tener sentido físico aumenta ficticiamente el valor del coeficiente de seguridad. En este caso no queda otro remedio que tantear con otra forma de rotura.

Si ponemos  $u$  en función de la rotura de cada franja queda

$$u = \gamma_w \cdot K \cdot H$$

siendo

$\gamma_w$  = densidad del agua

$K$  = coeficiente comprendido entre 0 y 1

$H$  = altura de franja

Si admitimos como normal el valor

$$W_f = 10 \frac{KN}{m^3}$$

resulta que  $\alpha = 10^\circ$

y entrando en (62) queda

$$F = \frac{1}{\sum W \cdot \text{Sen} \alpha} \sum \left[ \left\{ c \cdot b_i + \frac{1}{2} \phi (W - 10KN/m^3) b_i \right\} \frac{\text{sec} \alpha}{1 + \frac{\frac{1}{2} \phi \cdot \text{tg} \alpha}{F}} \right] \quad (63)$$

#### 4.2.3.3.- Método de Janbu

Janbu presentó en 1957 un método de análisis de estabilidad por franjas que se podía aplicar a una superficie de deslizamiento cualquiera tal como se muestra en la figura N° 47

En este caso ya no existe el centro del círculo por el que pasan todas las franjas normales a la base de las franjas y JANBU supone para resolver el problema que el punto de aplicación de las reacciones sobre las sucesivas franjas se encuentra situado en el límite del tercio inferior de la altura de cada franja.

Con esta hipótesis la fórmula que nos da el coeficiente de seguridad es:

$$F = \frac{\sum \frac{[c + (p-u) \cdot \frac{1}{2} \phi] \Delta x}{n \alpha}}{\sum \Delta W \cdot \text{tg} \alpha + Q} \quad (64)$$

en la que :

$f_0$  = factor de corrección dado por los ábacos de la figura N°48

$c$  = resistencia de cohesión en la base de la franja

$p$  = presión ejercida, en el fondo de una franja de altura media  $h_m$ , por el material de peso específico

$\gamma \left( \frac{KN}{m^3} \right)$  que vale

$$p = h_m (m) \cdot \gamma \left( \frac{KN}{m^3} \right) = h_m \cdot \gamma \left( \frac{KN}{m^2} \right)$$

$u$  = presión intersticial en el fondo de una rebanada que está saturada de agua  $K \cdot h_m$  ( $0 < K < 1$ ) que vale

$$u = K \cdot h_m (m) \cdot \gamma_w \left( \frac{KN}{m^3} \right) = K \cdot h_m \cdot \gamma_w \left( \frac{KN}{m^2} \right)$$

como  $\gamma_w = 9.81 \frac{KN}{m^3}$  resulta

$$u = K \cdot h_m \cdot 9.81 \left( \frac{KN}{m^2} \right)$$

$\phi$  = ángulo de rozamiento interno del material

$\Delta x$  = anchura de cada franja (m)

$$\cos^2 \alpha = \left( 1 + \frac{tg \alpha \cdot tg \phi}{F} \right)$$

puede estimarse a partir del ábaco de la figura N°48

$\alpha$  = pendiente en la parte inferior de la franja

$\gamma$  = coeficiente de seguridad

$\Delta W$  = peso de cada franja, que vale

$$\Delta W = \Delta x (m) \cdot h_m (m) \cdot \Delta m \cdot \gamma \left( \frac{KN}{m^3} \right) = \Delta x \cdot h_m \cdot \gamma \cdot (\Delta x)$$

$Q$  = empuje horizontal en una grieta de tracción (KN)

La figura N°49 aclara todavía más el significado de estos parámetros y el ejemplo de la figura N°50 ilustra una aplicación manual del método.

5.- CONTROL DE TALUDES

Una vez que el talud ha sido analizado y se encuentra que su coeficiente de seguridad no garantiza una seguridad total, ante cualquier evento, es necesario recurrir a controlar la evolución de la estabilidad de la escombrera. Cualquier sistema de control de taludes debe concebirse en base a la realización de medidas de deformación y del nivel fático.

5.1.- Medidas de deformación

El objeto de controlar las medidas de deformación radica en que todo proceso de inestabilidad se ve precedido de una aceleración positiva en las deformaciones medidas en función del tiempo

El ejemplo más gráfico de la utilidad de --

Las medidas de deformación es la experiencia de J. KENNEDY en Chuquicamata. La figura N°51 muestra el talud Este de la mina que sufrió una rotura espectacular el 18 de Febrero de 1968. Este talud puede calificarse de circular. El talud estaba formado en granodiorita porfídica, tenía una altura de 248 metros y una inclinación media de 43°.

En Agosto de 1966 se observaron las primeras grietas de tracción en este talud y se implantó un sistema simple de control que permitió establecer que los movimientos eran estacionarios y muy pequeños. El 20 de diciembre de 1967 un terremoto de magnitud 5 en la escala de Richter paraco que fue responsable de la activación del talud. En Junio de 1968 se hizo evidente que el talud era inestable y se instalaron nuevos instrumentos de medida; aunque muy simples. Para estabilizar el talud a partir de Agosto de 1968 se retiraron de la cresta unas 4,5 millones de toneladas de material. No es posible actuar sobre el agua pues la mina está en zona desértica.

A finales de 1968 la rotura se consideraba próxima y se decidió realizar una nueva carretera de evacuación y nuevos apiles de mineral para la planta de tratamiento.

El troce de enero de 1969 se hizo una previsión del día de la rotura con los datos de la figura 53 estimándose que esta se produciría el 18 de Febrero de 1968. La rotura, Fig. N°54, se produjo a las 6 h. 58 de ese mismo día y desplazó 12 millones de toneladas.

Lo más importante no es el haber predicho exactamente la rotura sino el hecho de que la pro-

ducción solo estuvo parada 65 horas y la planta de tratamiento no sufrió interrupción alguna alimentándose con las nuevas pilas realizadas.

La utilidad de las mediciones de deformación radica precisamente en el hecho de poder predecir las inestabilidades y consecuentemente se pueden tomar las medidas oportunas para evitar los graves inconvenientes que acarreaan las inestabilidades.

Para realizar las medidas de deformaciones se puede recurrir a medidas topográficas y utilización de extensómetros e inclinómetros.

#### 5.1.1. - Medidas topográficas

Los sistemas topográficos convencionales utilizan puntos de referencia fijados en el talud de forma permanente midiendo periódicamente sus coordenadas con aparatos topográficos de alta precisión. La nivelación de la componente vertical de movimiento y la triangulación de las componentes del movimiento según las direcciones. La nivelación es un sistema rápido pero solo suficiente si la dirección de la rotura se conoce de antemano. La triangulación es suficiente pero requiere personal muy adiestrado y resulta una operación lenta.

Actualmente se utilizan aparatos electrónicos para medir distancias que funcionan por reflexión de un haz de rayos laser o infrarojos que se refleja en el punto a medir y retrocede al aparato don

de automáticamente se calcula la distancia requerida.

Si la zona que se controla es grande y la mano de obra no es suficiente esta puede emplearse un topógrafo que pasa un solo reflector de punto a punto. Cuando esto no es viable se dejan los reflectores fijos y no hace falta acceder a ellos aunque el coste de los reflectores es importante.

En la figura N°55 se muestra la precisión que puede esperarse de los procedimientos habituales. La trilateración, que es la medida de distancia al punto de referencia desde tres estaciones conocidas, es el más preciso pero es muy lento y prácticamente impracticable en muchos casos.

La fotogrametría, es una técnica que consiste, Fig. N°56, en obtener una fotografía estereoscópica mediante dos fotografías que se superponen da buenos resultados pero exige personal experto para analizar los pares fotográficos en el estereocomparador y efectuar los cálculos necesarios. Con esta técnica puede alcanzarse una precisión de 1/2 pulgadas sobre 5.000 pies.

Un sistema simple pero que muchas veces da una información apreciable consiste en observar fotografías tomadas dos de el mismo tiempo en días sucesivos. Esto solo nos dará una orientación cualitativa pero puede servirnos de apoyo para establecer otras medidas más precisas.



### 5.1.2. Extensómetros e inclinómetros

Cuando se desea conocer el movimiento en el interior de una masa, es necesario utilizar aparatos colocados en el interior de sondeos como son los extensómetros y los inclinómetros. Los extensómetros son aparatos para medir la variación de la distancia entre dos puntos de referencia. Pueden colocarse sobre la superficie en el interior de un barreno de la forma esquematizada en la figura N°57. En cualquier caso se aprecian sin dificultad 0,1 mm que es una precisión más que suficiente para un sistema de control de estabilidad en talud.

Estos aparatos son caros y exigen una cierta especialización en la realización e interpretación de las medidas; su uso no puede ser masivo y, normalmente, deben colocarse cuando se han determinado las superficies potenciales de deslizamiento.

La Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (1979) ha normalizado el empleo de extensómetros en el interior de taladros.

El inclinómetro es un aparato para medir las deformaciones transversales en un sondeo lo cual nos puede servir para detectar la velocidad de movimientos en superficie de rotura profunda.

El inclinómetro típico suele medir las deformaciones por medio de un transformador diferencial lineal, y para ello el inclinó

metro se desliza sobre un tubo guía de aluminio o plástico. Los modelos más modernos figura N°58, poseen un rango de medida de  $\pm 25^\circ$  y una precisión del orden de 0,5". Para colocar el inclinómetro es preciso montar una cabria tal como se muestra en la fotografía N°59.

## 5.2.- Medidas de la presión de agua

La presión de agua es el principal factor de inestabilidad en los taludes por ello resulta totalmente imprescindible controlarla a lo largo de la vida de un talud, si se quiere garantizar un coeficiente de seguridad adecuado.

Para controlar la posición del nivel freático pueden utilizarse simples taladros abiertos si el medio en el que se mide tiene una permeabilidad superior a  $10^{-4} \frac{\text{cm}}{\text{seg}}$ . En este caso el nivel del agua puede detectarse con una sonda eléctrica como la esquematizada en la figura N°60.

En terrenos con permeabilidad más baja estos aparatos no tienen sensibilidad ya que el tiempo de recargue es excesivamente elevado.

Los piezómetros de tubo como el indicado en la figura N°61 pueden ser utilizados en terrenos con permeabilidad comprendida entre  $10^{-4}$  y  $10^{-6} \frac{\text{cm}}{\text{seg}}$  pudiéndose colocar dos o más piezómetros en cada taladro.

Si la permeabilidad es inferior a  $10^{-6} \frac{\text{cm}}{\text{seg}}$  es preciso emplear piezómetros mucho más precisos --

como el indicado en la figura N°62 que mide a través de un circuito cerrado de aire comprimido.

Hay que tener presente que el freático está fuertemente estacionalizado razón por la cual los piezómetros que se coloquen deben vigilarse durante periodos de tiempo lo más amplios posible.

#### 6.- CONCLUSIONES

La estabilidad de los taludes en roca y escombros está regida por las discontinuidades existentes. La única fuerza que, de modo natural, se opone a los deslizamientos es la generada por la resistencia al corte de las discontinuidades.

El agua tiene un efecto muy negativo sobre la estabilidad pues reduce drásticamente la resistencia al corte de las discontinuidades.

Los análisis de estabilidad se realizan aplicando la teoría del equilibrio límite y los modelos más usuales de rotura son: rotura plana, en cuña y circular.

El control de los taludes permite hacer precisiones acerca de su inestabilidad potencial y debe realizarse midiendo las deformaciones del talud y el nivel freático.

- GUPTA, H. K.; RASTOGI, B.K.  
Dams and Earthquakes  
Elsevier 1977
  
- ROEK, E.; BRAY, J.W.  
Rock Slope Engineering  
Institution of Mining and Metallurgy. Londres 1977
  
- INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS  
COMMISSION ON STANDARDIZATION OF LABORATORY AND FIELD TEST  
Suggested Methods for monitoring rock movements using  
borehole extensometer
  
- INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS  
COMMISSION ON STANDARDIZATION OF LABORATORY AND FIELD TEST  
Suggested Methods for de Quantitative Description of  
Discontinuities in Rock Masses  
Committee on Field Test, Document N°4, Oct. 1977
  
- Sherard; Woodward; Giezierski y Cleverger  
Earth and Earth - Rock Dams  
Mohn Wiley, 1963.

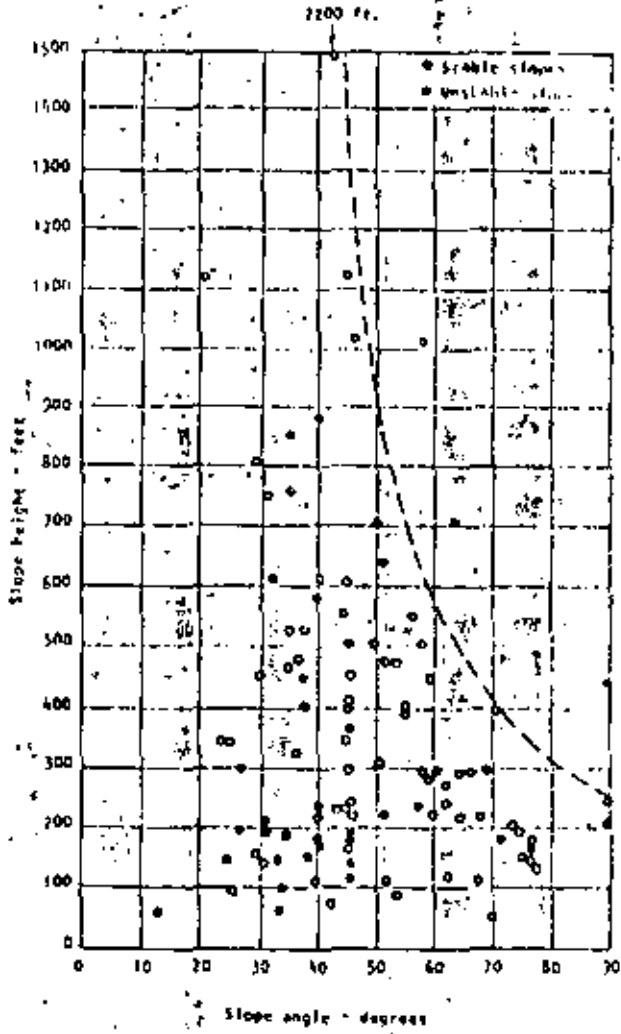


Fig. N°5 Relación entre la pendiente y la altura de un talud.

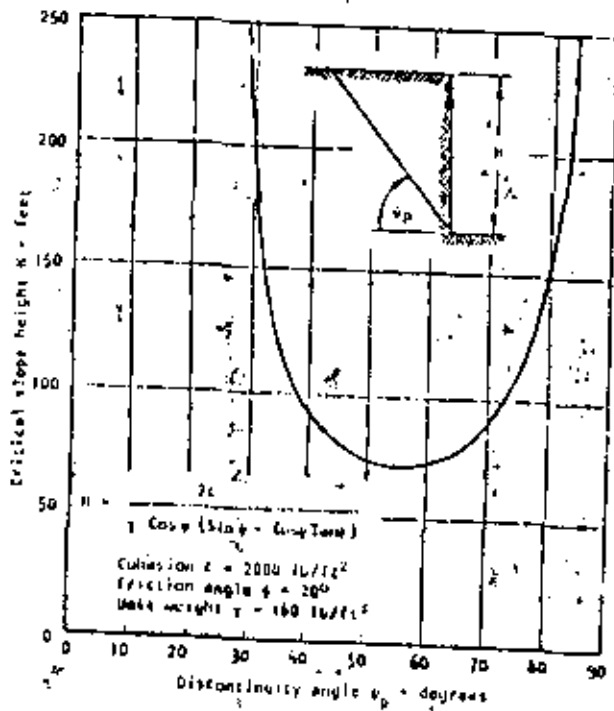


Fig. N°6 Influencia de una discontinuidad sobre la altura de un talud.

- CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LAS SUPERFICIES EN CONTACTO.
- NATURALIZA DEL CONTACTO ROCOSO Y SU GRADO DE ALTERACION.
- ESPESOR Y NATURALIZA DEL MATERIAL DE RELLENO.
- NIVEL DE TENSION NORMAL EN EL MOMENTO DEL CORTE.
- NIVEL PREEXISTENTE DE TENSIONES NORMALES.
- PRESENCIA Y GRADO DE SATURACION DE AGUA EN EL RELLENO.
- VELOCIDAD DE CORTE.
- AMPLITUD DEL DESPLAZAMIENTO TANGENCIAL.
- ORIENTACION DEL CORTE.

FIG. 10.- PARAMETROS INFLUYENTES EN LA RESISTENCIA AL CORTE  
DE UNA DISCONTINUIDAD.

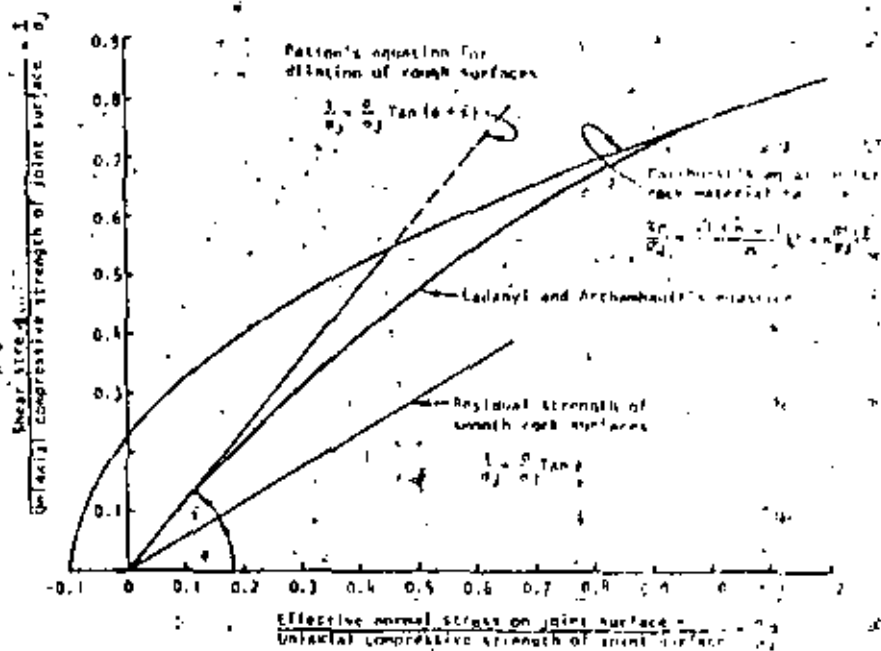


Fig. N°11 Ecuación de Ladanyi y Archambault.



TIPO	DESCRIPCION	IDENTIFICACION EN EL CAMPO	en (1. ...)
S1	Arcilla muy blanda	Facilmente penetrable con el puño.	< 0,025
S2	Arcilla blanda	Facilmente penetrable con el dedo pulgar.	0,025 - 0,1
S3	Arcilla fuerte	Penetrable con el dedo pulgar mediante esfuerzo	0,10 - 0,25
S4	Arcilla rigida	Puede ser penetrada con el pulgar mediante un gran esfuerzo.	0,25 - 0,50
S5	Arcilla muy rigida	Rayable con la uña.	> 0,50
S6	Arcilla muy dura	Dificilmente rayable con la uña.	
<hr/>			
R0	Roca extremadamente blanda.	Rayable con la uña.	0,25 - 1,0
R1	Roca muy blanda	Se desmorona con la punta del martillo de geólogo	1,0 - 5,0
R2	Roca blanda	Penetrable con la navaja	5,0 - 25
R3	Roca medianamente fuerte	No penetrable con la navaja pero se rompe con un solo martillo.	
R4	Roca fuerte	Se rompe con varios martillazos.	50 - 100
R5	Roca muy fuerte	Se rompe con muchos martillazos.	100 - 250
R6	Roca extremadamente fuerte.	No se puede romper a martillazos	> 250

FIG. 12 - DETERMINACION EMPIRICA DE LA RESISTENCIA A COMPRESION SIMPLE DE LOS LABIOS DE UNA JUNTA.

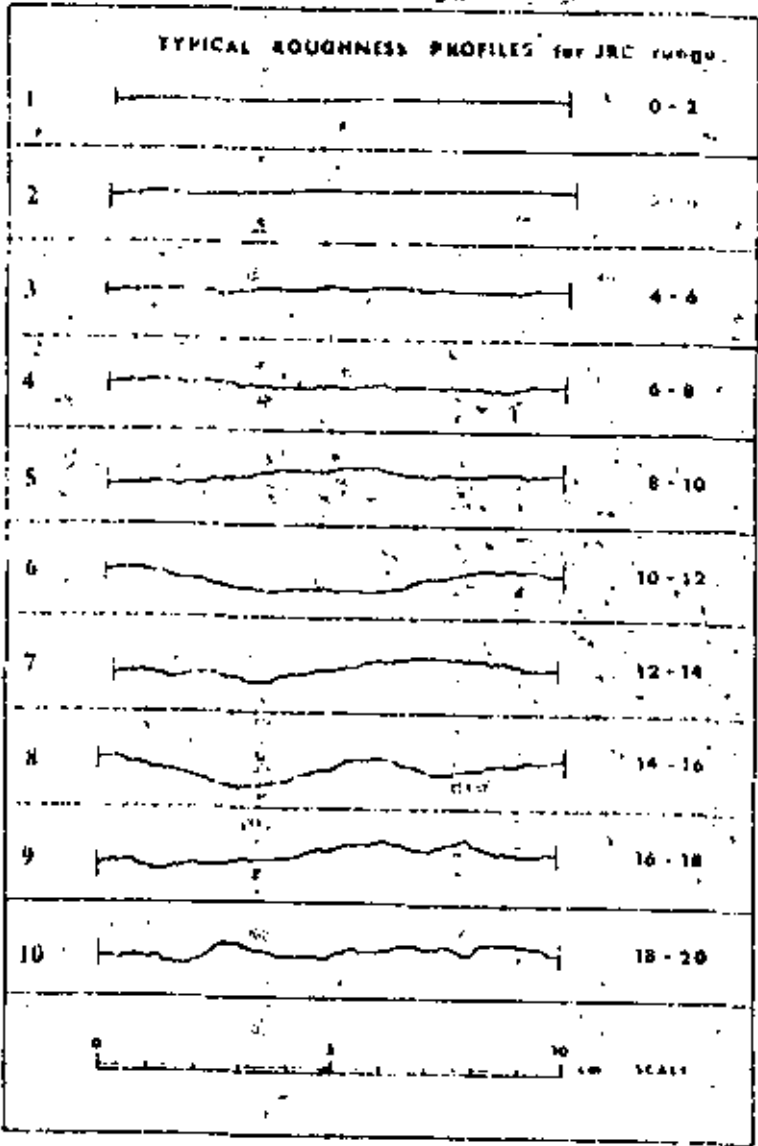


Fig. N°13 Estimación de JRC

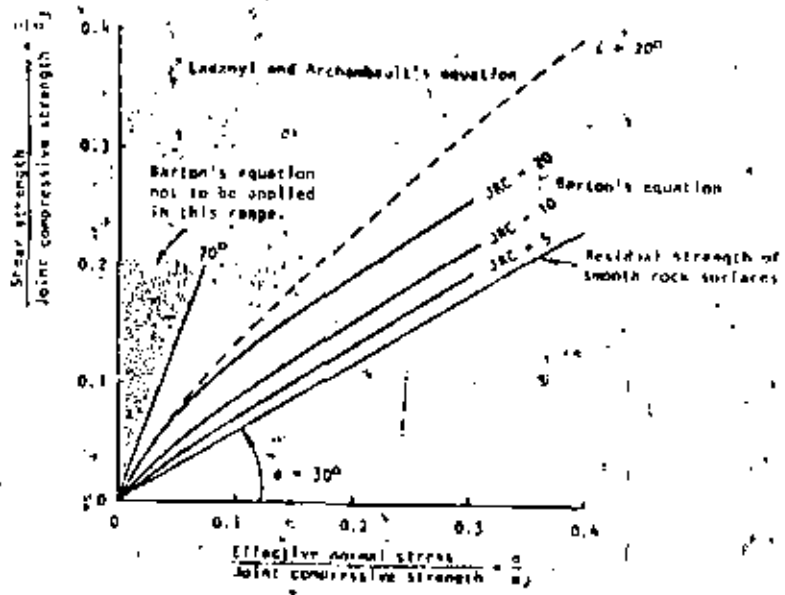
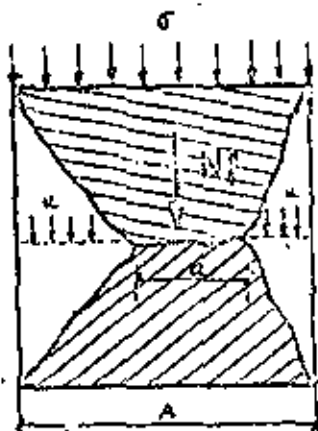


Fig. N°14 Ecuación de Barton - Choubey



$$\sigma A = N' + \mu (A - e)$$

$$\sigma = \frac{N'}{A} + \mu \left( \frac{A - e}{A} \right)$$

$$\sigma' = \frac{N'}{A}$$

$$\sigma' = \frac{e}{A} \rightarrow 0$$

$$\sigma = \sigma' + \mu$$

TERZAGHI

Fig. N° 15 Ley de tensiones efectivas

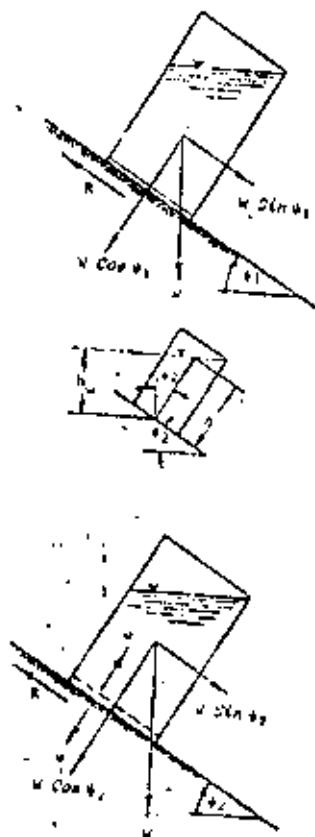


Fig. N°16 Influencia del agua en el equilibrio de una  
 lata de cerveza.

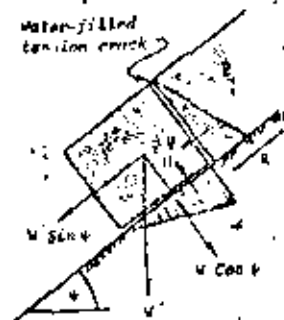


Fig. N°17 Influencia del agua en el equilibrio de un bloque de roca

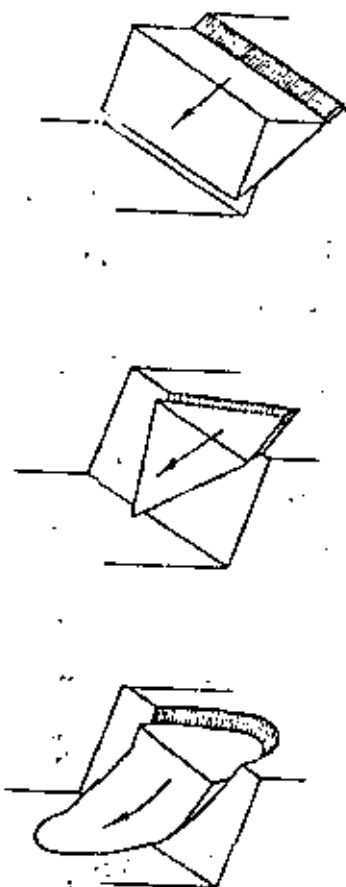


Fig. 22 Tipos de rotura

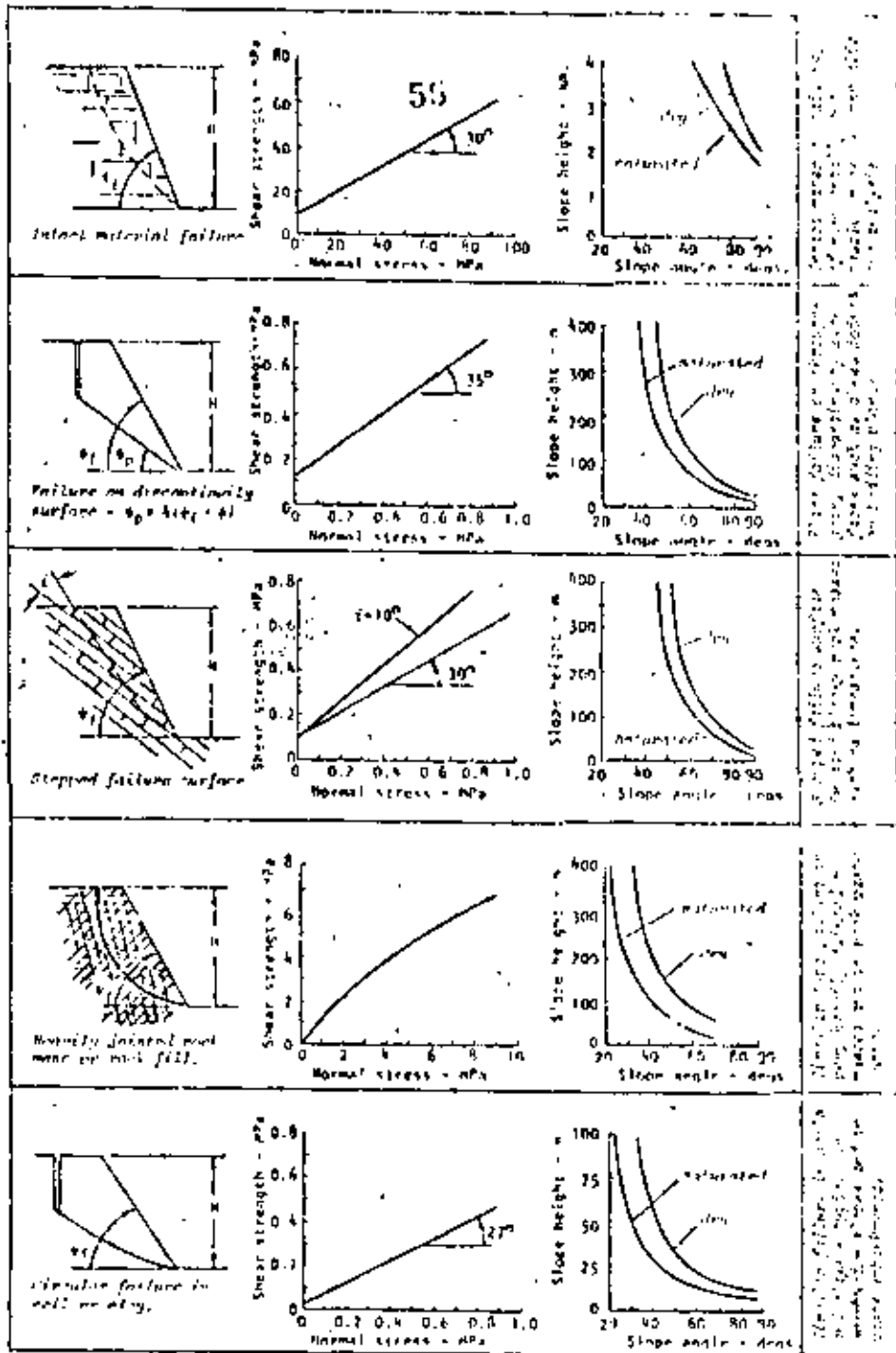


Fig. N°23 Características de los tipos de rotura



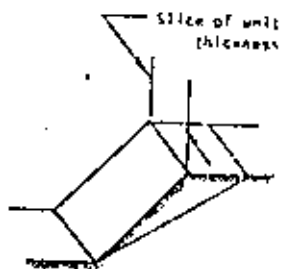
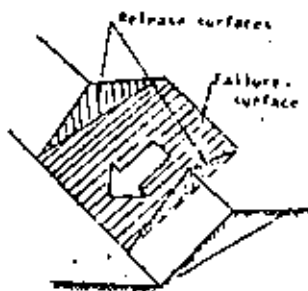
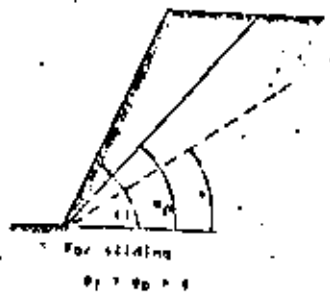
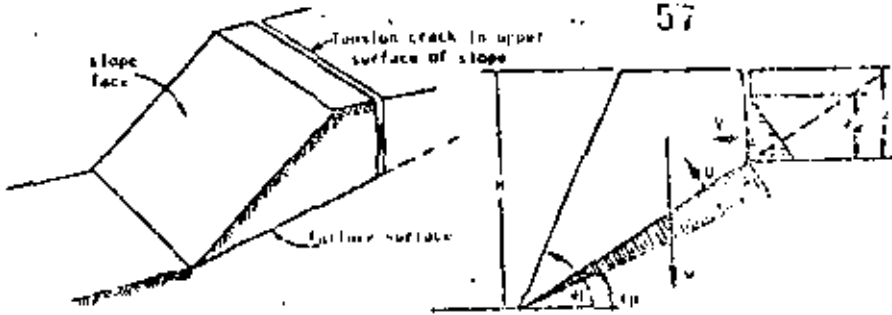
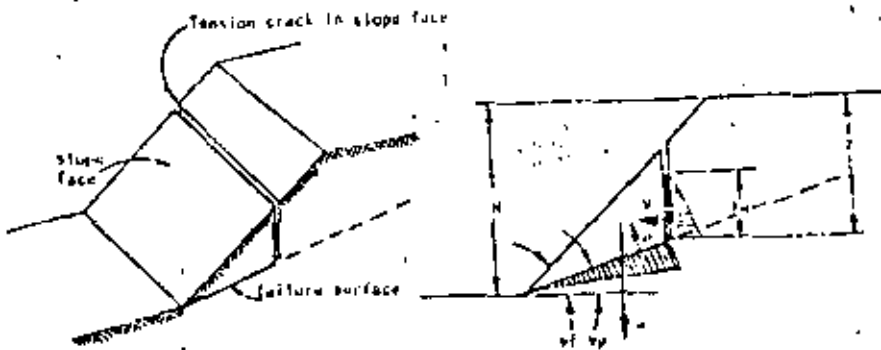


Fig. N°25 Rotura plana



A. Grieta de tracción en la cresta del talud



B. Grieta de tracción en la cara del talud

Fig. N°29 Modelización de la rotura plana

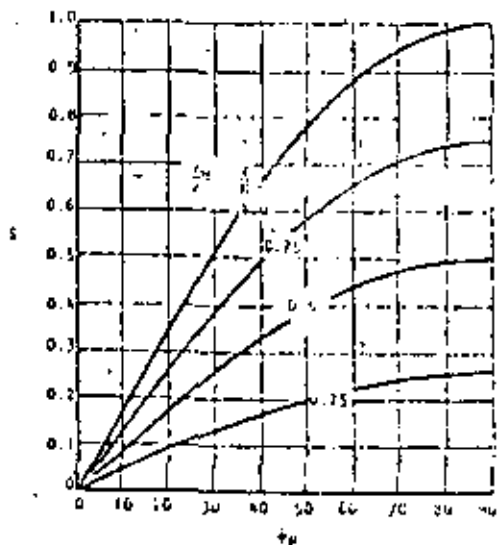
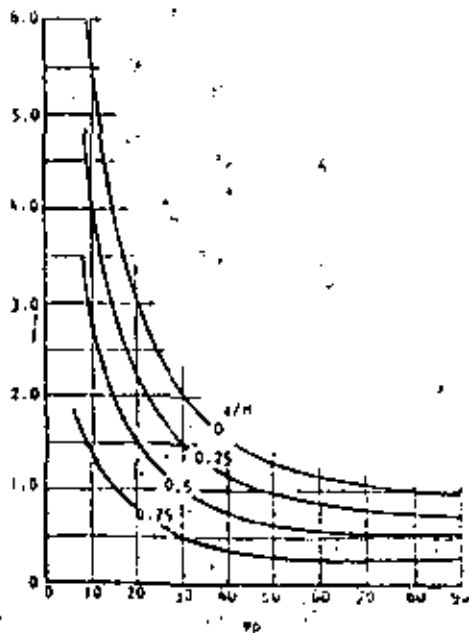
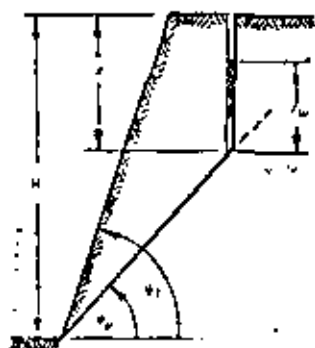
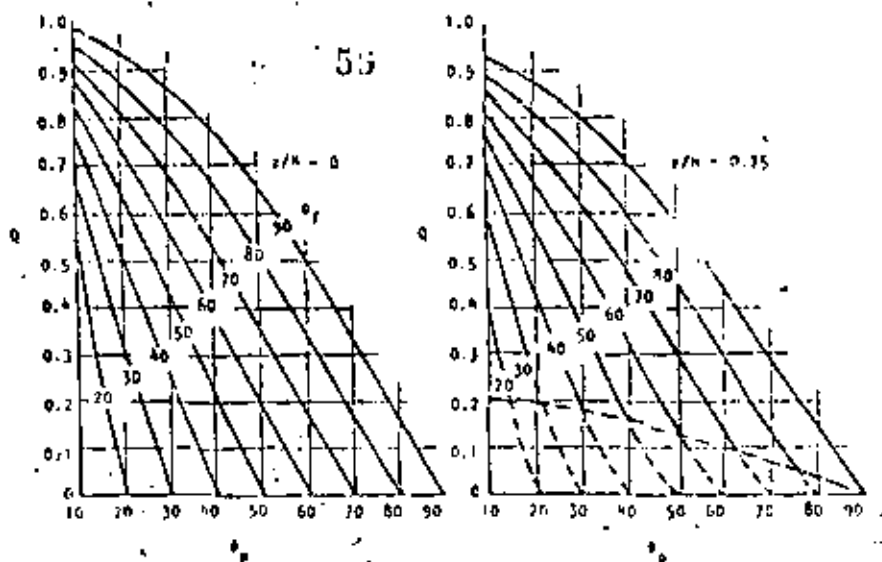


Fig. N°30 Abaco para determinar P y S en el análisis rápido de la rotura



*Nota:*  
 Dashed lines refer to tension cracks  
 in slope face.

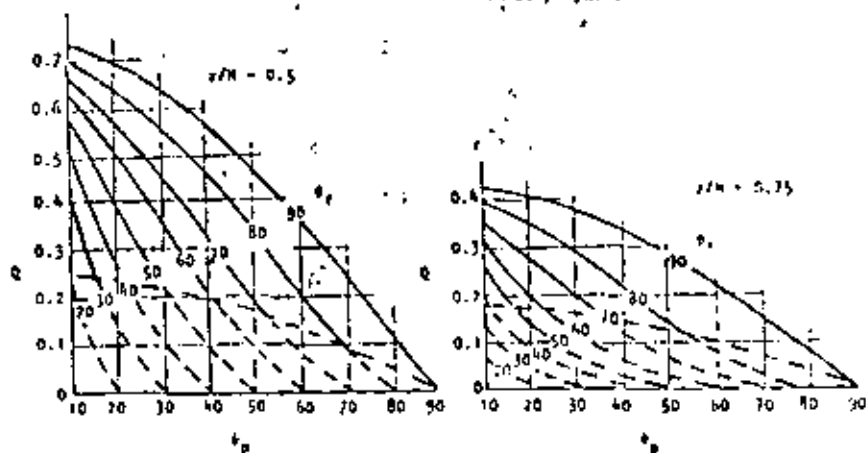


Fig. N° 31 Abaco para determinar  $Q$  en el análisis rápido de la rotura plana

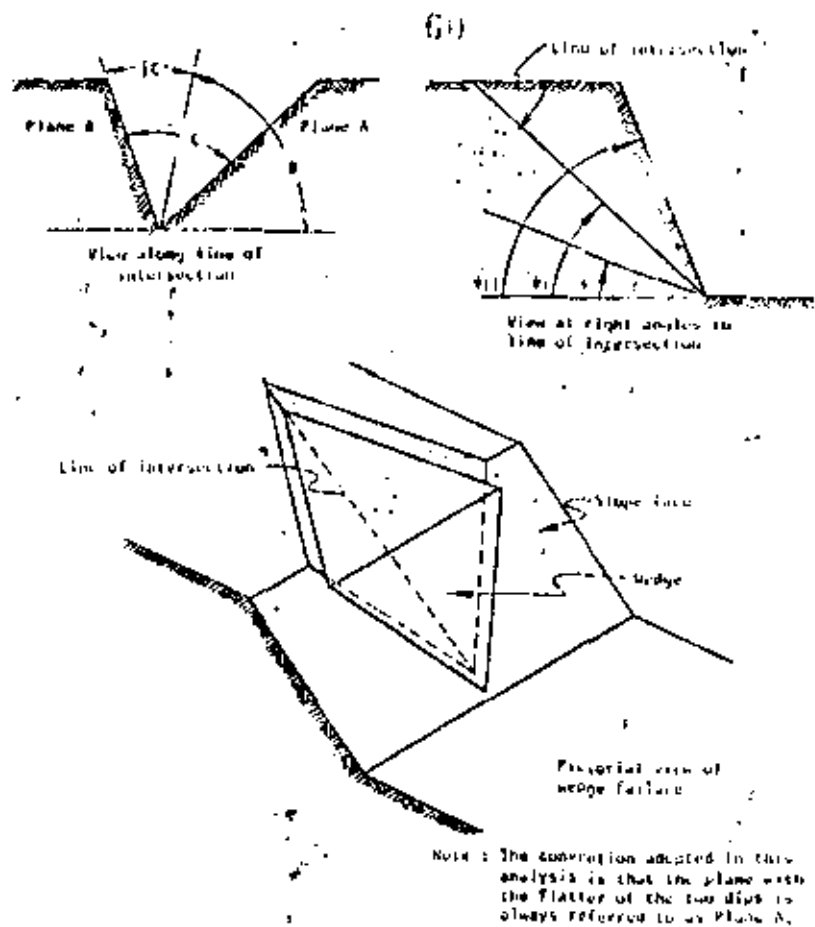


Fig. N°33 Modelización de la rotura en cuña

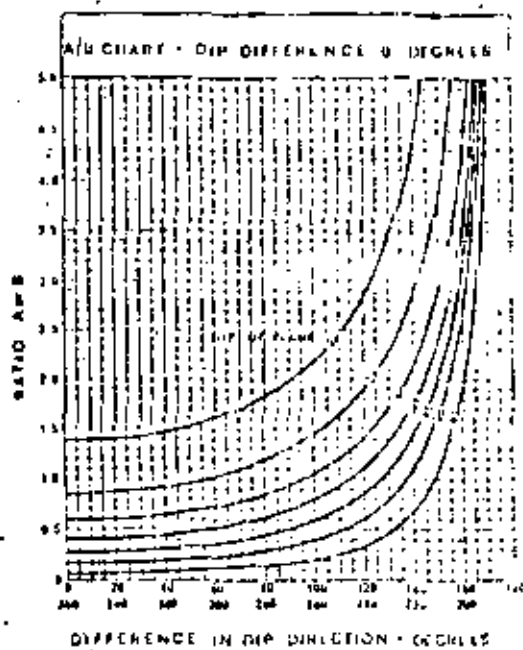
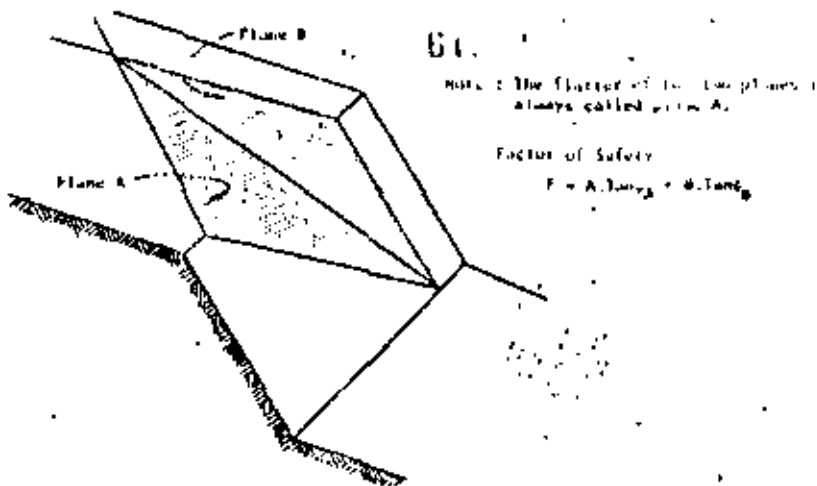


Fig. N°34 Análisis rápido de cuñas  
 Abaco para planos de igual inclinación

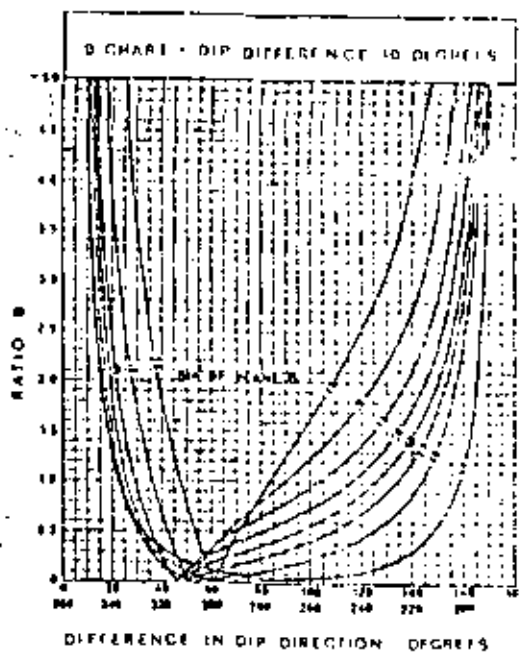
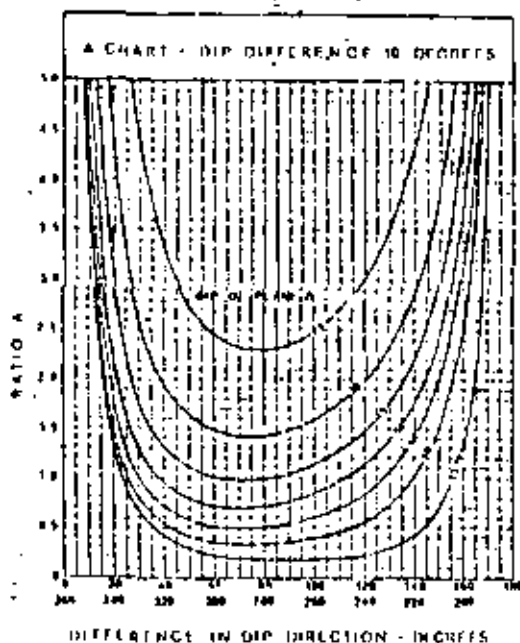


Fig. N°35 Análisis rápido de cuñas

Abaco para diferencia de inclinación de 10 grados

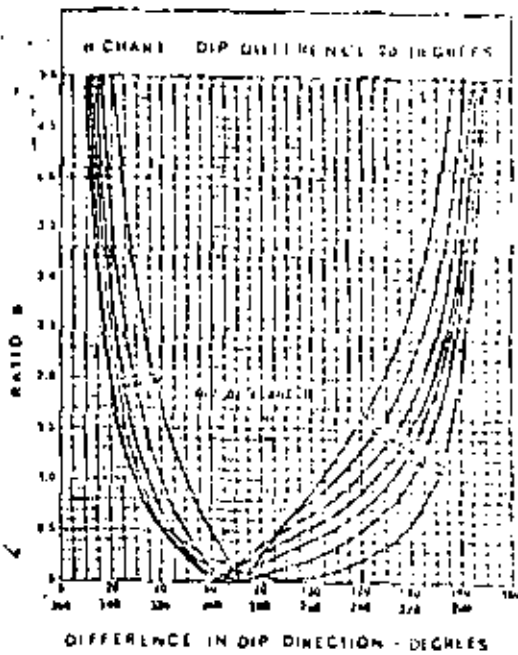
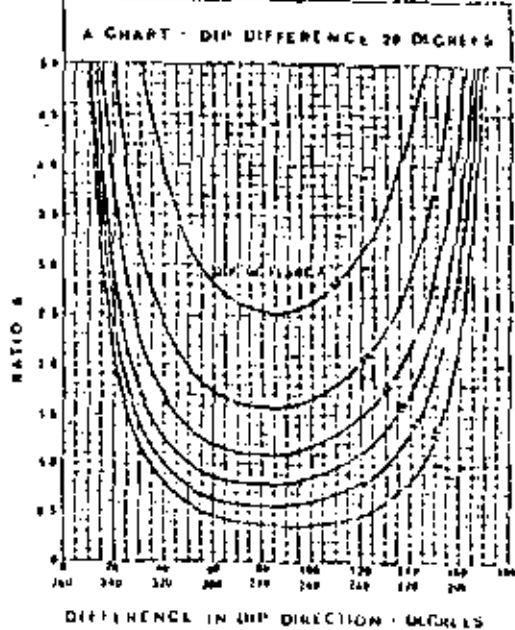


Fig. N°36 Análisis rápido de cuñas  
 Abaco para diferencia de inclinaciones de 20 grados



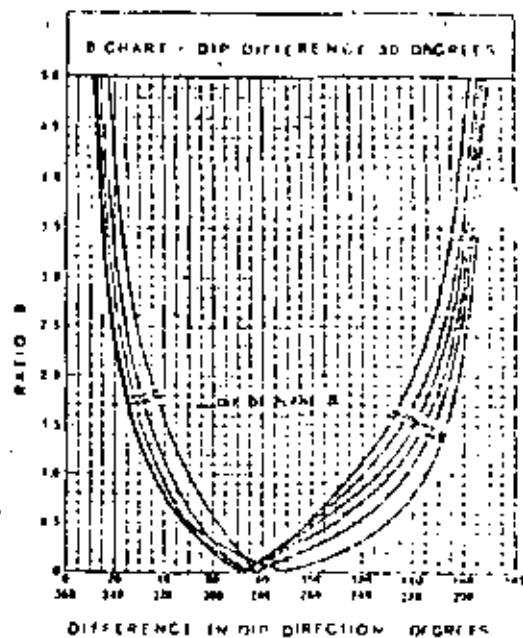
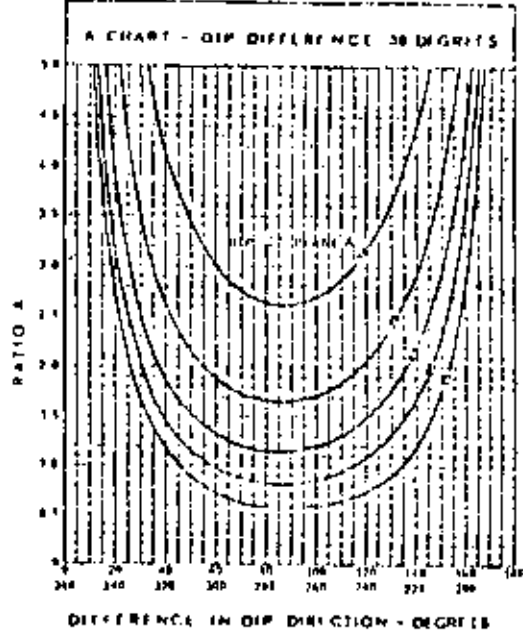


Fig. N°37 Análisis rápido de cuñas

Abaco para diferencia de inclinaciones de 30 grados

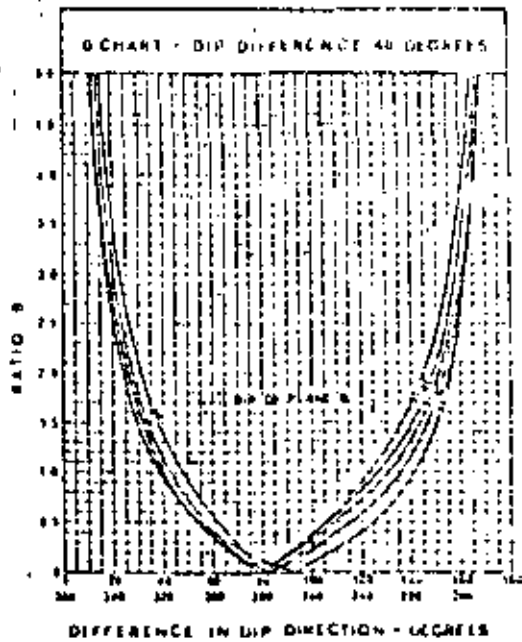
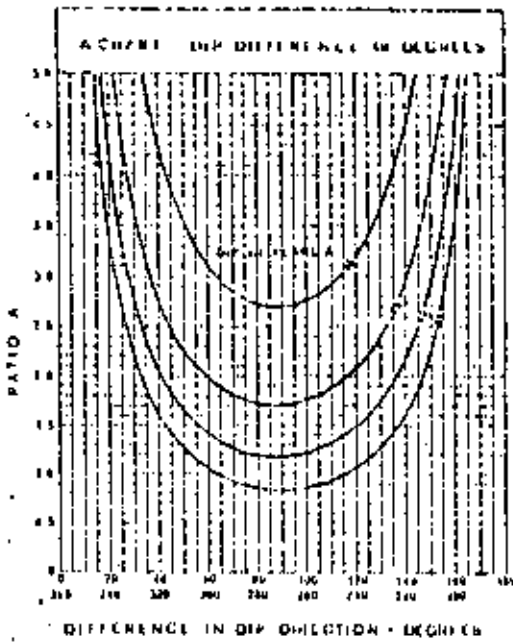


Fig. N°38 Análisis rápido de cuñas.

Abaco para diferencia de inclinaciones de 40 grados.

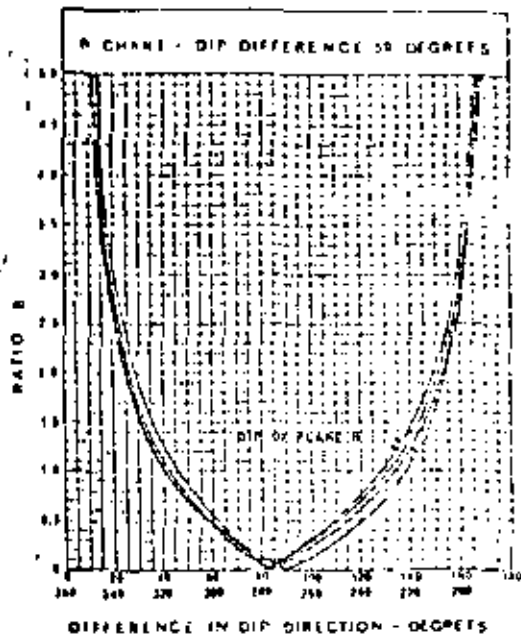
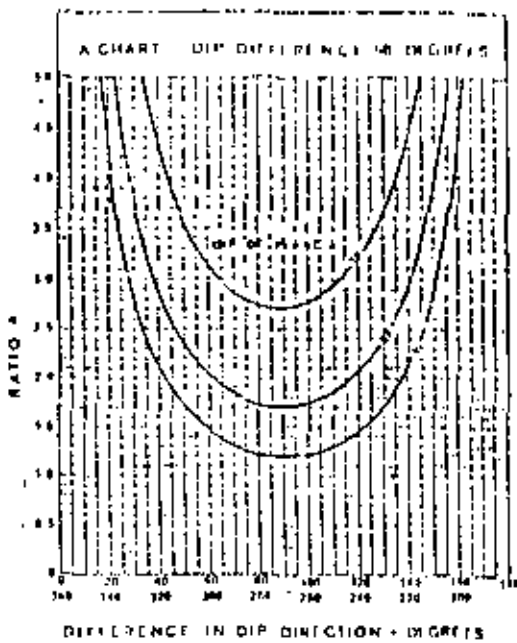


Fig. N°39 Análisis rápido de cuñas

Abaco para diferencia de inclinaciones de 50 grados

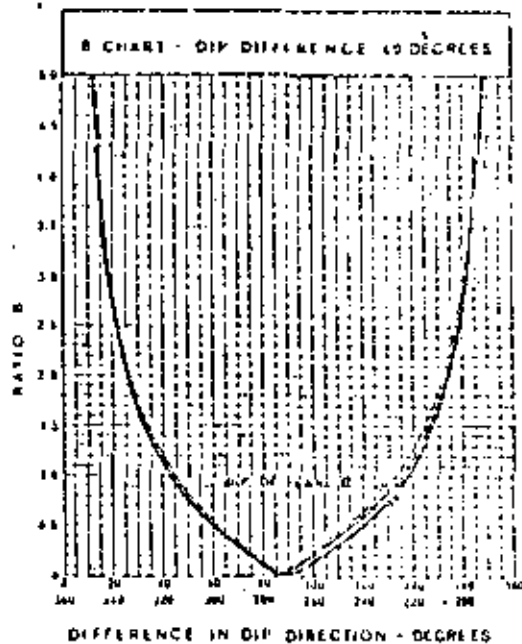
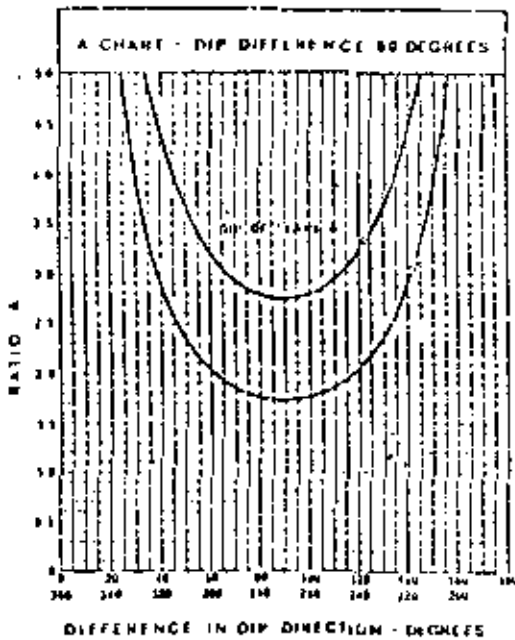


Fig. N°40 Análisis rápido de cuñas

Abaco para diferencia de inclinaciones de 60 grados

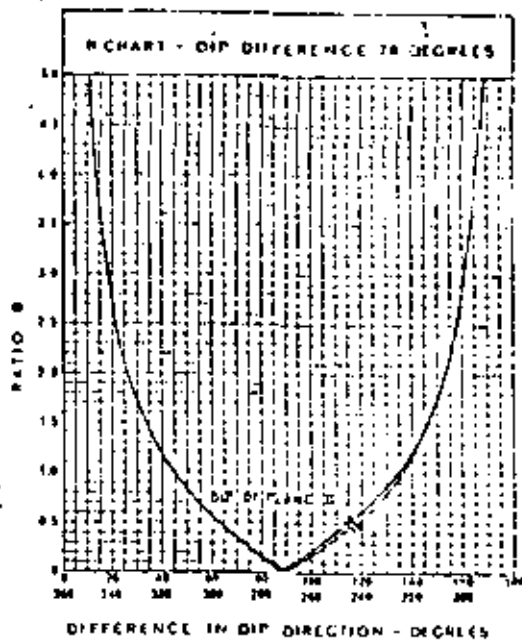
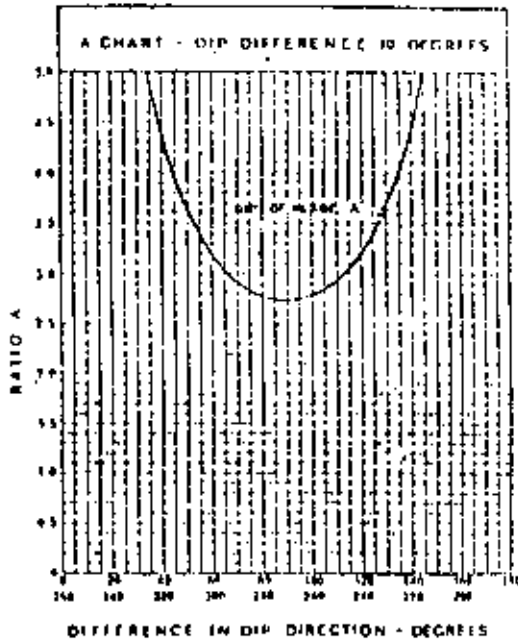


Fig. N°41 Análisis rápido de cuñas

Abaco para diferencia de inclinaciones de 70 grados

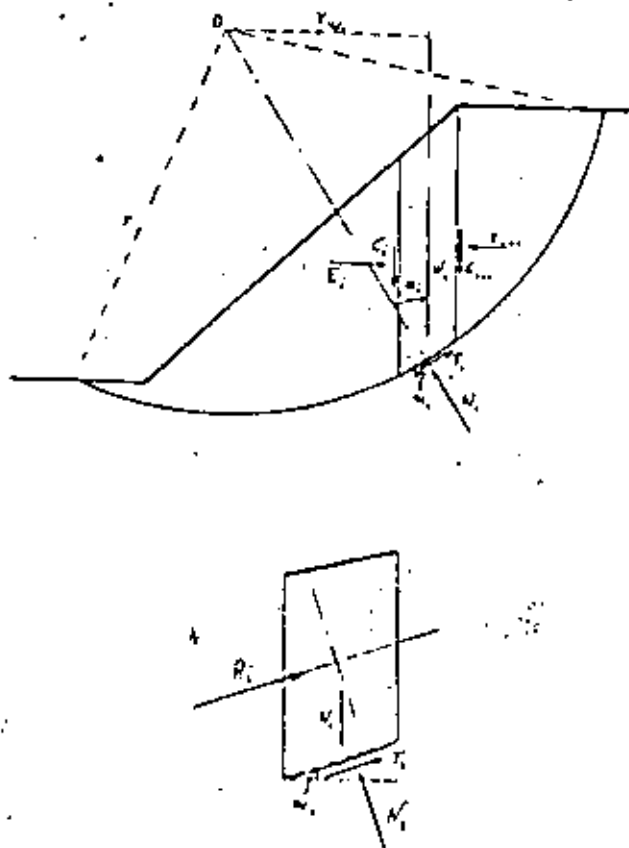


Fig. no. 45 Análisis circular de Pellonius. May.

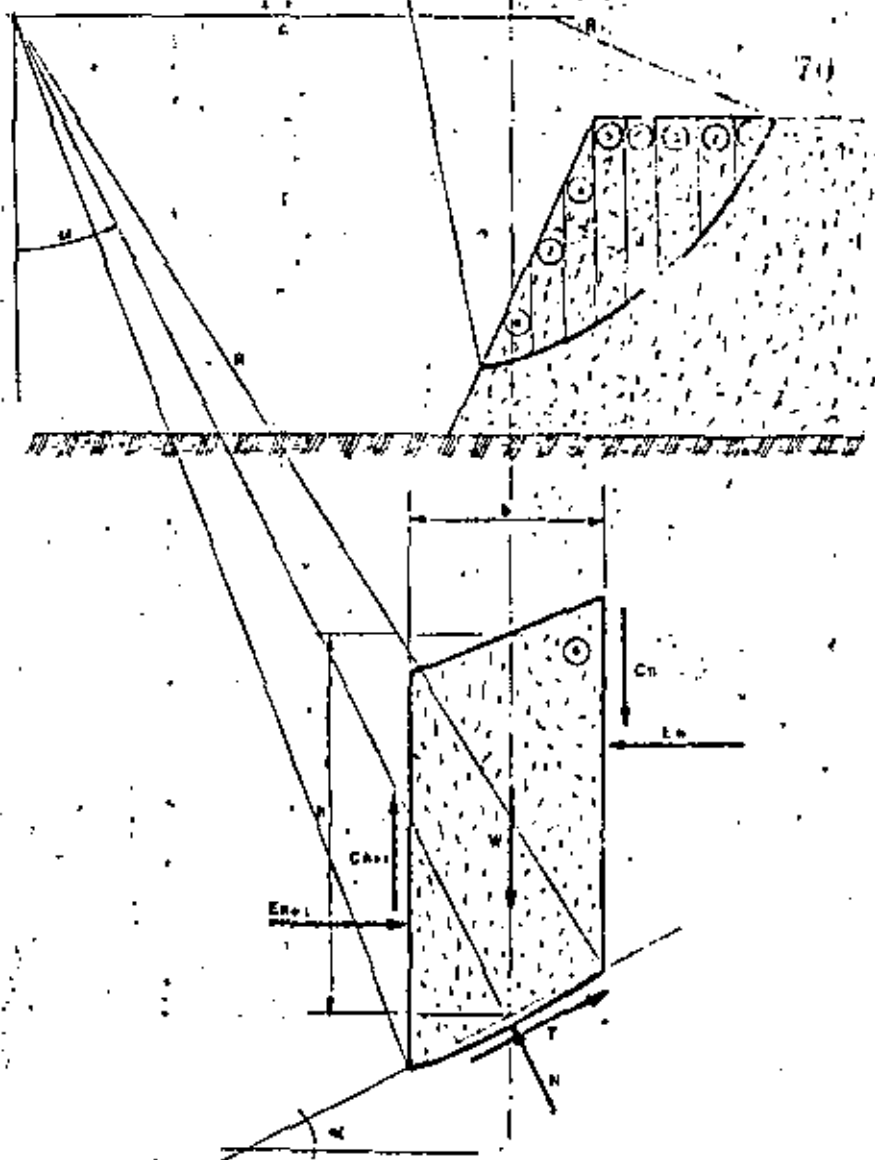


Fig. 46 - ANALISIS DE LA ROTURA CIRCULAR  
SEGUN BISHOP

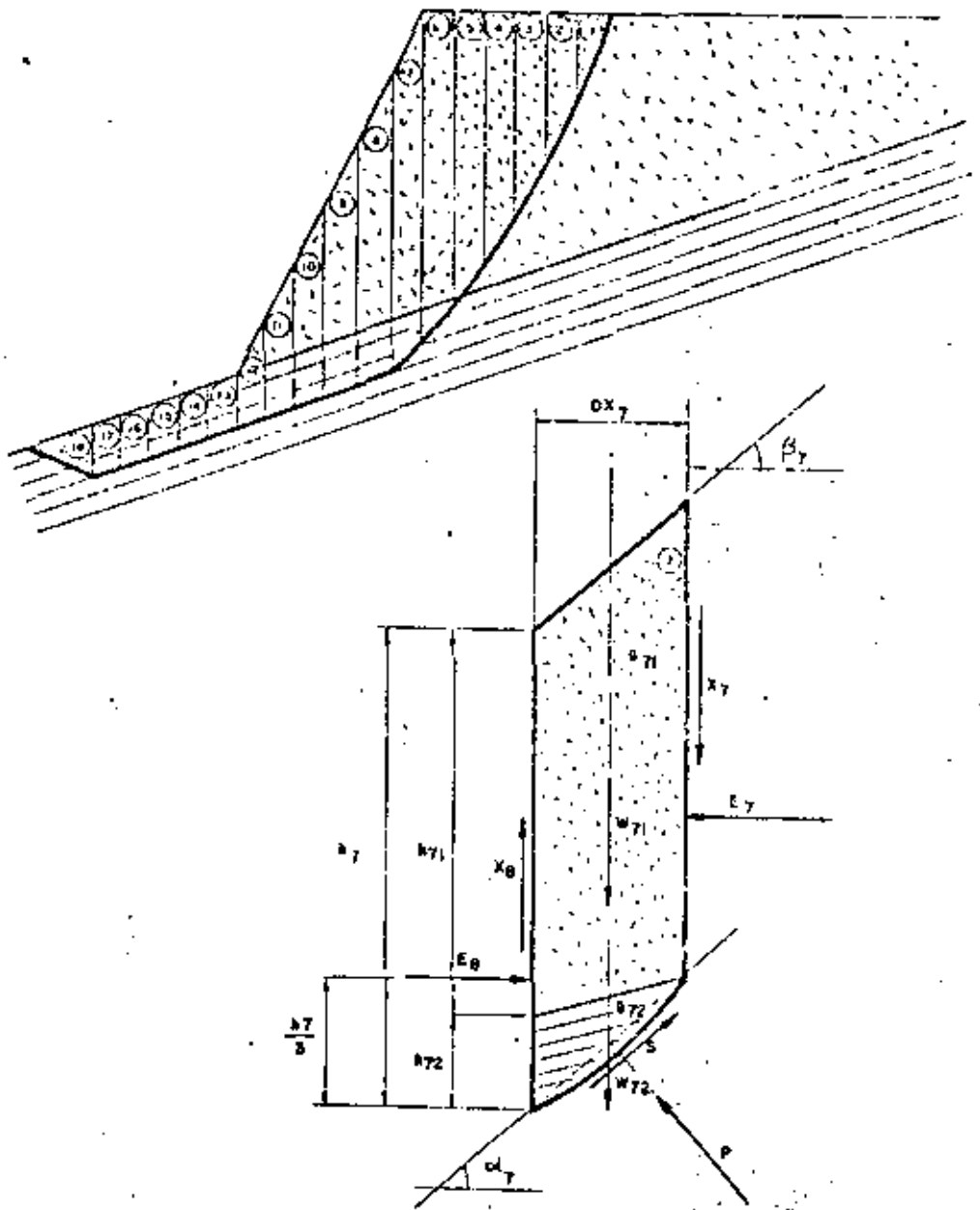


Fig.47 = ANALISIS DE JANBU



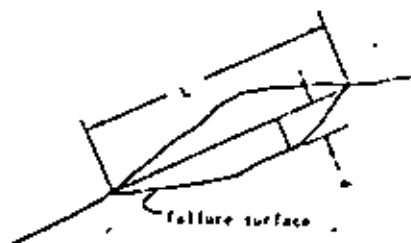
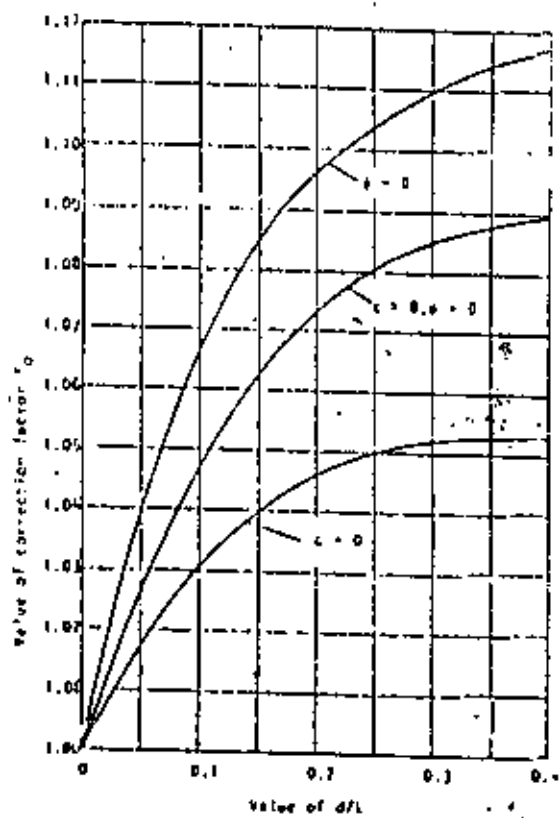
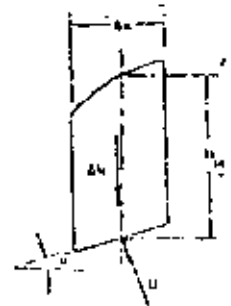
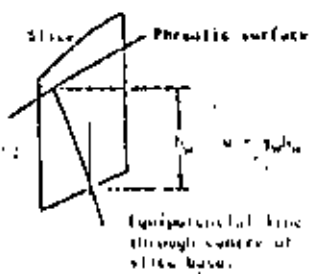
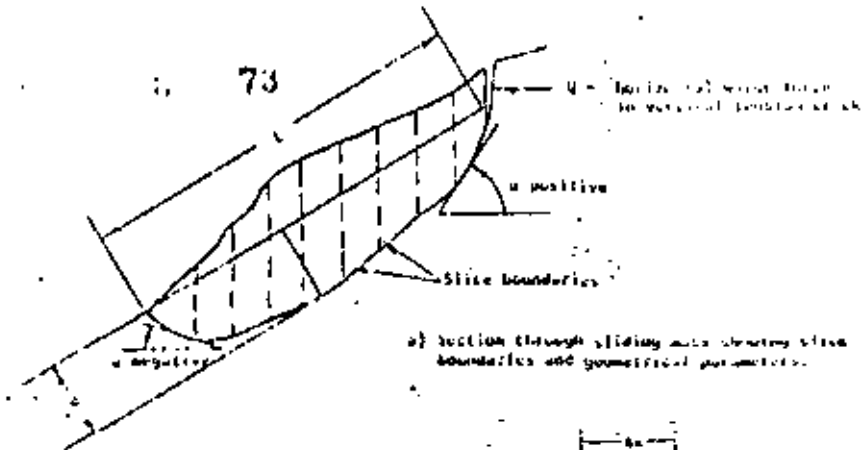


Fig. no. 48 Factor de corrección de JANBU.



Symbols

- $f_{cu}$  - correction factor (Figure 114)
- $g_u$  - geometrical functions (Figures 114a and 114b)
- $c$  - cohesion strength
- $\delta$  - angle of friction
- $\gamma$  - average weight per unit volume of slice
- $u$  - average water pressure on base of slice
- $l$  - chord length of failure surface
- $d$  - depth of failure surface

Calculation of factor of safety:

$$F = \frac{\sum (c + (\gamma - u) \tan \delta)}{\sum (\gamma \cdot l + u \cdot d)}$$

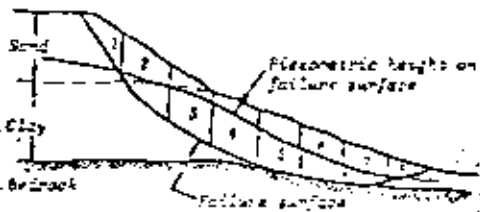
If  $Q$  is zero and  $dx$  is constant

$$F = \frac{\sum (c + (\gamma - u) \tan \delta)}{\sum \gamma \cdot l \cdot dx}$$

Fig. no. 49 Análisis no circular de JANBU.

Soil Clay  
 $\tan \delta = 0.76$   $\tan \phi = 0.577$   
 $c = 0$   $c = 40 \text{ kPa}$   
 $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$   $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

Shear strength of clay/rock interface as for clay



$\beta/L = 0.17$ , hence  $f_0 = 1.065$  from Figure 100, 48

$$F = f_0 \frac{\sum (k/n_s)}{\sum k \tan \delta} \quad \text{where } k = (c + (p-u) \tan \delta) \sec$$

Trial 1: Assume  $F = 1.00$   
 Calculated  $F = (1.065 + 400)/250 = 1.77$

Trial 2: Assume  $F = 1.80$   
 Calculated  $F = (1.065 + 400)/264 = 1.92$

Trial 3: Assume  $F = 1.95$   
 Calculated  $F = (1.065 + 400)/268 = 1.95$

Factor of safety for this failure surface = 1.95

VALUES FROM SECTION										CALCULATIONS		TRIAL 1		TRIAL 2		TRIAL 3	
Slice	a	w	$h_1$	$h_2$	$L$	$W$	$u$	$\tan \delta$	$k \tan \delta$	$k$	$n_s$	$k/n_s$	$n_s$	$k/n_s$	$n_s$	$k/n_s$	
1	50	-	8.0	5.0	77	360	0	0.761	276	276	0.63	433	0.57	526	0.50	548	
2	44	34.30	8.1	6.0	152	972	40	0.577	939	632	0.81	542	0.69	583	0.67	1018	
3	29.5	49.05	7.5	6.0	150	900	40	0.577	509	589	1.00	585	0.89	662	0.89	662	
4	20.5	58.85	7.4	6.0	146	868	40	0.577	372	548	1.07	512	0.98	558	0.97	565	
5	15.0	69.25	7.1	6.0	142	852	40	0.577	222	562	1.07	525	1.01	556	1.01	556	
6	9.5	79.75	6.0	5.0	120	720	40	0.577	120	528	1.05	498	1.02	518	1.0	515	
7	3.5	89.20	5.5	5.0	73	450	40	0.577	31	481	1.21	408	1.02	474	0.9	458	
8	-12	-	5.0	5.0	60	300	40	0.577	-19	443	1.15	387	0.92	421	0.92	421	
										$\sum k \tan \delta = 4026.9$		$\sum (k/n_s) = 4400$		4796		4818	

Fig. no. 50. Ejemplo de aplicación para el método de JANSEN.

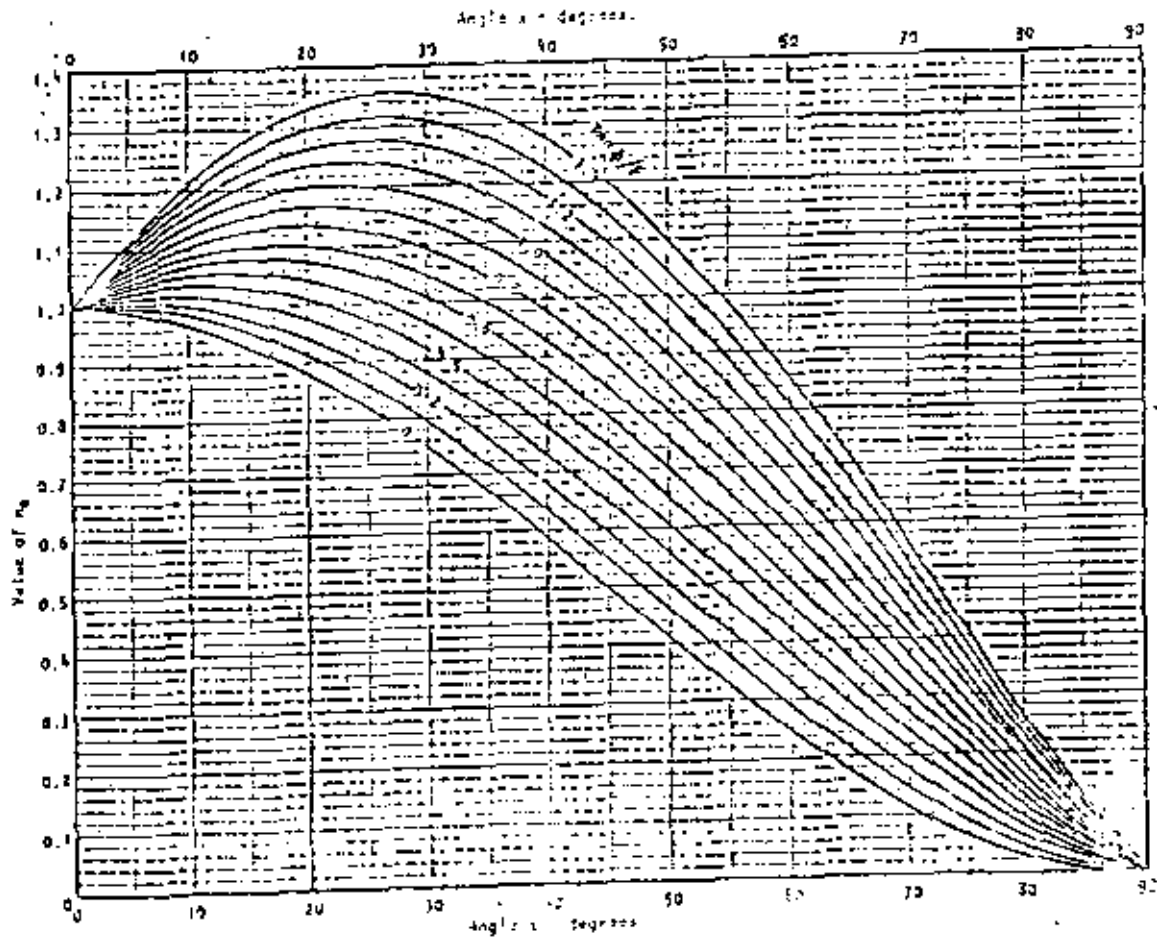


Fig. no. 50(1) ABICO para determinar  $n_g$  (positivo).

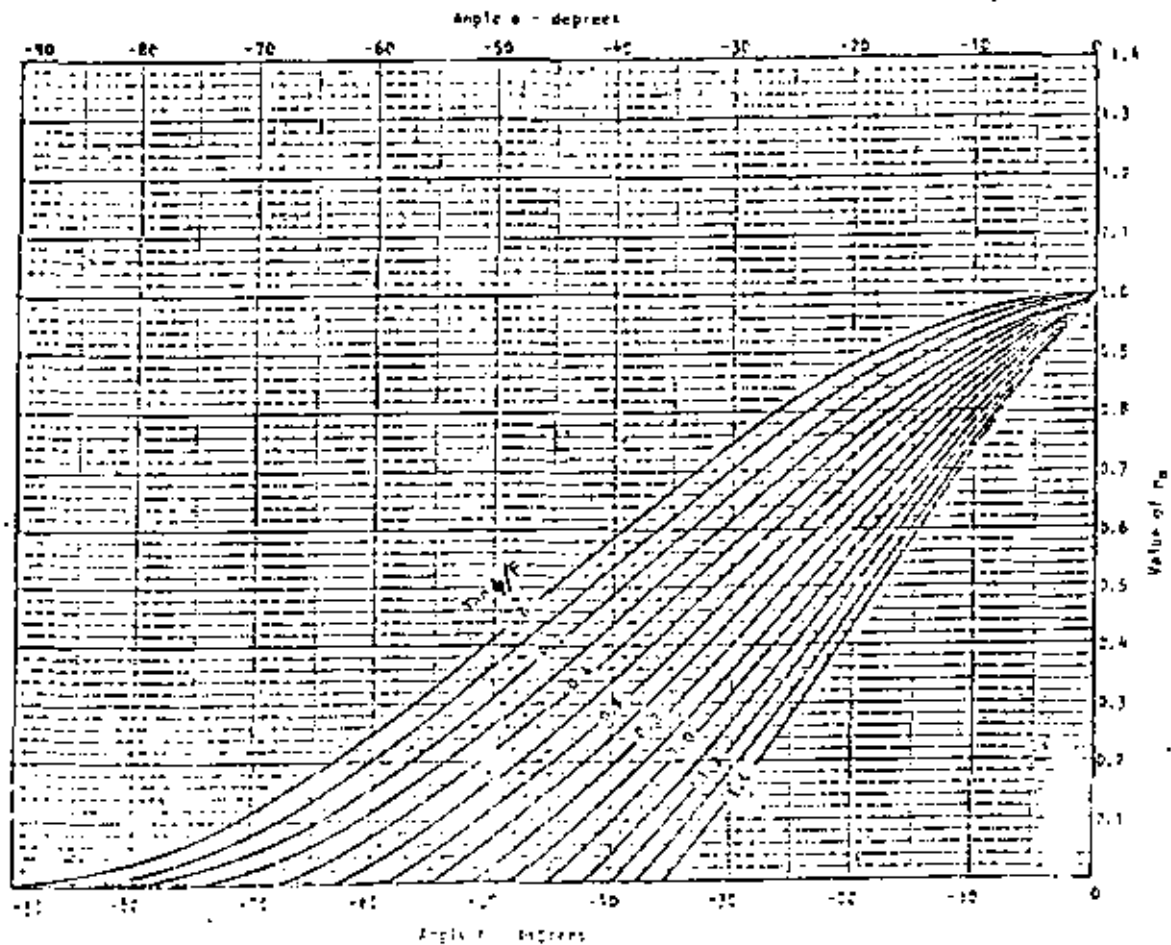


Fig. no. 58 (2) used para determining  $n_b$  ( $\alpha$  negative).

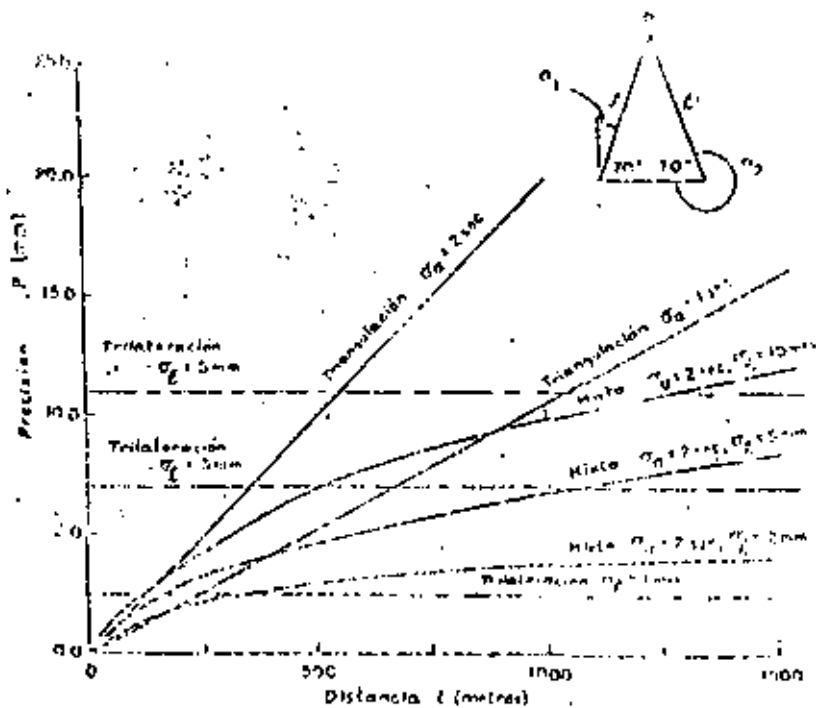


Fig. 55

PRECISION EN LA LOCALIZACION DE P POR TRIANGULACION; TRILATERACION Y TRIANGULATERACION ( $\sigma_\alpha$  = ERROR ANGULAR DE OBSERVACION,  $\sigma_l$  = ERROR LONGITUDINAL DE OBSERVACION (SEGUN ASHENBART)).

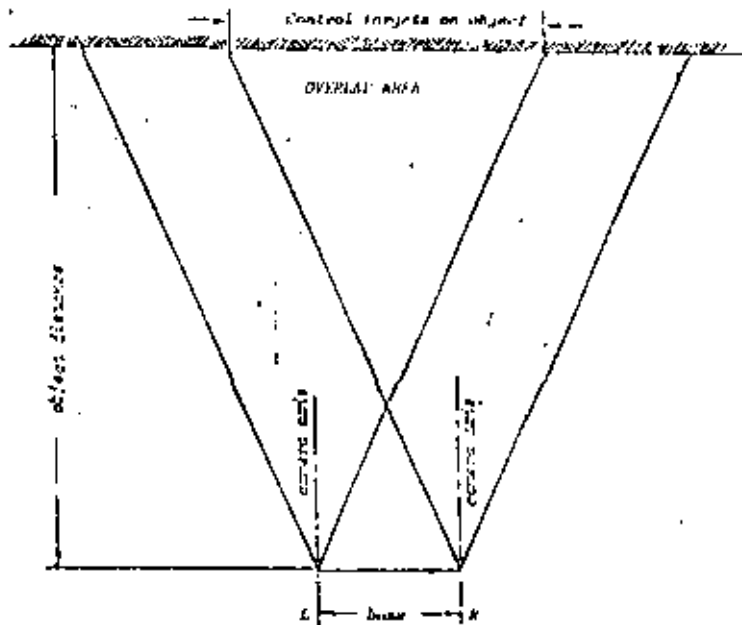


Fig. no. 56 Obtención de un par estereográfico.

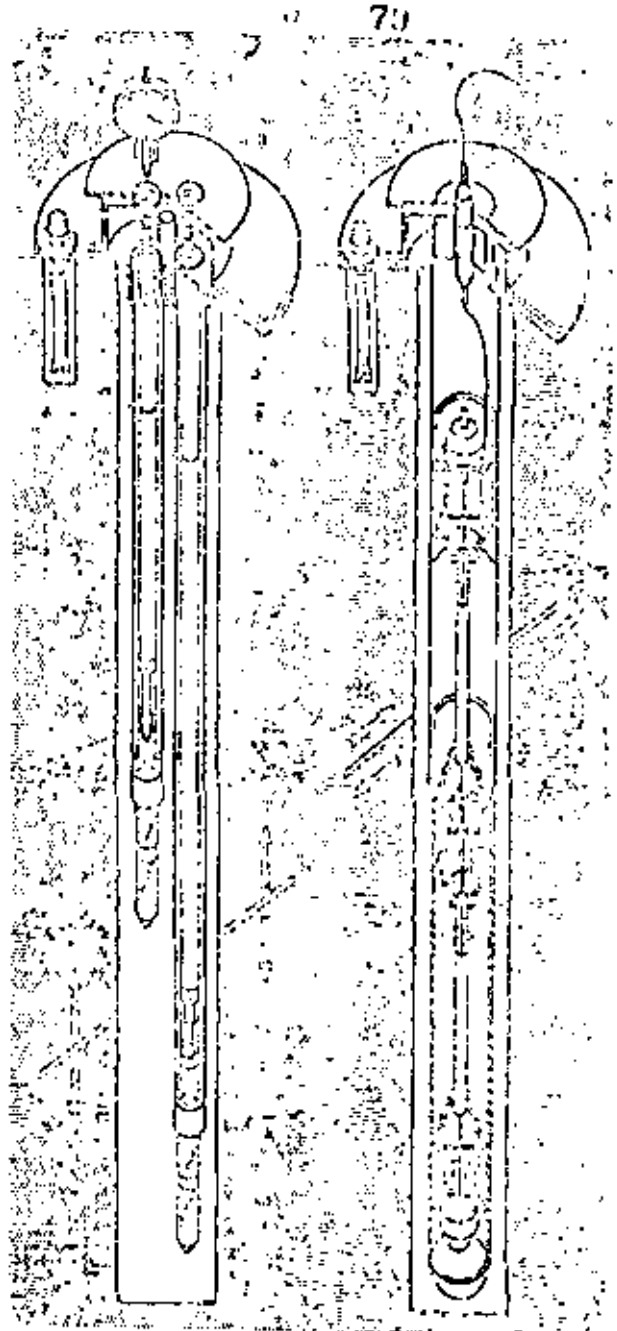


Fig. no. 57 Medidas de deformaciones axiales y transversales.



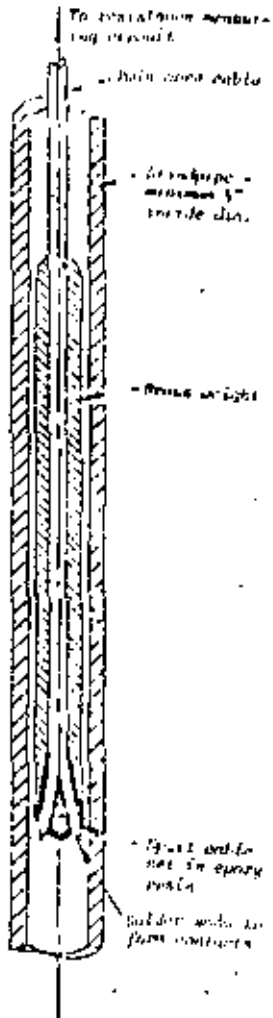
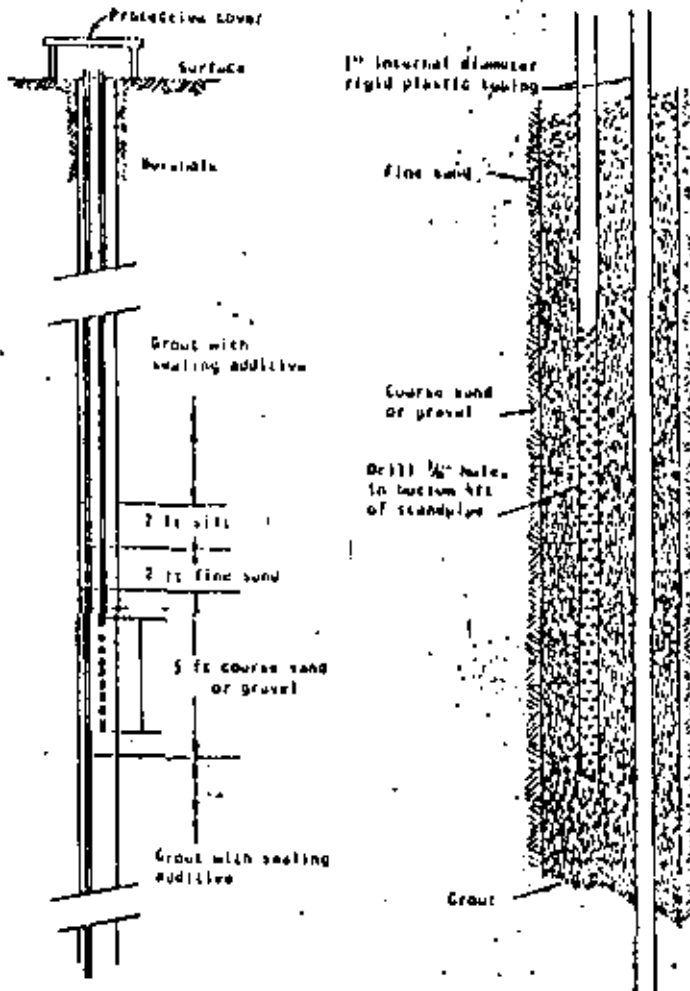
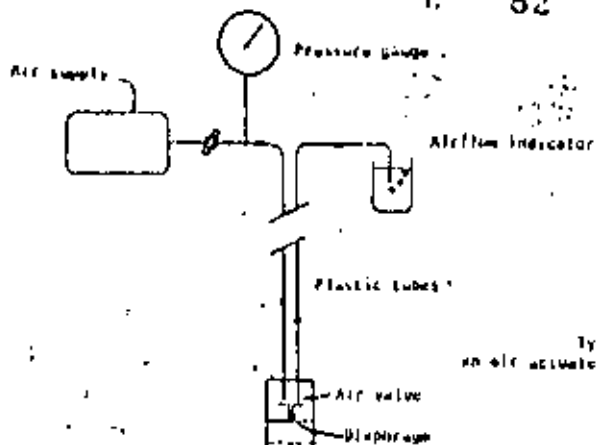


Fig. no. 60 Detector elemental del nivel de agua.



Note: The two sealing layers of fine sand and silt above the piezometer section can be replaced by bentonite pellets which form a gel in contact with water and form an effective seal. Bentonite is available commercially as "Pulsarite" from Kalkene Ltd., London, W.C.2, Canada.

Fig. no. 61 Piezómetro abierto.



Model P-100 Pneumatic Piezometer and Model C-102 read-out unit manufactured by Fine Instrument Company Inc., Seattle.  
Piezometer measures 1" & 2" (25mm & 50mm).

Fig. no. 62 Piezómetro neumático.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION**

**USO DEL STEREOEPI PARA ESTUDIAR LA ESTABILIDAD DE ROCAS FRACTURADAS**

**MAYO, 1983**

I

2. PROPIEDADES DE LAS PROYECCIONES ESFERICAS:

1.1. General.

La orientación de un plano en el espacio, definida por su rumbo y manteo, se representa mediante la intersección de dicho plano con una esfera de referencia a través de cuyo centro pasa el plano en cuestión. Para determinar esta línea de intersección en el espacio, es necesario proyectarla sobre el plano ecuatorial de la esfera. Diferentes métodos de proyección han sido ideados; sin embargo las distorsiones que se producen al proyectar variables tridimensionales en un plano bidimensional no han sido resueltas. Para evitar estos problemas dos tipos diferentes de proyecciones se usan en geología estructural. La cristalografía y estabilidad de taludes es deseable usar el método de proyecciones ideados por Wulff ya que en este las medidas angulares no son distorsionadas. En otros casos, cuando quiere conocer valores estadísticos de densidad y orientación de estructuras geológicas, es importante preservar una correcta representación de áreas y en consecuencia se emplean las proyecciones de Schmidt. La proyección equiangular (Wulff) es el método usado en este estudio.

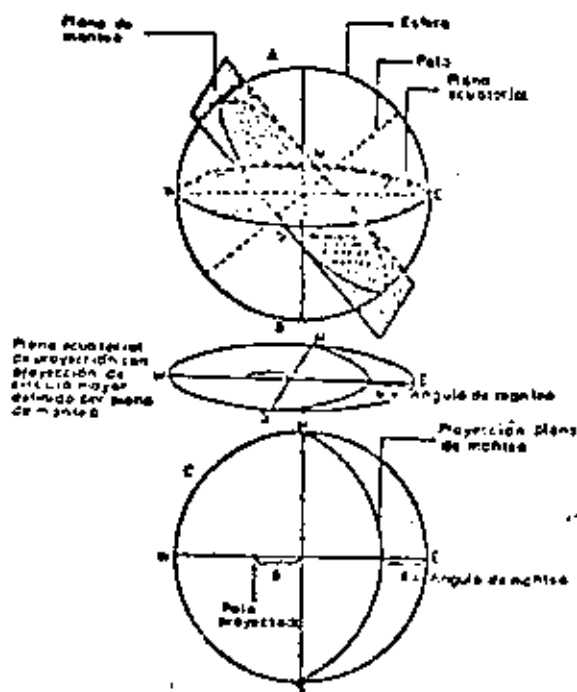


Fig. 1

1.2. Proyección equiangular.

El método de proyecciones Wulff ha sido extensamente explicado en la bibliografía (1,2) y no nos extenderemos en detalles. A modo ilustrativo la Fig. 1 muestra un plano tipo (representación de una falla o fractura geológica) interceptando la esfera imaginaria y su posterior proyección mediante un círculo mayor en el plano ecuatorial. La Figura 2 muestra un diagrama Stereonet obtenido de una proyección equiangular en el hemisferio inferior. En él se representa un plano con rumbo NS inclinado a  $40^\circ$  Oeste y también se indica la posición de un plano con rumbo N  $42^\circ$  E inclinado  $70^\circ$  SE, y la intersección de ambos. Se recomienda que una red de este tipo se dibuje en un plástico transparente tal que por superposición y rotación del transparente se puedan dibujar simultáneamente líneas con diferente manteo y rumbo.

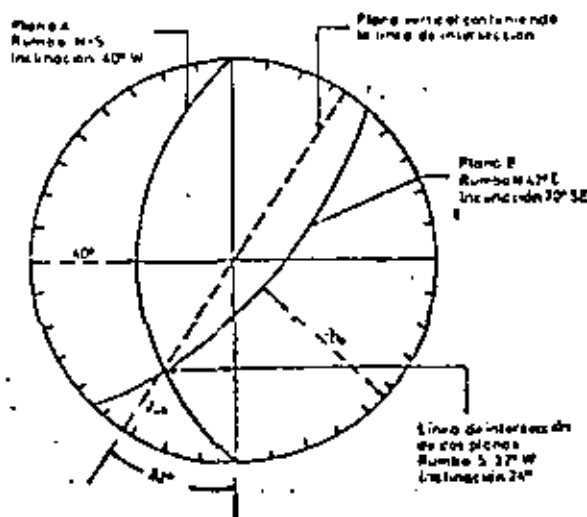


Fig. 2

\*Ing. Jefe del Laboratorio de Mecánica de Rocas, Departamento de Minas, Facultad de Ciencias Físicas Matemáticas, Universidad de Chile.

II. USO DE STERIONET PARA EVALUAR LAS FUERZAS DESLIZANTES Y RESISTENTES PARA UNA CUÑA DE ROCA EN DESLIZAMIENTO POTENCIAL.

El uso de Sterionet en el análisis de estabilidad para rocas fracturadas ha sido descrito por varios autores (3, 4, 5). El método puede ser utilizado para evaluar la estabilidad de una cuña de roca

tridimensional descansando sobre el plano con resistencia friccional. Su aplicación se asemeja al sistema poligonal para sumar fuerzas gráficamente, pero en ese caso sólo la orientación (y no la magnitud) de las fuerzas se determinan directamente con Stericones.

En la Fig. 3 se muestra la orientación de las fuerzas de reacción en el plano de fallamiento

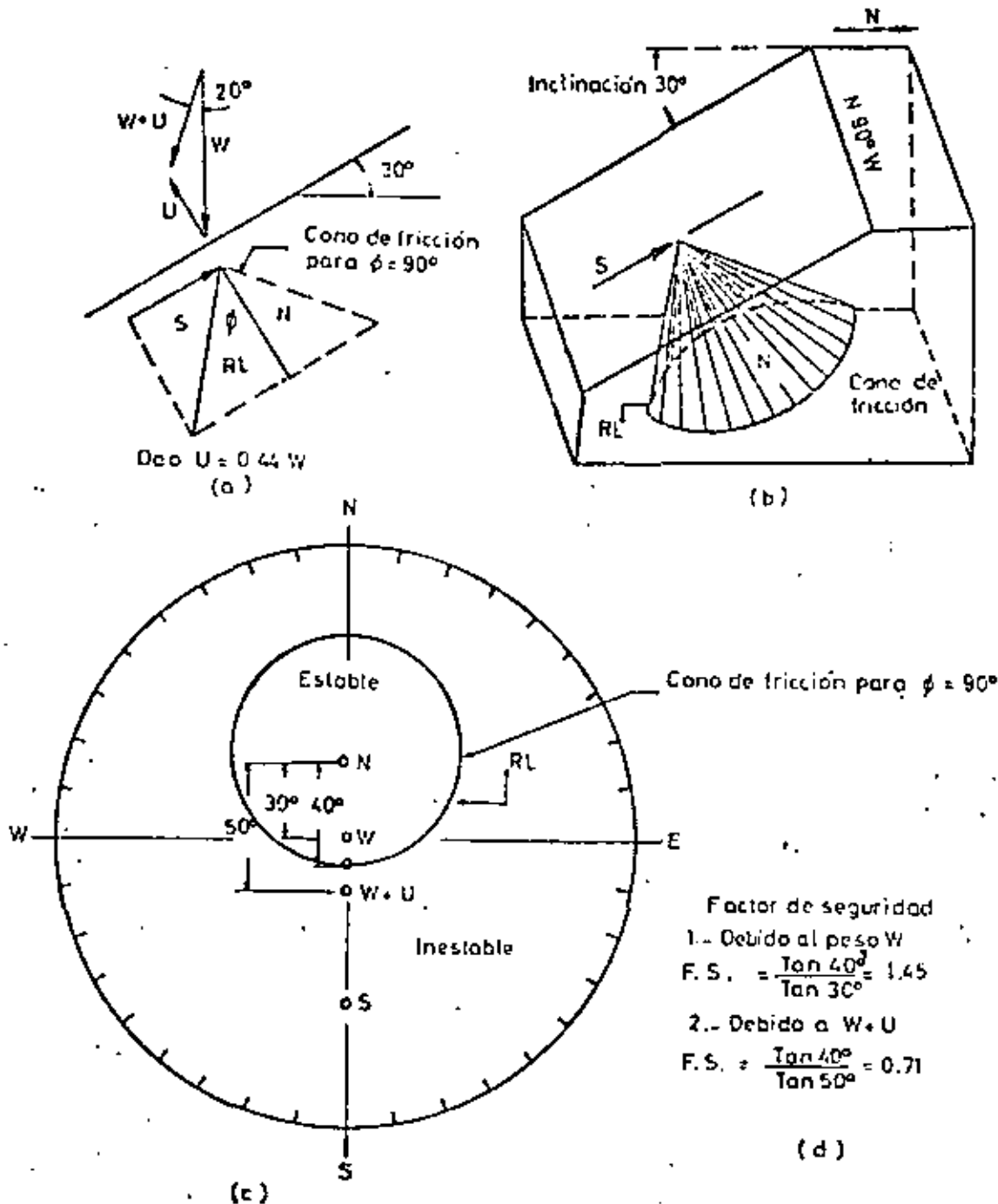


FIG. Nº 3. Deslizamiento en un plano.

para el caso simple de deslizamiento en un plano. El análisis de estabilidad se divide en dos partes. Primero se dibuja en Stereonet la orientación de la reacción de resistencia máxima RL en el plano de fallamiento potencial. En este caso corresponde a la componente resistente definida por el ángulo de fricción interna  $\phi$ , el cual determina un "cono de fricción" ( $\phi$  grados con respecto a la normal al plano). La segunda parte corresponde a la determinación de la orientación de las fuerzas deslizantes actuando en la cuña. Estas fuerzas pueden incluir el peso del material, fuerzas de aceleración, presión de agua en los planos de falla y fuerzas pujantes que se presentan debido a estructuras de superficie (ejemplo apoyos de reprens de agua).

La suma gráfica de vectores se usa con Stereonet para determinar la orientación de la resultante de fuerzas deslizantes, definiéndose con ello zonas de estabilidad e inestabilidad según el ángulo con que actúa la fuerza deslizante resultante. Por ejemplo, si esta fuerza actúa con un ángulo más alejado de la normal, con respecto al plano potencial de falla, que el ángulo de resistencia de reacción máxima  $\phi$  se produce el deslizamiento. Se destaca que la ubicación exacta de las fuerzas no es conocida y la suma de momentos no se efectúa.

En nuestro ejemplo el plano N 90° W ubica su polo sobre la línea NS en Stereonet. Para dibujar el cono de fricción  $\phi = 40^\circ$  es necesario usar el enmarcado de  $40^\circ$  desde N en la red Stereonet. Se observa que N no está en el centro del círculo formado por el cono de fricción.

En la Fig. 3 se han estudiado dos casos posibles. En el primero la cuña de roca está solicitada por su propio peso W que se representa en el centro de Stereonet y por lo tanto dentro de la zona estable delimitada por el cono de fricción. El factor de seguridad para este caso es 1.42. En el segundo, se ha supuesto una presión de poro U, equivalente a 0.41 W lo que ha desviado la resultante W + U en 20° fuera de la vertical. Esto en Stereonet significa quedar fuera de la zona estable con un factor de seguridad 0.71.

III. ANALISIS DE ESTABILIDAD PARA MULTIPLES SISTEMAS DE FRACTURAS:

El ejemplo anterior ilustra el caso más sencillo para una cuña de roca deslizante sobre un plano único. El método puede hacerse extensivo a una cuña formada por dos, tres o más planos de deslizamiento. Para múltiples planos Londe<sup>6</sup> y Hendron<sup>7</sup> han planteado varios posibles modos de fallamiento. Para el ejemplo mostrado en Fig. 4 podemos suponer los siguientes modos de fallamiento:

- Deslizamiento cuesta abajo en plano 1.
- Deslizamiento cuesta abajo en plano 2.
- Deslizamiento cuesta abajo en intersección de planos 1 y 2.

Además se presentan las posibilidades teóricas de "levantamiento de la cuña" desde los planos 1 & 2.

III.1. Orientación de la línea de intersección de los planos y fuerza de reacción en el plano de fallamiento.

La orientación de la línea de intersección de los planos representados en la Fig. 4, se obtiene en Stereonet al dibujar los círculos mayores correspondientes a cada plano. Ver Fig. 5. En nuestro ejemplo la línea de intersección está orientada S 27°W con una inclinación 40° desde la horizontal.

Para el caso de deslizamientos solamente en el plano 1, la orientación de RL1 representada por el cono de fricción en el plano 1 define las zonas estables e inestables. Para deslizamientos en la intersección de planos 1 y 2, la orientación de RL1 + RL2 separa las zonas estables e inestables. El límite entre deslizamientos en la línea de intersección y deslizamientos en plano 1 resulta ser el círculo mayor que pasa a través de N1 y S1, siendo estas las fuerzas normales y de cizalla actuando en el plano 1.

El estudio de estabilidad se inicia construyendo los conos de fricción para ambos planos. Ellos quedan determinados a partir de las normales N1 y N2 según se explicó en la Fig. 3c. Para el caso de deslizamientos en la intersección de ambos planos las fuerzas de cizalla S<sub>1</sub> y S<sub>2</sub> actúan en la dirección del deslizamiento siendo ésta paralela a la línea de de intersección. Las fuerzas S<sub>1</sub> y S<sub>2</sub> se dibujan en el mismo punto en Stereonet. Conociendo N y S para cada plano, las fuerzas de reacción respectivas se deducen directamente y con la resultante RL en cada plano actuando en la misma sección que sus respectivas N y S. Por ejemplo, la dirección de las fuerzas de reacción RL1 puede localizarse dibujando un círculo mayor a través de N y S. RL1 se ubica donde este círculo intercepta el cono de fricción a través del plano 1. Conociendo RL1 y RL2 la resultante total del sistema RL1 + RL2 debe actuar en una plano paralelo a RL1 y RL2. En Stereonet este dato se obtiene trazando un círculo mayor a través de RL1 y RL2, y la reacción total se ubicará en algún lugar de este círculo. Sin embargo se observa que su posición exacta dependerá de la orientación de las otras fuerzas deslizantes por considerar, ya que la orientación de estos vectores afecta la magnitud relativa de RL1 y RL2.

III.2. Fuerzas Mínimas requeridas para causar deslizamientos o estabilizar la cuña.

Para causar deslizamientos en la cuña, el vector deslizante resultante debe yacer fuera de las zonas estables y el factor de seguridad debe ser reducido al valor uno. Esquemáticamente ello se consigue

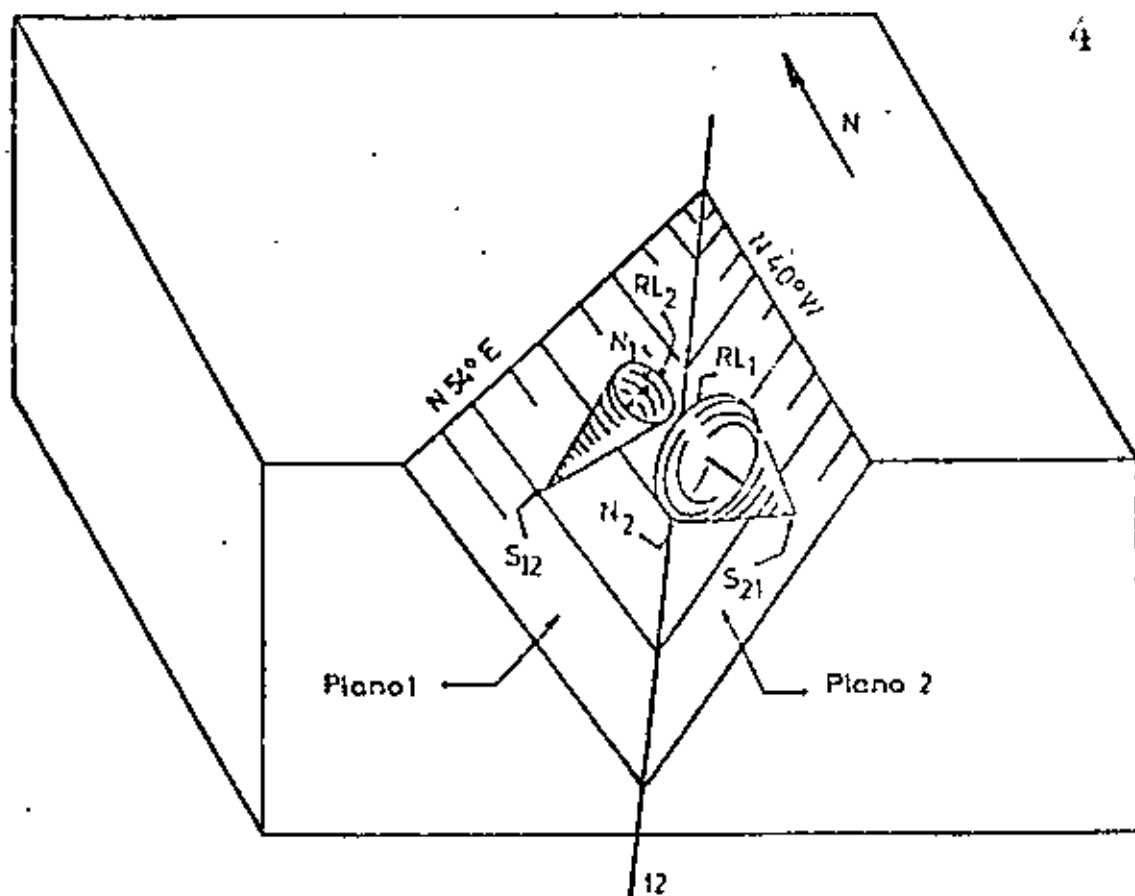


FIG. Nº4... Deslizamiento en dos planos...

mediante una fuerza NW que dibujada en un polígono de fuerza se ubicaría entre la punta del vector existente (vector peso  $W$  en este caso) y perpendicular al plano  $RL1 + RL2$ .

En la Fig. 6 el ángulo entre  $W$  y  $RL1 + RL2$  es cuatro grados. Se observa que el rumbo de la fuerza mínima NW ( $S 40^\circ W$ ) no es el mismo rumbo de la línea de intersección ( $S 27^\circ W$ ). De acuerdo al esquema de fuerza presentado en la Fig. 6 la magnitud de la fuerza mínima requerida para iniciar el deslizamiento es igual a  $0.07 W$  y se orienta al  $S 50^\circ W$  a  $4^\circ$  hacia arriba.

Una vez que se ha estimado la magnitud y dirección de la fuerza que podría causar el deslizamiento es necesario determinar la magnitud y dirección de las fuerzas necesarias para estabilizarla y establecer así el factor de seguridad. La característica de la fuerza estabilizadora dependerá del tipo de escurrimiento observado, por ejemplo:

#### CASO 1.

La cuña de Fig. 3 está solicitada por una fuerza

deslizante  $D$  y escurre potencialmente en el plano 1.

En este caso la orientación  $N1$  y  $D$  es conocida, siendo sólo necesario determinar las características de  $S1$  y  $RL1$ . Los vectores  $S1$  y  $RL1$  actúan dentro de los planos definidos por  $N1$  y  $D$ , su posición se obtiene dibujando un círculo mayor a través de  $N1$  y  $D$  (línea sólida en Fig. 7). Resulta así que  $S1$  se ubica a  $90^\circ$  de  $N1$  y  $RL1$  a  $\phi$  grados de  $N1$  a lo largo del círculo mayor. En el ejemplo, el ángulo entre  $N1$  y  $RL1$  es  $\phi = 20^\circ$ , el ángulo entre  $RL1$  y  $D$  es  $37^\circ$ . El factor de seguridad resultante es:

$$F.S. = \frac{\text{Fuerza de cizalle máxima}}{\text{Fuerza de cizalle movilizada}} =$$

$$\frac{\text{Tang } 20^\circ}{\text{Tang } (20^\circ + 37^\circ)} = 0.24$$

Para este caso el deslizamiento de la cuña será en dirección de las fuerzas de cizalle  $S$ , con incli-



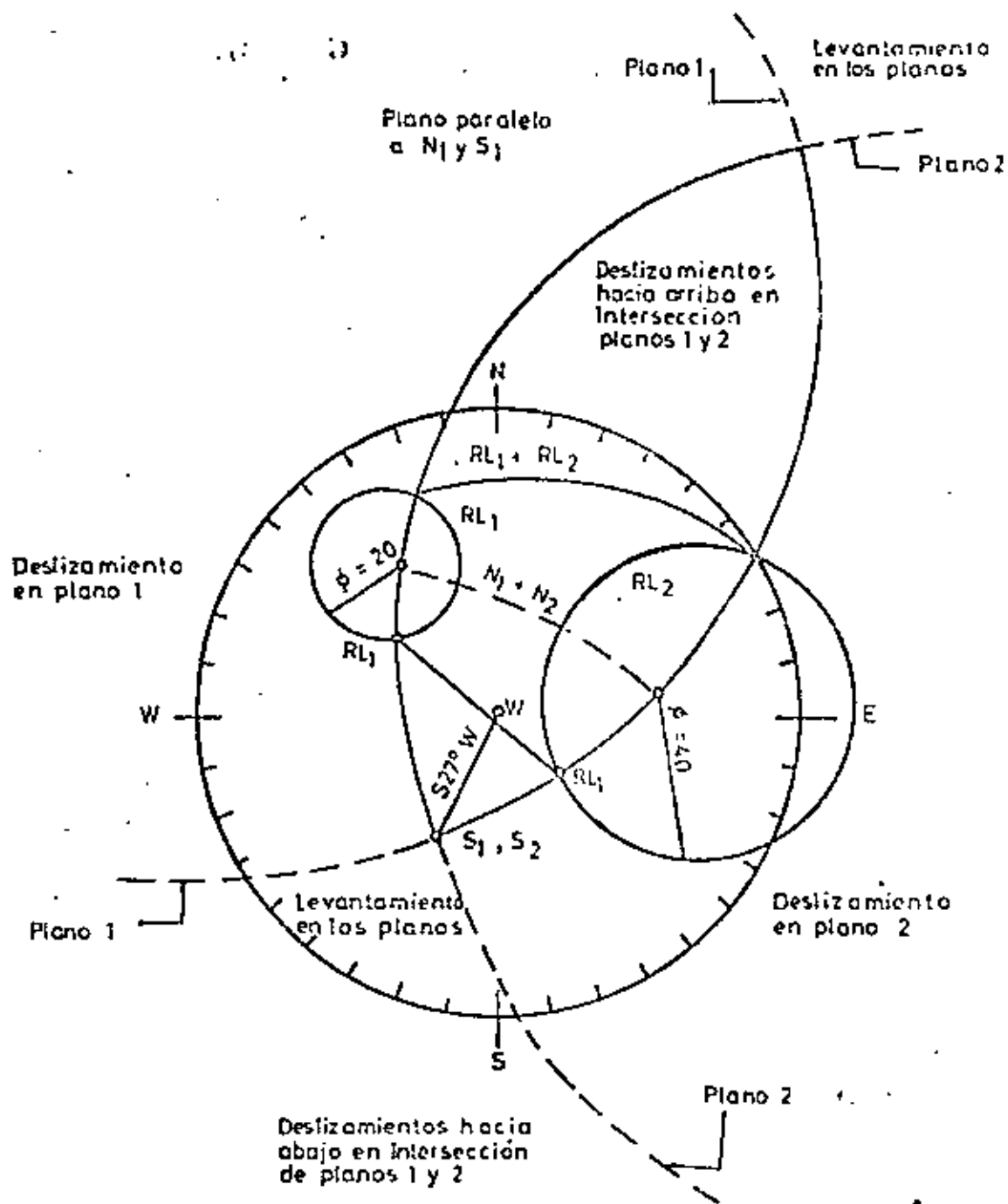


FIG. Nº 5.- Stereonet para deslizamientos en dos planos.-

nación de  $10^\circ$  y en la dirección  $S 40^\circ W$  en el plano 1.

La magnitud de la fuerza mínima  $P$ , requerida para cerrar los  $37^\circ$  angulares existentes entre  $RL_1$  y  $D$  (y consecuentemente aumentar el factor de seguridad a uno), puede determinarse de la construcción gráfica en la Fig. 7. Si la magnitud  $D$  es conocida entonces la fuerza mínima es:

$$P_{min} = D \cdot \text{sen } 37^\circ$$

#### CASO 2.

La cuña es solicitada por el vector deslizante  $B$  y escorrida a lo largo de la línea de intersección de los planos 1 y 2,  $S_1$  y  $S_2$  actúan paralelos a la línea

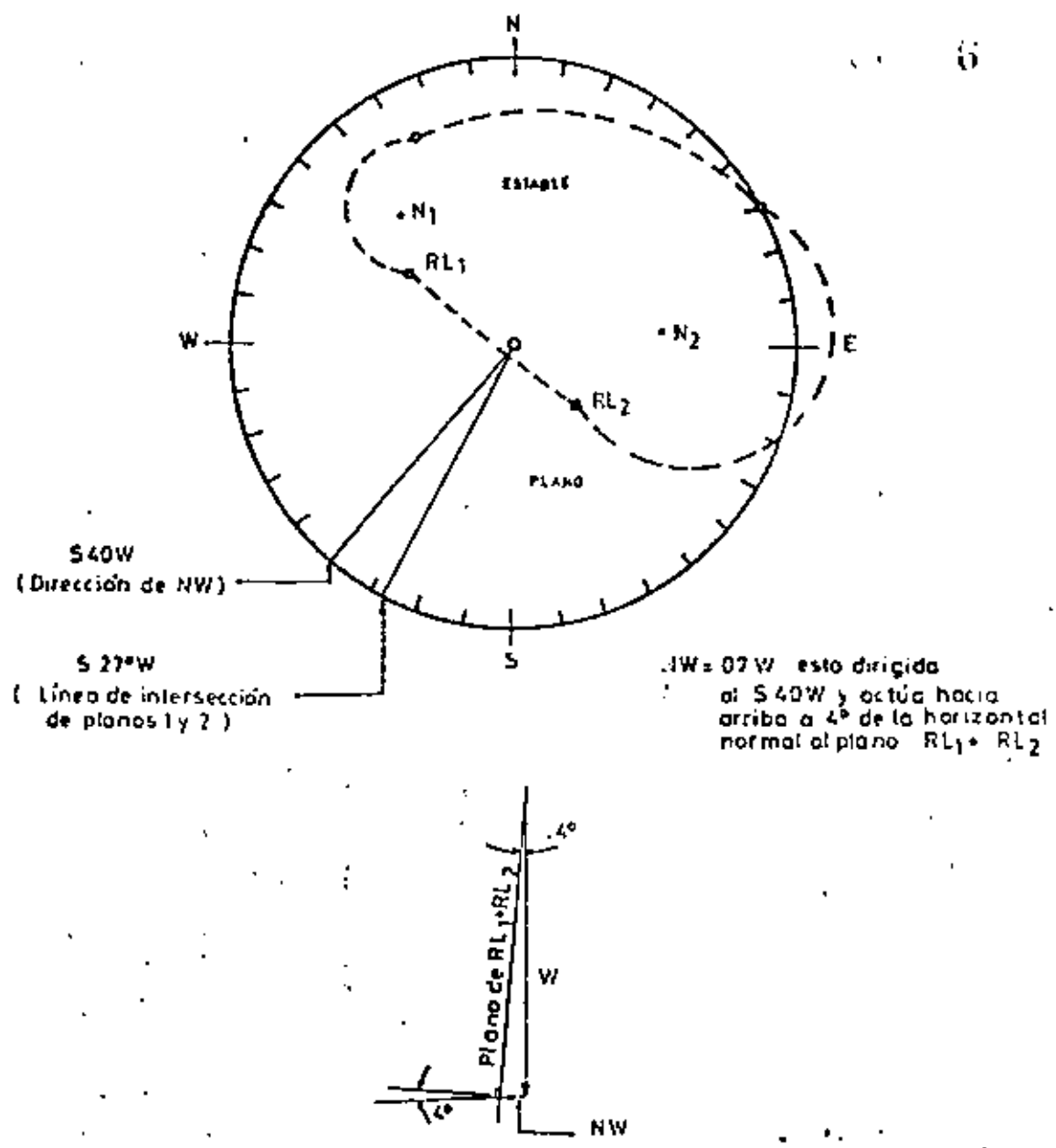


FIG. N° 6.- Deslizamientos en dos planos. Fuerza mínima requerida para causar deslizamiento..

de intersección de estos planos. La posición de N1 + N2 y RL1 + RL2 quedará definida al dibujar un círculo mayor (línea sólida en Fig. 7) a través de S1, S2 y B. El vector RL1 + RL2 se localiza en la intersección de este círculo mayor y otro círculo que pasa por RL1 y RL2. También el vector N1 + N2 se localiza en la intersección de los círculos mayores que pasan por S1 + S2, B y N1, N2 respectivamente.

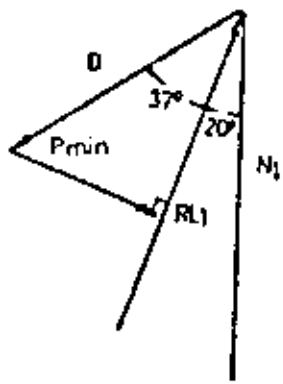
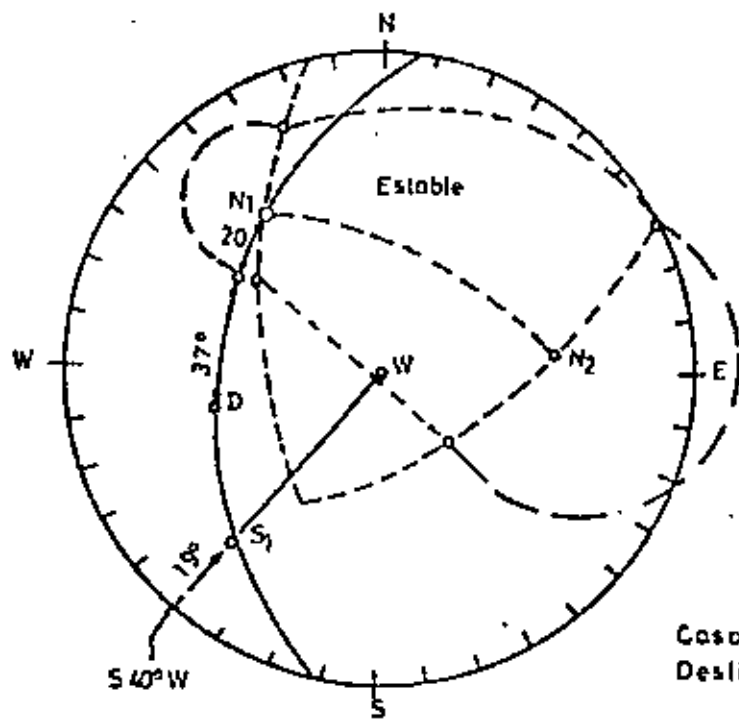
El factor de seguridad queda definido por los ángulos 51° entre N1 + N2 y B, y el ángulo 33° entre N1 + N2 y RL1 + RL2.

$$F. S. = \frac{\text{Tang } 33^\circ}{\text{Tang } (33^\circ + 18^\circ)} = 0,53$$

La dirección del deslizamiento es a lo largo de la línea de intersección S 27° W con inclinación 40° hacia abajo.

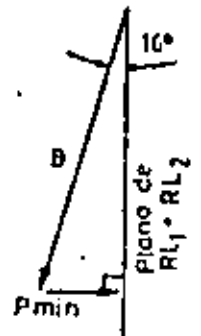
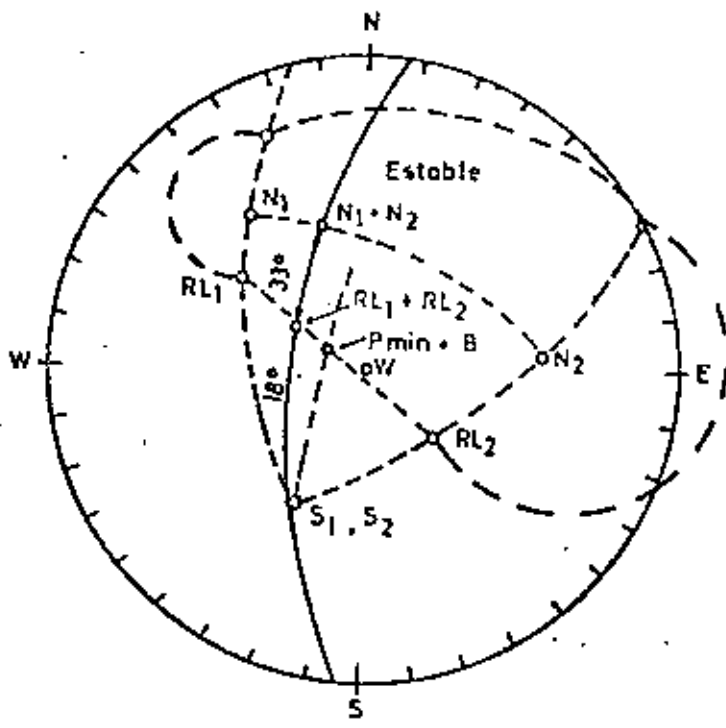
IV. PROCEDIMIENTO COMPUTACIONAL

El método descrito resulta aparentemente complicado y tedioso en el dibujo manual, pudiendo



$$P_{min} = D \text{ sen } 37^\circ$$

Caso 1  
Deslizamiento en plano 1



$$P_{min} = B \text{ sen } 16^\circ$$

Caso 2  
Deslizamiento en Intersección  
de planos 1 y 2

FIG. Nº 7.- Fuerza mínima requerida para establecer la cuña.-

aumentar las dificultades al crecer el número de caras libres de la cuña de roca en estudio. Pues ésta muchas veces no se encuentra definida por una línea y delimitada línea de falla sino por una serie discontinuidades geológicas (vetas, diaclasas, etc.) que presentan planos de debilidad.

A objeto de obviar estos problemas se han diseñado una serie de programas de computación (8,9) para procesar toda la información por etapa. El ciclo se inicia con la recolección de información en terreno dividiendo la zona a estudiar en bloques (metros de galerías, minas subterráneas; super-

ficie de bancos, mina a rajo abierto). Los datos en forma de rumbo y mancha para cada discontinuidad geológica son procesados por STERONET 1 para dibujar concentración de palos en una Red de Wulff. STERONET 2 identifica formaciones de grupos de palos sacando su orientación media y desviación standard. Finalmente STERONET 31 obtiene las intersecciones de planos principales y analiza los factores de seguridad.

#### REFERENCIAS

1. Turner, F. J.; Weib, L. E. (1963). Structural Analysis of Metamorphic Tectonics. Mc Graw-Hill.
2. Lowe, K. E.; Eiser, D. (1961). Petrofabric Counting by Digital Computer. Geol. Soc. Amer. Sp. Paper 68, p. 220.
3. Goodman, R. E. (1969). Discussion of Graphical Stability Analysis of Slopes in Jointed Rock by Klaus John. Proc. ASCE vol. 95 5312, marzo.
4. John, K. W. (1968). Graphical Stability Analysis of Slopes in Jointed Rock. Proc. ASCE vol. 94 5M2, marzo.
5. Londe P. V. et al. (1960). Stability of Rock Slopes. Graphical Methods. Proc. ASCE vol. 86 5M4, julio.
6. Londe P. V., et al. (1967). Stability of Rock Slopes A Three Dimensional Study. Proc. ASCE vol. 93 5M7, enero.
7. Hendron, A. J. (1971). Analytical and Graphical Methods for the Analysis of Slopes in Rock Masses. Department of Civil Engineering, University of Illinois.
8. Krstulovic, G. et al. (1974). Reporte Técnico RT-74-1 Steronet. Programa de Computación para Cuantificar Discontinuidades Geológicas. Compañía de Cobre El Salvador, CobreSal.
9. Krstulovic, G. et al. (1975). Informe Técnico IN-75-1 Analisis Vectorial para el estudio de rocas fracturadas. Reporte Interno Sección Mecánica de Rocas, Depto. de Minas, Universidad de Chile.

MIEMBRO  
AMERICAN SOCIETY  
OF PHOTOGRAMMETRY



AMERICAN CONGRESS  
ON  
SURVEYING AND MAPPING

## OFICINA TÉCNICA ANTONIO de GAVARDO

- LEVANTAMIENTOS AEROFOTOGRAMÉTRICOS     LEVANTAMIENTOS FOTOGEO-  
 LÓGICOS CON CONTROL DE TERRENO     MENSURAS DE PROPIEDADES MINERAS  
 POR FOTOGRAMETRÍA     PROYECTOS DE CAMINOS Y FERROCARRILES     CUBICA-  
 CION DE DESMONTES Y CONTROL DE TRANQUES POR FOTOGRAMETRÍA  
 TERRESTRE     CATASTRO DE PROPIEDADES MINERAS, ÉTC.

DISTRIBUIDOR EXCLUSIVO DE  
 PILOTECNICA SALMOIRAGHI S P A  
 MILANO, ITALIA

REPRESENTANTES  
 MC. PHAR. GEOPHYSICS LTDA.  
 ONTARIO, CANADA

- TALLER REPARACION INSTRUMENTOS DE INGENIERIA Y OPTICA  
 TALLER COPIAS DE PLANOS

AV. ISIDORA GOYNECHEA 3162 - LAS CONDES  
 TELEFONOS: 281131 - 421193  
 CASILLA 107 - SANTIAGO 13



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION**

**EL USO DE METODOS DE PROYECCION HEMISFERICA INCLINADA PARA LA  
DETERMINACION DE VIABILIDAD CINEMATICA, DIRECCION DE DESLIZA-  
MIENTO Y VOLUMEN DE BLOQUES DE ROCA**

**MAYO, 1983**

EL USO DE METODOS DE PROYECCION HEMISFERICA INCLINADA  
 PARA LA DETERMINACION DE VIABILIDAD CINEMATICA, DI-  
 RECCION DE DESLIZAMIENTO Y VOLUMEN DE BLOQUES DE ROCA

INTRODUCCION

La estabilidad de una masa de roca discontinua, expuesta en un talud o una excavación subterránea está, en muchos casos, controlada por la orientación, geometría y resistencia de las discontinuidades de la masa rocosa.

La evaluación de la estabilidad, el diseño de la geometría de la excavación y la especificación de medios para el refuerzo o soporte de dicha masa rocosa, dependen en los tres pasos siguientes:

1. Medición de las características más relevantes de las discontinuidades de la masa rocosa.
2. Evaluación de que las discontinuidades puedan definir bloques que se vuelvan inestables de acuerdo a mecánicas postuladas.
3. Determinación de la estabilidad de bloques potencialmente inestables, diseño de medios de refuerzo o soporte apropiados, y si es posible modificación de la geometría y secuencia de la excavación.

En la mayoría de los casos la forma de controlar el terreno se irá modificando según se vaya mejorando la información sobre las condiciones del terreno y el comportamiento de los medios de refuerzo o soporte.

El éxito en el primero de los pasos anteriores depende de la aplicación de un procedimiento eficiente y sin tendencias para muestrear las características de las discontinuidades. Los procedimientos al respecto se han descrito por la comisión sobre estandarización de pruebas de laboratorio y de campo, perteneciente a la Sociedad Internacional para Mecánica de Rocas. (1)

En la mayoría de los casos, las características más importantes son:

- Orientación
- Tamaño
- Geometría de la superficie
- Presión del Agua
- Resistencia (2)

Si esas características se miden en barrenos o una cara expuesta distantes de la masa considerada, es necesario evaluar hasta que grado los valores medidos reflejan los que corresponden a los que haya en la masa rocosa por analizarse.

La extrapolación de datos de áreas conocidas hacia áreas desconocidas requiere necesariamente de un procedimiento estadístico, similar a lo descrito por Piteau (3) o Davis (4).

Los problemas de muestreo y extrapolación de características de las discontinuidades, no será tratado en este tema; pero simplificar se supondrá que las características de las discon

tinuidades medidas en una parte de la masa rocosa serán aplicables a través de toda la zona de interés.

Con esta suposición, es razonable adoptar un enfoque conservador respecto de la ocurrencia de las discontinuidades en obras -- subterráneas, basando la geometría de la excavación y el diseño de medios de refuerzo y soporte con la idea de que las discontinuidades ocurrirán en lugares que producen los bloques de mayor volumen y menor estabilidad. Este método se ha denominado de "Discontinuidad desplazable" por Cartney (5).

El segundo de los tres pasos consiste en examinar la orientación y geometría de las discontinuidades más frecuentes y extensas, para evaluar si estas definen bloques que puedan ser inestables de acuerdo a unos mecanismos dados.

En este caso solo consideraremos dos situaciones de inestabilidad: la caída o el deslizamiento de bloques rígidos. Hay situaciones más complejas como la rotación, el volteamiento, la deformación y fractura de roca intacta que en este caso se apartan del objetivo de este trabajo.

Aunque algunos bloques pueden identificarse como potencialmente inestables, no serán necesariamente inestables, en tanto que se consideren las fuerzas que actúan en cada block. En razón de esto, a esos bloques se les denomina en ocasiones bloques cinemáticamente viables.

Para evaluar la estabilidad de dichos bloques, es importante determinar:

a).- La dirección en la que el bloque deslizaría o caería, si fuera inestable.

b).- En que plano, o planos se deslizará el bloque.

c).- El volumen del bloque.

a lo cual se enfoca este trabajo.

Las propiedades cinemáticas y geométricas de bloques potencialmente inestables pueden, para muchos casos simples, determinarse con precisión suficiente usando los métodos convencionales de -- proyección hemisférica inferior o superior, habiéndose descrito -- por Panet (6), Goodman (7), Hocking (8) y Cruden (9). Una desventaja de la aplicación de esos métodos ahora convencionales, consiste en que a veces es difícil visualizar la relación entre la información y la geometría de los bloques que son viables cinemáticamente para una cara inclinada dada, llevando a la adopción de criterios de prueba cinemática que, no obstante dar un resultado correcto, -- evitan una comprensión fácil del problema. Entonces los métodos -- convencionales están enfocados a casos relativamente simples, mientras que el método que vamos a describir, con ligeras modificaciones, elimina los inconvenientes antes mencionados.

El paso tercero y final antes enunciado supone el uso de -- la información producida en los pasos uno y dos para determinar la estabilidad y diseñar el soporte o refuerzo. Se han descrito en otras publicaciones los procedimientos analíticos apropiados (10) -- por lo que no los consideramos en este trabajo.

## PRINCIPIOS BASICOS

La orientación de discontinuidades planas, de una masa rocosa puede medirse en superficies o en barrenos.

En la figura 1 se muestran algunos de los elementos descriptivos de las discontinuidades planas que son:

**INCLINACION.** Angulo vertical medido en sentido descendente entre la horizontal y una línea o un plano, también llamado imersión, y en lengua inglesa "Plunge".

**BUZAMIENTO.** Inclinación de la línea de máxima pendiente de un plano inclinado. También se le denomina echado, menta, buzamiento real, etc.

**BUZAMIENTO APARENTE.** Inclinación de una línea diferente a la de máxima pendiente de un plano.

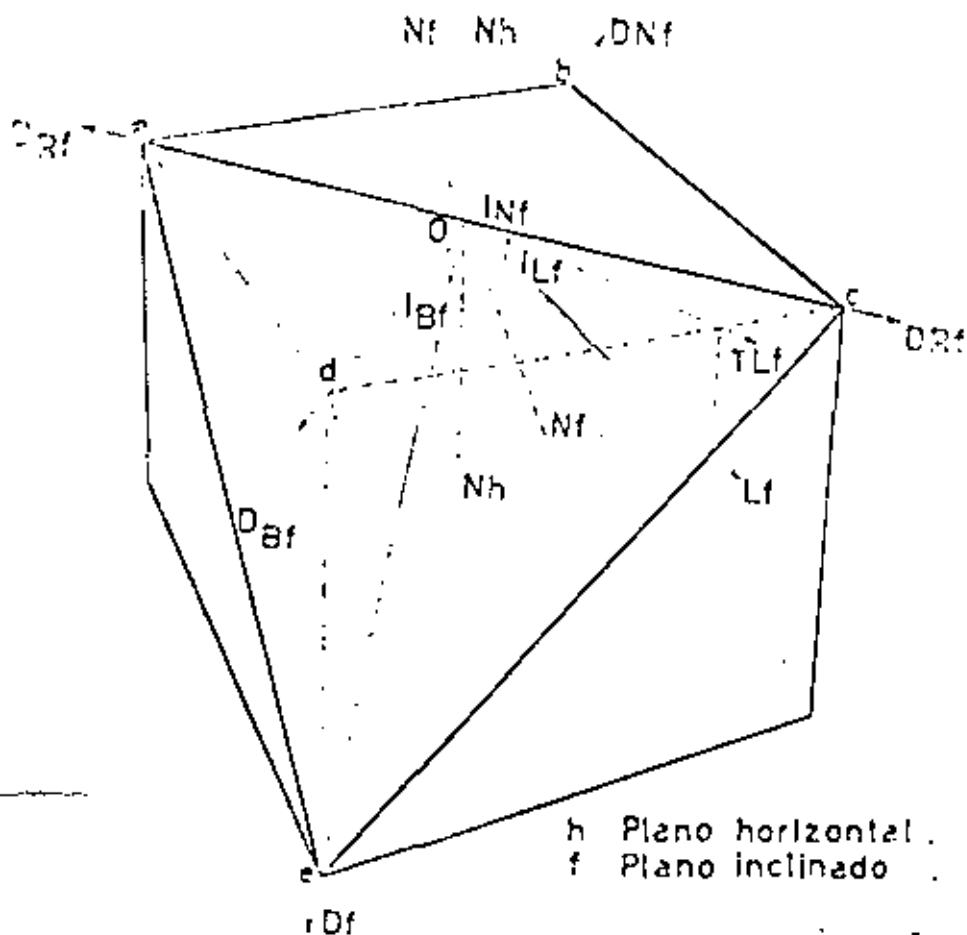
**DIRECCION.** El azimut o rumbo geográfico del plano vertical que contiene una línea dada, medido en dirección de la inclinación.

**DIRECCION DEL PLANO.** Rumbo o azimut geográfico de una línea horizontal en un plano inclinado, también llamado dirección de tape, o simplemente rumbo del plano o azimut del plano.

**DIRECCION DEL BUZAMIENTO.** Azimut o rumbo geográfico de la línea de máxima pendiente para un plano dado.

**POLO DE UN PLANO.** La línea que forma un ángulo de  $90^\circ$  con el plano dado.

La orientación de un plano dado puede registrarse como la in-



N Polo o Normal al Plano.

S Línea de máxima Pendiente.

L Línea cualquiera del Plano.

R Rumbo del Plano.

I Inclinación de una Línea

D Dirección de la Línea.

Ejemplo: Dirección de la Línea de máxima Pendiente del plano inclinado a.o.c.e.

Fig.1 ILUSTRACION DE LOS TERMINOS QUE DESCRIBEN CARACTERISTICAS DE PLANOS.



clinación y la dirección de la línea de máxima pendiente o al polo del plano.

Cuando se registra un gran número de discontinuidades se acostumbra traer los polos de cada orientación en una proyección hemisférica. Una explicación sobre el uso de las proyecciones hemisféricas se da por Phillips (11).

La orientación de cada polo se representa por un punto en la proyección, frecuentemente resulta que hay una tendencia de agrupamiento en los polos, indicando que las discontinuidades están orientadas en conjuntos casi paralelos. Entonces, la orientación media o modal de cada conjunto puede trazarse en la proyección, y considerarse como representativa de las discontinuidades que hay en el conjunto. Los métodos requeridos para muestrear y analizar conjuntos de discontinuidades se han descrito por varios autores, entre ellos, Mack y Bray (10).

En este trabajo, asumiremos que una masa rocosa dada está atravesada por discontinuidades planas muy extensas, que ocurren en conjuntos, constituyendo éstos de un grupo de discontinuidades paralelas.

Si las discontinuidades de tres diferentes conjuntos se intersectan entre sí con una cara expuesta o libre, entonces se definirá un block tetrahédrico capaz de caer o deslizarse (Fig. 2).

El tamaño y forma de ese block serán dependientes de las posiciones relativas de las discontinuidades y la cara libre o expuesta.

Si hubiera más de tres conjuntos de discontinuidades, interactuándose con una cara libre habrá diferentes combinaciones,

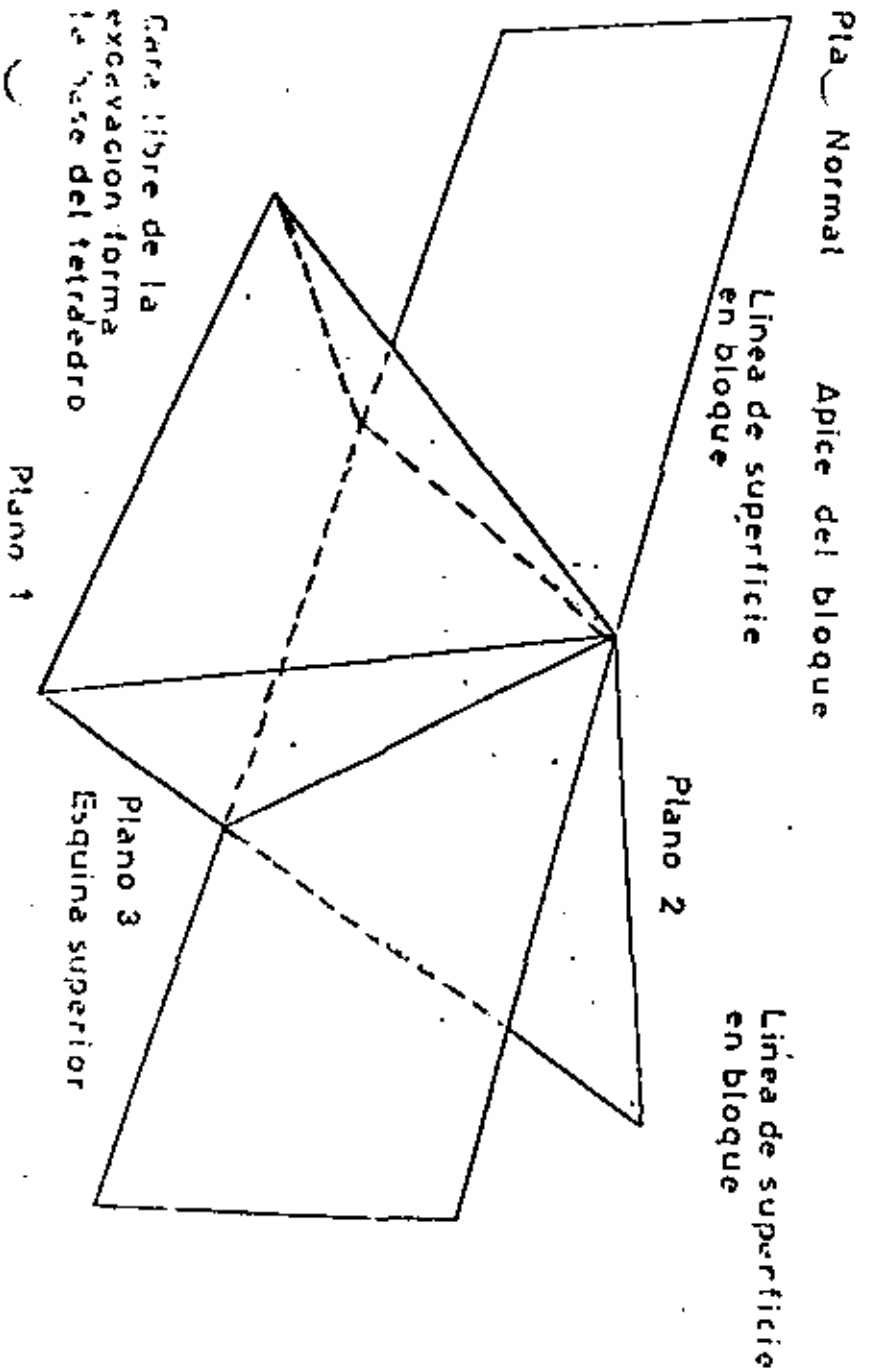
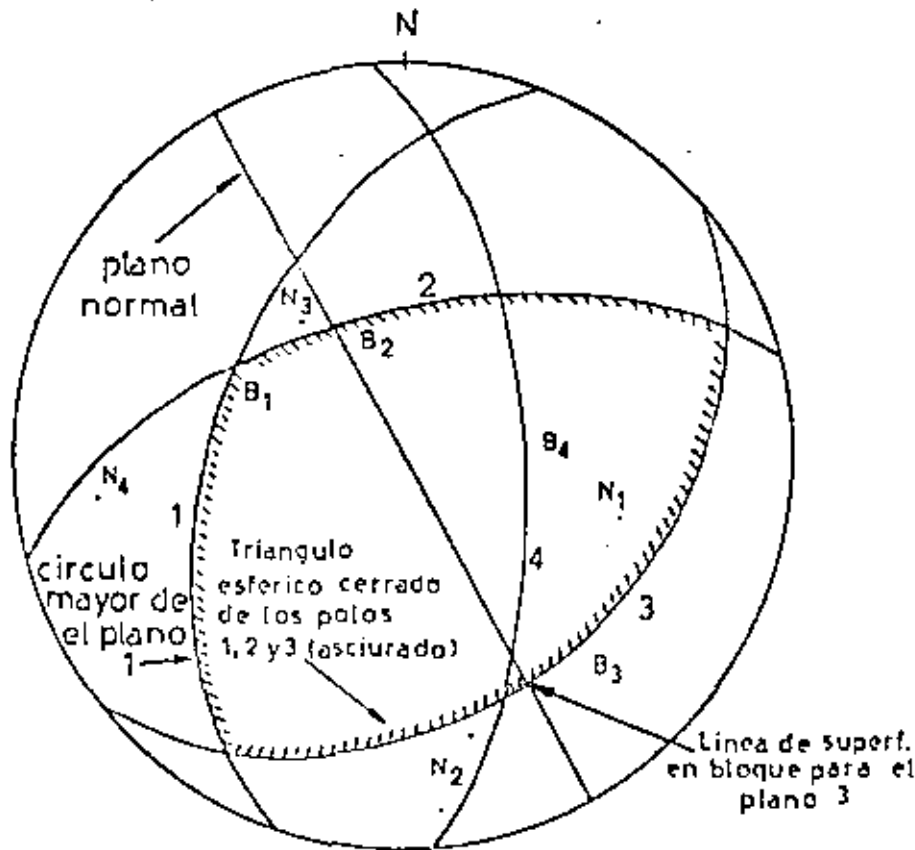


Fig. 2: ILUSTRACION DE LOS TERMINOS QUE DESCRIBE LA GEOMETRIA DE UN BLOQUE TETRAHEDRICO.

P	1	250 / 30	Azimut / Inclinación de la línea de pendiente máxima del plano
P	2	345 / 60	
Plano	3	140 / 35	
Plano	4	85 / 65	



N<sub>1</sub>, N<sub>2</sub>...etc. = Normales a los planos (polos)  
 B<sub>1</sub>, B<sub>2</sub>...etc. = Líneas de pendiente máxima

si tomamos X conjuntos a un tiempo de n conjuntos totales, entonces el número de combinaciones N será:

$$N = \frac{n!}{(n-x)! x!}$$

Si en un poliedro de K caras, una de ellas es la cara expuesta por la excavación entonces  $x = K-1$ , o para un talud, la superficie es otra cara y  $x = K-2$

Por ejemplo en el caso de un bloque tetrahédrico  $K=4$ , en una excavación subterránea se necesitan tres discontinuidades para definir el tetrahedro, mientras que en un talud solo se necesitan dos discontinuidades.

En la figura 3, se muestran las líneas de máxima pendiente, (B<sub>1</sub>, B<sub>2</sub>, B<sub>3</sub>, B<sub>4</sub>), los polos o normales (N<sub>1</sub>, N<sub>2</sub>, N<sub>3</sub>, N<sub>4</sub>), y los círculos mayores de cuatro conjuntos de discontinuidades, usándose una proyección hemisférica inferior de áreas iguales, la cual se empleará en las proyecciones subsiguientes.

Se asume que los planos se intersectan entre sí, y con un techo de túnel horizontal, definiendo cuatro bloques tetrahédricos limitados por las discontinuidades (1,2,3), (1,2,4), (1,3,4) y - - (2,3,4).

En la figura anterior observamos que los círculos mayores de tres discontinuidades definen triángulos esféricos en la proyección y pueden usarse para determinar la forma de cada bloque.

Antes de continuar con el análisis, es necesario definir el término "Línea de Superficie": Consideremos cualquier plano, (denominado plano normal) que sea perpendicular a la cara libre de la ex

*[Handwritten notes and diagrams, partially illegible]*

Fig 3 Orientación de cuatro planos definiendo 4 tetrahedros

excavación y que pasa por el ápice del bloque.

Las líneas rectas definidas por la interacción de este plano con la superficie del bloque se denominan "líneas de superficie".

Si la línea de superficie está definida en la cara libre de la excavación, la llamaremos "línea de superficie en la cara libre"; los pares de líneas de superficie definidas en las discontinuidades que limitan el bloque se llaman "líneas de superficie en el bloque". Tres aristas del bloque representan líneas de superficie en el bloque comunes a un par de planos interseccionándose. Los términos anteriores se ilustran en la figura 2.

Para que un bloque de roca dado se pueda mover bajo los efectos de la gravedad hacia la excavación, es necesario satisfacer las siguientes condiciones dinámicas:

1. Todas las pares de líneas de superficie en el bloque deberán ser paralelas o divergentes hacia la cara libre.
2. Cuando tengamos una línea de superficie en el bloque deberá ser inclinada descendente desde la horizontal hacia la cara libre.
3. Todas las líneas de superficie en el bloque deberán ir desde el ápice hasta aflorar en la cara libre.

Aunque estas condiciones pueden parecer algo triviales, en este punto pueden ayudar al lector no familiarizado con las proyecciones hemisféricas para seguir el desarrollo del análisis para bloques polihédricos expuestos en caras inclinadas. Si estas condiciones dinámicas se satisfacen y si las fuerzas o esfuerzos desestabilizantes exceden a las resistentes, entonces aseguramos que el

bloque se deslizará a lo largo de una línea de superficie en bloque, o caerá en dirección vertical.

Estas tres condiciones pueden probarse en los bloques tetrahédricos mostrados en la figura 3. Ve que el plano de proyección - coincide con la cara libre (horizontal en este caso), los círculos mayores que representen planos normales, son simplemente líneas rectas que atraviesan diametralmente la proyección. Las orientaciones de líneas de superficie en bloques para un tetrahedro dado se determinan trazando la intersección entre los círculos mayores de cada plano y líneas diametrales. Esto se muestra en la figura 3 para el tetrahedro definido por los planos 1, 2 y 3. El lugar geométrico de los puntos de todos las líneas de superficie en un bloque dado define el triángulo esférico para ese bloque.

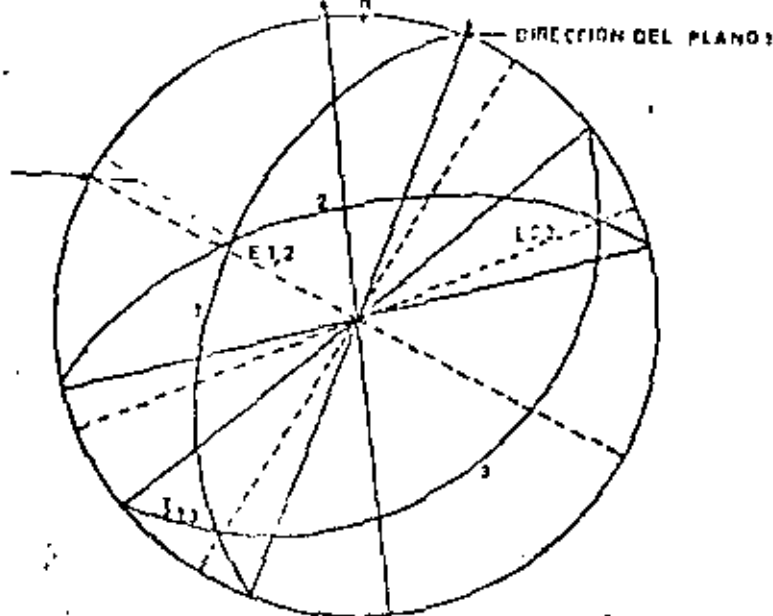
Para revisar la primera condición es necesario examinar la orientación de pares de líneas de superficie para un tetrahedro dado. Por el hecho de estar empleado en nuestras proyecciones la hemisferia inferior, cuyo plano de proyección coincide con la cara libre, entonces cualquier par de líneas de superficie definidas en el perímetro de cualquier triángulo esférico cerrado llenarán el requisito de divergencia que señala esta condición. Esto puede comprobarse examinando la figura 3.

La segunda condición se cumplirá si para un tetrahedro dado hay al menos una línea de superficie en bloque que se dirige hacia abajo, con ángulo menor de 90° con la vertical. Como el centro de la proyección en la figura define la vertical, todas las líneas de superficie de los cuatro tetrahedros son descendentes.

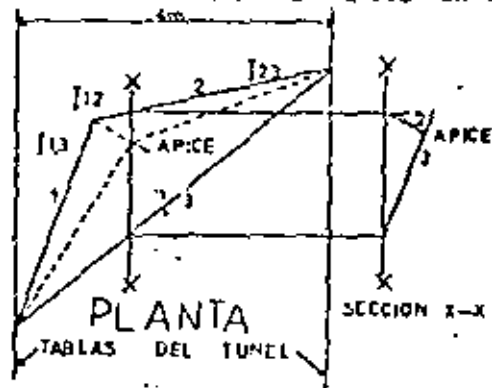
Es claro que el uso de una proyección hemisférica cuyo plano de proyección coincide con una cara libre de orientación dada, y cuyo hemisferio se extiende dentro de la excavación, asegurará que

ORIENTACION DE LOS PLANOS 1 Y 2 DE LA FIGURA 3

PLANO NORMAL QUE PASA POR LA ESQUINA 1,2



I12=LÍNEA DE INTERSECCION ENTRE LOS PLANOS 1 Y 2



los bloques tetrahédricos definidos por triángulos esféricos cerrados satisfacen automáticamente la primera condición y se pueden revisar fácilmente con respecto de la segunda condición.

Para revisar la tercera condición (que todas las líneas de superficie en bloques afloran en la cara libre de la excavación), y suponiendo que las discontinuidades se extienden una distancia suficiente dentro de la masa rocosa, se asegurará la satisfacción de esta condición si al dibujar a escala la excavación y el bloque proyectados en la cara libre, aparecen las intersecciones del bloque con la cara libre aflorando en ésta. Este dibujo a escala puede usarse en seguida para, calcular el volumen del bloque.

DETERMINACION DEL VOLUMEN DE BLOQUES TETRAEDRICOS

El método descrito en esta sección es una modificación del presentado por Brown y Hawk (12).

Los planos 1, 2, y 3 previamente dibujados en la figura 3, pueden repetirse en nuestra figura 4a. Podemos ver que el tetrahedro definido por esos planos satisface la primera y segunda condiciones cinemáticas antes enunciadas.

Ahora nuestro objetivo es encontrar el volumen del mayor bloque tetrahédrico, que satisfaga la condición de afloramiento, al intersectar una frente o túnel con paredes verticales separadas cuatro metros y con dirección de  $353^{\circ}$ .

Los diámetros que unen los extremos de los círculos mayores que representan los planos 1, 2, y 3, nos indican la dirección de la horizontal en cada uno de dichos planos, y al mismo tiempo, la

ESQUINA DEL BLOQUE	INCLINACION EN GRADOS	LONGITUD EN PLANTA	ALTURA DEL APICE METROS
I12	50	0.46	0.55
I13	135	2.42	0.50
I23	12	2.60	0.55

ALTURA MEDIA DEL APICE 0.56m  
 AREA DE LA BASE DEL BLOQUE 2.96m<sup>2</sup>  
 VOLUMEN DEL BLOQUE 0.55m<sup>3</sup>

FIG 4 DETERMINACION DEL VOLUMEN DE UN BLOQUE TETRAEDRICO

intersección de ellos con la cara libre horizontal de nuestra excavación.

Si dibujamos a escala nuestra frente, y en ella pasamos paralelos a los diámetros arriba indicados, se definirá la base triangular de nuestro tetrahedro, en relación a la dirección de la frente o túnel; para satisfacer el criterio de afloramiento es suficiente que esta base esté contenida dentro del área expuesta de la cara libre.

De manera similar se pueden transferir paralelamente, las direcciones de nuestras intersecciones, las que se unirán en un solo punto, que definirá el ápice del tetrahedro.

La altura del tetrahedro se determina con facilidad midiendo la inclinación de las tres líneas de intersección del mismo tetrahedro, que junto con la medida de su proyección en planta nos servirá para la relación

$$h = l \tan j$$

Los tres valores que resulten de  $h$ , nos dan oportunidad de conocer la exactitud del trabajo. Sin embargo, debido a los errores por redondeo de las lecturas de ángulos, y a los errores en las mediciones de escala, es muy posible tener valores que varíen  $\pm 5\%$  del valor medio.

El volumen del bloque es un tercio del producto de la altura por el área de la base.

Para darnos una idea de la forma del tetrahedro puede ser deseable construir una serie de secciones a través del bloque, se puede tomar la longitud de la base de la vista en planta, mientras que las buzamientos aparentes de las discontinuidades se miden en la proyección tomando la dirección de la sección. Una sección obte-

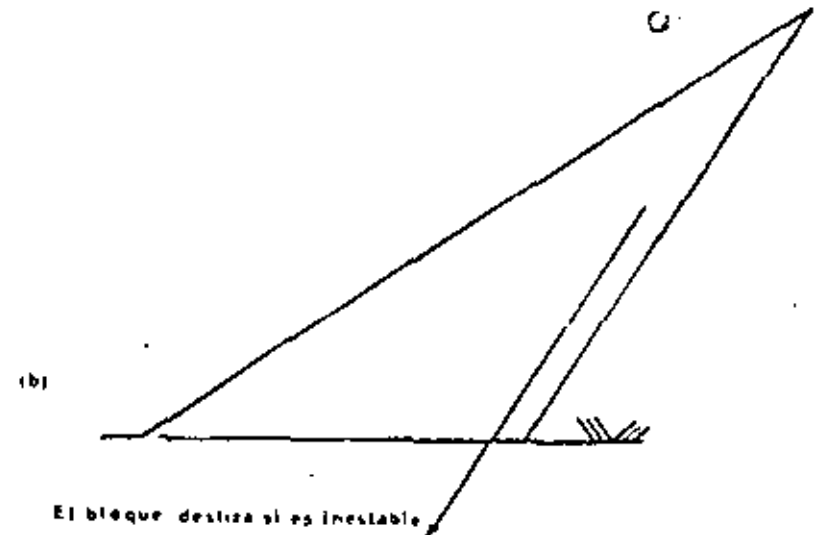
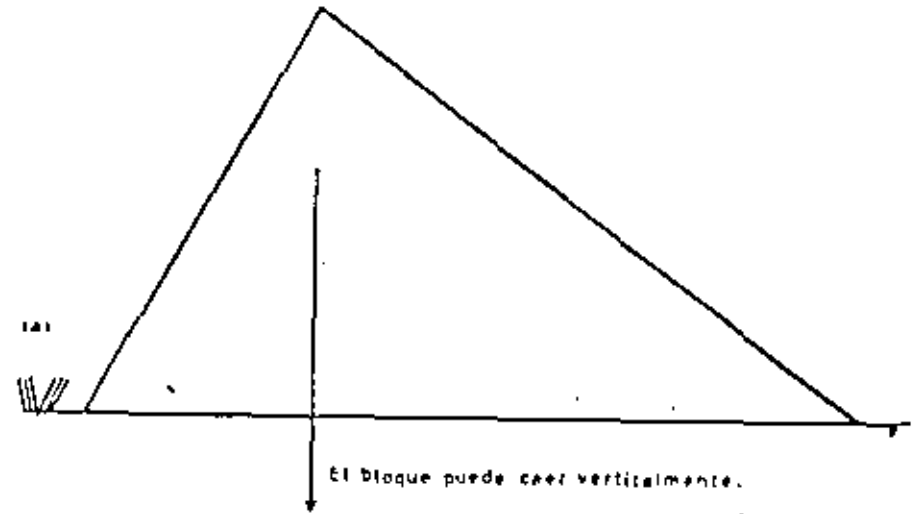


FIGURA 5

nide de esta manera se muestra en la figura 4b.

El volumen del mayor tetrahedro que pueda desprenderse de una masa dada, con una dimensión limitante  $d$  es igual a  $kt^3$ , donde  $k$  es una constante que depende de la relación entre los planos. En el caso del tetrahedro de la figura 4b

$$k = 0.55/t^3 = 0.0086$$

La evaluación de esta constante nos permite encontrar el volumen del bloque máximo cinemáticamente viable para cualquier ancho del túnel sin repetir la construcción geométrica. Alternativamente, la dimensión limitante  $d$  podría ser el tamaño de una de las discontinuidades que definen al tetrahedro.

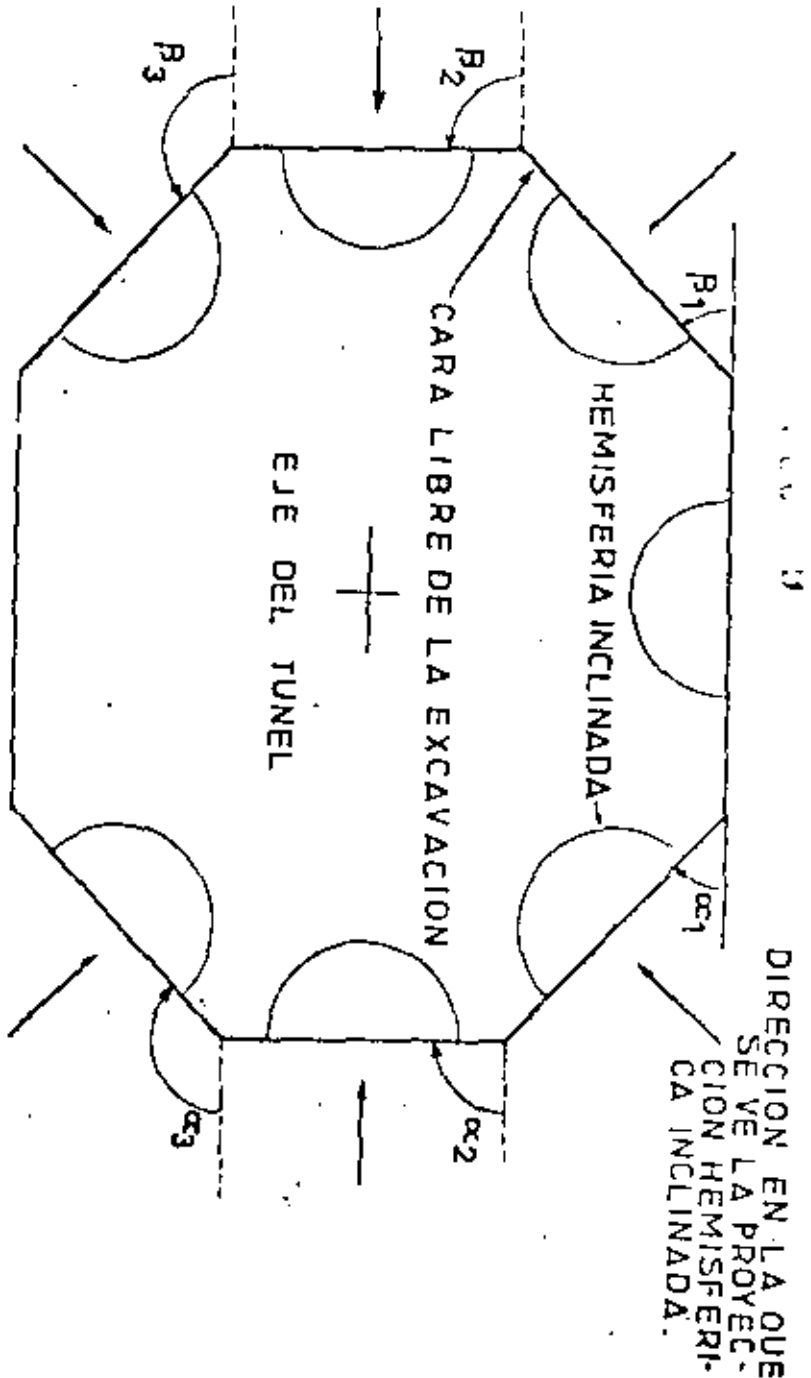
El formato y nomenclatura empleados en las figuras 1 a 4 se usará en la que resta de este trabajo.

Bajo la acción de la gravedad, todos los bloques inestables tenderán a moverse hacia abajo. Si el punto que nos representa la orientación de la vertical, está contenido en el triángulo esférico de un tetrahedro dado, entonces ese bloque caerá verticalmente del techo. Los bloques (1,2,3) y (1,3,4) de la figura 3 podrán caer. Una sección típica de esos bloques se muestra en la figura 5a.

Si el punto que nos representa la vertical no está contenido dentro de un triángulo esférico dado, entonces ese bloque se deslizará en dirección de la línea de superficie en bloque más cercana a la vertical. En la figura 3, el bloque (1,2,4) se deslizará en la línea de máxima pendiente del plano 4. Una sección típica de esos bloques se muestra en la figura 5b, donde el ápice de dichos bloques se encuentra fuera de la base triangular del bloque.

La discusión hasta ahora se ha limitado a bloques tetrahédri-

FIG. 6: SECCION NORMAL AL EJE DE UN TUNEL ILUSTRANDO EL USO DE LAS PROYECCIONES HEMISFERICAS INCLINADAS.



cos definidos en el techo horizontal de un túnel. La prueba cinemática y el análisis geométrico de tales bloques es relativamente simple, ya que el plano donde se proyectan las orientaciones coincide con el plano de la excavación, ya que es deseable retener esta simplicidad analítica para caras libres inclinadas, vale la pena asegurar que el plano de proyección sea paralelo al plano de la excavación en cualquiera de sus caras.

El uso de proyecciones inclinadas, si bien conserva algunos elementos analíticos simples, requiere la comprensión de algunas ideas fundamentales que pueden parecer poco usuales a personas acostumbradas a la proyección horizontal.

#### PROYECCION HEMISFERICA INCLINADA

La figura 6 nos muestra una sección normal al eje de un túnel que contiene caras libres verticales, horizontales e inclinadas, todas ellas con dirección paralela al eje del túnel.

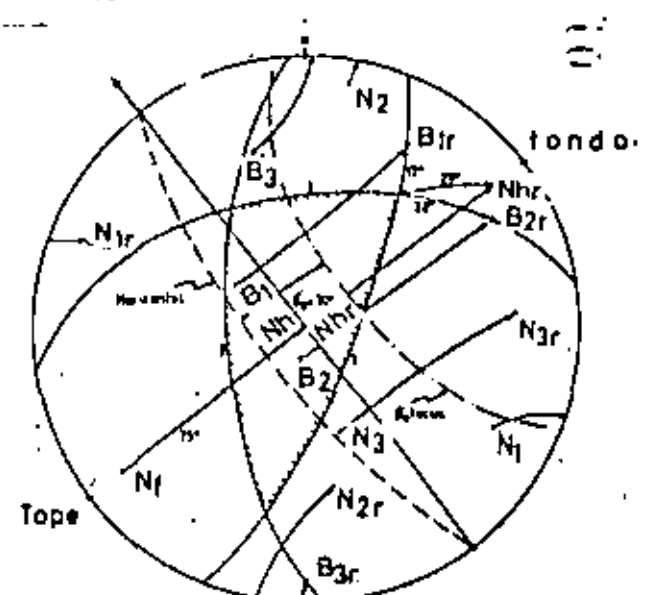
Con el fin de analizar las características de bloques tetraédricos, en caras libres de cualquier orientación, es necesario que coincidan el plano de proyección y la cara libre e estudiar asegurando que la hemisferia de proyección esté el el aire en vez de en roce.

Como es evidente, la rotación de la proyección no alterará la orientación de las discontinuidades, por lo tanto cualquier rotación de la proyección en un ángulo  $\alpha$ , en dirección de las manecillas del reloj, debe acompañarse por una rotación similar de todos los puntos orientados en un ángulo  $\alpha$  en dirección contraria a las manecillas del reloj.

Caro libre al alto 053/75°

Conjunto 1 299/66  
 Conjunto 2 190/60  
 Conjunto 3 344/33

Dirección de la frente = 323°  
 $\alpha = 75^\circ$



Nota: Nhr Vertical rotado

1,2,3 círculos mayores de los polos N1r, N2r, N3r

Si hubiera dificultad en la interpretación de la proyección inclinada, se puede regresar a la proyección horizontal y hacer en ella las medidas necesarias.

El eje de rotación es la dirección de la cara libre (o bien el de una línea horizontal contenida en la cara libre) y durante la rotación deberá colocarse sobre la dirección Norte-Sur de la red.

Con el eje de rotación en esta posición es necesario en primer lugar, determinar la dirección de rotación de la manera siguiente: Si la masa rocosa está a la derecha de la cara libre, entonces, todos los puntos orientados deberán rotarse un ángulo  $\alpha$  hacia la derecha, produciendo una proyección inclinada cuyo extremo bajo está definido por el lado derecho de la proyección. Si la masa rocosa está a la izquierda de la cara libre, entonces la rotación es  $\beta$  hacia la izquierda, produciendo una proyección cuyo extremo bajo está hacia el lado izquierdo de la proyección.

Para una cara libre al alto el ángulo de rotación es menor que  $90^\circ$  mientras que para una cara libre al bajo, el ángulo de rotación será mayor de  $90^\circ$ .

Como es usual la rotación se lleve a cabo moviendo los puntos orientados a lo largo de círculos menores. Si un punto hallere del perímetro de la proyección, continuará su rotación en una posición diametralmente opuesta al lugar de salida.

Con el fin de tener control sobre la horizontal y comprobar la exactitud del trabajo, se sugiere se roten los puntos que definen lo siguiente: la normal o polo y la línea de máxima inclinación para cada conjunto o familia de discontinuidades, el polo de la cara libre de la excavación y el polo de la horizontal.

Para ilustrar lo anterior consideremos: Una cara libre al alto, con azimut de  $53^\circ$  e inclinación de  $75^\circ$  esté intersectada por tres conjuntos de discontinuidades.

El primer paso es trazar la normal y la línea de buzamiento máximo de cada conjunto de discontinuidades, el polo y la dirección de una línea horizontal, la cara libre estudiada, y el polo y trazo de la horizontal.

Para que el plano de proyección coincida con la cara libre es necesario rotar todos los puntos  $75^\circ$  hacia el lado de la masa rocosa, llevando con esto el polo de la cara libre hacia el centro de la proyección.

El polo de la horizontal se mueve  $75^\circ$  desde el centro, en la misma dirección que lo hizo el polo de la cara libre, definiendo la nueva posición de la vertical.

Los círculos mayores de la horizontal y los tres planos pueden trazarse desde sus normales rotadas. Debemos notar que aunque las líneas de buzamiento máximo quedan dentro de los círculos mayores, de sus planos respectivos, pueden quedar fuera del punto medio del círculo mayor, como es usual. Los círculos mayores de los tres planos de discontinuidad se intersectarán para formar un triángulo esférico cerrado, que definirá la forma del bloque tetrahédrico.

Orientando la proyección de tal manera que el "tope" quede hacia arriba, podremos revisar las tres condiciones cinemáticas enunciadas antes.

La primera condición que requiere la divergencia de las líneas de superficie en bloque, se satisface automáticamente, pues el plano de proyección coincide con la cara libre. La segunda con-



dición se satisface automáticamente para cualquier línea de superficie en bloque que quede entre el círculo mayor que representa la horizontal y el "fondo".

El ángulo ( $w$ ) entre el punto que representa dicha línea de superficie y el punto que representa la vertical, puede determinarse haciendo que ambos puntos queden en un solo círculo mayor, a lo largo del cual podremos medirlo.

La tercer condición se comprobará durante el cálculo del volumen del bloque. Como el plano de proyección coincide con el plano de la cara libre, es posible calcular el volumen del bloque máximo con el método empleado en el caso de techo horizontal, tomando en cuenta que el ángulo entre una arista dada y la base es ahora con respecto a la cara libre. Para medir la inclinación verdadera de cualquier arista o línea en general, se hacen coincidir el punto que represente la vertical y el punto de interés en un círculo mayor, midiendo desde la horizontal.

Habiéndose satisfecho las tres condiciones cinemáticas, y determinando el volumen del bloque, será necesario determinar la dirección en la que éste se moverá al ser inestable.

En general un bloque inestable se moverá por caída vertical o deslizamiento a lo largo de una línea de superficie en bloque. El primer mecanismo operará si el punto que representa la vertical ahora gira o rota, quedará dentro del área del triángulo esférico que representa el bloque analizado. Si esto no sucediera, entonces el bloque de ser inestable se deslizará a lo largo de la línea de superficie en bloque que tenga el ángulo mínimo  $w$  con la vertical. Tal línea será siempre la línea de máxima inclinación de alguno de los planos de discontinuidad, o bien la línea de intersección entre dos planos.

Si inspeccionamos la Figure 7, encontraremos lo siguiente:

El triángulo esférico cerrado no contiene la vertical, luego el bloque no caerá, sino puede deslizarse.

Las líneas de máxima pendiente ( $\theta_{1P}$ ,  $\theta_{2P}$ ,  $\theta_{3P}$ ) no son líneas de superficie en bloque, luego el bloque no puede deslizarse sobre un solo plano.

De ser inestable, el bloque deberá deslizarse a lo largo de la línea de superficie en bloque, descendente, que está más cerca a la vertical, o sea la línea de intersección entre los planos 1 y 2 que hace un ángulo de  $29^\circ$  con la vertical. Las estrías producidas por el deslizamiento sobre el plano 1 formarían un ángulo de  $17^\circ$  con la línea de máxima pendiente de este plano, mientras que en el plano 2 el ángulo sería de  $28^\circ$ .

La orientación verdadera de un punto definiendo una dirección de deslizamiento se determina en la proyección no rotada, o bien regresando el punto de la proyección rotada a una convencional.

Cada una de las líneas de superficie en un bloque dado caerán en alguna de las categorías siguientes:

a) Dirigidas hacia arriba, o sea  $w > 90^\circ$   
b) Dirigidas hacia abajo, pero con una inclinación menor que el ángulo efectivo de fricción  $\theta'_2$  en las superficies de deslizamiento, o sea

$$w < 90^\circ \text{ y } (90^\circ - w) < \theta'_2$$

c) Dirigida hacia abajo con una inclinación que excede  $\theta'_2$ , o sea

$$w < 90^\circ \text{ y } (90^\circ - w) > \theta'_2$$

Cara libre al bajo 292/80  
 Cara libre al alto 040/30  
 Conjunto 1 353/65      Conjunto 4 153/39  
 " 2 305/42          " 5 179/82  
 " 3 045/50

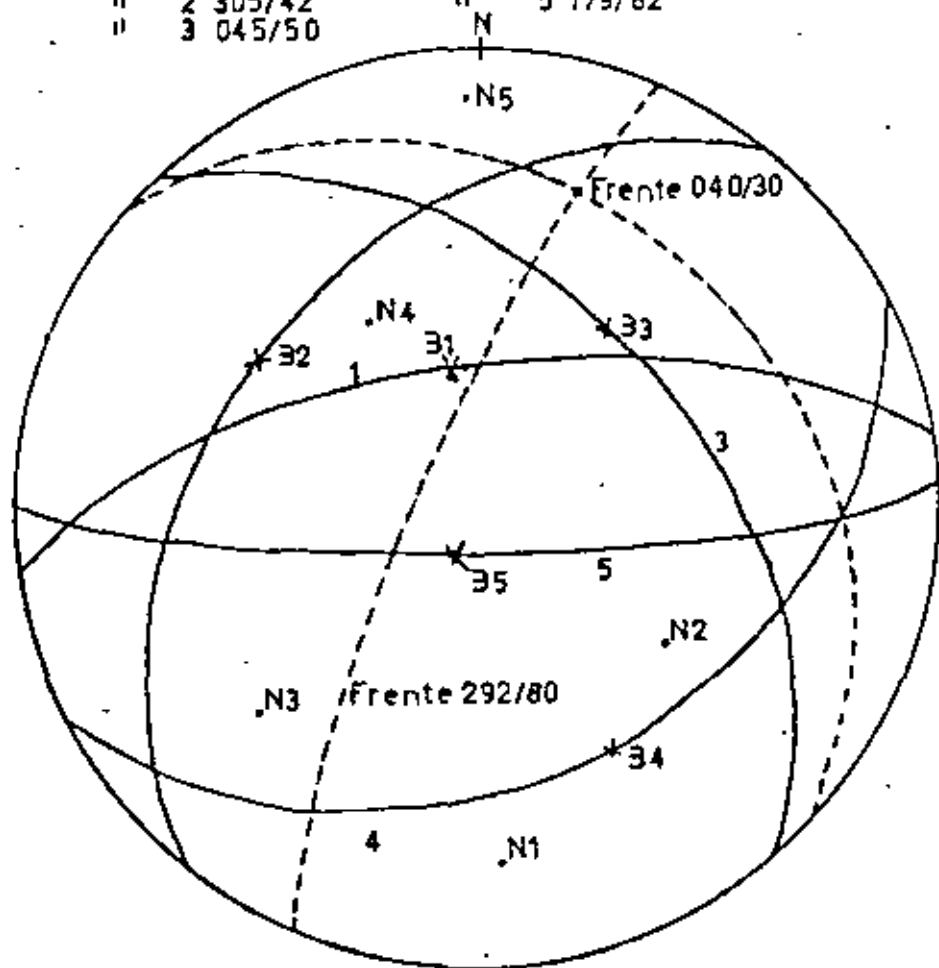


Figura 8: Orientación de cinco planos que definen diez bloques tetrahédricos

Si para un bloque dado todas las líneas de superficie en bloque fueran de la categoría (a), entonces no se llenaría la tercera condición cinemática y el bloque no se movería por efecto de la gravedad.

Si ninguna de las líneas de superficie fueran de la categoría (c), entonces no habría oportunidad de que el bloque se deslizara.

Para facilitar la comprobación de las categorías a líneas de superficie es conveniente traer el lugar geométrico de puntos con inclinación  $\beta'_e$  (círculo menor) tal como se hizo en la figura 7. Las categorías de las líneas de superficie en bloque podrían redefinirse ahora como:

- a) La línea de superficie en bloque esté entre el "topo" y la horizontal.
- b) La línea de superficie esté entre la horizontal y el lugar geométrico de  $\beta'_e$ .
- c) La línea de superficie esté entre el lugar geométrico de  $\beta'_e$  y el "fondo".

Si en una masa rocosa hubiera más de tres conjuntos de discontinuidades, solo sería necesario hacer análisis de estabilidad para aquellos bloques que contengan líneas de superficie en bloque de la categoría (c).

Estas ideas se ponen en práctica en un ejemplo que analiza cinco familias de discontinuidades mostradas en la figura 8, donde se definen diez tetrahedros diferentes.

La figura 9 trata una cara libre al bajo con orientación de 292/80. Los resultados del análisis muestran en la tabla 1 que

hay seis bloques tetrahédricos de categoría (c).

La figura 10 trata una cara libre al sito con orientación - de 040/30 y las mismas discontinuidades. Los resultados en la tabla 2 nos muestran que hay diez tetrahedros de la categoría (c) de los cuales cuatro pueden ser verticalmente.

Es interesante notar que las discontinuidades 1,2 y 5 controlan el deslizamiento de bloques en ambas caras libres, aún cuando éstas son casi perpendiculares entre sí.

El análisis de estabilidad detallado de los bloques de la categoría se puede realizar con los métodos explicados por Hawk y Bray (10).

ORIENTACION DE CONJUNTOS 1, 2, 3, 4, 5 COMO EN LA FIG. 8

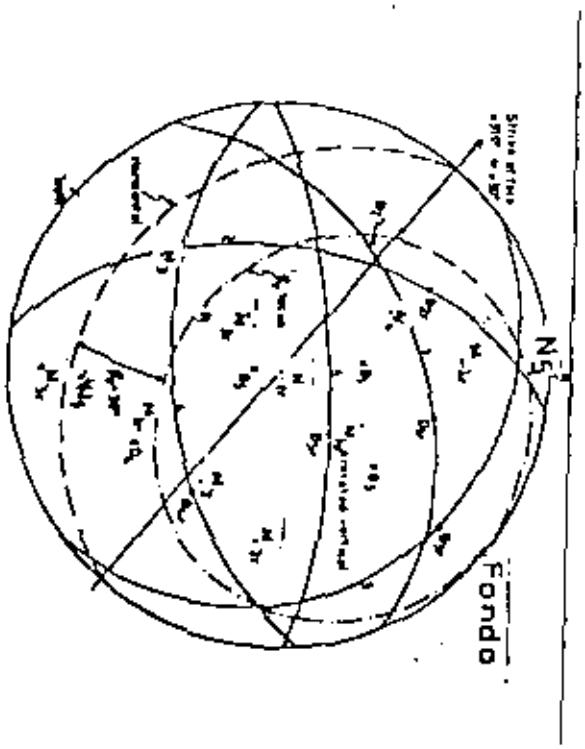


FIGURA 9

TABLA 1 SUMARIO DE DATOS SOBRE BLOQUES TETRAEDRICOS  
EXPUESTOS EN UNA CARA LIBRE AL BAJO (Ver Fig. 9)

PLANOS DEFINIENDO BLOQUES VIABLES CINEMATICAMENTE	CATEGORIAS * DE LAS LINEAS DE SUPERFICIE	PLANOS DONDE PUEDE HABER DESPLAZAMIENTO	AZIMUT / INCLINACION DEL DESPLAZAMIENTO
123	a, b, c	2	305/42
124	a, b, c	1 y 2	286/40
125	b, c	1 y 2	286/40
134	a	desplazamiento imposible	—
135	a, b	1 y 5	268/11
145	a, b	1 y 5	268/11
234	a, b, c	2	305/42
235	a, b, c	2	305/42
245	a, b, c	2 y 5	264/34
345	a	desplazamiento imposible	—

- \* a= líneas orientadas hacia arriba  
b= líneas orientadas hacia abajo, con ángulo menor a  $\theta_0$   
c= líneas orientadas hacia abajo, con ángulo mayor a  $\theta_0$

TABLA 2 SUMARIO DE DATOS SOBRE BLOQUES TETRAEDRICOS  
EXPUESTOS EN UNA CARA LIBRE AL ALTO (Ver Fig. 10)

PLANOS DEFINIENDO BLOQUES VIABLES CINEMATICAMENTE	CATEGORIAS * DE LAS LINEAS DE SUPERFICIE	PLANOS DONDE PUEDE HABER DESPLAZAMIENTO	AZIMUT / INCLINACION DEL DESPLAZAMIENTO
123	c	1	353/65
124	a, b, c	1 y 2	286/40
125	b, c	1 y 2	286/40
134	a, b, c	El bloque cae	—
135	b, c	El bloque cae	—
145	a, b, c	5	179/82
234	b, c	El bloque cae	—
235	c	El bloque cae	—
245	b, c	5	179/82
345	b, c	3 y 5	095/37

- \* a= líneas orientadas hacia arriba  
b= líneas orientadas hacia abajo, con ángulo menor a  $\theta_0$   
c= líneas orientadas hacia abajo, con ángulo mayor a  $\theta_0$

Traducido parcialmente de

S.O. Priest

The use of Inclined Hemisphere Projection

Methods for the Determination of Kinematic

Feasibility, Slide Direction and Volume of Rock Blocks

International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences

Vol 17, Nº 1 pag. 1-23, Feb. 1980

Por: Victor M. Navarro



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION**

**ESTABILIDAD DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS  
METODOS PREVENTIVOS Y CORRECTIVOS**

**ING. RAÚL CUÉLLAR BORJA**

**MAYO, 1983**

LEC 4 2

ESTABILIDAD DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS

MÉTODOS PREVENTIVOS Y CORRECTIVOS

Por: Raúl Cuéllar Borja. \*

RESUMEN:

Se presentan brevemente los criterios de análisis de estabilidad de taludes en función de las hipótesis de falla, dependientes de la geometría de la superficie de deslizamiento, de las fuerzas actuantes estáticas y dinámicas y de las características mecánicas de la roca en los planos de falla. Se describen los métodos preventivos y correctivos usuales en la estabilización de taludes en roca, como son los sistemas de drenajes mediante cunetas, subdrenes, berrenos, galerías filtrantes, etc. y soporte utilizando anclas y/o muros de retención, asimismo, los movimientos de tierras, perfilamientos con explosivos e instrumentación.

Se revisan varios ejemplos sobre las causas de fallas de talud presentadas en diversas obras de la C.F.E. incluyendo las medidas preventivas y correctivas tomadas en cada caso, adicionando algunos datos sobre el costo de estos trabajos.

\*Jefe de la Oficina de Mecánica de Rocas.

ESTABILIDAD DE TALUDES EN MACIZOS ROCOSOS,

MÉTODOS PREVENTIVOS Y CORRECTIVOS

HIPÓTESIS DE FALLA

Como base para el análisis de estabilidad de taludes en macizos rocosos es necesario establecer las siguientes hipótesis de falla:

- a) Geometría de la superficie de deslizamiento
- b) Fuerzas actuantes
- c) Características mecánicas de la roca en la zona de falla

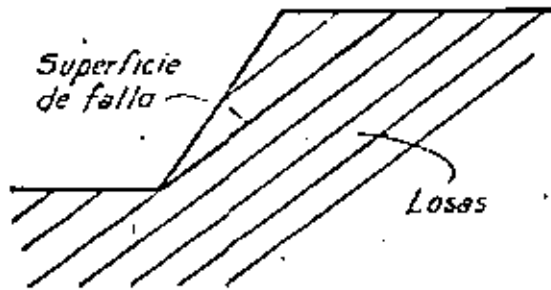
CASOS DE FALLA

Tomando en cuenta la anisotropía que generalmente se presenta en los macizos rocosos por la existencia de juntas (fracturas, fallas, estratificación, etc.) se presentan tres casos de deslizamiento y uno de volteo.

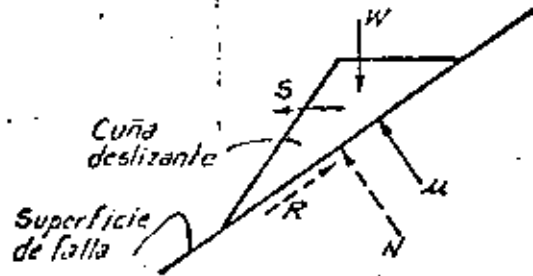
- a) Superficies planas (losas)
- b) Tetraedros
- c) Superficie cilíndrica
- d) Volteo

Caso de superficie plana

Este caso se presenta generalmente en rocas estratificadas, en las cuales la falla se presenta por el movimiento relativo de una losa sobre la otra. La superficie de falla coincide con una junta y el problema se analiza en forma bidimensional.



TALUD EN ROCA ESTRATIFICADA O ROCA FRACTURADA



FUERZAS ACTUANTES Y RESISTENTES

Fuerzas conocidas:

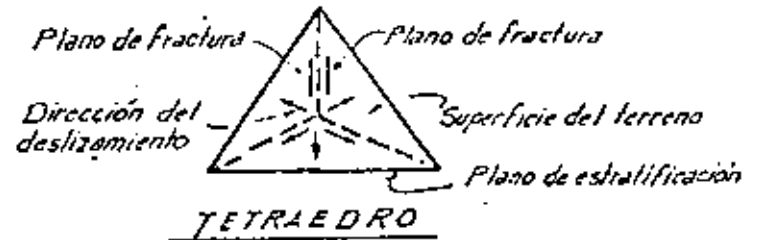
- $W$  = peso propio
- $S$  = fuerza horizontal por vibración
- $U$  = empuje hidrostático

Fuerzas dependientes:

- $N$  = fuerza normal
- $R$  = fuerza resistente o tangencial

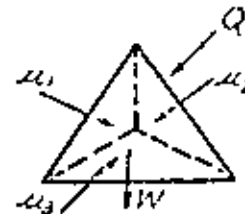
Caso de tetraedros

Este caso se presenta en macros rocosos que tienen por lo menos dos familias de fracturas y un plano de estratificación formándose un tetraedro.



Se presentan 6 posibilidades de deslizamiento, como se indica, pudiendo deslizarse sobre una o dos caras, para lo cual se requiere hacer las siguientes hipótesis de resistencia.

- el material en los planos de contacto no resiste tensión
- el material en los planos de contacto es puramente friccionante
- el bloque es indeformable
- el plano de contacto es indeformable



- $Q$  = fuerza exterior (empuje de otro cuerpo y/o vibraciones)
- $W$  = peso propio
- $U$  = empuje hidrostático

FUERZAS EXTERIORES

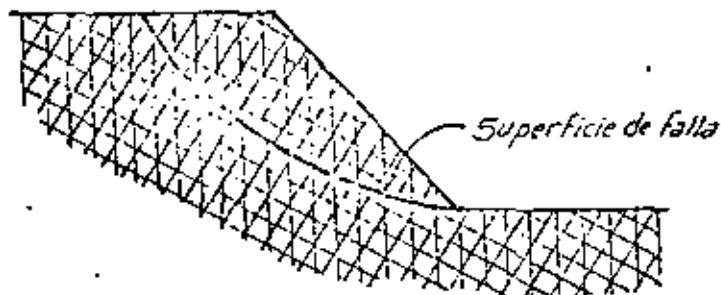
El análisis de estabilidad es tridimensional determinando la dirección en el espacio de las fuerzas actuantes y entonces determinar las componentes de resistencia en esos planos. Existen dos métodos de cálculo uno analítico por P. Londe y otro gráfico por K. John.



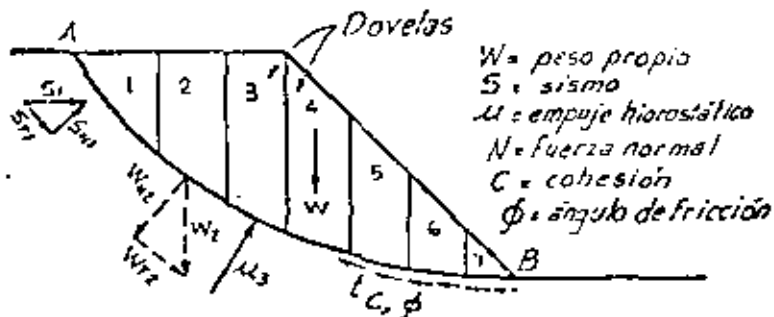
Caso de superficie cilíndrica

Se presenta en masas de roca con intenso fracturamiento, cuyo comportamiento es similar al de un enrocamiento.

Se analiza en forma bidimensional utilizando los métodos de la mecánica de suelos: Fellenius, Bishop, método sueco, círculo de fricción, etc.



ROCA INTENSAMENTE FRACTURADA



FUERZAS ACTUANTES Y RESISTENTES

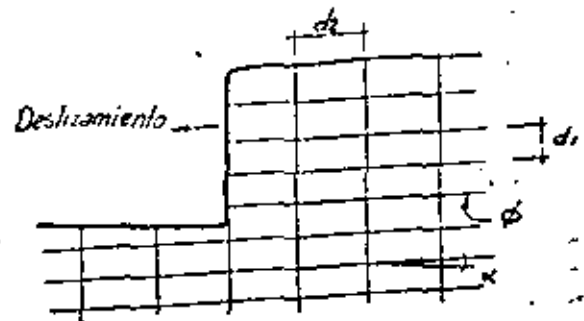
Factor de seguridad:

$$F.S. = \frac{\sum \text{Fzas. Resistentes}}{\sum \text{Fzas. Actuantes}}$$

$$F.S. = \frac{C \cdot \widehat{AB} + \sum N \tan \phi}{\sum F.A.}$$

Caso de volteo

La falla por volteo en bloques de roca de un talud depende de la separación relativa entre planos de fracturas o juntas perpendiculares y del buzamiento que presenten. Las columnas subverticales con  $\frac{d_2}{d_1} > 1$  pueden dar lugar a taludes seguros mientras que, cuando  $\frac{d_2}{d_1} < 1$  se tienen taludes inseguros.



$\frac{d_2}{d_1} > 1$   
 $\phi = \text{ángulo de fricción}$   
 $\alpha = \text{echado}$

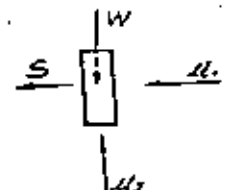
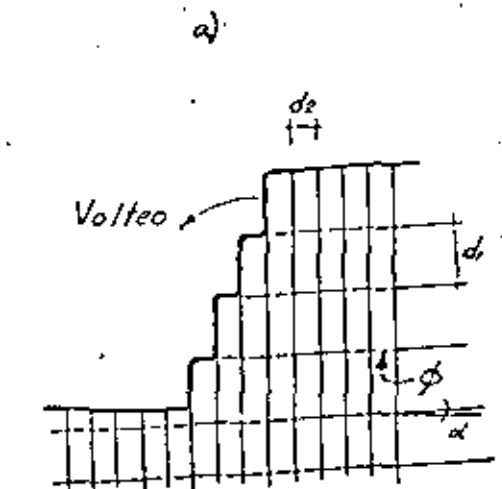


DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE

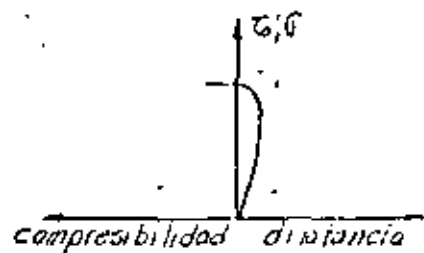
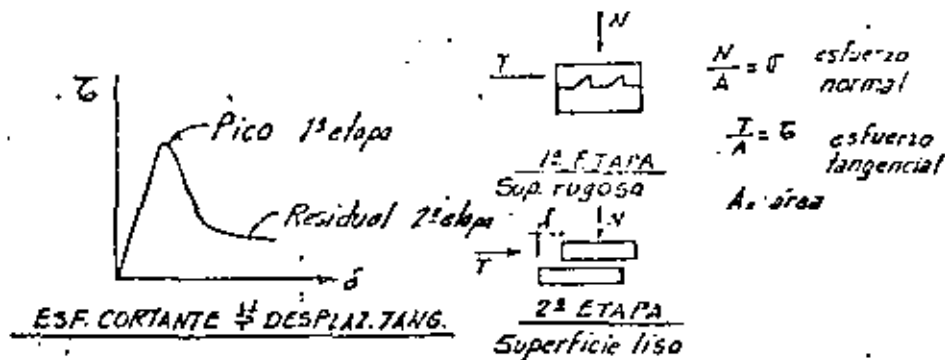
W = peso propio  
 S = sismo  
 U = presión hidrostática  
 $\frac{d_2}{d_1} < 1$

PATRON DE JUNTAS QUE PRODUCE VOLTEO

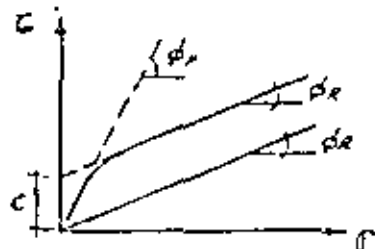
a) poca probabilidad de volteo      b) alta probabilidad de volteo

RESISTENCIA AL DESPLAZO CORTANTE

La resistencia al esfuerzo cortante en la superficie de falla, depende de las características del relleno de las juntas y de la rugosidad de estas, así como de la relación entre esfuerzos normales y tangenciales o cortantes. El efecto de la rugosidad es muy importante como puede verse a continuación:



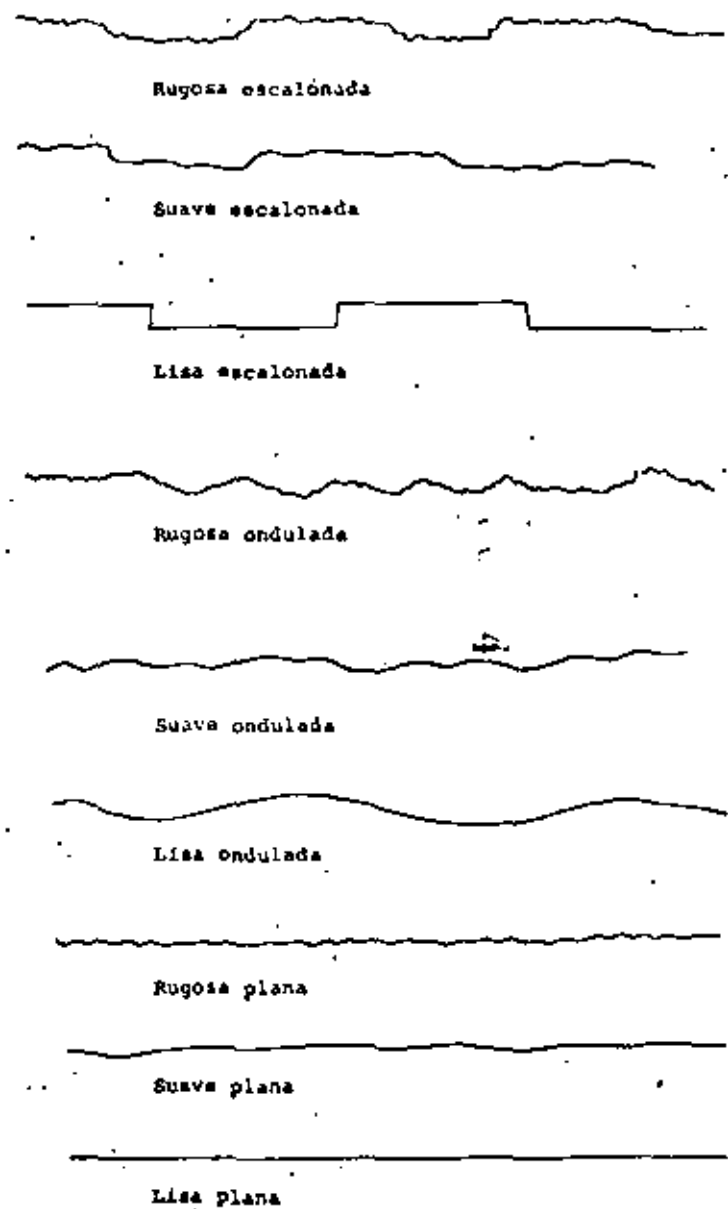
ESF. CORTANTE Y ESF. NORMAL  
vs DESPLAZ. VERTICAL.



$\alpha = \text{pendiente del talud}$   
 $i = \text{irregularidades de 2º orden}$   
 Cuando  $i > \alpha$ ;  $\phi$  aumenta  $90^\circ$

IRREGULARIDADES SECUNDARIAS

Tipos de juntas cerradas



ESTABILIDAD DE UNA CUÑA

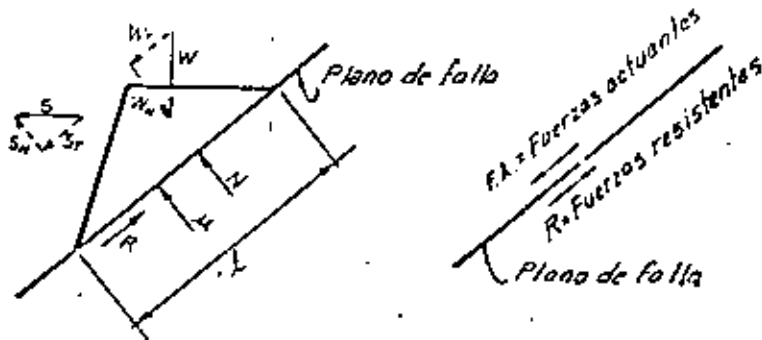


Diagrama de cuerpo libre

ANALISIS BIDIMENSIONAL

La estabilidad de la cuña se establece mediante la comparación de las fuerzas actuantes y resistentes en el plano de falla.

Así, el factor de seguridad  $F.S. = \frac{R = \text{Fuerzas resistentes}}{F.A. = \text{Fuerzas actuantes}}$

- Si :  $F.S. < 1$  se tiene equilibrio inestable
- $F.S. = 1$  se tiene equilibrio crítico
- $F.S. > 1$  se tiene equilibrio estable

EQUILIBRIO DE UNA CUÑA DE ANCHO UNITARIO

Relación entre esfuerzos normales y cortantes

$\tau = c + \sigma \tan \phi$  (1)     $\tau = \sigma \tan \phi$  (2)

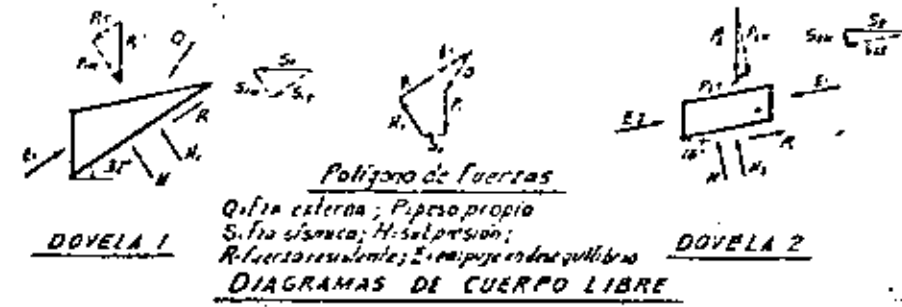
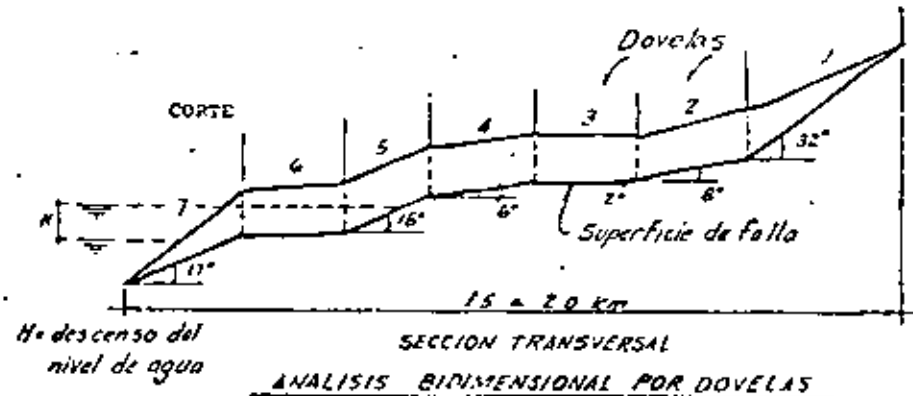
Utilizando la ecuación (2) que es más desfavorable para esfuerzos residuales, se tiene:  $\tau \times L \times 1 = \sigma \times L \times 1 \times \tan \phi \therefore R = N \tan \phi$

$\therefore \Sigma [R] = \Sigma [N \tan \phi]$

$\therefore F.S. = \frac{\Sigma [N] \tan \phi}{\Sigma [F.A.]}$

TALUD CON SUPERFICIE DE FALLA COMPLEJA

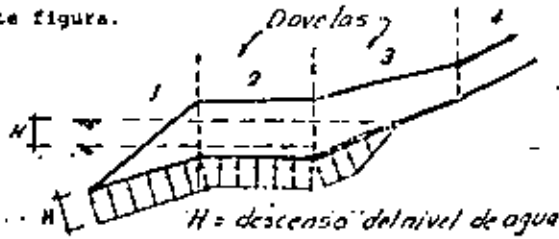
El caso de la estabilidad de una masa de roca que presenta una superficie de falla con cambios de pendiente, puede analizarse en forma bidimensional analizando el equilibrio de secciones o dovelas, iniciando el análisis por la dovela superior, si ésta resulta inestable la carga en desequilibrio o empuje se toma en cuenta como fuerza actuando sobre la dovela siguiente y así subsiguientemente hasta llegar a la dovela inferior de manera que el factor de seguridad de esta última es el dato representativo del equilibrio general de la masa por deslizar.



DIAGRAMAS DE CUERPO LIBRE

IMPRESIÓN HIERROBATRIA

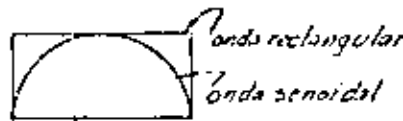
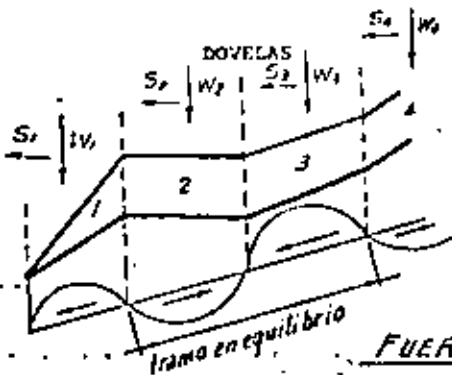
Cuando el plano de falla está constituido por una junta cerrada o con relleno arcilloso, se considera que la junta es impermeable de manera que si se produce un descenso del nivel del agua, ese descenso se traduce en subpresión uniforme como se indica en la siguiente figura.



SUBPRESION

FUERZAS SISMICAS

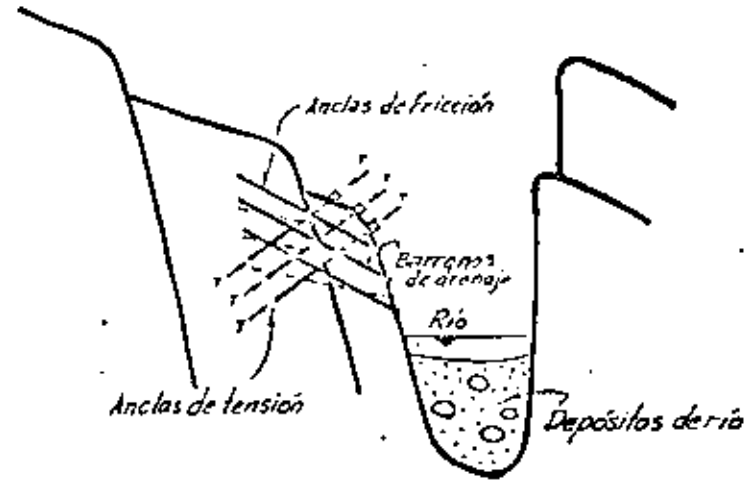
El efecto dinámico de las fuerzas por sismo pueden considerarse como fuerzas externas horizontales tomando un coeficiente de aceleración de la gravedad que puede disminuirse multiplicando por el cociente de la relación entre las áreas circunscritas por las ondas senoidal y rectangular. También puede ser que al vibrar dos secciones con diferentes frecuencias la componente sísmica se anule, sin embargo con siderar que esto no sucede es más conservador.



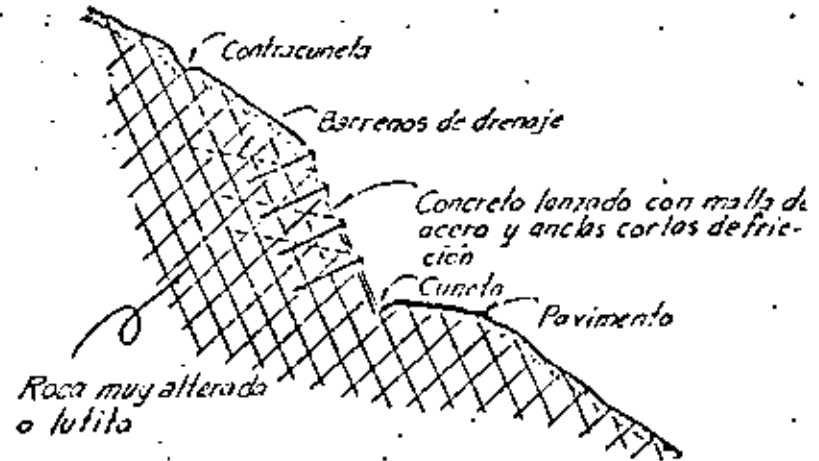
Fuerza sísmica  $S_2 = c \cdot W$ , en donde:  
 $c$  = coeficiente sísmico y  $W$  = peso prop.  
 $c(g)$ ;  $c$  es función de la aceleración de la gravedad; puede reducirse por 0.61 que es la relación de áreas de la onda senoidal y rectangular.

FUERZAS SISMICAS

SISTEMAS DE SOPORTE CON ANCLAS Y CONCRETO LANZADO



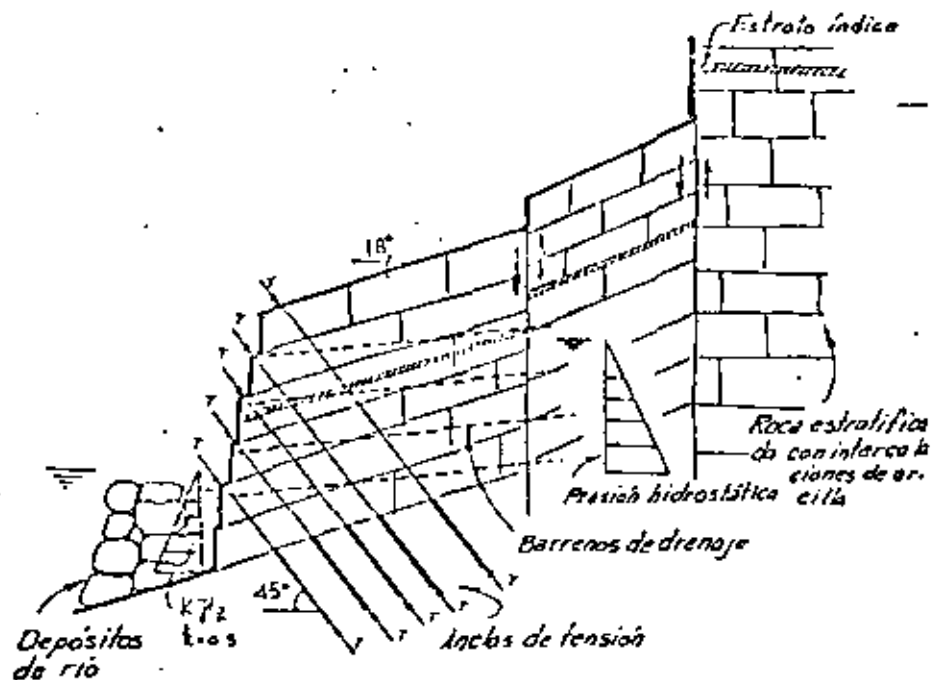
TALUD SOPORTADO CON ANCLAS DE FRICCIÓN Y TENSIÓN



TALUD SOPORTADO CON ANCLAS DE FRICCIÓN Y CONCRETO LANZADO CON MALLA METALICA

### ANCLAJE DE TALUDES

A continuación se muestra un sistema de soporte de taludes a base de anclas de tensión postensadas y barrenos de drenaje. En el diseño de este anclaje se ha tomado en cuenta el empuje hidrostático, el efecto de sismo y el soporte de los depósitos del río.



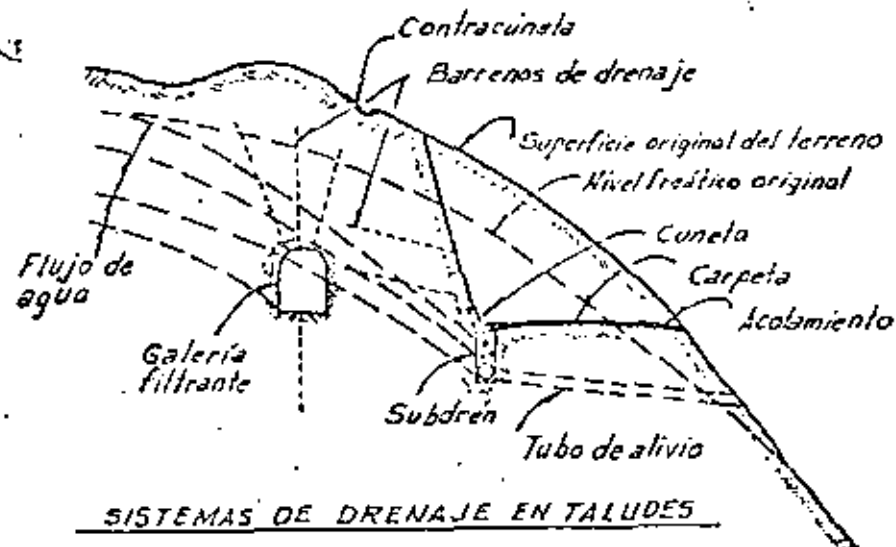
TALUD SOPORTADO CON ANCLAS DE TENSION  
EN ROCA ESTRATIFICADA

### SISTEMAS DE DRENAJE EN TALUDES

De la relación entre esfuerzos cortantes y normales de Mohr-Coulomb,  $\tau = \sigma \tan \phi$ , puede verse que los esfuerzos cortantes dependen de los esfuerzos normales.

Cuando existe presión hidrostática en forma de subpresión la fuerza normal tiende a disminuir con la consiguiente disminución de la fuerza cortante:  $\tau = (\sigma - u) \tan \phi$ ; en donde  $u =$  subpresión.

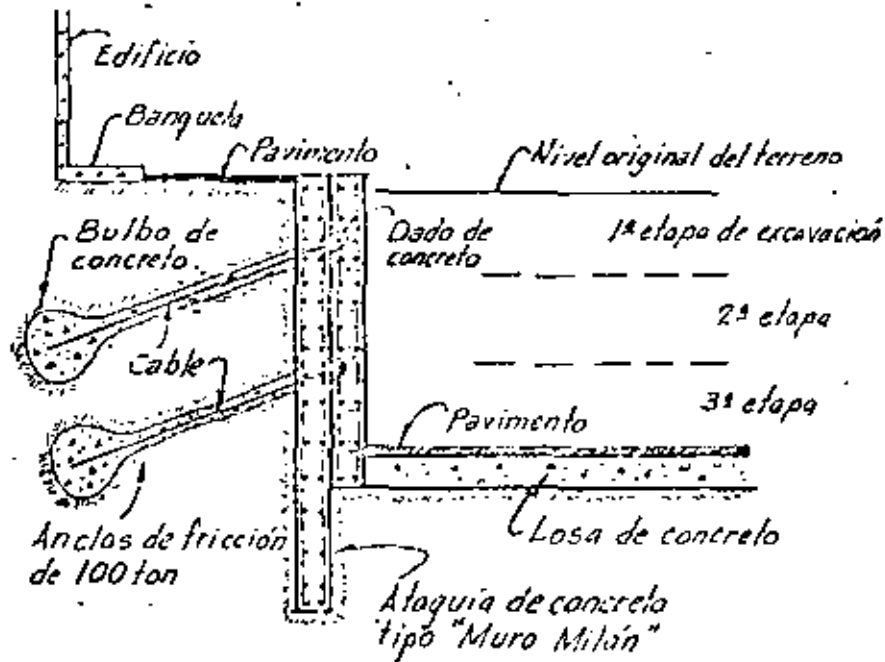
De acuerdo con lo anterior, se comprende la importancia del drenaje en la estabilidad de taludes. En la figura de abajo se muestran los sistemas de drenaje usuales.



SISTEMAS DE DRENAJE EN TALUDES

### MUROS DE RETENCION ANCLADOS EN SUELOS

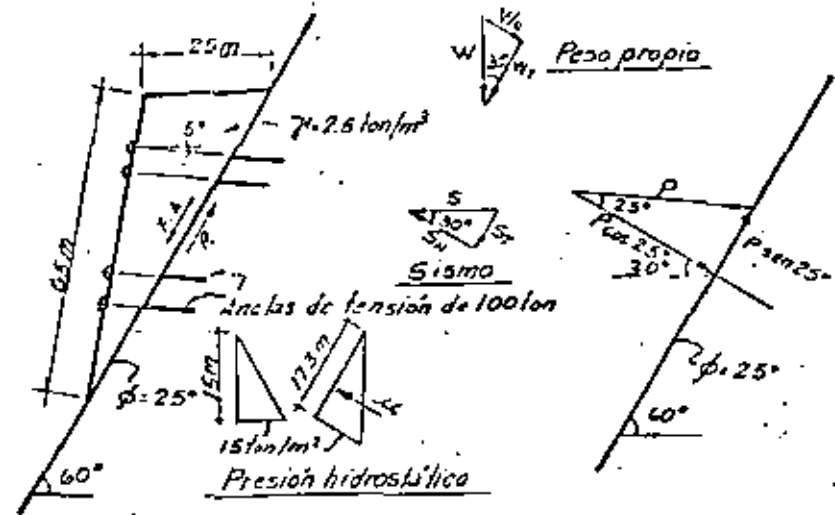
Cuando no es posible el uso de troqueles para darle apoyo al muro de retención, cuando la excavación es muy grande se usan anclas de fricción inyectadas formándose bulbos de apoyo en el fondo de las anclas.



### TALUD EN SUELO APOYADO CON MURO DE CONCRETO

#### SUJETADO CON ANCLAS DE FRICCIÓN

### EJEMPLO DE CALCULO DE ANCLAS EN UN TALUD



### CALCULO DE ANCLAS

$$W = \frac{25 \times 65}{2} = 2.5 = 801 \text{ ton}$$

$$W_N = 801 \sin 30^\circ = 400 \text{ ton}$$

$$W_T = 801 \cos 30^\circ = 694 \text{ ton}$$

$$S = 0.1W = 80 \text{ ton}$$

$$S_N = 80 \cos 30^\circ = 69 \text{ ton}$$

$$S_T = 80 \sin 30^\circ = 40 \text{ ton}$$

$$H_N = \frac{15 \times 17.3}{2} = 128 \text{ ton}$$

$$\Sigma F.A. = W_T + S_T \\ = 694 + 40 = 734 \text{ ton}$$

$$\Sigma F.R. = \Sigma [N] \tan \phi \\ = W_N - U - S_N \\ = [400 - 128 - 69] \times 0.466 = 95 \text{ ton.}$$

Fuerza tangencial que debe aplicarse con las anclas:

$$R = 790 - 95 = 695 \text{ ton}$$

Fuerza normal que se debe aplicar con las anclas:

$$695 = P \cos 25^\circ \tan \phi + P \sin 25^\circ$$

$$\therefore P = 823 \text{ ton.}$$

$$\text{Presión de anclaje: } \frac{823}{65 \times 1} \\ = 12.6 \text{ ton/m}^2$$

Utilizando anclas de 100 ton

$$\text{Area de influencia} = \frac{100}{12.6} = 7.9 \text{ m}^2$$

$$\text{Separación } S = 2.7 \text{ m} \times 2.7 \text{ m}$$

FUERZAS ACTUANTES EN UN TALUD

- a) PESO PROPIO
- b) PRESION HIDROSTATICA
- c) SOBRECARGA: ESTATICA.- Puentes, edificios, terraplenes  
DINAMICA.- Vibraciones

Vibraciones: Naturales.- Sismos, colapsos de cavernas, tsunamis, truenos, etc.

Artificiales.- Explosivos.- Nucleares, excavaciones en roca

Paso de vehículos.- Llantas, orugas, F.P.C.C.

FUERZAS RESISTENTES EN UN TALUD

## a) FUERZAS TANGENCIALES

Estas fuerzas son dependientes de las fuerzas normales y del ángulo de fricción.

CAUSAS DE FALLA DE UN TALUD

- a) DISMINUCION DE RESISTENCIA AL CORTE EN EL PLANO DE FALLA
  - Saturación de la superficie de deslizamiento
  - Disminución de la fuerza normal por subpresión
  - Falla progresiva por acumulación de energía con el tiempo
  - Falta de confinamiento lateral
- b) AUMENTO DE FUERZAS ACTUANTES
  - Sobrecarga: estática y/o dinámica
  - Empuje hidrostático

MEDIDAS PREVENTIVAS Y CORRECTIVAS CONTRA FALLA DE TALUDES

## a) DISMINUCION DE FUERZAS ACTUANTES

- Eliminación de peso propio y sobrecarga en la zona actuante
- Drenaje para aumentar la fuerza normal
- Amortiguamiento de ondas de choque mediante trincheras:
  - Sistema natural - Fallas, fracturas abiertas, cañadas
  - Sistema artificial.- Zanjas y colchón de aire y contracorriente en medios fluidos.

## b) AUMENTO DE FUERZAS RESISTENTES

- Colocación de sobrecarga en la zona resistente
- Drenaje para evitar saturación del plano de falla
- Aumentar la presión normal en el plano de falla mediante el uso de anclas de tensión

## c) CONTROL MEDIANTE INSTRUMENTACION

- Medición de desplazamientos horizontales en superficie
- Medición de desplazamientos verticales en superficie
- Medición de desplazamientos horizontales dentro de la masa de roca.

SISTEMAS DE ESTABILIZACION DE TALUDES

## DRENAJE

Cunetas y aliviaderos  
 Contracunetas  
 Alcantarillas  
 Subdrenos  
 Galerías filtrantes  
 Barreros de drenaje

## ANCLAJE

Anclas de fricción  
 Anclas de tensión  
 Tendones

## MUROS DE RETENCION

Concreto  
 Mampostería

## MOVIMIENTO DE MATERIALES

Cortes o bermas en zonas de carga actuante  
 Terraplén en zonas de carga resistente

## CONCRETO LANZADO Y MALLA

Para estabilización local

## PERFILAMIENTO DE TALUDES

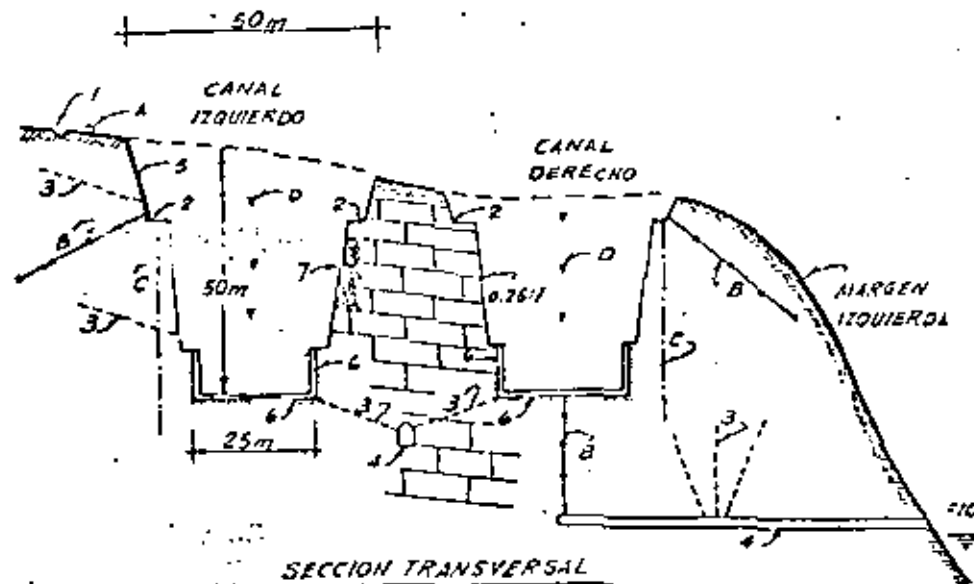
Uso de voladuras de precorte para estabilización local



Sistema de drenaje e instrumentación en canales vertederos

Como medida preventiva contra la falla de talud se implementó un sistema de drenaje constituido por canchales en muros y lechales en la zona revestida, descargando mediante barrenos a una galería central. Superficialmente se colocaron canchales y se hicieron barrenos en paredes. A la vez se instaló un sistema de control de desplazamientos mediante instrumentación.

Hasta la fecha no se han presentado problemas de estabilidad y solo durante la construcción se presentaron fallas locales en zonas de fracturas y disolución, resolviéndose mediante rellenos de mampostería.

SISTEMA DE DRENAJE Y PROTECCION

1. Contracuneta
2. Cunetas
3. Barrenos de drenaje
4. Lechal filtrante
5. Grútle
6. Canchales
7. Relleno de mampostería

INSTRUMENTACION

- A. Mojoneas (10)
- B. Extensómetros longitudinales (8)
- C. Inclínómetros (6)
- D. Bancos de nivel profundo (6)

## COSTOS DE ESTABILIZACION DE TALUDES

1.- Vertedores

Costo de la estructura: \$ 300 x 10<sup>6</sup>

a) Costo sistema de drenaje:

Contracunetas y Cunetas:	470 000
Barrenos de drenaje	650 000
Galerías de drenaje	2 000 000
Grútle:	250 000
	<u>\$ 3 370 000</u>

Costo relativo: 1.12%

b) Costo de instrumentación:

Mojoneas (10):	20 000
Extensómetros longitudinales (8):	280 000
Inclínómetros (6):	150 000
Bancos de nivel profundos (6):	75 000
Equipo, medición y procesamiento de datos:	500 000
	<u>1 025 000</u>

Costo relativo: 0.34%

2.- Obra de Toma

Costo de la estructura: \$100 x 10<sup>6</sup>

a) Costo sistema de soporte:

Tratamiento de la roca inyecciones	500 000
------------------------------------	---------

Anclas pretensadas 120 pz x 8000.00	<u>1 000 000</u>
--	------------------

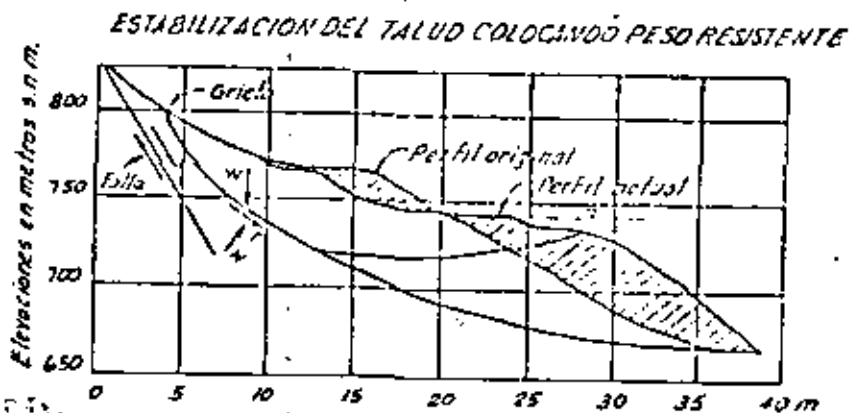
1 500 000 Costo relativo: 1.5%

P. II. CANCA ROSA, JAL.

En la zona vecina al canal de llamada del vertedor sobre la margen derecha, se detectó una zona inestable que cubre aproximadamente 700 000 m<sup>3</sup> hacia el año 1964. La solución que se le dio fue la de colocar material para aumentar el peso al pie del talud. Se colocaron aproximadamente 100 000 m<sup>3</sup>.

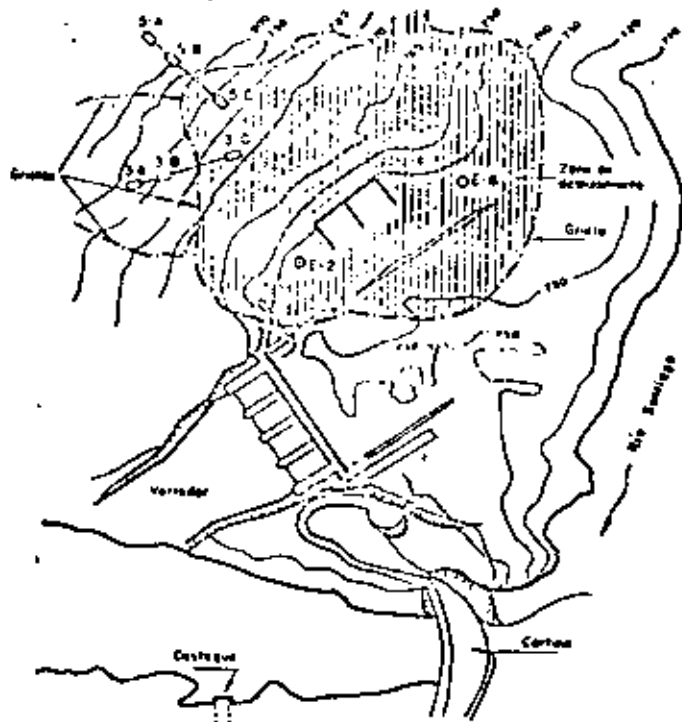
Durante el primer llenado los desplazamientos horizontal y vertical fueron del orden de 2.5 m, de entonces a la fecha el desplazamiento ha continuado a una velocidad del orden del centímetro por año. Desde 1965 hasta 1976 la operación de la planta se restringió para que no se presentaran descensos en el embalse mayores de 15 cm/día para evitar problemas de subpresión. A la fecha se ha modificado este criterio sin que se haya acelerado el movimiento del talud.

Toda el área tiene un sistema de control de desplazamientos horizontales y verticales a base de extensómetros superficiales eléctricos y mecánicos, bancos de nivel, líneas de colimación, inclinómetros, vertedores y piezómetros.

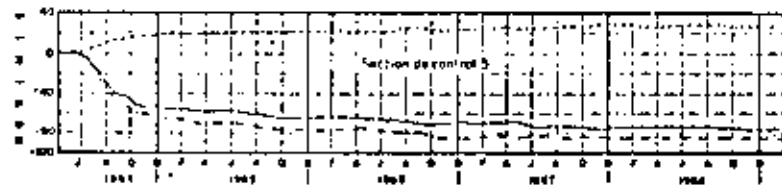
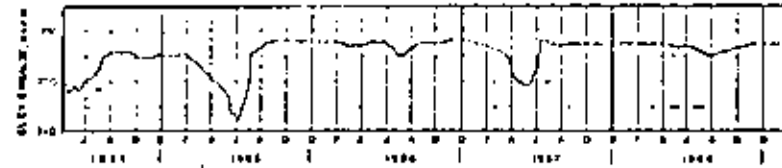


ZONA DEL CANAL DE LLAMADA VERTEDERO SANTA ROSA, JAL.

Se estabilizó el talud colocando 100 000 m<sup>3</sup> de material en la zona resistente.



Zona de deslizamiento cercana al vertedor de la presa Santa Rosa, Jalisco, localización de instrumentos de observación



Movimientos verticales  
 Movimientos H al alineam  
 Movimientos L al alineam

Desplazamientos verticales y horizontales en dos estaciones del vertedor de Santa Rosa

P. II. SANTA ROSA, JAL.

COSTOS DE ESTABILIZACION DE TALUDES

Costo de la Planta:  $900 \times 10^6$

1.- Vertederos

- a) Movimiento de tierras.-  $100\ 000\ m^3$   $\$50.00 = 5 \times 10^6$   
 b) Instrumentación =  $1 \times 10^6$   
 c) Equipo, mediciones y proceso de datos  $1 \times 10^6$

2.- Otros taludes

- a) Anclaje postensados de 40 ton. a 100 ton.

1 750 pza x 15 000

$\$ 26.25 \times 10^6$

Costo relativo = 3%

ANCLAJES EN TALUDS EN LA P.H. CHICOMUL, CHIS.

COSTO DE ESTABILIZACION DE TALUDS

Cauce del río. Caliza estratificada con intercalaciones de arcilla. Se utilizaron 570 anclas de fricción de  $\phi$  1 1/2" acero grado duro, con longitud variable entre 24 m y 32 m. Al profundizar la excavación se fueron realizando barrenos de drenaje. El control de desplazamientos se realizó mediante extensómetros mecánicos y superficiales complementados con nivelación de precisión.

1.- Estabilización de bloques Planta de Producción de Materiales.-

No. de anclas: 50

Costo: \$ 4 x 10<sup>6</sup> (Incluyendo renta de equipos + barrenos de drenaje)

Facilidades:

Equipos: 1 Tractor, 1 cargador: \$ 2 x 10<sup>6</sup>

Vidas humanas: 3

Costo por ancla =  $\frac{6 \times 10^6}{50} = \$ 120 000.00$

Tiempo perdido: 5 meses.

2.- Estabilización cauce del río.-

No. de anclas: 700

Costo por ancla = \$ 20 000

Costo total: \$ 14 x 10<sup>6</sup>

Instrumentación:

Extensómetros (27) \$ 100 000

Barros de Nivel (16) 10 000

Referencias superficiales (7) 5 000

Equipo de Medición: 100 000

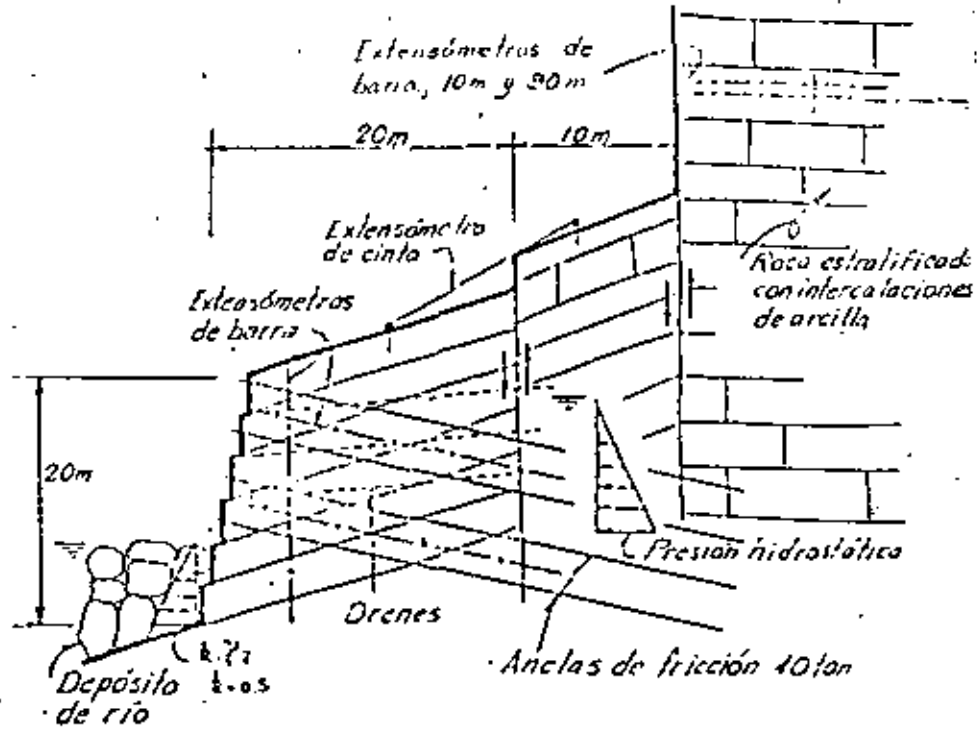
Med. y proc. de datos.-

	100 000
	\$ 115, 000

Drenajes:

20 barrenos x 30 m = \$ 180 000

Tiempo de trabajo: 3 meses



TALUD SOPORTADO CON ANCLAS DE FRICCIÓN  
ROCA ESTRATIFICADA

——— Anclas  
 - - - - - Extensómetros  
 - - - - - Drenes

P.H. CHIOGACH, GMS.3.- Fragmentación de bloques en Cámara seca.-

Voladura de bloques	\$ 200 000
Protección de túneles falsos.	" 75 000
	\$ 275 000

Tiempo perdido: 1 mes.-

P.H. INTAPANTONGO, MEX.Zona de tubería de presión junto a la casa de máquinas.-

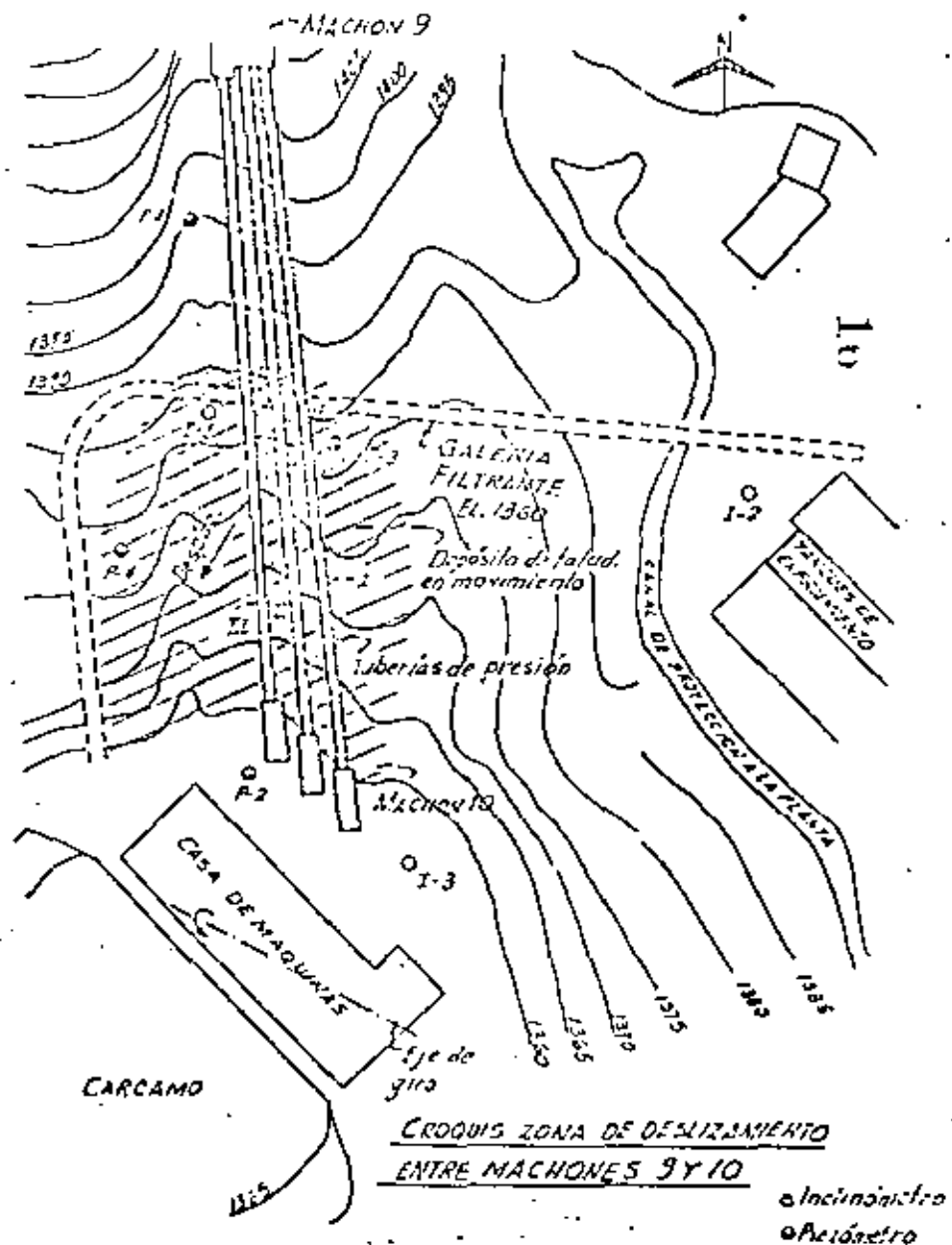
La conducción a presión está constituida por tres tuberías exteriores.- En el tramo de llegada a la casa de máquinas entre los machos 9 y 10 estos conductos están apoyados sobre depósitos de talud constituidos por rocas volcánicas.- Desde la época de construcción - entre 1945 y 1952 hasta la fecha, se han producido movimientos de tipo "creep" en la zona correspondiente al depósito de talud con una velocidad de desplazamiento del orden de 5 mm/año en dirección diagonal con la tubería.-

El movimiento se inicia desde el contacto con la roca fija aproximadamente a la mitad entre los apoyos 9 y 10 hacia abajo, incluyendo el círculo de la casa de máquinas que también ha sido alcanzado por este efecto, ocasionando desplazamientos verticales diferenciales hasta de 15 mm que llevaron a la necesidad de renivelar la Unidad No. 3 en el año 1975.-

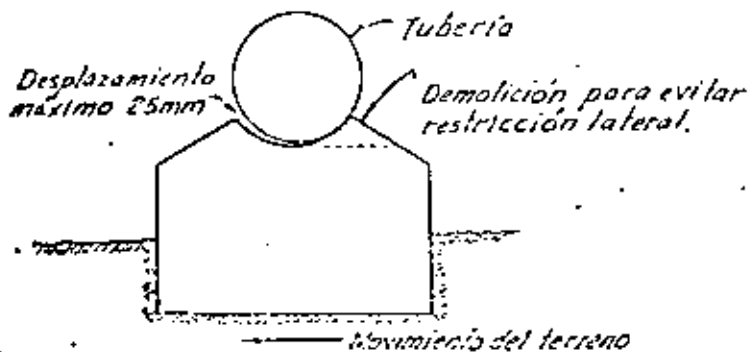
Los movimientos relativos entre el terreno y la tubería han producido empujes horizontales sobre los apoyos de las alfileras de soporte que ha ocasionado la ruptura de varias de ellas en vista de que no tienen libertad de desplazamiento transversal.- Este efecto se ha disminuido eliminando las restricciones de los apoyos al movimiento transversal de la tubería.- Se ha considerado que el movimiento del talud es ocasionado por el flujo de aguas subterráneas ya que el material de talud cubre parcialmente el cauce de un arroyo antiguo.- Además de que durante las exploraciones geológicas en --

los años 1970 y 1973 se presentó artesianismo en un barrero del talud y en un barrero de la plataforma inferior de casa de máquinas. Con objeto de disminuir el movimiento de este talud en el año 1974 se construyó una galería filtrante a la elevación del pie del talud pisando a unos 25 m por debajo del terreno en la zona de contacto con la roca fija. Esta galería filtra un gasto de 4 l/seg y faltan aún de ejecutar barrenos radiales habiéndose logrado disminuir la velocidad de movimiento a 1 mm/año.

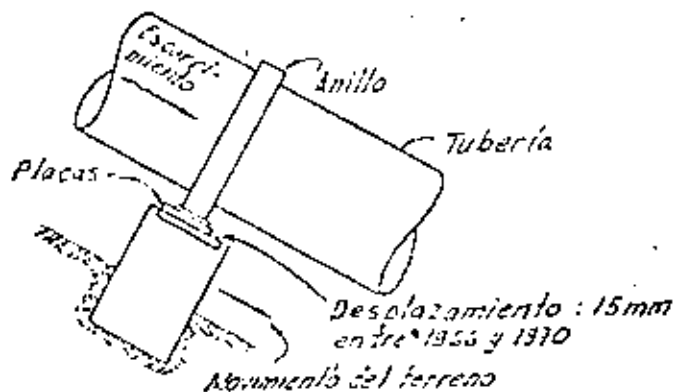
Se tiene instalado un sistema de control de desplazamientos mediante colimación, extensómetros de cinta y nivelación de precisión, complementados con piezómetros e inclinómetros.



P.H. IXTAPANTONGO, MEX.



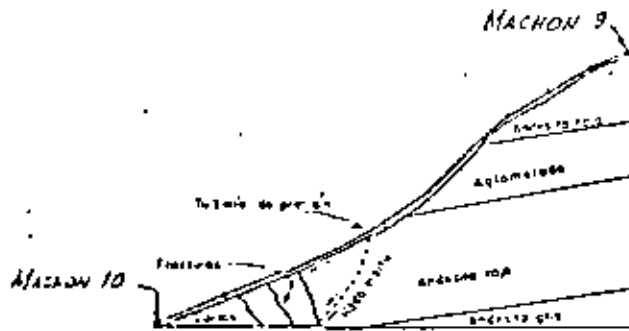
SILLETAS DE APOYO PARA TUBERIAS I Y II  
(Vista desde aguas abajo)



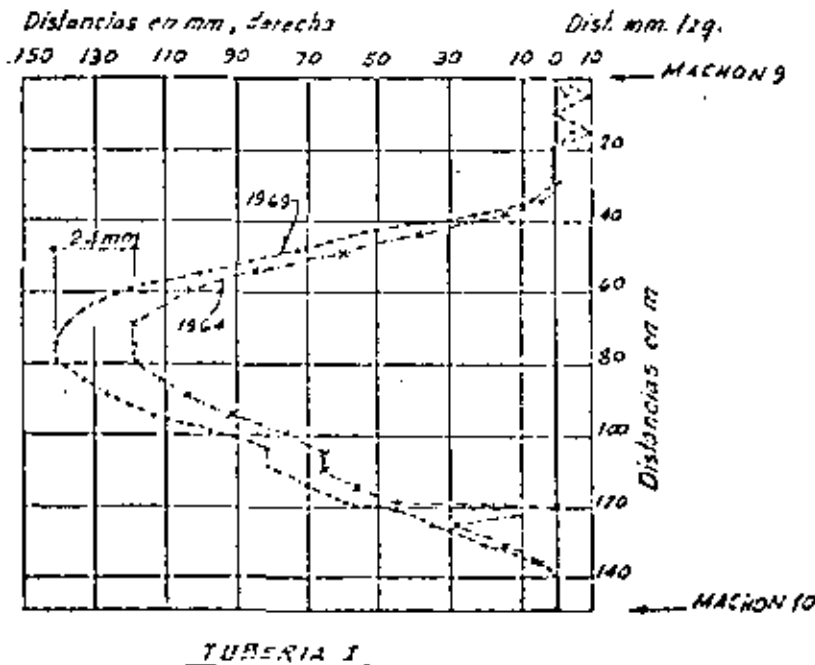
SILLETA DE APOYO PARA TUBERIA III

DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS ENTRE EL TERRENO Y LAS TUBERIAS

P.H. IXTAPANTONGO, MEX.



Perfil esquematizado mostrando los trazos de los diferentes flujos y la orientación que quedan las fracturas de tensión



TUBERIA I  
DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES

## P.H. TETAPANTONCO, MEX.

## COSTOS DE ESTABILIZACIÓN DEL TALUD

Costo de la Planta:  $\$150 \times 10^6$  Capacidad: 100 000 kW

a) Costo sistema de drenaje

Galería de drenaje	\$ 1 500 000	
Drenaje radial (barre- nos)	1 000 000	
Pantalla de drenaje	400 000	
	<u>2 900 000</u>	Costo relativo = 2 %

b) Costo de Instrumentación

Inclinómetros - 3	\$ 200 000	
Piezómetros (H y A) 8	120 000	
Fabricación referencias	50 000	
Equipo de medición	100 000	
Medic. y proceso datos	500 000	
	<u>\$ 970 000</u>	Costo relativo = 0.65%

c) Costo estudio geológico

Exploración y est. geológicos	\$ 1 000 000	
Top. de detalle	50 000	
	<u>\$ 1 050 000</u>	Costo relativo = 0.7 %

## P.H. EL INDIENILLO, MICH.

Zona de vertederos y obra de toma

Los portales de entrada de los túneles vertedores y de toma sobre la margen izquierda, quedaron localizados en la formación del conglomerado silicificado con intenso fracturamiento de origen tectónico. Cuando se excavaron los portales ocurrió un desplazamiento del talud de 2 a 3 cm, en todo el frente de excavación, a través de uno de los planos de estratificación, con formación de grietas en varias zonas del corte. Se suspendió el trabajo y se excavaron dos galerías de exploración. A 5 m del frente, apareció una franja de roca intensamente fracturada y alterada. El resultado de estas investigaciones fue: 1) desplazar las estructuras del vertedor 12 m hacia el río, con objeto de reducir el volumen de la excavación y 2) aplicar en todos los cortes de esta zona, una poscompresión de  $7 \text{ ton/m}^2$  mediante anclajes con inclinación de  $45^\circ$  respecto a los planos de estratificación y de 10 a 25 m de profundidad.

Se utilizaron barras de 1.25 pulgadas de diámetro, espaciadas a 2.5 m tenederos a 42 ton, también se usaron anclajes forrados por alambres de acero, de 7 mm de diámetro. Ambos tipos se alojaron en perforaciones de 7.5 cm, fijando a la roca el tramo interior de 4 m con mortero inyectado. Periódicamente se verifica la tensión y a partir de la segunda revisión, la pérdida de carga en las anclas ha resultado menor que 10% por año.



P.M. EL INFIERNILLO, MICH.

## COSTOS DE ESTABILIZACION DE TALUDES

Costo de la Planta: \$ 1400 x 10<sup>6</sup>1.- Veredor y Obra de Toma. - Estabilización de taludes en roca

No. de anclas: 2 000

Tipo de ancla: de Tensión, de barra # 1 1/2" x 18 m

Carga de trabajo: 40 ton

Costo por ancla: \$8 000.00

Costo total: \$16 x 10<sup>6</sup>

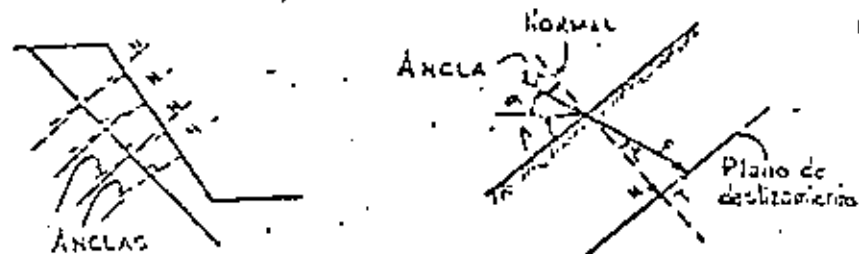
Costo relativo = 11

## ANEXO

RESISTENCIA ADICIONAL DE LAS ANCLAS EN LA SITUACION DE FALLA.

Las anclas de tensión tienen un mejor comportamiento si están inclinadas respecto a la normal al plano de deslizamiento ya que tendrán componente normal y tangencial en dicho plano.

La resistencia adicional del ancla (R) en la superficie de deslizamiento puede expresarse en función de la carga F de las anclas como se indica:



$$R = T + N \tan \phi$$

$$F \cos \gamma = F \sin (\alpha + \beta)$$

$$\left( \frac{T}{F} - \sin (\alpha + \beta) \right) = \gamma$$

$$T \sin \gamma = F \cos (\alpha + \beta)$$

$$R = F \left[ \cos (\alpha + \beta) + \sin (\alpha + \beta) \tan \phi \right]$$

el valor máximo de R es:

$$\frac{dR}{d\alpha} = 0 = -F \sin (\alpha + \beta) + F \cos (\alpha + \beta) \tan \phi$$

$$\tan \phi = \tan (\alpha + \beta) \therefore \phi = \alpha + \beta$$

Conocido  $\phi$  y conocido  $\phi$  se puede conocer la del ángulo de inclinación de las anclas.



DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION

ESTUDIO DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN EL TAJO I

MAYO, 1983

ESTUDIO DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN  
EL TAJO I.

México, D.F., Abril de 1980.,

PROYECTOS ESPECIALIZADOS DE INGENIERIA, S.C.  
Consultores en Mecánica de Rocas y  
Mecánica de Suelos.

I N D I C E.

- 
- 1.- INTRODUCCION.
  - 2.- GEOLOGIA.
    - 2.1 - Estratigrafía.
    - 2.2 - Clasificación y levantamiento de discontinuidades.
  - 3.- PROPIEDADES MECANICAS DE LA MASA ROCOSA.
  - 4.- CINEMATICA DE FALLA DE LOS TALUDES.
  - 5.- ANALISIS DE ESTABILIDAD.
    - 5.1 - Análisis de falla a través de cuñas.
    - 5.2 - Análisis de falla circular.
  - 6.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.
  - 7.- ANEXO I.

Plano de localización de secciones geológicas sondeos y piezómetros.
  - 8.- ANEXO II.

Perfiles litológicos.
  - 9.- ANEXO III.

Secciones geológicas  
Block Diagramático.

10.- ANEXO IV.

Plano de fracturamiento Regional.  
Plano de fracturamiento de Tajos  
y Mina I.

11.- ANEXO V.

Red de flujo horizontal.

12.- ANEXO VI

Plano de Estabilidad de Taludes.

S

# INTRODUCCION

## 1.- INTRODUCCION.

En el año de 1977, el Instituto de Ingeniería de la UNAM, fué contratado por la Comisión Federal de Electricidad para realizar un estudio sobre la estabilidad de taludes de dos futuros tajos a cielo abierto, denominados Tajo A y C, que servirían para la extracción del carbón que sería utilizado en la nueva planta termoeléctrica de "Río Escondido".

En este estudio se señalaron los problemas que podrían afectar la estabilidad de los taludes y se hizo hincapié en la necesidad de conocer, con más detalle, las propiedades mecánicas de los materiales y las condiciones geohidrológicas del subsuelo.

En Agosto de 1977 se crea la compañía "Minera Carbonífera Río Escondido", con el propósito exclusivo de dedicarse a la extracción de carbón para C.F.E. y en Marzo de 1979 se iniciaron una serie de trabajos en los tajos, ahora denominados I y II, que dieron origen al estudio geohidrológico del Tajo I presentado por nuestra empresa en el mes de Septiembre del mismo año.

En este estudio se definieron las condiciones del flujo de agua subterránea y se recomendó hacer un análisis detallado de la estabilidad de los taludes, ya que existían una serie de fracturas que conjuntamente con el agua afectarían seriamente la estabilidad de los mismos.

La topografía sumamente plana de la región no proporcionaba cortes que sirvieran para obtener datos sobre los buzamientos de las fracturas, por lo que fué necesario esperar hasta mediados del mes de febrero, en que se da inicio a la excavación del Tajo I para realizar el mapeo de las discontinuidades y obtener elementos para los cálculos de los taludes.

En el presente estudio, que se expondrá a continuación, se presentan los resultados obtenidos de la exploración de campo y de los cálculos de gabinete. Se concluye con una serie de lineamientos generales para poder abrir el tajo en cualquier dirección que lo considere conveniente MICARE, manteniendo siempre un factor de seguridad adecuado de la estabilidad de los taludes.

# GEOLOGIA

## 2.- GEOLOGIA.

El comportamiento mecánico e hidráulico de una masa rocosa depende primordialmente de la configuración de sus discontinuidades. Estas se agrupan en familias de diaclasas, planos de estratificación, superficies de foliación y fallas. Por tanto, el primer paso que se siguió fue la clasificación y levantamiento de dichas superficies de discontinuidad.

Ya que este trabajo es una continuación del estudio geohidrológico - presentado por nosotros en Septiembre de 1979, nos permitimos repetir los comentarios realizados sobre la estratigrafía y la geología estructural; pero en esta ocasión, se verán enriquecidos por la nueva información que hemos podido obtener de las excavaciones del Tajo I.

## 2.1 - Estratigrafía.

La columna estratigráfica de interés para la explotación del Tajo I abarca desde las formaciones Upson, San Miguel y Olmos del Cretácico Superior, hasta las rocas recientes del Terciario y Cuaternario.

Las características litológicas de dichas formaciones se obtuvieron mediante la ejecución de 16 sondeos exploratorios con recuperación continua de núcleos de roca, empleando un barril doble giratorio de diámetro N. En cada una de las perforaciones se determinó la litología de los núcleos, el porcentaje de recuperación, el índice de calidad de la roca ( R.Q.D. ), la permeabilidad de los distintos materiales, las profundidades en que se tuvieron pérdidas de agua durante la perforación y la ubicación del nivel freático. La recopilación de esta información puede consultarse en el Anexo II de este trabajo.

Sin embargo, cabe mencionar que estos 16 sondeos se localizaron entre el borde Norte del Tajo I y el Río Escondido, y únicamente involucraron a los materiales permeables que eran los que interesaban en el problema de flujo de agua. En el interior del tajo, se echó mano de la información obtenida por C.F.E. mediante barrenos perforados con brocas tricónicas que únicamente sirven para definir, en forma aproximada, el tipo de material y no muy

confiablemente la localización de los contactos entre las distintas formaciones.

A continuación se presenta una breve descripción de la estratigrafía del subsuelo en la zona del Tajo I.

## A). Eras Terciaria y Cuaternaria.

Superficialmente se atravesó una capa constituida por un suelo limo-arenoso color café claro, con distribución errática, presentando un espesor variable entre unos pocos centímetros hasta 4.00 m. En ciertos lugares podría considerarse que más bien se trata de un caliche alterado ( Suelo residual ).

Al incrementar la profundidad aparece un estrato de caliche, compacto y duro, que presenta en su cuerpo una serie de fracturas. En la porción inferior del estrato se observaron pequeños canales de disolución.

El caliche se encuentra distribuido en toda el área de estudio; posee espesores variables entre 8 y 20 m.

Subyaciendo a este estrato hace acto de presencia un conglomerado - constituido principalmente por fragmentos de roca caliza bien redondeados y de color claro, los cuales presentan formas tanto equiaxiales como proladas. La masa en sí se encuentra mal graduada, y el tamaño de los clastos varía entre 1 y 15 cm. En menor proporción se incluyen fragmentos semiredondeados de pedernal negro, que junto con la caliza, se hallan empacados en una matriz arcillo-arenosa, que en ocasiones presenta partes bien cementadas por carbonato de calcio.

Este estrato también se ve afectado por fracturas y por canales de disolución.

En el block diagramático del Anexo III, se muestra la distribución de estas rocas en el perímetro del Tajo I y su variación hacia Río Escondido; de donde se concluye que los conglomerados se encuentran esparcidos en toda el área, aunque en ciertas zonas se acúñan. Su espesor oscila entre 1 y 7 m. pero su promedio es de 3m. Por las

características mencionadas hasta el momento, es de suponerse que estos depósitos se originaron al erosionarse las rocas calizas de las montañas pertenecientes a la Sierra Madre Oriental, siendo transportados los fragmentos de roca por las corrientes de agua que los fueron sedimentando al perder éstas su capacidad de arrastre.

Lo anterior explica la forma de las partículas y la diferencia en los espesores de los depósitos.

### B). Cretácico Superior.

En el área circundante al Tajo I únicamente se detectaron tres formaciones que resultan interesantes desde el punto de vista de su implicación en los problemas de flujo de agua y de estabilidad de taludes.

A continuación se describirán brevemente sus características empezando por la más joven.

**FORMACION OLMOS.** - Constituida principalmente por lutitas y limolitas con intercalaciones de areniscas y capas de carbón en su parte inferior.

Las lutitas y limolitas tienen un porcentaje de recuperación medio ( 60% ) y un R.Q.D. bajo ( de 0 a 25% ).

**FORMACION SAN MIGUEL.** - Constituida por areniscas de grano fino a grueso, duras y compactas. Su porcentaje de recuperación y su R.Q.D. son altos ( 80% ), lo que indica la alta calidad de esta roca. En ocasiones presenta pequeñas intercalaciones de lutitas.

La formación, de acuerdo a los registros de perforación, tiene una potencia comprendida entre 8 y 15 m.

**FORMACION UPSOH.** - Esta formación solo se encontró cerca del Río Escondido y consta de lutitas y lentes de areniscas, presentando al conjunto un porcentaje bajo de recuperación y un R.Q.D. que indica una roca de mala calidad ( 25-50% ).

Con el fin de poder determinar la estructura geológica en el área del Tajo I y sus alrededores, se elaboraron nueve secciones geológicas.

cinco de ellas perpendiculares al Río Escondido y al eje longitudinal del tajo, y las cuatro restantes con dirección paralela al eje del tajo.

La localización de las secciones puede encontrarse en el Anexo I, y cada una de ellas en el Anexo III al igual que el block diagrama.

Únicamente se emplearon los barrenos recientemente perforados por MICARE, en donde hubo recuperación continua, para la unión de los estratos.

La discordancia entre las rocas Terciarias y las del Cretácico Superior, ha sido bien delimitada en las secciones I a V. - Además puede apreciarse que existe un parteoqueas subterráneo en dirección NE-SW, aproximadamente a la altura de las secciones VII y VIII.

Esto probablemente se debió a que cuando las formaciones cretácicas se plegaron y quedaron expuestas a la intemperie la erosión diferencial atacó con mayor rapidez a las lutitas de la formación Olmos que a las areniscas de la San Miguel, dando por resultado la formación de una pequeña colina.

Clasificación y levantamiento de discontinuidades.

Estructuralmente, las formaciones Cretácicas forman un suave monoclinado ligeramente ondulado, en donde los estratos se dirigen al Este con buzamientos menores de 5°.

Para tener una primera idea del fracturamiento que afecta la región, se realizó un estudio fotogeológico; el cual se verificó mediante un vuelo aéreo que abarcó un área comprendida entre los tajos y Piedras Negras.

En los planos del Anexo IV, se muestra la orientación de los sistemas de fracturas.

Durante la suscultación de los pares estereoscópicos se detectaron dos sistemas de fracturas; elaborándose las rosetas de fracturamiento respectivas en donde aparezcan, en forma estadística, las orientaciones preferentes de ellas.

La primera señala rumbos variables entre  $10^{\circ}$  y  $30^{\circ}$  al NW con buzamientos de  $45^{\circ}$  al NE y la otra con rumbos comprendidos entre  $10^{\circ}$  y  $70^{\circ}$  al NW.

La expresión de las fallas en superficie es débil, por lo que los buzamientos reportados se han ido obteniendo de los datos recolectados durante los trabajos de excavación del Tajo I, y que aparecen más adelante en los estereogramas que se mostrarán en el capítulo 5.

Es importante aclarar que no necesariamente las fracturas principales, o de mayor longitud, caen en los grupos con mayor número de incidencias, ya que estos diagramas se elaboran utilizando únicamente los rumbos y buzamientos de las discontinuidades.

La observación de las rosetas indica que las fracturas son de origen tectónico, posiblemente del tiempo de la Revolución Larámide. - Ver figuras A y B.

Uno de los aspectos más importantes en los análisis de estabilidad de taludes rocosos es la recolección sistemática y presentación de los datos geológicos de tal forma que puedan evaluarse rápidamente e incorporarse a los análisis de estabilidad. La experiencia de varias personas de renombre en este campo han demostrado que las proyecciones esféricas son un medio adecuado de representar la información geológica, proporcionar las condiciones de fisuramiento de la masa y poner en evidencia la orientación en el espacio de las principales familias de discontinuidades.

Existen varios tipos de proyecciones esféricas. En este estudio se seleccionó la de "Proyección de áreas iguales", también llamada "Proyección de Lambert" o "Diagrama de Schmidt".

En las siguientes figuras ( 2.1 a 2.5, ) se muestran algunos aspectos de la estratigrafía del subsuelo en la zona del Tajo I.

Fig. (2.1)

Vista del caliche haciendo contacto con el conglomerado.

Este corte se observa cerca del "Río Escondido", y en él puede apreciarse el fracturamiento en la masa de caliche.



Fig. (2.2)  
Contacto Caliche - Conglomerado.





Fig. (2.3)

Detalle del conglomerado, donde se aprecia la forma de sus clastos, su granulometría, el cementante y los conductos de disolución.



Fig. (2.5)

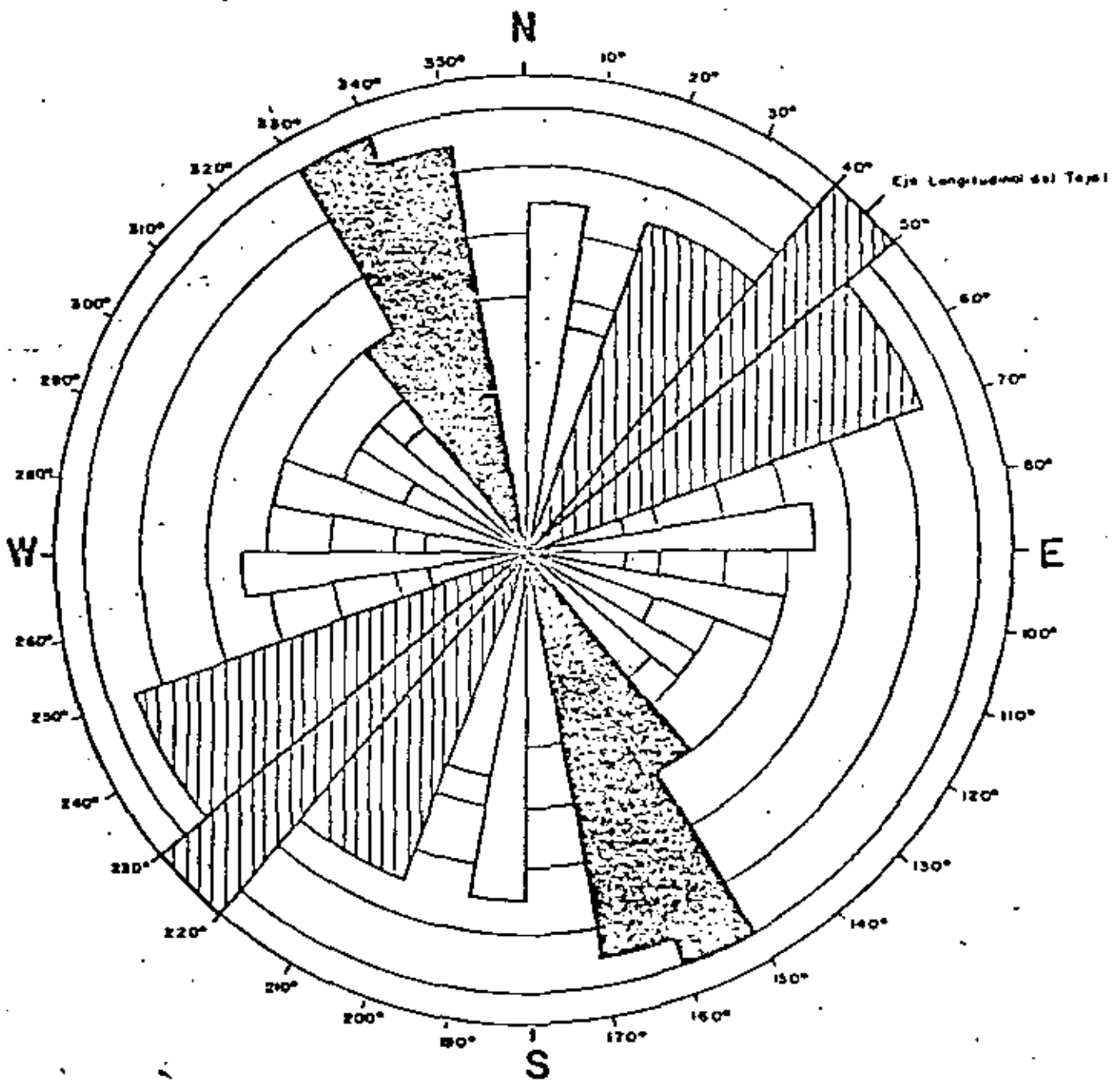
Contacto del Conglomerado con la formación Upson.



Fig. (2.4)

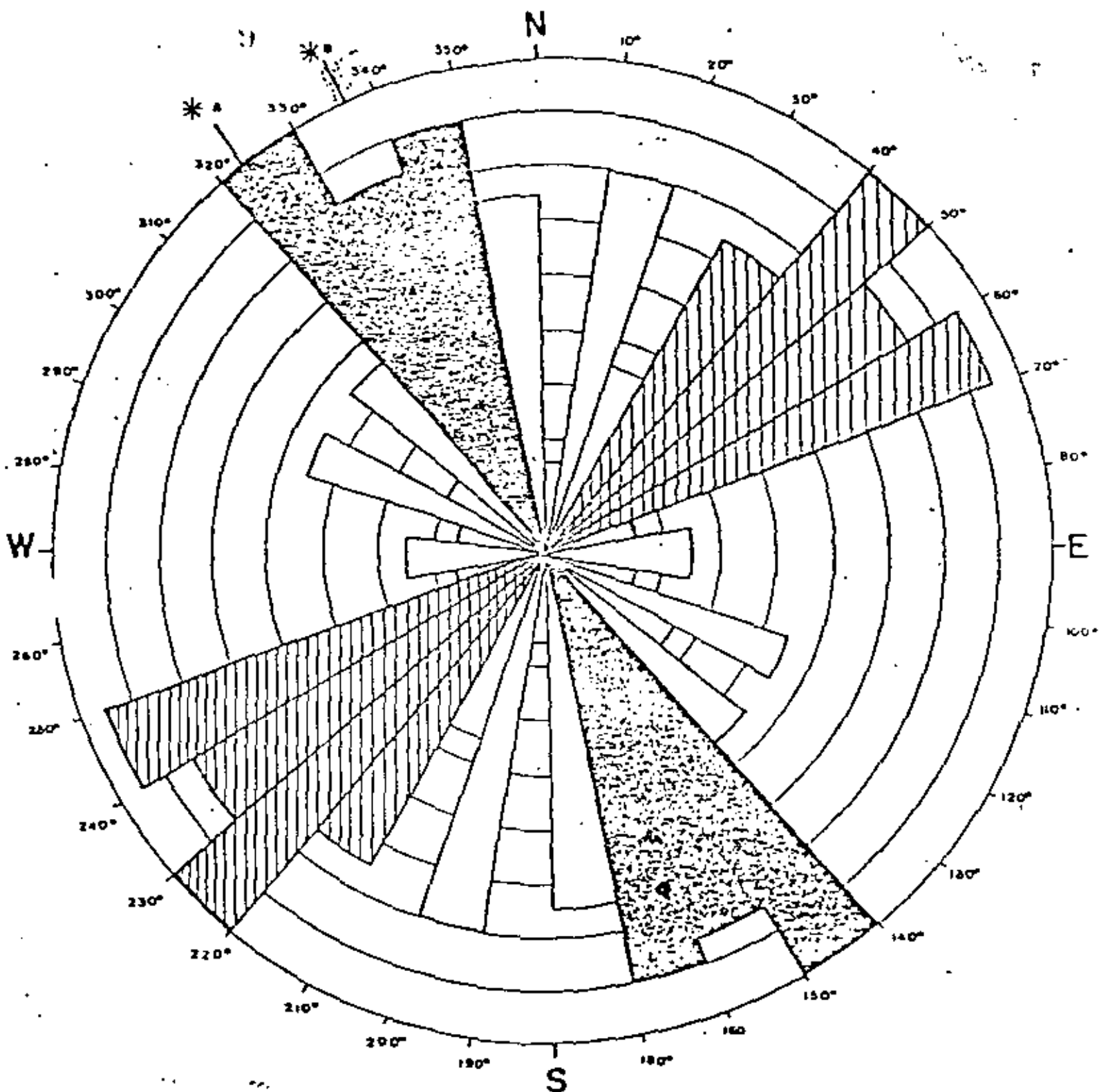
Fig. A 5

# ROSA DE FRACTURAS TAJO I y II



Escala Radial: 2 Fracturas por cada centimetro.

# ROSA DE FRACTURAMIENTO REGIONAL



Escala Radial: 2 Fracturas por cada centímetro

\*A Orientación del eje del Anticlinal de la Serranía del Bordo

\*B Orientación del eje del Anticlinal del Llanero de Payatas

# PROPIEDADES MECANICAS DE LA MASA ROCOSA

## 3.- PROPIEDADES MECANICAS DE LA MASA ROCOSA.

Como ya se mencionó anteriormente, el aspecto principal en el estudio de estabilidad de un talud, es la determinación de la geometría de la masa rocosa dada por los sistemas de fracturas. El siguiente punto en importancia lo constituye la determinación de la resistencia al corte.

Dado el tipo de material que formará los taludes del Tajo I, existen dos formas de obtener estos datos.

- a).- Pruebas triaxiales.
- b).- pruebas de corte directo.

La selección del tipo de prueba obedece a la dirección de las cargas, ya que cuando éstas originan una superficie potencial de falla que debe atravesar las fracturas estructurales, la resistencia al corte será próxima a la de la sustancia rocosa, pero cuando la dirección de la carga es paralela o semiparalela a las singularidades estructurales, la resistencia al corte vendrá regida por la superficie de discontinuidad.

A continuación se presentan los parámetros de resistencia que se utilizaron en los análisis de estabilidad.

- a).- Caliche.
 

Peso volumétrico	$\gamma = 2.0 \text{ t/m}^3$
Cohesión.	$C = 1.9 \text{ Kg/cm}^2$
Angulo de fricción interna.	$\phi = 4.7^\circ$

- b).- Conglomerado.  
( cementado en parte ).
 

Peso volumétrico.	$\gamma = 2.2 \text{ t/m}^3$
Resistencia a la compresión simple.	$\sigma_c = 60 \text{ Kg/cm}^2$
Resistencia al corte directo.	$\tau = 2 \text{ Kg/cm}^2$

Angulo de fricción interna.

$$\mu = 50^\circ$$

c).- Lutita.

Peso volumétrico seco-

$$\gamma = 2.3 \text{ t/m}^3; \text{ C.V.} = 4\%$$

Resistencia a la compresión simple.

$$\sigma_c = 137 \text{ Kg/cm}^2; \text{ C.V.} = 17\%$$

Resistencia a la tensión.

$$\sigma_t = 11 \text{ Kg/cm}^2; \text{ C.V.} = 65\%$$

Resistencia al corte directo.

$$\tau = 4 \text{ Kg/cm}^2; \text{ C.V.} = 25\%$$

Angulo de fricción interna.

$$\mu = 70^\circ$$

d).- Arenisca.

Peso volumétrico seco.

$$\gamma = 2.2 \text{ t/m}^3; \text{ C.V.} = 6\%$$

Resistencia a la compresión simple.

$$\sigma_c = 323 \text{ Kg/cm}^2; \text{ C.V.} = 57\%$$

Resistencia a la tensión

$$\sigma_t = 30 \text{ Kg/cm}^2; \text{ C.V.} = 55\%$$

Resistencia del corte directo.

$$\tau = 19 \text{ Kg/cm}^2; \text{ C.V.} = 38\%$$

Angulo de fricción interna.

$$\mu = 73^\circ$$

El fracturamiento encontrado en el tajo se debe a fallas bien -- identificadas, y en su mayoría las superficies aparecen pulidas con estrias en la dirección del echado, mostrando un contacto -- roca-roca, con 1 mm. de abertura.

Por las observaciones realizadas en el caliche, el  $\mu$ -residual -- debe de andar del orden de 30° y se estimó un ángulo  $\mu$  de primer orden cercano a 5° y ninguno para el  $\mu$  de segundo orden.

# CINEMATICA DE FALLA DE LOS TALUDES

## 4.- CINEMATICA DE FALLA DE LOS TALUDES.

Considerando los diferentes tipos de materiales que existen en el interior del tajo y las discontinuidades estructurales que cruzan el área de interés, se pensó en las siguientes posibilidades de mecanismos de falla:

a).- Falla del talud a través de cuñas bi o tridimensionales formadas por fracturas

b).- Falla circular.

a).- Falla a través de cuñas.

Para definir el tipo de falla a través de cuñas en los bordes del Tajo I, se dividió el perímetro de la excavación en 15 caras, y se elaboraron los estereogramas correspondientes en base a la fotointerpretación realizada en Septiembre de 1979, y a los rumbos y buzamientos medidos en los primeros trabajos de excavación.

En el anexo VI se muestra el plano denominado estabilidad de taludes, en el cual pueden identificarse cada una de las 15 caras mencionadas; y se ilustra, a través de los estereogramas respectivos, la relación entre las discontinuidades geológicas y la dirección del talud propuesto en cuanto a la probabilidad y forma de algún deslizamiento.

Así, se pueden llegar a hacer los siguientes comentarios:

Cara 1.- La proximidad del polo de un talud pronunciado con la familia de fracturas con inclinación promedio de 75° hace posible pensar en una falla de tipo bidimensional. Además, existe el riesgo de formación de cuñas tridimensionales con salida hacia el SE, para taludes inclinados más de 50°.

Cara 2.- En esta cara es probable que ocurran algunos desprendimientos provocados por el deslizamiento de cuñas tridimensionales, con salida hacia el SE, incluso para taludes de inclinación media.

Cara 3.- La posición del polo del plano de la cara, hace factible pensar en una falla de tipo bidimensional para taludes pronunciados. Además, hay indicios de que se presenten cuñas tridimensionales inestables con salidas hacia el SE y SW.

Cara 4.- La disposición de las fracturas indica que para un talud inclinado más de 60° hay una fuerte -- probabilidad de que se presente una falla de tipo bidimensional. Adicionalmente se tienen algunos cruces de discontinuidades que podrían -- dar origen a la formación de cuñas tridimensionales con salida al SE y SW.

Cara 5.- Excavar este talud con una inclinación pronunciada implicaría tratar con una serie de cuñas tridimensionales y con la posibilidad de enfrentar una falla de tipo bidimensional.

Cara 6.- Este talud tiene una alta probabilidad de sufrir una falla de tipo bidimensional ya que su polo se encuentra próximo a una falla inclinada 45°.

Cara 7.- La dirección de las fracturas en esta área del tajo, podrían provocar una falla por volteo de bloques.

Cara 8.- En este caso también tendrá que cuidarse la falla por volteo de bloques.

Cara 9.- Al parecer, la disposición de las fallas indican la formación de cuñas tridimensionales bastante inestables para taludes pronunciados. Al parecer debe pensarse en un talud poco tendido, cuidando de todos modos la posibilidad del volteo de bloques.

Cara 10.- Sin problemas de estabilidad.

Cara 11.- Posibilidad de volteo de bloques.

Cara 12.- No parece tener problemas de estabilidad.

Cara 13.- Riesgo de falla por volteo de bloques.

Cara 14.- Posibilidad de falla por volteo de bloques

Cara 15.- Formación de algunas cuñas tridimensionales inestables con salida al SE para taludes inclinados. Revisar volteo de bloques.

b).- Falla Circular.

Ya que el caliche al parecer no presenta las características de una roca dura, sino más bien blanda y semejando su comportamiento al de un suelo, habrá necesidad de revisar la posibilidad de que se presente un mecanismo de falla de esta índole.

13

## 5.- ANALISIS DE ESTABILIDAD.

## ANALISIS DE ESTABILIDAD

## 5.1 - Análisis de Falla a través de cuñas.

pensando en que la excavación del Lajo se efectuará através de una serie de franjas aún no bien delimitadas, se optó, como primer paso, en elaborar un estereograma general, en el cual se condensó la información geológica, encontrándose nueve direcciones principales de fracturamiento. Con ello, se analizaron las posibilidades de formación de cuñas tridimensionales y se obtuvo el factor de seguridad en condiciones secas para cada una de ellas.

A continuación se presenta una tabla con las características de cada una de las discontinuidades y en la fig 5.1 el estereograma general en el cual se indican los factores de seguridad para cada una de las posibilidades de formación de cuñas.

TABLA 5.1.

Características de las discontinuidades.

Discontinuidad	Buzamiento	Dirección del Buzamiento	Angulo de fricción .
1	70°	163°	35°
2	70°	131°	35°
3	80°	103°	35°
4	75°	85°	35°
5	45°	191°	35°
6	40°	219°	35°
7	45°	248°	35°
8	55°	55°	35°
9	30°	46°	35°



Considérese que el factor de seguridad se reduce aproximadamente a la mitad en condiciones de lluvia intensa, flujo de agua y falta de cohesión; y que además cuñas con factores de seguridad de 0.50 o menores en condiciones secas son difíciles y costosas de estabilizar, se delimitó una zona inestable dentro del estereograma y se calcularon las inclinaciones de los taludes de forma tal de que ninguna de las trazas invadiesen esta región.

Los resultados de estos análisis aparecen en la figura 52 y en el plano del anexo VI. Para poder determinar la inclinación de cualquier talud excavado dentro del tajo, únicamente deberá conocerse el azimut de la dirección que lleva la normal al plano del talud dirigida hacia la excavación; y buscar en las figuras mencionadas el ángulo correspondiente. De esta forma se ve que un talud excavado en dirección Oeste-Este con buzamiento hacia el sur, deberá tener una inclinación de 30°.

Los taludes así excavados tendrán un riesgo mínimo de inestabilidad. Además, como estos taludes se excavarán en un material estéril que de todas formas tendrá que removerse, el costo del movimiento de tierras originado por los taludes poco pronunciados no es representativo.

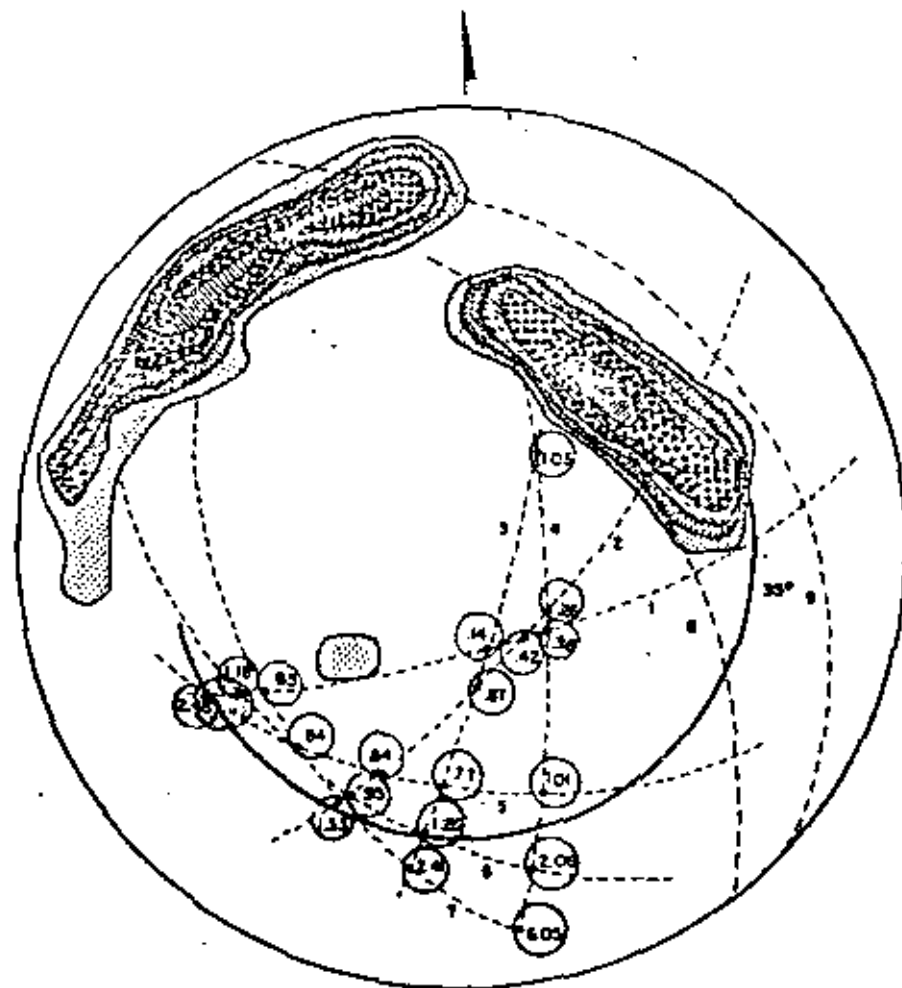
En lo concerniente a los cortes en la periferia del tajo se tienen las siguientes consideraciones:

CARA 1.- De la observación del estereograma de esta cara fig. ( 5.3 ), puede verse que con un talud a 50° se evitaría el riesgo de falla de cuñas tridimensionales.

El incremento de la pendiente del talud conduciría a la necesidad de pensar en tener que llevar un mapeo geológico de detalle, e ir haciendo análisis de estabilidad más profundos y muy probablemente tener que drenar y anclar ciertas cuñas.

Como el caliche en sí es de muy mala calidad no puede pensarse en un sistema de anclaje para estabilizarlo, por lo cual se recomienda no excavar este material con un ángulo mayor de 50°. En el conglomerado y la lutita podrá -

ESTEREOGRAMA GENERAL FIG. (5.11)

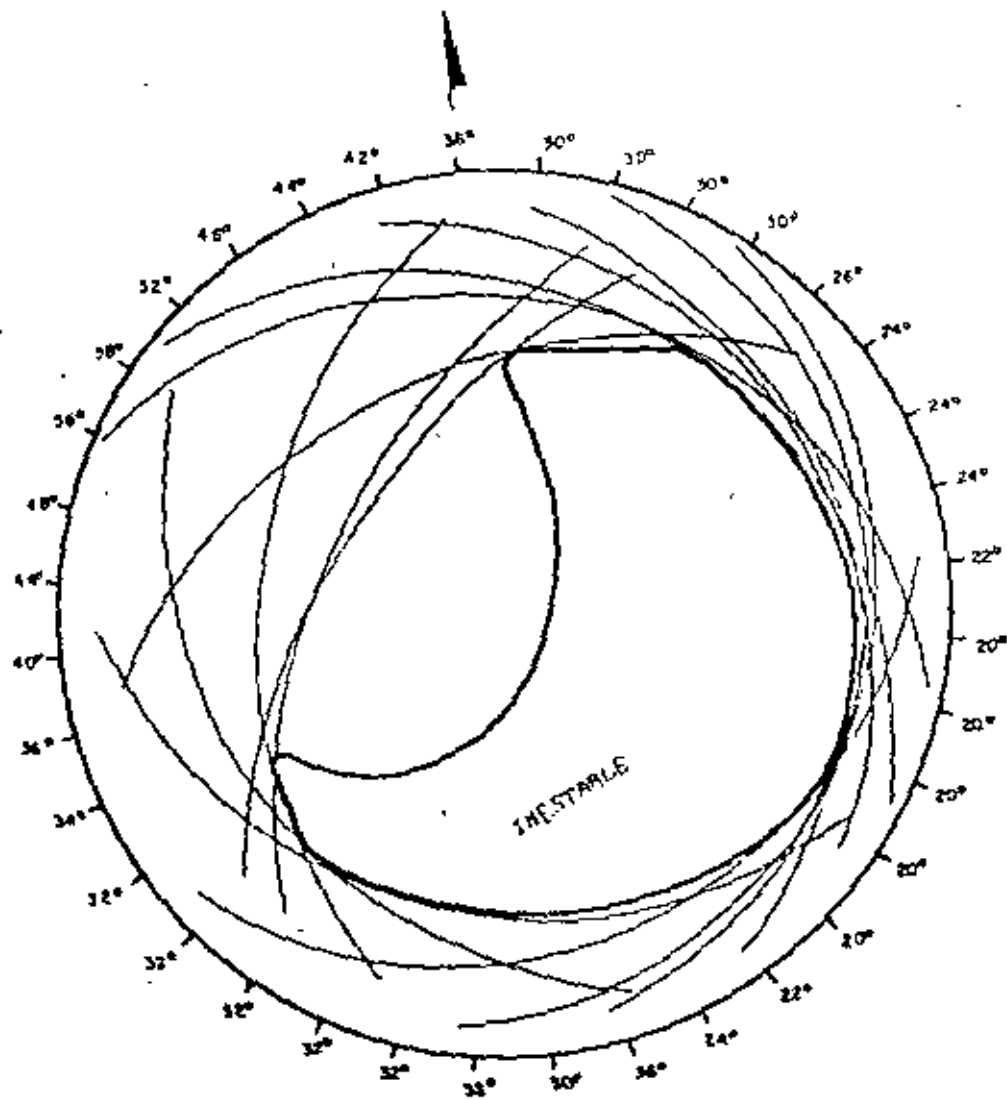


	13%		57%
	11%		38%
	9%		19%
	75%		

NOTA: Los números encerrados por una circunferencia, indican el factor de seguridad en condiciones secas, para cada combinación de fracturas.

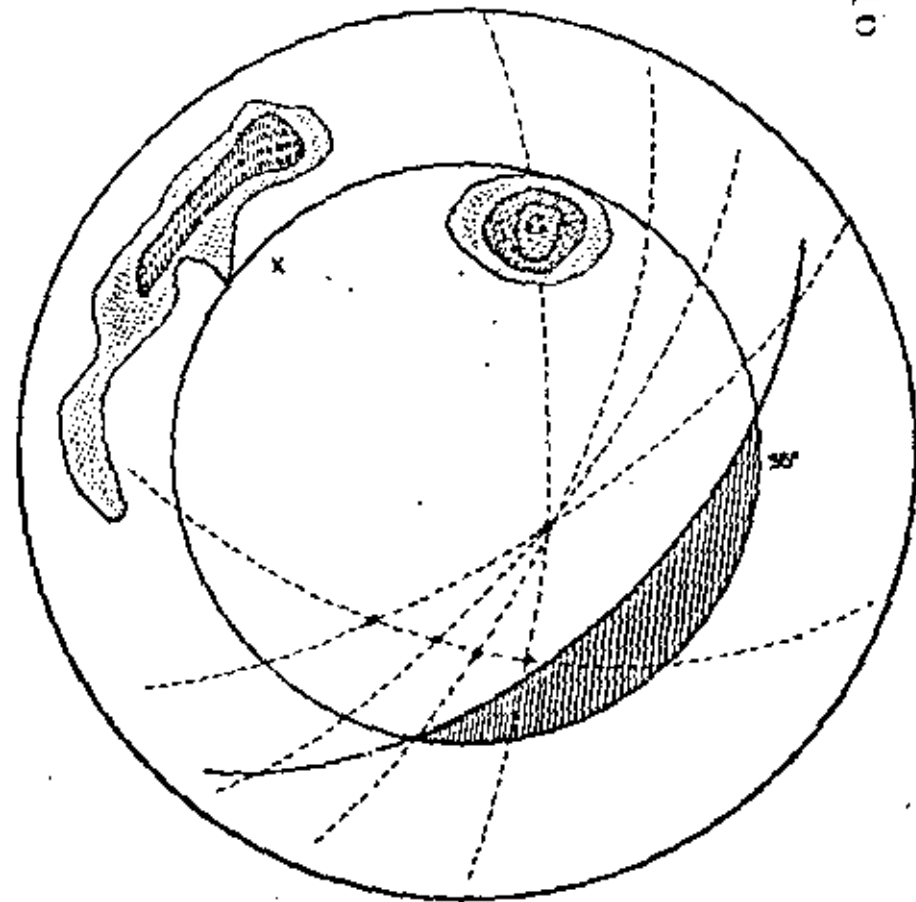
INCLINACION DE TALUDES  
FIG. - ( 8 2 )

25



ESTEREOGRAMA DE LA CARA 1

Fig. 15.33



10

correrse el . go de incrementar el ángulo del talud, pero -  
habrá que tomar las medidas mencionadas.

Existen las condiciones geométricas para que se presente una  
falla de tipo bidimensional. De estas, la única que podemos  
controlar es la inclinación de la cara del talud. Si se de-  
sea evitar un movimiento importante de la masa, se recomienda  
no excavar el talud con ángulos mayores de 55° medidos desde  
la horizontal.

CARA 2.- Un talud inclinado 60° parece ser el más adecuado -  
para esta cara, sin que se tengan problemas serios de es-  
tabilidad. Un talud a 70° podría dar lugar a la apari-  
ción de cuñas tridimensionales difíciles de estabilizar -  
por su reducido factor de seguridad. Con ángulos compren-  
didos entre estos dos extremos se tendrían problemas in-  
termedios.

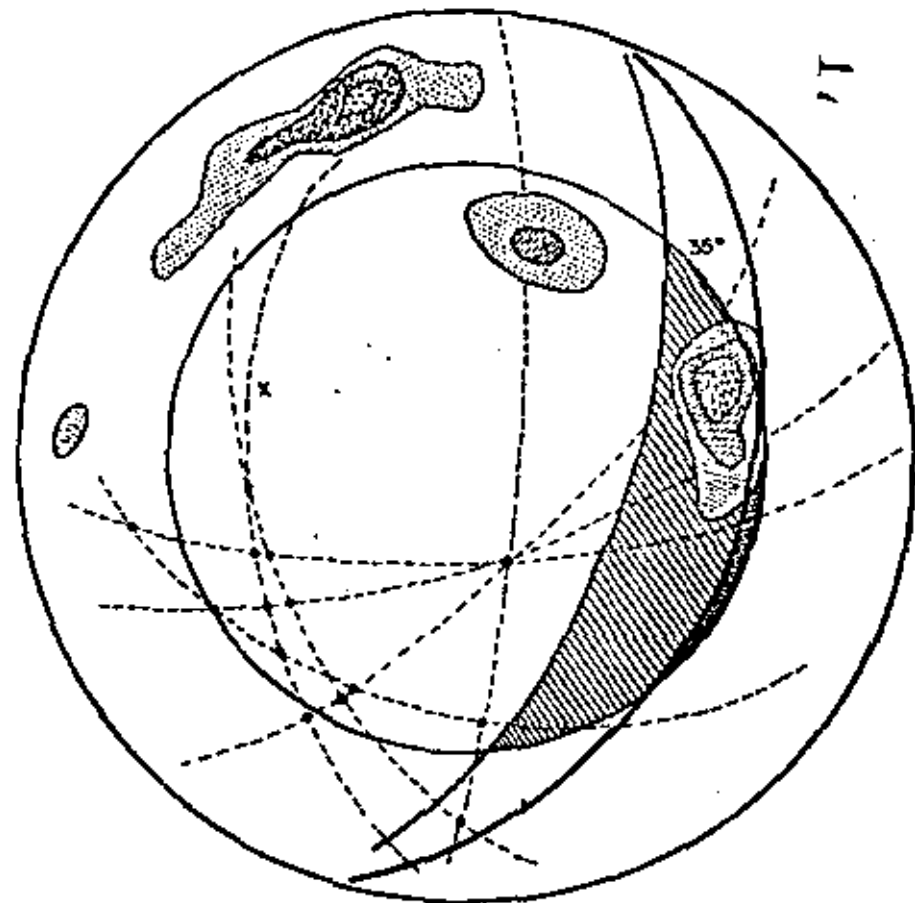
En este caso también, la mala calidad de caliche no permi-  
te estabilizarlo con anclas, por lo cual se recomienda no  
incrementar su inclinación arriba de 60°.

CARA 3.- Al parecer el talud a 60° parece ser el más pronuncia-  
do que se puede llevar con un mínimo de problemas. Un ta-  
lud más inclinado ocasionaría tener que tratar con cuñas -  
tridimensionales inestables y vigilar la generación de una  
falla de tipo bidimensional que abarcara una buena porción  
del talud.

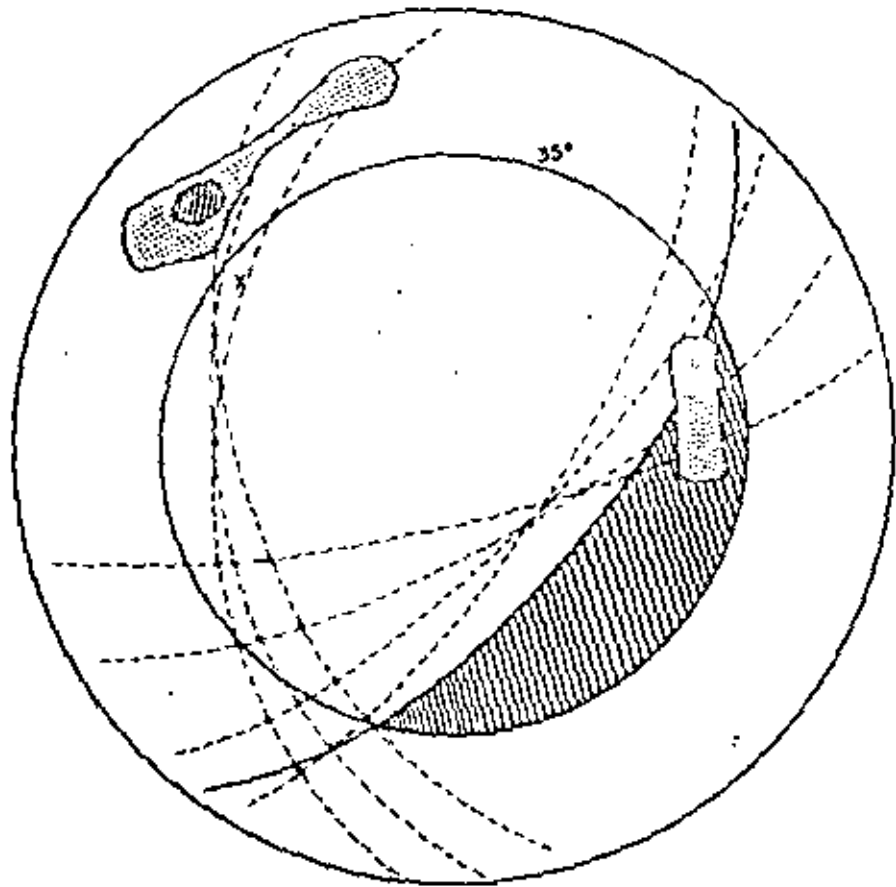
CARA 4.- Un talud a 60° será el máximo recomendable para esta  
cara con pequeños problemas de estabilidad de cuñas tridi-  
mensionales. Un talud más inclinado podría conducir a una  
falla de tipo bidimensional de importancia.

CARA 5.- Para este talud se recomienda excavar el caliche a 45°.  
El resto del material podría llegar a excavar a 60° te-  
niendo que estabilizar algunas cuñas tridimensionales me-  
diante anclas y drenes. Un talud más pronunciado conducir-  
ría a una falla de tipo bidimensional.

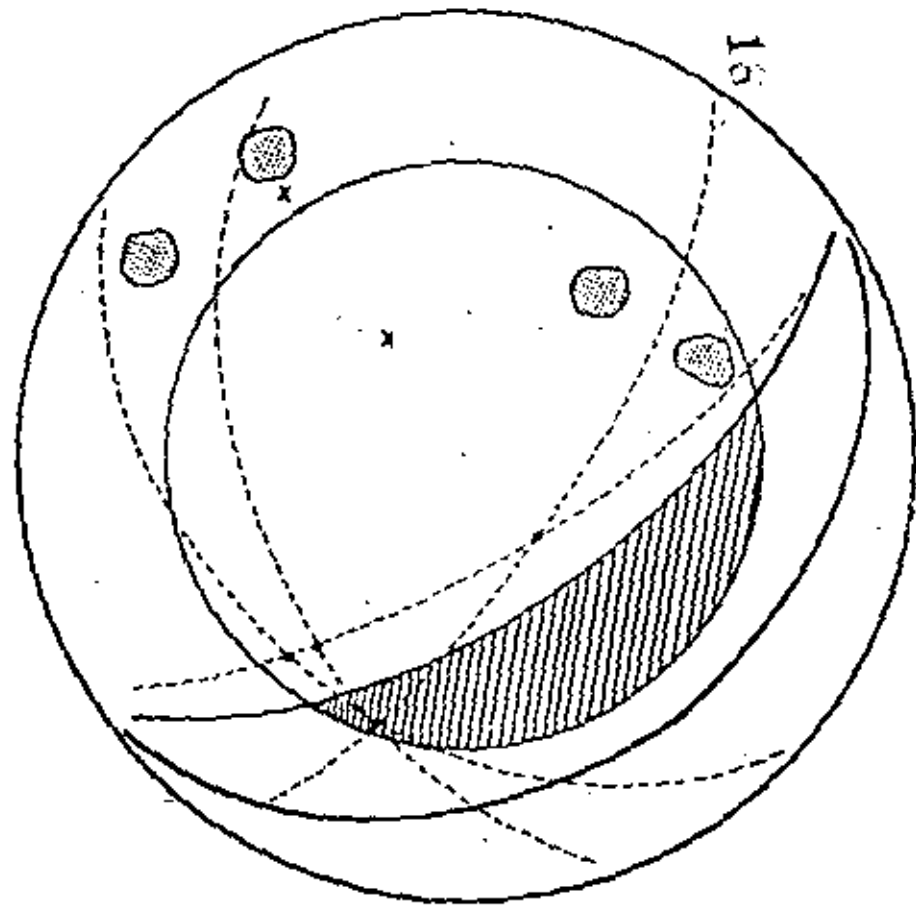
CARA 6.- Se recomienda excavar este talud a 40° y evitar de es-  
te modo la formación de cuñas tridimensionales inestables -  
al igual que una falla bidimensional.



ESTEREOGRAMA DE LA CARA 3  
Fig. 15.5)

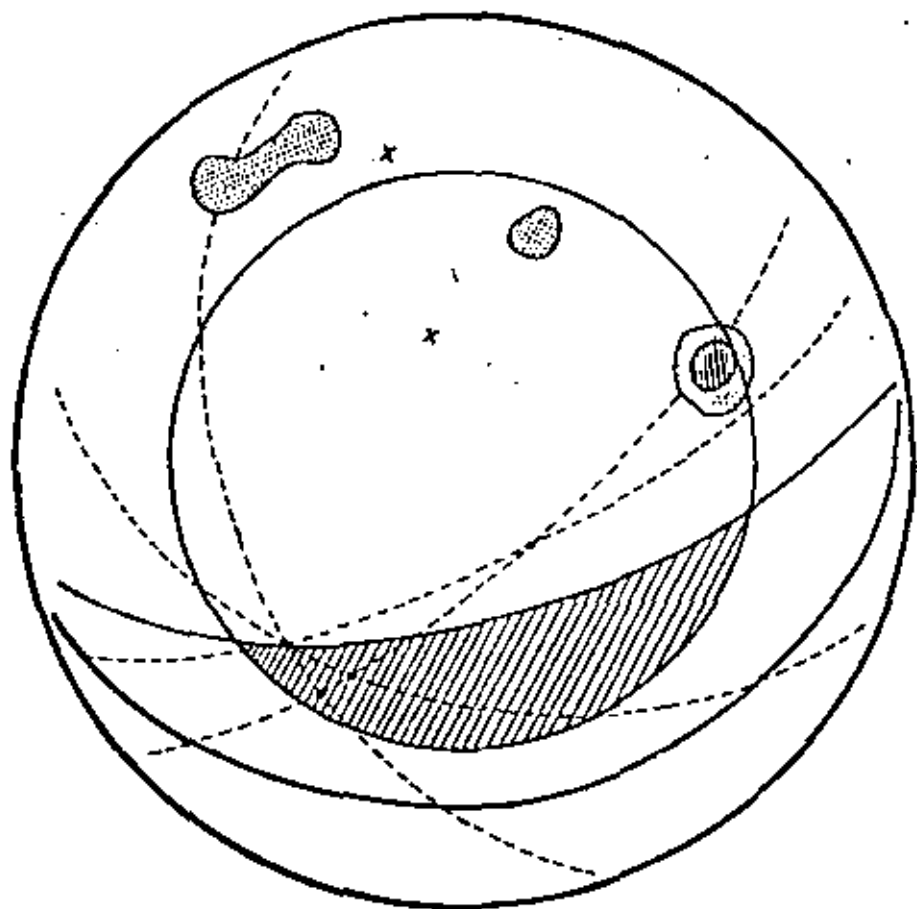


ESTEREOGRAMA DE LA CARA 4.  
Fig. 15.6).



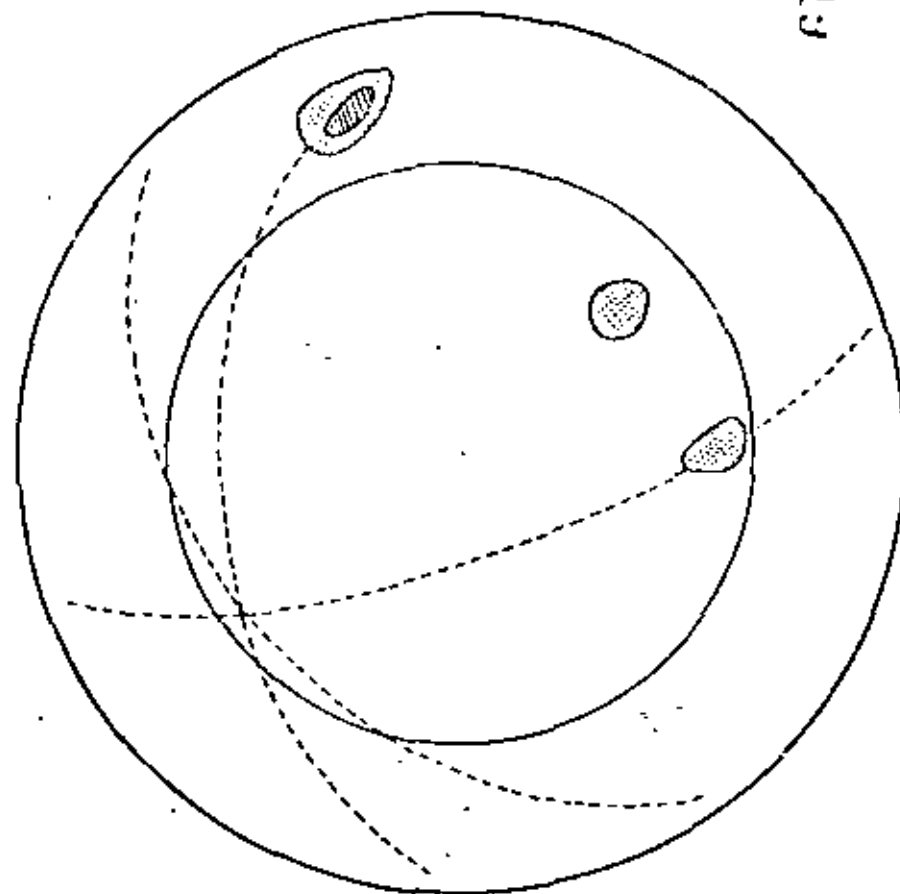
ESTEREOGRAMA DE LA CARA 5

Fig. (5.7)



ESTEREOGRAMA DE LA CARA 6

Fig. (5.8)



CARA 7.- Se recomienda seleccionar un talud comprendido entre 65° y 80°. La dirección de las fracturas en esta zona del tajo podrían conducir a una falla por volteo de bloques, lo cual requerirá de una revisión cuidadosa de la pared durante la excavación de la misma.

CARA 8.- Al parecer el talud resiste los 80° de inclinación. Sin embargo, habrá que tener cuidado con el volteo de bloques.

CARA 9.- Este talud podría llegar a excavarse a 80°, con pocos problemas locales. Habrá que cuidar la inestabilidad por volteo de bloques.

CARA 10.- Podría intentarse empezar a excavar esta cara a 50°, que aparentemente no es cruzada por ninguna fractura importante. Sin embargo podría llegar a presentarse fracturamiento secundario que obligaría a modificar la inclinación de este talud.

CARA 11.- Valdría la pena intentar un talud a 80° y en caso necesario anclar y drenar alguna cuña que pudiera llegar a presentarse. La posición de las fracturas que cortan el cuerpo del talud podrían provocar inestabilidad por volteo de bloques.

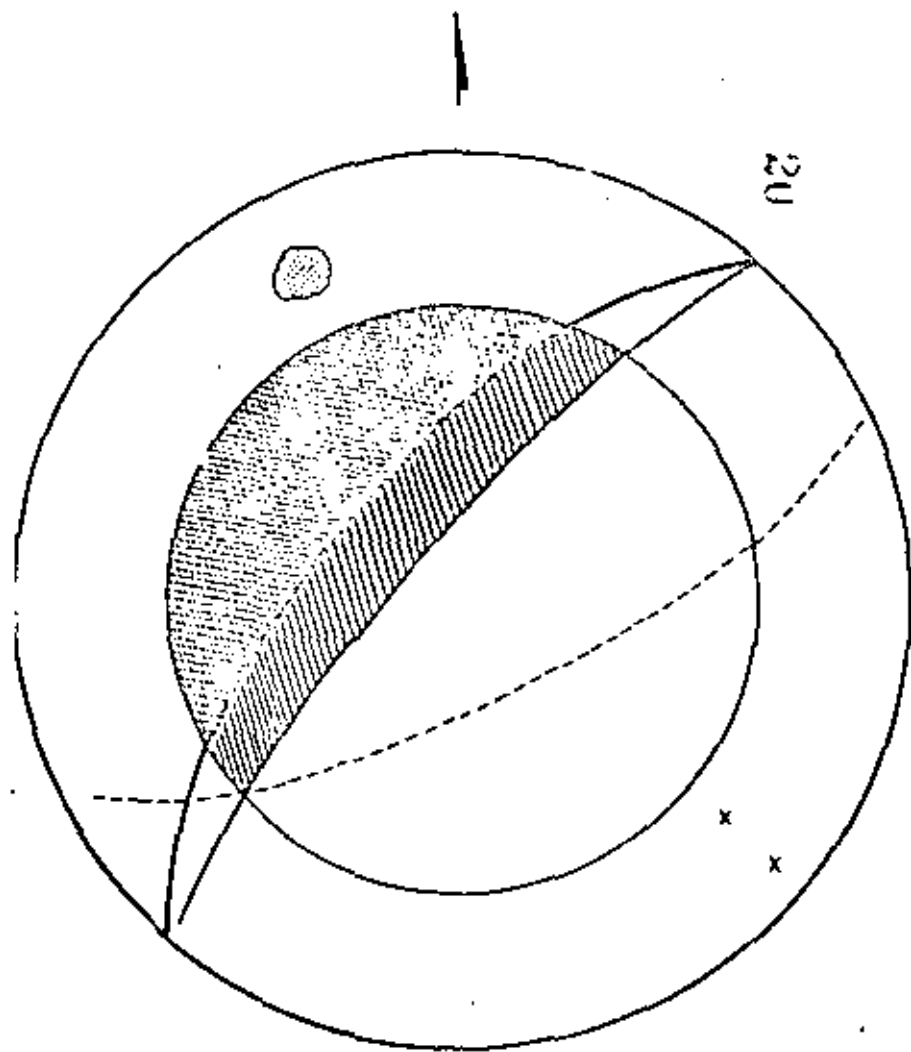
CARA 12.- Se estima razonable proponer un talud a 80°, y en caso necesario estabilizarlo. Este último aspecto sería local y no muy caro.

CARA 13.- Este talud puede excavarse a 80° sin gran riesgo de que se formen cuñas inestables. Sin embargo, deberá cuidarse de cerca la formación de un sistema de falla por volteo de bloques.

CARA 14.- Al parecer este talud puede excavarse sin problemas a 66°, cuidando únicamente la falla por volteo de bloques. No se recomienda un ángulo mayor, ya que esta pared se haya muy cercana a una zona muy fracturada, que en un momento dado podría dar lugar a cuñas inestables muy difíciles de estabilizar. Si se desea aumentar el ángulo del talud habrá que llevar un mapeo geológico muy cuidadoso.

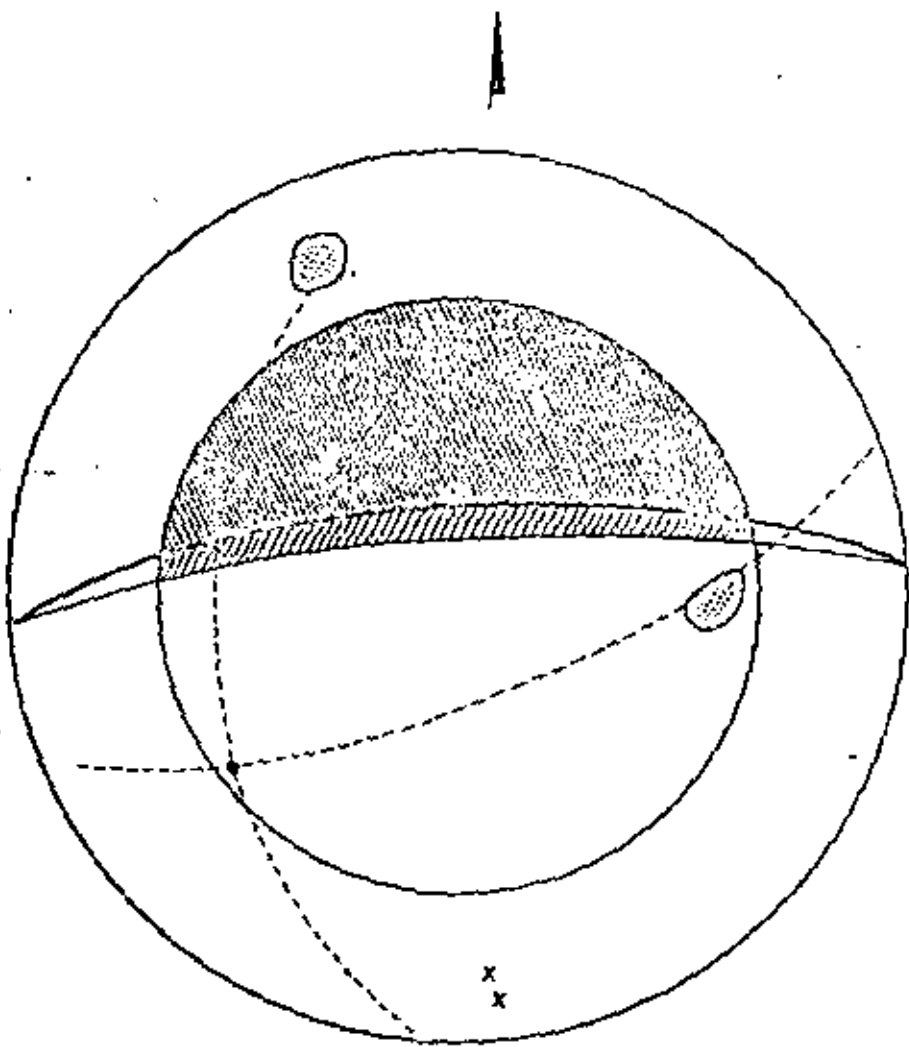
ESTEREOGRAMA DE LA CARA 7

Fig. (5.9)



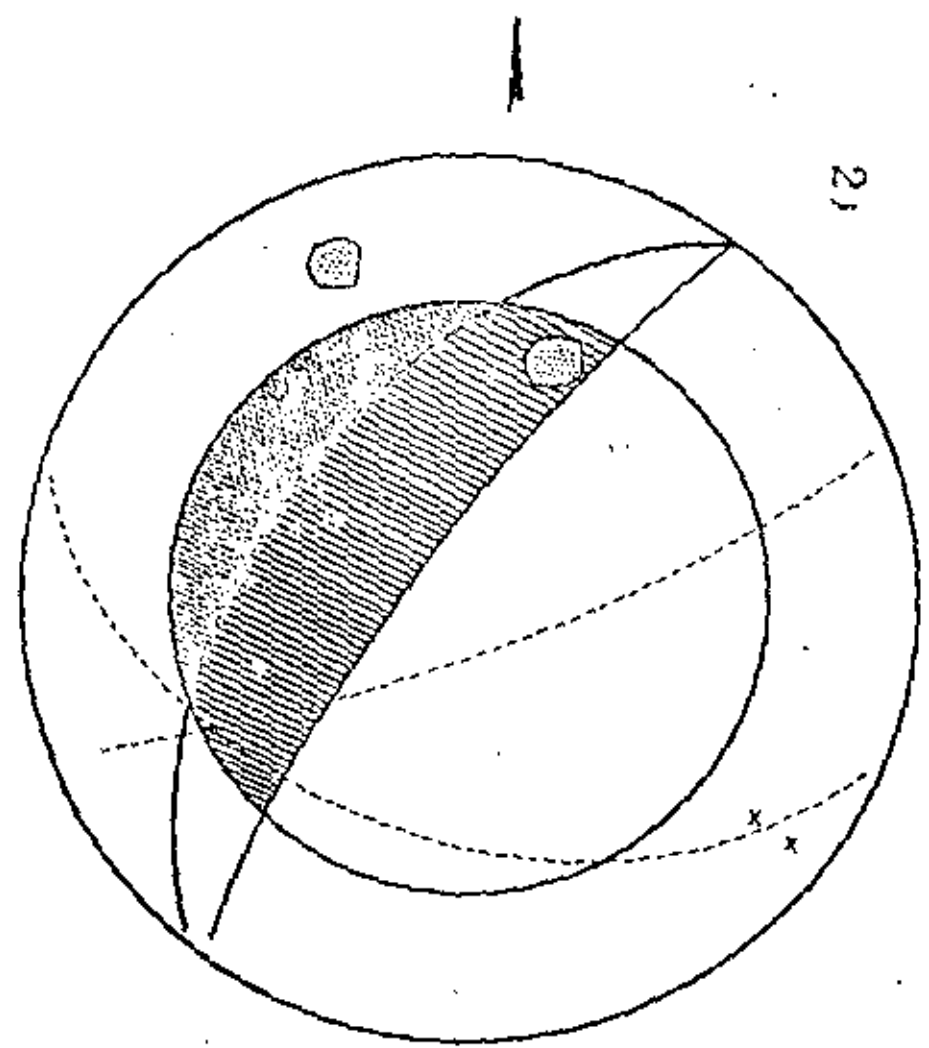
ESTEREOGRAMA DE LA CARA 8

Fig. (5.10).

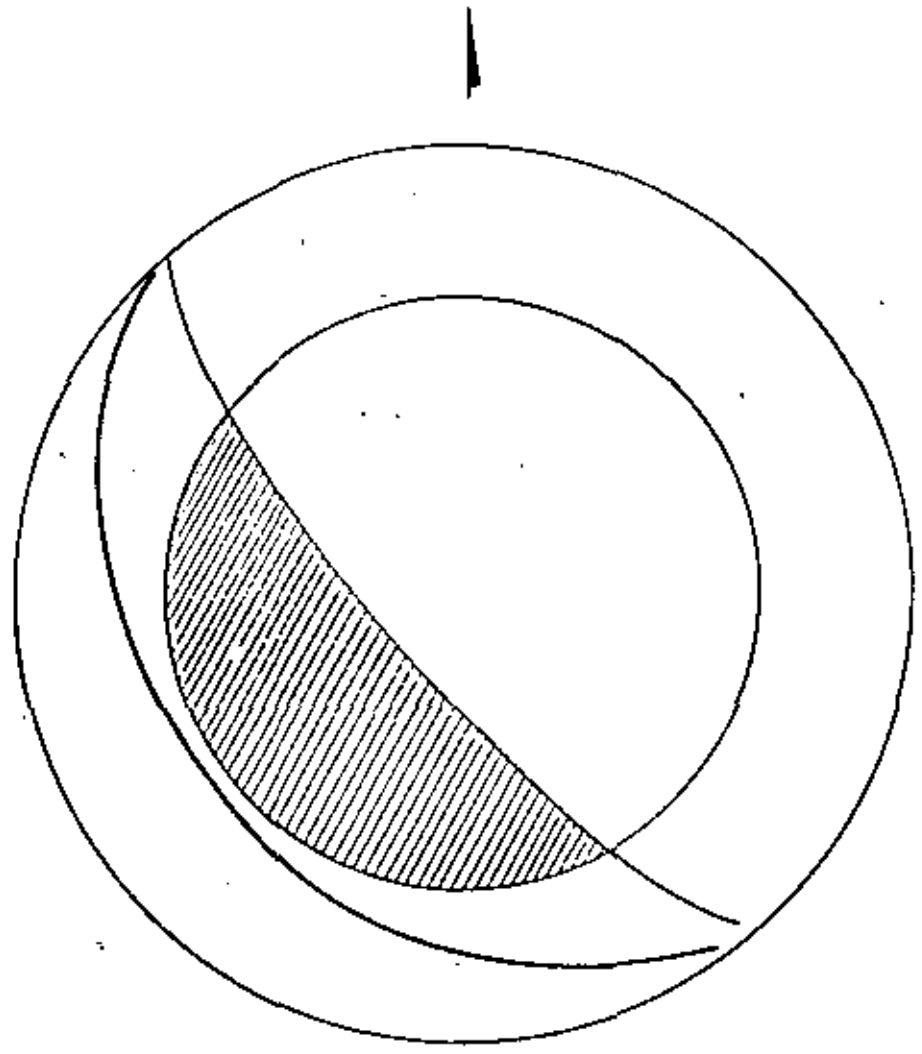


ESTEREOGRAMA DE LA CARA 9

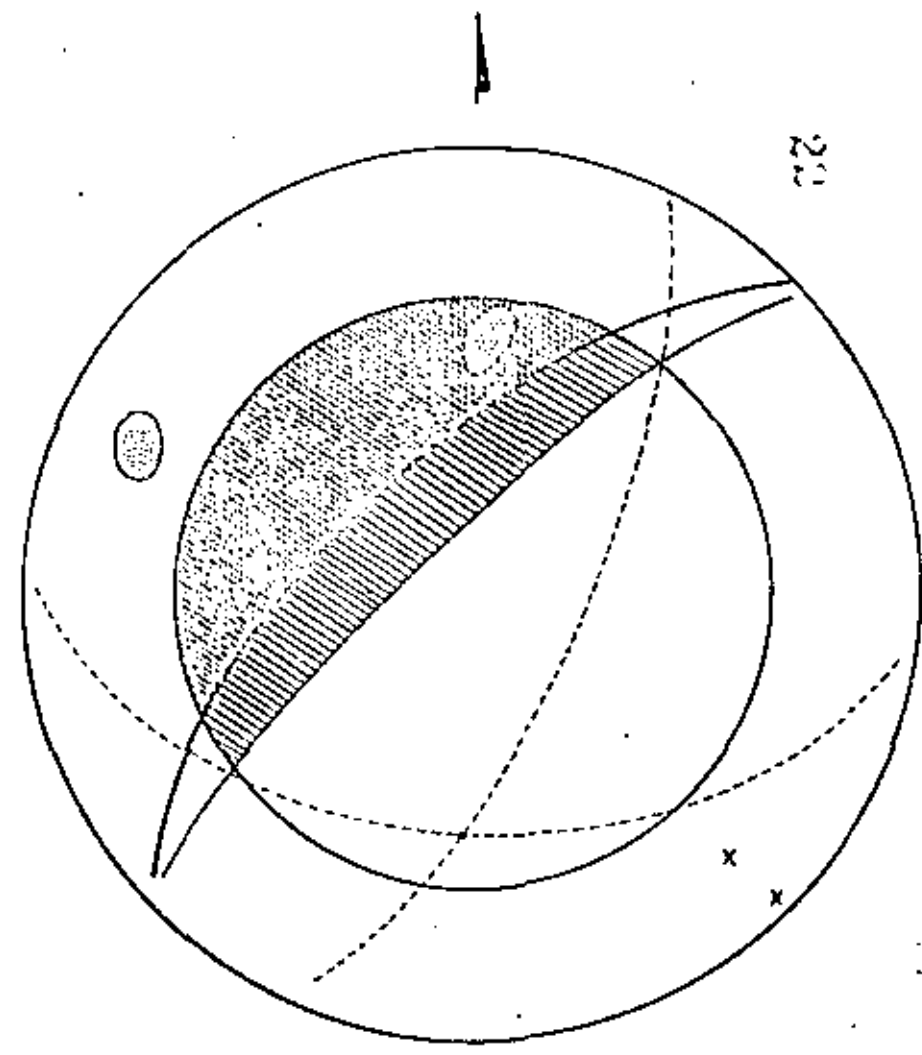
Fig. (5.11)



ESTEREOGRAMA DE LA CARA 10  
Fig. (5.12)



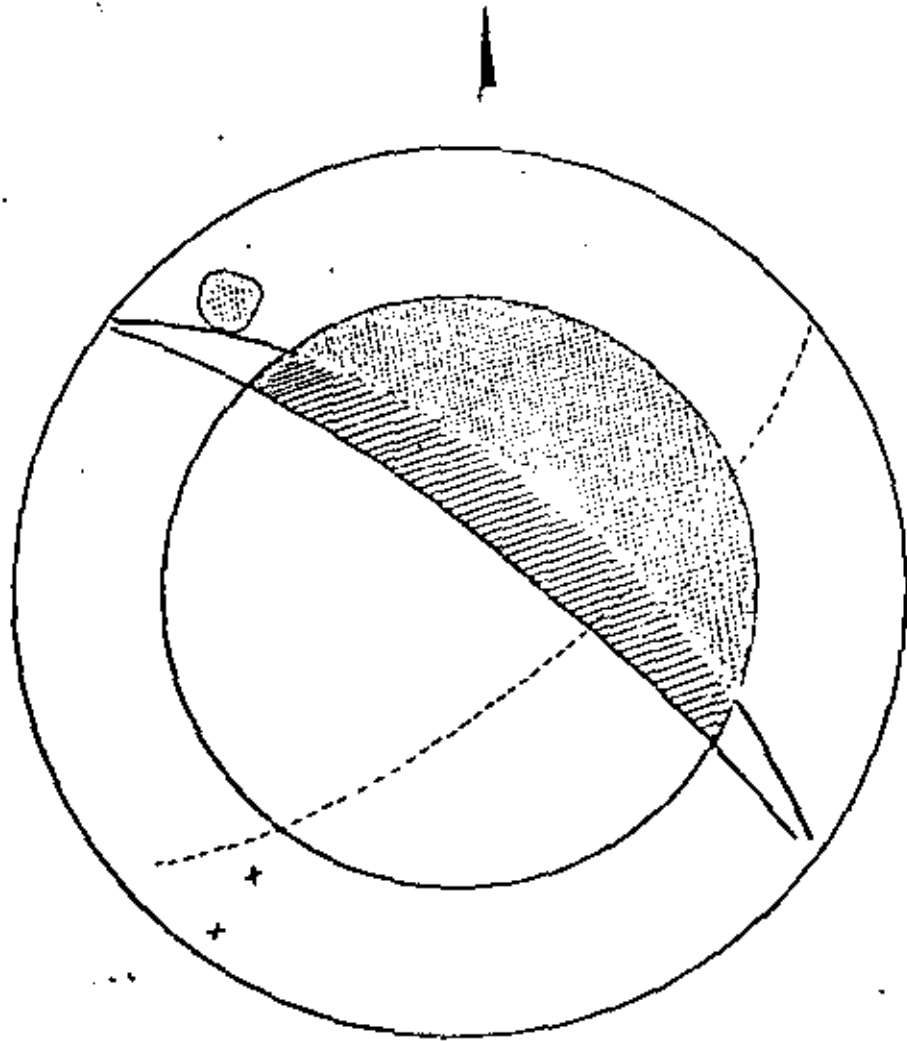
ESTEREOGRAMA DE LA CARA 11.  
Fig. (5.13)





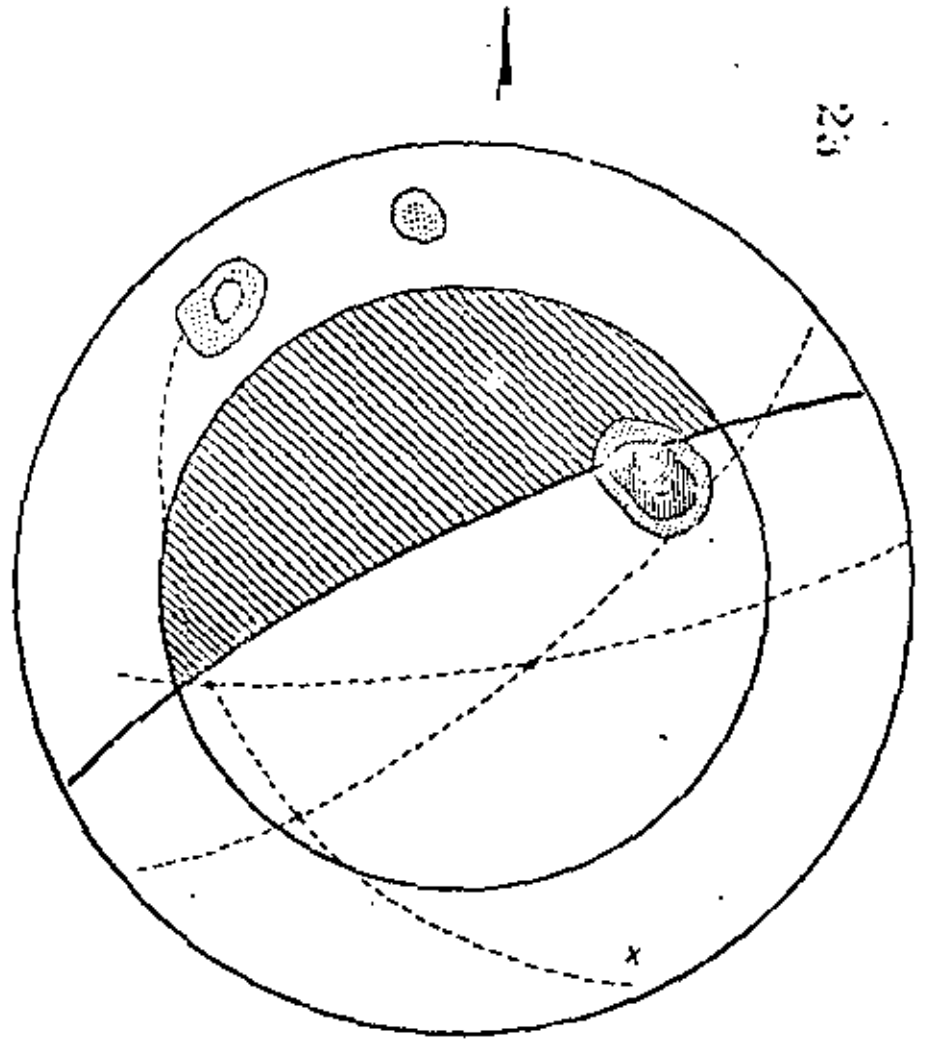
ESTEREOGRAMA DE LA CARA 12.

Fig. (5.14)



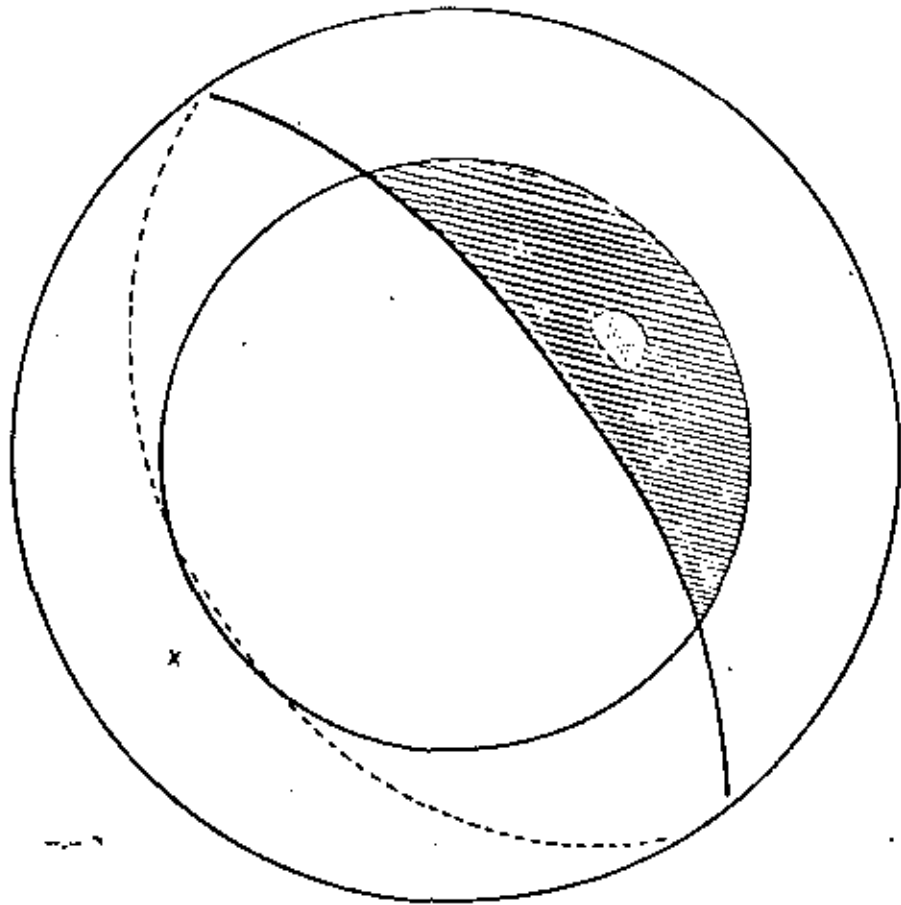
ESTEREOGRAMA DE LA CARA 13.

Fig. (5.15)



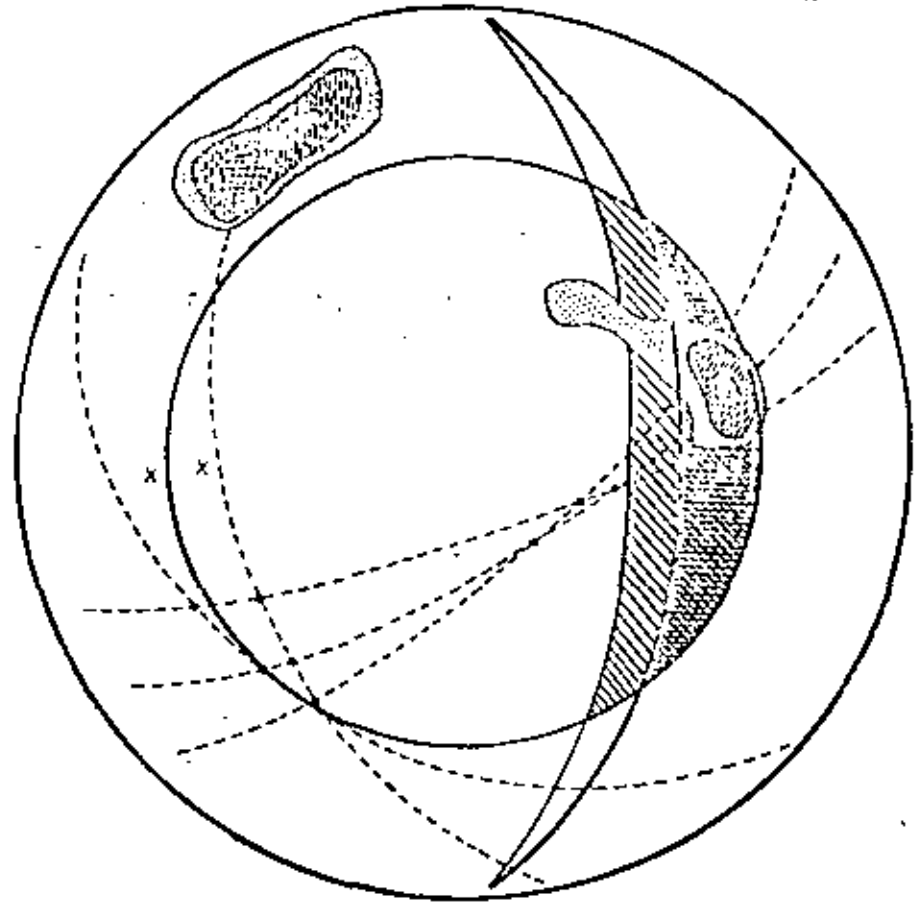
ESTEREOGRAMA DE LA CARA 14.

Fig. (5.16)



ESTEREOGRAMA DE LA CARA 15

Fig. (5.17)



CARA 15.- Este talud puede llevarse hasta 60° y en caso dado anclar y drenar para asegurar algunas cuñas que se presenten. Un talud más empinado daría serios problemas. Es conveniente cuidar el volteo de bloques.

NOTAS ACLARATORIAS:- Los ángulos mencionados en este subcapítulo - deberán ser medidos con la horizontal. Además, deberá llevarse un mapeo cuidadoso de los taludes de modo de poder afinar los cálculos, ya que la cantidad de información con que se cuenta - al momento es bastante modesta y basada en observaciones de carácter general.

### 5.2 - Análisis de falla circular.

Las características que presenta el caliche que forma parte del Tajo I, hacen pensar que en este material pueda presentarse una falla de tipo circular de las conocidas en Mecánica de Suelos.

Para llevar a cabo este análisis en la masa de caliche, se hizo con las siguientes hipótesis.

- El material es homogéneo.
- El esfuerzo cortante del material se caracteriza por una cohesión  $C$  y un ángulo de fricción  $\beta$ , que vienen relacionados por la ecuación
 
$$\tau = C + \sigma \tan \beta$$
- Se asumirá una superficie de falla circular que pasa por el pie del talud (Terzaghi, en su libro Theoretical Soil Mechanics, demuestra que asumir una falla de pie para este análisis, conduce al menor factor de seguridad para  $\beta > 5^\circ$ ).
- Se supondrá una grieta de tensión vertical en la parte superior o en la cara anterior del talud.
- La localización de la grieta de tensión y de la superficie de falla se hará de tal modo que el factor de seguridad sea el mínimo para la geometría del corte y las condiciones de flujo de agua consideradas.
- Se supondrá que la carga normal se encuentra concentrada en un punto singular de la superficie de falla.

En la tabla ( 5.2.1. ) que se presenta a continuación se estudió la relación entre el ángulo del talud, las condiciones de agua, la altura del corte y el factor de seguridad;

además de la sobrecarga que puede llegarse a tener en la cresta del mismo.

TABLA 5.1.  
FACTORES DE SEGURIDAD PARA DIVERSAS CONDICIONES DE AGUA Y ALTURA DE LAS MISMAS.

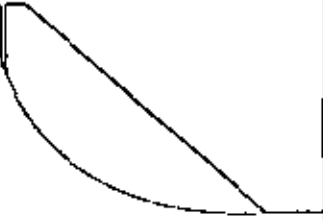



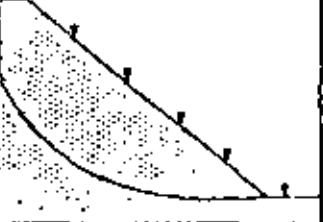
250

Cara y ángulo del talud.	condiciones de agua.	C		F.S.		
		H	$\frac{C}{H} \tan \beta$			
1	55°	10	12.16	0.20	5.0	
		15	8.10	0.20	3.3	
		20	6.08	0.20	2.5	
2	60°	10	12.16	0.21	4.8	
		15	8.10	0.20	3.3	
		20	6.08	0.20	2.5	
3	60°	15	8.10	0.21	3.2	
		20	6.08	0.21	2.4	
		25	4.86	0.21	1.9	
4	60°	15	8.10	0.216	3.0	
		20	6.08	0.214	2.3	
		25	4.86	0.213	1.8	
	60°	1	10	12.16	0.215	4.65
		15	8.10	0.213	3.13	
		20	6.08	0.21	2.38	
60°	2	10	12.16	0.22	4.54	
	15	8.10	0.21	3.17		
	20	6.08	0.21	2.38		
60°	2	15	8.10	0.21	3.17	
	20	6.08	0.21	2.38		
	25	4.86	0.21	1.90		
60°	3	15	8.10	0.216	3.08	
	20	6.08	0.214	2.34		
	25	4.86	0.213	1.88		

20

Cara y ángulo del talud.	Condiciones de agua	H	C		P.S.
			$\gamma H \tan \phi$	$\gamma H F$	
5 45°	1	15	8.10	0.18	3.70
		20	6.08	0.177	2.82
		25	4.86	0.175	2.28
	2	15	8.10	0.18	3.70
		20	6.08	0.178	2.80
		25	4.86	0.175	2.28
6 40°	2	30	4.05	0.17	1.96
		35	3.47	0.16	1.76
		40	3.04	0.158	1.58
	3	30	4.05	0.17	1.96
		35	3.47	0.166	1.72
		40	3.04	0.164	1.52
7 40°	2	30	4.05	0.17	1.96
		35	3.47	0.16	1.72
		40	3.04	0.158	1.52
	3	30	4.05	0.17	1.96
		35	3.47	0.166	1.72
		40	3.04	0.164	1.52
8 50°	2	25	4.86	0.192	2.0
		30	4.05	0.188	1.77
		35	3.47	0.18	1.59
	3	25	4.86	0.192	2.00
		30	4.05	0.19	1.75
		35	3.47	0.18	1.59
9 30°	2	40	3.04	0.149	1.68
	3	40	3.04	0.15	1.67
10 30°	2	40	3.04	0.149	1.68
	3	40	3.04	0.15	1.67
11 y 12 80°	1	20	6.08	0.203	1.77
	2	20	6.08	0.284	1.76

Cara y ángulo del talud.	Condiciones de agua	H	C		P.S.
			$\gamma H \tan \phi$	$\gamma H F$	
14 66°	1	15	8.10	0.245	2.72
		20	6.08	0.24	2.08
		25	4.86	0.24	1.66
	2	15	8.10	0.245	2.72
		20	6.08	0.242	2.066
		25	4.86	0.241	1.66
15 60°	1	15	8.10	0.213	3.13
		20	6.08	0.212	2.36
		25	4.86	0.21	1.90
	2	15	8.10	0.215	3.10
		20	6.08	0.213	2.35
		25	4.86	0.211	1.90

CONDICIONES DE FLUJO DE AGUA	NUMERO
 <p data-bbox="79 389 279 416">Talud bien drenado</p>	1
 <p data-bbox="79 635 453 683">Superficie del agua 8 veces la altura del talud atrás del pie</p>	2
 <p data-bbox="79 868 453 916">Superficie del agua 4 veces la altura del talud atrás del pie</p>	3
 <p data-bbox="79 1114 453 1161">Superficie del agua 2 veces la altura del talud atrás del pie.</p>	4
 <p data-bbox="79 1358 321 1406">Talud saturada sujeta a recarga superficial</p>	5

48

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

27

## 6.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

La información discutida hasta el momento, permite concluir que para llegar al manto de carbón en el Tajo I habrá necesidad de efectuar una serie de cortes en el terreno natural con profundidades comprendidas entre 15 y 40 m.: y la mayoría del tiempo bajo nivel freático.

Las excavaciones se llevarán a cabo a través de una secuencia de caliches y conglomerados, de las Eras Cuaternaria y Terciaria, así como de areniscas, lutitas y limolitas de la formación Olmos perteneciente al Cretácico Superior.

La masa rocosa se encuentra surcada por una serie de singularidades estructurales, dentro de las cuales se pueden distinguir dos familias dominantes. La primera con rumbos comprendidos entre  $10^\circ$  y  $30^\circ$  al NW, con buzamientos del orden de  $45^\circ$  al NE, y la segunda presenta un rumbo variable entre  $30^\circ$  y  $70^\circ$  al NE con buzamientos de  $70^\circ$  al RW aproximadamente.

Sin embargo, para fines de estabilidad de taludes, se descompusieron estas familias en 9 direcciones, como se muestra al inicio del capítulo 5, de forma de poder analizar más detalladamente la formación de bloques inestables.

Ya que aún no se han realizado pruebas en los materiales específicos del Tajo I, se utilizaron los parámetros obtenidos por C.F.E., en la Mina de Río Escondido, y por nuestra empresa en Mina II, para tener una primera idea de la inclinación que habrá que dar a los cortes. Esta información se complementó con la observación de algunos pequeños deslizamientos que ya han ocurrido en el interior del Tajo I. En el capítulo 3 puede consultarse la información mencionada.

Para realizar el estudio de la estabilidad de los taludes, se dividió el estudio en dos grandes partes.

La primera de ellas concerniente con los cortes que se iban a efectuar en el interior del Tajo, y por tanto de carácter provisional; y la segunda haciendo referencia a los taludes de la periferia del Tajo, y que debían ser lo más pronunciados posible, desde el punto de vista económico.

Al comenzar a elaborar los estereogramas respectivos de las 15 caras en que fué dividido el perímetro de la excavación, así como un estereograma del conjunto, se vió que existía la probabilidad de que se presentaran los siguientes mecanismos de falla.

- a).- Falla a través de cuñas bidimensionales.
- b).- Falla a través de cuñas tridimensionales.
- c).- Volteo de bloques.
- d).- Falla a través de una superficie circular en el cuerpo del caliche.

Por supuesto, no todos los mecanismos se presentaron en cada uno de los cortes, sino más bien fueron combinaciones de ellos. En los capítulos 4 y 5 se mencionan los mecanismos de falla -- para cada una de las caras al igual que en el plano del Anexo III.

En lo concerniente a la inclinación de los taludes para los cortes internos, y que podrán llevar cualquier dirección, se delimitó dentro del estereograma general una zona de inestabilidad que no debería ser cruzada por la traza de ninguno de ellos. De esta forma se presentó en la fig. (5.2) el ángulo de cada talud en función de la dirección normal a la cara del talud y orientada hacia la excavación. De este modo, un talud excavado con dirección Oeste-Este con buzamiento hacia el sur, deberá tener una inclinación de  $30^\circ$ . Estos resultados también aparecen en el plano del Anexo VI.

Para las 15 caras perimetrales se estudió a detalle los posibles mecanismos de falla en cada una de ellas, y su relación con el ángulo de corte, la altura del talud, el tipo de material, la configuración de las discontinuidades, las propiedades mecánicas de los suelos y rocas; así como las condiciones de agua en cada una de ellas, llegando a los siguientes resultados.

TABLA 6.1

INCLINACIONES RECOMENDADAS PARA LOS  
TALUDES PERIMETRALES.

Cara	Inclinación del corte,	Observaciones.
1	50° en el caliche. 55° en el resto del talud.	Sobrecarga máxima de 20 T/m <sup>2</sup>
2	60°	Sobrecarga máxima de 20 T/m <sup>2</sup>
3	60°	Sobrecarga máxima de 20 T/m <sup>2</sup>
4	60°	Sobrecarga máxima de 20 T/m <sup>2</sup>
5	45° en el caliche 60° en el resto del talud.	Sobrecarga máxima de 20 T/m <sup>2</sup>
6	40°	Sin sobrecarga.
7	40° en el caliche 65° en el resto del talud.	Sin sobrecarga. Habrá que cuidar la falla por volteo de bloques.
8	50° en el caliche. 80° en el resto del talud.	Sin sobrecarga. Habrá que cuidar la falla por volteo de bloques.
9	30° en el caliche. 80° en el resto del talud.	Sin sobrecarga. Habrá que cuidar la falla por volteo de bloques.
10	30° en el caliche. 80° en el resto del talud.	Sin sobrecarga.
11	80°	Sin sobrecarga. Habrá que cuidar el volteo de bloques.
12	80°	Sin sobrecarga. Cuidar el volteo de bloques.

Cara.	Inclinación del corte.	Observaciones.
13	80°	Sin sobrecarga. Habrá que cuidar el volteo de bloques.
14	66°	Sobrecarga máxima de 10 T/m <sup>2</sup> . Cuidar el volteo de bloques.
15	60°	Sobrecarga máxima de 10 T/m <sup>2</sup> . Cuidar el volteo de bloques.

Las inclinaciones recomendadas deberán medirse con respecto a la horizontal.

Como complemento a esta tabla, pueden hacerse las siguientes recomendaciones:

- 1.- Deberá llevarse un mapeo geológico de detalle en todas las paredes del tajo, de manera de poder correlacionar las fracturas que cruzan el mismo y de este modo afinar los cálculos que se hicieron para la estabilidad de taludes y para el flujo de agua.
- 2.- Será necesario obtener muestras cúbicas inalteradas de los distintos materiales, así como algunas que contengan fracturas para realizar pruebas de corte directo y triaxiales.
- 3.- Resultaría conveniente realizar un barrenado en cada una de las 15 caras, obteniendo muestreo continuo desde la superficie y hasta la base del carbón, utilizando algunas de las técnicas de orientación de testigos. Además, se recomienda la utilización del barril de triple tubo para obtener una buena calidad del muestreo. Debe recordarse que la mayoría de la información que se tiene del tajo se obtuvo de barrenos perforados con broca tricónica y que en algunas caras se encontraron espesores demasiado grandes de caliche, lo que originó abatir fuertemente la inclinación de los taludes, como es el caso de las caras 9 y 10.

4.- Será conveniente evitar en lo posible dejar caras convexas dentro de la excavación, ya que esto produce la relajación de la roca con la consiguiente pérdida del esfuerzo normal y la reducción del factor de seguridad.

50 5.- Se recomienda llevar alguna técnica de control de voladuras en las cercanías de los taludes, como podrían ser el precorte o el smooth blasting cuyo mayor beneficio es que reducen el mantenimiento, y sobre todo el riesgo de caída de bloques de roca desde la cara del talud.

Sobre este renglón, cabe mencionar que no deberá usarse precorte en rocas muy fracturadas.

A continuación se presenta una tabla que podría servir como una primer guía para el diámetro de los barrenos, el diámetro de la carga, la carga específica, la piedra y el espaciamiento de los barrenos.

DIMENSIONES RECOMENDADAS PARA  
SMOOTH BLASTING Y PRECORTE.

Diámetro del barrero.	Diámetro de la carga.	Carga específica.	Smooth Blasting		Precorte
			Espaciamiento E	Piedra V	Espaciamiento E
mm.	mm.	Kg/m	m.	m.	m.
30	11	0.07	0.5	0.7	0.25 - 0.3
37	17	0.12	0.6	0.9	0.30 - 0.5
44	17	0.17	0.6	0.9	0.30 - 0.5
51	22	0.25	0.8	1.1	0.45 - 0.75
62	22	0.35	1.0	1.3	0.55 - 0.8
75	25	0.50	1.2	1.6	0.6 - 0.9
87	25	0.70	1.4	1.9	0.7 - 1.0
100	29	0.90	1.6	2.1	0.8 - 1.2
125	40	1.40	2.0	2.7	1.0 - 1.5
150	50	2.00	2.4	3.2	1.2 - 1.8
200	52	3.00	3.0	4.0	1.5 - 2.1





**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA  
Y A LA CONSTRUCCION**

**USO DE EXPLOSIVOS EN ESCAVACION**

**MAYO, 1983**



explosivos  
tepexpan, s. a.

USO DE EXPLOSIVOS EN ESCAVACION  
SUPERFICIALES

VOLADURAS DE BANCO

NOMENCLATURA

DISTRIBUCION DE LAS CARGAS EN EL BARRENO

- A) PARTES DE LA CARGA
- B) FUNCION DE LA CARGA DE FONDO
- C) CARGA DE COLUMNA

CONSTANTE DE ROCA

PROYECCION

INCHAMIENTO

FRAGMENTACION

CALCULO DE CARGA DE UN PATRON DE BARRENACION

METODOS DE INICIACION

- A) NO ELECTRICOS
- B) ELECTRICOS



explosivos  
tepexpan, s. a.

VOLADURA DE BANCO.

EN LAS VOLADURAS DE BANCO, COMO EN CASI TODOS LOS OTROS TIPOS DE VOLADURA DE ROCA, EL PROPOSITO PRINCIPAL ES CREAR UN ESPACIO hueco y barato en el cual LOS EXPLOSIVOS PUEDEN SER CARGADOS DE TAL MANERA QUE SE PUEDA OBTENER UN RESULTADO OPTIMO, PARA LLEGAR A ESTO ES ESENCIAL QUE TODOS LOS DATOS DISPONIBLES PUEDAN SER UTILIZADOS PARA QUE SE DETERMINE EL PATRON DE BARRENACION Y LAS CANTIDADES ADECUADAS DE EXPLOSIVOS. POR ESO TENEMOS FORMULAS EMPIRICAS, LAS CUALES SON BASADAS DE EXPERIENCIAS Y EXPERIMENTOS PRACTICOS, AUNQUE SIEMPRE TIENE QUE RECORDAR QUE PUEDE SER NECESARIO MODIFICAR LOS RESULTADOS CALCULADOS DURANTE LA VOLADURA, YA QUE EXISTEN MUCHOS TIPOS DE ROCAS.

540-25-41

Tels. 520-92-8

con 5 líneas



explosivos  
tepexpan, s. a.

NOMENCLATURA.

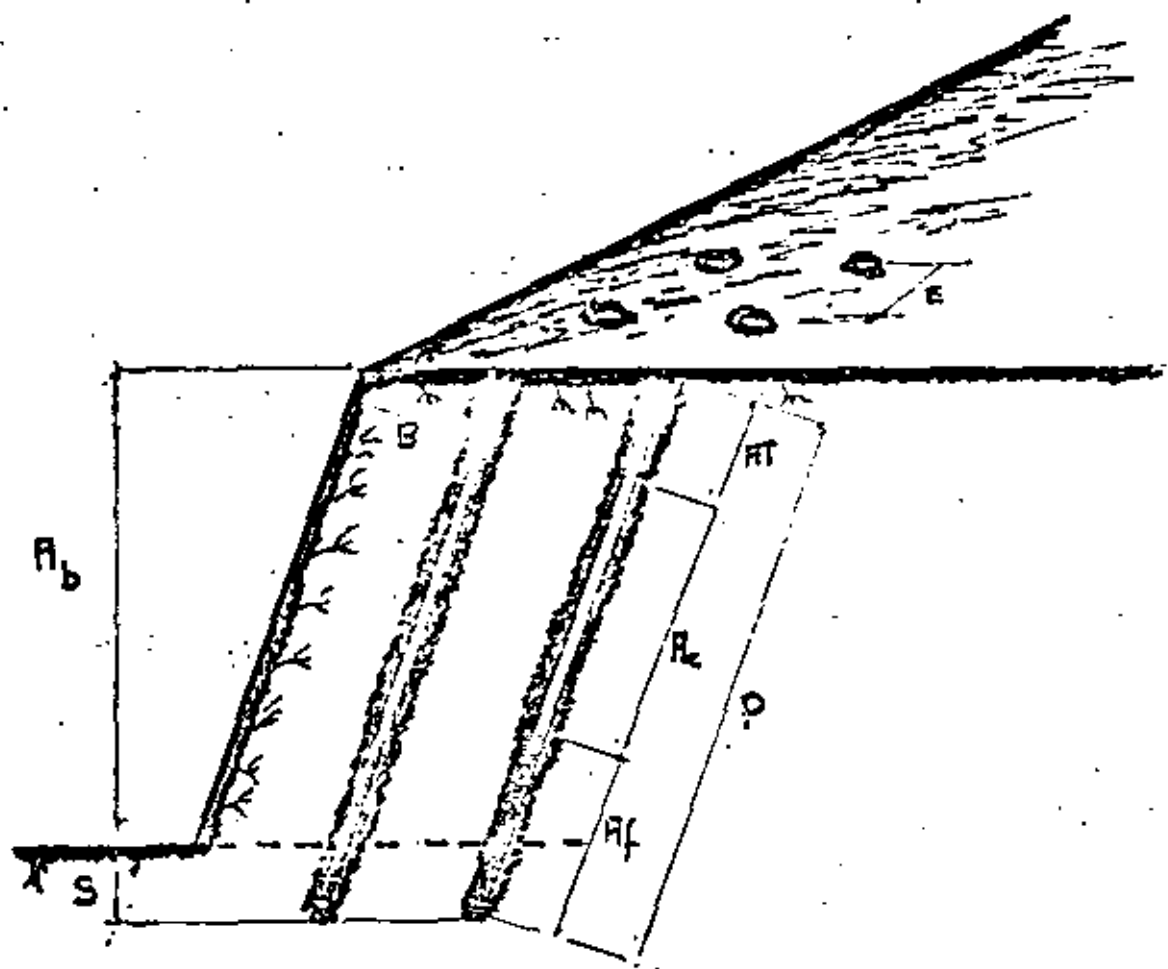
- d = DIAMETRO DEL BARRENO EN (MM).
- Ab= ALTURA DEL BANCO EN METROS.
- P = PROFUNDIDAD DEL BARRENO EN METROS.
- Bmax= BORDO MAXIMO EN METROS.
- B = BORDO PRACTICO EN METROS.
- E = ESPACIAMIENTO PRACTICO EN METROS.
- S = SUB-BARRENACION EN METROS.
- cf= CONCENTRACION DE LA CARGA DE FONDO EN kgs/ml.
- Af= ALTURA DE LA CARGA DE FONDO EN METROS.
- Cf= CARGA DE FONDO EN kgs.
- cc= CONCENTRACION DE LA CARGA DE COLUMNA EN kgs/ml.
- Ac= ALTURA DE CARGA DE COLUMNA EN METROS
- Cc= CARGA DE COLUMNA EN kgs.
- Ctot= CARGA TOTAL EN kgs.
- At= TACO (ALTURA DE LA PARTE SIN CARGA) EN METROS.
- fc= FACTOR DE CARGA EN kgs/m3
- fb= FACTOR DE BARRENACION EN METROS/m3.

figura 6.1.

540-25-42  
Tels. 520-92-83  
con 3 lineas

Barrilaco No. 412 Lomas de Chapultepec México 10, D. F.

Polverinas Km. 1. Carretera Tepexpan-Texcoco Tequisitlan, Edo. de Mex. Tel. 787-00-77 Lada 91-595-70 169 91-595-70-681





explosivos  
tepexpan, s. a.

DISTRIBUCION DE LAS CARGAS EN EL BARRENO.

0842.  
33.-

LA CARGA TIENE DOS PARTES; LA DE CARGA DE FONDO Y LA CARGA DE COLUMNA ARRIBA HAY UNA PARTE ARRIBA SIN CARGAR QUE NORMALMENTE SE RECATA CON ASFETA SECA O EL -- PUEVO DE LA BARRACION. VER. FIG. 5.1. LA CARGA DE FONDO TIENE Y TIENEN POR LO -- LAMIENTE LAS PAREDES LATERALES SIEMO TAMBIEN EL FONDO DEL BORDO, COMO SE MUESTRA -- EN LA FIGURA 5.4, SE ABREN LAS CRIETAS RADIALES PERO NO HAY UNA POSIBILIDAD QUE SE ABRIAN CRIETAS PERPENDICULARES AL BARRENO, NETONCES LA RESISTENCIA EN EL FONDO ES NECESARIO MAS GRANDE, ES NECESARIO PRIMERO CORTAR LA ROCA Y DESPUES SUPERAR LA -- FRICCION ENTRE EL PISO Y LA ROCA ARRANCADA, POR ESO LA CARGA DE FONDO DEBE SER -- CONCENTRADA AL FONDO DEL BARRENO.

PERO NO ES POSIBLE DE CONCENTRAR LA CARGA EN UN SOLO PUNTO, HAY QUE DARLE -- ESTA EXTENSION PARA PODER PONER LA CANTIDAD NECESARIA. SE HA DEMOSTRADO QUE SE -- PUEDE UTILIZAR EL EXPLOSIVO AL MAXIMO SI LA CARGA DE FONDO TIENE UNA EXTENSION -- IGUAL AL BORDO (B), ARRIBA DEL PISO DEL BANCO Y 0.3 B, BAJO DE ESTE PISO. ENTON-- CES LA CARGA DE FONDO TIENE UNA LONGITUD DE 1.3 B., POR LA DIFERENCIA ENTRE LA -- CARGA TEORICA PUNTUAL Y ESTA CARGA EXTENDIDA, BAJA LA EFICIENCIA DE LA CARGA DE -- FONDO Y LA POTENCIA CORRESPONDE SOLAMENTE A 0.98, ES DECIR QUE SE PIERDE 4% DE -- LA POTENCIA.



explosivos  
tepexpan, s. a.

0843.  
34.-

ES IMPORTANTE PARA LA ECONOMIA DE LAS VOLADURAS QUE ESTA CARGA TENGA UNA -- MAYOR CONCENTRACION, PORQUE EL BORDO ES UNA FUNCION DE ESTA CARGA. EN TAMBI -- ES MUY IMPORTANTE QUE EL EXPLOSIVO LLEVE EL BARRENO COMPLETAMENTE.

NORMALMENTE UNA VOLADURA A CILOO ABIERTO TIENE DOS CARAS LIBRES, LA SU-- PERFICIE DE ARRIBA Y EL FRENTE, PERO COMO LA CARGA DE FONDO TIENE CAPACIDAD-- DE ARRANCAR ESTA PARTE SE PUEDE CONSIDERAR QUE LA COLUMNA TAMBIEN TIENE CARA -- LIBRE EN EL FONDO, EN EL FONDO ENTONCES EL TRABAJO PARA LA CARGA DE COLUMNA-- ES MUY LEVE. LA CARGA DE COLUMNA ES 40% DE LA CARGA DE FONDO, CALCULADO POR -- METRO LINEAL. EN LA PRACTICA ESTO VARIA ENTRE 40 Y 70% POR LAS REQUISICIONES -- DE FRAGMENTACION.

TAMBIEN SE HA CALCULADO QUE LA CARGA DE COLUMNA PUEDE DESPLAZAR EL BOR-- DO, ARRIBA SIN CARGA DE UNA LONGITUD BASTA B.

CONSTANTE DE ROCA.

ES EFICIENTE QUE SE NECESITA SABER LA RESISTENCIA DE LA ROCA PARA HACER-- UN CALCULO CORRECTO DE LA CARGA. ESTA RESISTENCIA NORMALMENTE SE EXPRESA CO-- MO LA CONSTANTE DE ROCA (C), Y CORRESPONDE A LA CARGA ESPECIFICA, EN kg/m<sup>3</sup> -- DE UN EXPLOSIVO NORMAL. LA CONSTANTE TIENE UN MARGEN PRACTICO PARA UNA ROTU-- RA SATISFATORIA Y SECUA, A PESAR DE LAS PROPIEDADES DE LA ROCA PUEDE VARI--



AR BASTANTE ES POSIBLE USAR UNA CONSTANTE DE ROCA  $q=0.4$  KG/M<sup>3</sup>, ESTE ES VALIDO PARA CASI TODAS LAS VOLADURAS Y MUCHAS VECES NO ES NECESARIO DE HACER PRUEBAS PARA DETERMINAR LA CONSTANTE DE ROCA.

ESTO NO IMPLICA QUE NO SE NECESITAN HACER PRUEBAS DE VOLADURAS SI HAY ESPECIFICACIONES ESPECIALES DE FRAGMENTACION.

PROTECCION:

LO PRIMERO ES LA PROYECCION DE LA ROCA TRONADA, LA PROYECCION SIGNIFICA EL MOVIMIENTO DE LA ROCA, EL EXPLOSIVO Y SE MIDE LA LONGITUD QUE SE MUEVE DEL CENTRO DE GRAVEDAD, LA PROYECCION ES DIRECTAMENTE PROPORCIONAL A LA SOBRECARGA, PERO HAY UNA GRAN DIFERENCIA ENTRE LAS VOLADURAS CON MICRO-RETRAZOS Y LAS VOLADURAS INSTANTANEAS, EN UNA VOLADURA DE MICRO-RETRAZO SE USA MAS ENERGIA PARA QUEBRAR LA ROCA, LA PROTECCION ES CONSIDERABLEMENTE MENOR.

HINCHAMIENTO:

PARA COMPLETAR EL DESPRENDIMIENTO ES NECESARIO TENER UN ESPONCAMIENTO U HINCHAMIENTO, EN CIELO ABIERTO EL ESPONCAMIENTO ES DEL ORDEN DE 50%. PARA UNA VOLADURA DE VARIAS HILERAS LA SOBRECARGA EN EL FONDO DEBE SER BASTANTE GRANDE PARA QUE EL CENTRO DE GRAVEDAD DE LA ROCA SE HAYA DESPLAZADO LO SUFICIENTE PARA DAR ESPACIO AL HINCHAMIENTO DE LA SIGUIENTE HILERA. CON MAS HILERAS QUE SE TRAZAN, AUMENTA EL PESO DE LA ROCA HASTA QUE SE LLEGA A UN PUNTO DONDE ES-

540-25-42

Tels 520-92-83

con 3 lineas

Barrilado No. 412 Lomas de Chapultepec

México 10, D. F.

Polvoreros: Km. 1, Carretera Tepexpan-Texcoco

Tecoco, Puebla, Pue. de Mex.

Tel. 137-00-77

Linea 540-25-42 y 520-92-83



PARADOJO A UNA TRONADA SIN REZAGA ANTERIOR.

LA SIGUIENTE FORMULA PUEDE APLICARSE CUANDO SE HACEN LAS VOLADURAS SIN REZAGA, (q) HINCHAMIENTO= (q) NORMAL + 0.03 (Ab-2Hmax), SI EL BANCO ES MUY LARGO ENTONCES CON UN BANCO DE 15 m. DE ALTURA Hmax=3 y (q) NORMAL= 0.36 kg/m<sup>3</sup>,  $q = 0.36 + .03 (15 - 2 \times 3) = 0.36$  kg/m<sup>3</sup>. ESTO SIGNIFICA UN AUMENTO DE LA CARGA HASTA CASI LO DOBLE.

FRAGMENTACION:

SE EXPRESA EL GRADO DE TRITURACION QUE SE OBTIENE CON EXPLOSIVOS, Y COMO NO HAY UNA DEFINICION UNIVERSAL DE LA FRAGMENTACION, POR AHI, EMPLEA LA DISCUSION. OTRA MANERA DE DEFINIR LA FRAGMENTACION QUE SE REFIERE DIRECTAMENTE AL TRABAJO DE LA CANTERA ES DE ESTIMAR LA FRECUENCIA DE LOS BLOQUES GRANDES, ES DECIR EL TAMAÑO QUE NO MANEJA EL CARGADOR, COMO ESTE DEPENDE DEL TAMAÑO DEL CARGADOR SOLAMENTE SIRVE COMO UNA COMPARACION ENTRE LOS RESULTADOS DE TRONADAS CON DIFERENTES CARGAS ESPECIFICAS O CON LA CARGA ESPECIFICA CONSTANTE PLANO CON DIFERENTES DIAMETROS DE LOS BARRENOS.

NO ES EXAGERADO DECIR QUE LA FRAGMENTACION ES LO MAS IMPORTANTE DE TODA LA TECNICA DE VOLADURAS Y QUE AUNQUE NO ES POSIBLE DE DEFINIR LA FRAGMENTACION EN UNA MANERA MATEMATICA ES SIEMPRE IMPORTANTE DE HACER UNA BUENA FRAGMENTACION TIENE INFLUENCIA DIRECTAMENTE A LA FRECUENCIA DE LOS BLOQUES QUE SE NE-

540-25-42

Tels. 520-92-83

con 3 lineas

Barrilado No. 412 Lomas de Chapultepec

México 10, D. F.

Polvoreros: Km. 1, Carretera Tepexpan-Texcoco

Tecoco, Puebla, Pue. de Mex.

Tel. 137-00-77

Linea 540-25-42 y 520-92-83



explosivos  
tepexpan, s. a.

37.-

DESEY MONTEAR Y EL HORNO ES LO MAS TARDADO Y COSTOSO QUE HAY EN VOLADURAS; ADEMÁS OBSTRUYE EL AVANCE EN LA CANTERA O EN EL TUNEL.

VAMOS A VER LOS METODOS QUE SE PUEDEN USAR PARA MEJORAR LA FRAGMENTACION, - LO PRIMERO ES USAR UN EXPLOSIVO ADECUADO PARA EL TIPO DE ROCA. EN UNA ROCA DURA Y HOMOGENA, SE DEBE USAR UN EXPLOSIVO POTENTE CON ALTA VELOCIDAD PORQUE EN ESTE CASO LAS CRISTAS INICIADAS POR LA ONDA DE CHOQUE TIENEN MUCHA IMPORTANCIA. EN UNA ROCA FLOJA Y FISURADA SALE MEJOR CON UN EXPLOSIVO MAS LENTO. LOS EXPLOSIVOS LENTOS PRODUCEN MAS CASOS Y EN ROCAS FISURADAS EL GAS HACE EL TRABAJO TERCAMENTE.

LOS FACTORES TECNICOS DE LA VOLADURA MAS IMPORTANTES SON EL COEFICIENTE DE CARGA Y EL COEFICIENTE DE BARRERACION. (ANEXO COPIAS DEL ESTUDIO DE FRAGMENTACION DE ROCCAS HOLBERG DE LA SWEDISH DETONIC RESEARCH FOUNDATION).

CALCULO DE CARGA DE UN PATRON DE BARRERACION.

BORDO MAXIMO = Bmax.

BORDO MAXIMO, EN EL FONDO DEL BARRINO, Bmax., ESTA DETERMINADO POR :

- EL DIAMETRO DEL BARRINO EN EL FONDO DEL BARRINO (D).
- POTENCIA POR PESO DE LOS EXPLOSIVOS USADOS COMO CARGA DE FONDO (P).



explosivos  
tepexpan, s. a.

38.-

- CLASE DE COMPACTADOR DE ESTOS EXPLOSIVOS (p).
- CONSTANTE DE ROCA (K).
- FLEXION DE BARRERACION (C).
- RADIO R/B.

PARA EVITAR DEMASIADAS VARIABLES EN LOS CALCULOS HAY QUE ADAPTAR LOS SIGUIENTES CALCULOS A LAS SIGUIENTES CONDICIONES :

- DINAMITA GELATINA EXPLOSIVO (u = 1.0)  
 POTENCIA POR PESO CORRESPONDE A 40% DE GELATINA PARA VOLADURAS.
- LA CARGA DE FONDO CUIDADOSAMENTE CONFINADA O COMPACTADA EN EL BARRINO ---  
 (P = 3.25 kg/dm<sup>3</sup>)
- PARA MOLER LA ROCA SE NECESITA (0.4 kg/m<sup>3</sup>)  
 DE DINAMITA GELATINA.
- DILATAION DEL BARRINO 3:1 (U = 1.0)
- R/B = 3.25
- A<sub>0</sub> = 2 Bmax.

SOBRE ESTAS CONDICIONES OBTENIDOS

$$B_{max} = \frac{45.0}{1000} (M)$$

EN EL TEMA DESVIACIONES DE LAS CONDICIONES, EXPLICAREMOS COMO CALCULAR CUANDO LAS SUPOSICIONES MENCIONADAS ANTERIORMENTE NO SON VALIDAS.



explosivos  
tepexpan, s. a.

SUB-BARRERACION

PARA EVITAR QUE LA ROCA QUEDE SIN TRITURARSE ARRIBA DEL FONDO TEÓRICO, LOS BARREROS ESTÁN CON UNA CIERTA DISTANCIA ARriba DE ESTE NIVEL.

$$S = 0.3 B_{max} \quad (H)$$

PROFUNDIDAD DEL BARRERO

PARA REDUCIR LA FRACTURACION Y CONSECUENTEMENTE OBTENER UN ANGULO DE FRAGMENTACION MAS FAVORABLE, LOS BARREROS DEBEN SER INCLINADOS EN RELACION AL PLANO VERTICAL CON UNA INCLINACION DE 3:1, LA PROFUNDIDAD DEL BARRERO ES :

$$P = 1.05 (A_b + S) \quad (K)$$

EN OTRAS INCLINACIONES LA FORMA MAS GENERAL ES LA FORMULA.

$$P = K (A_b + S)$$

DONDE EL VALOR DE K, PARA LAS DIFERENTES INCLINACIONES SERAN ENCONTRADAS EN EL TEMA DESVIACIONES DE LAS CONDICIONES.

BORDO PRACTICO B.

CUANDO SE BARRERA SIEMPRE HAY DESVIACIONES, DE LA POSICION CALCULADA POR ESTO EL BORDO PRACTICO B, TIENE QUE SER CALCULADO CONSIDERANDO EN CUENTA LOS ESPALDES

540-25-42  
Tel. 520-92-83  
con 3 líneas

Barridos No. 412 Lomas de Chapultepec México 10, D. F.

Referencia: An. 1. Carreras Tepexpan-Toluca Tel. (52) 41 820 de Mex. Tel. (52) 00 17 1234 2123 12 34 5 6 7 8 9 10 11 12



explosivos  
tepexpan, s. a.

DE BARRERACION. CUANDO SE MARCAN LOS BARREROS EN LA PLANTILLA DEL BORDO PRACTICO B, ( LA MEDIDA HORIZONTAL ES ), ES USADA Y ENFRIQUEZSE EL RIESGO DE OBTENER EL BORDO EN EL FONDO DEL BARRADO QUE SOBRE PASE B MAX.

SE SUPONE QUE LA DESVIACION TOTAL CUANDO SE ESTA BARRERANDO CONSISTE EN :

--- ERROR DE BROCA 1:4 A 3:4

--- ERROR DE ALINEACION 0.03 METRO BARRERADO ( 3:1 ).

ESTO DA UNA CARGA PRACTICA DE :

$$B = B_{max} + 3.0 + 0.03.p \quad (M)$$

DEBE DE OBSERVAR QUE LAS DESVIACIONES FRECUENTEMENTE SON MUCHO MAS GRANDES QUE LAS SEPOICIONES MENCIONADAS ARRIBA.

DENTRO DE CIERTOS LIMITES LA SIGUIENTE FORMULA SIMPLIFICADA ES VALIDA :

$$B = 4.$$

DONDE B, ESTA EXPRESADO EN METROS Y 4 EN PULGADAS.

ESPACIAMIENTO ENTRE BARREROS

APLICACION NORMAL:

$$E = 1.25 B \quad (N)$$

540-25-42  
Tel. 520-92-83  
con 3 líneas

Barridos No. 412 Lomas de Chapultepec México 10, D. F.

Referencia: An. 1. Carreras Tepexpan-Toluca Tel. (52) 41 820 de Mex. Tel. (52) 00 17 1234 2123 12 34 5 6 7 8 9 10 11 12





explosivos  
tepexpan, s. a.

SIN CAMBIAR EL FACTOR DE BARRERACION O EL BORDO ESPECIFICADO, NORMALMENTE OBTENEMOS LOS SIGUIENTES RESULTADOS CUANDO ALTERA EL RADIO E/B.

- E/B > 1.25 FRAGMENTACION MAS FINA.
- E/B < 1.25 FRAGMENTACION MAS CRUSA.

FACTOR DE BARRERACION      Fb.

EL FACTOR DE BARRERACION NORMALMENTE ESTA CALCULADO DEL NUMERO DE METROS BARRERADOS EN UNA FILA QUE CONSIESTE DEL NUMERO DE BARRIDOS ( N ), EL VOLUMEN CORRESPONDIENTE DE ROCA SOLIDA POR UNA BILERA ( K ) ENTONCES ES  $Fb = \frac{N \cdot P}{K \cdot B \cdot L \cdot A_0}$ , DONDE L, INDICA LARGO ( ANCHURA ) DEL BANCO EN METROS.

$$Fb = \frac{N \cdot P}{K \cdot B \cdot L \cdot A_0} \quad \text{(METROS DE BARRERACION/M<sup>3</sup> SOLIDOS)}$$

UN BARRIDO CON INCLINACION DE 3:1 H, ES EQUIVALENTE A 1.05

CALCULACION DE CARGAS.

CARGA DE FONDO; PARA DINARITA GELATINA CON UN GRADO DE 1.25 kg/m<sup>3</sup>, LA CANTIDAD DE TRACION DE LA CARGA EN kg/M ESTA OBTENIDO DE LA FORMULA SIMPLIFICADA.

540-25-  
Tels. 520-92-  
con 3 lineas



explosivos  
tepexpan, s. a.

$$cf = \frac{d^2}{1000} \quad \text{( kg/M )}$$

PARA OBTENER LA FRAGMENTACION SATISFACTORIA EN EL FONDO, LA ALTURA REQUERIDA DE LA CARGA DE FONDO DEBE DE SER IGUAL A:

$$Af = 1.3 \cdot R_{max} \quad \text{( M )}$$

DANDO EN LA CARGA DE FONDO TOTAL CARGA / BARRIDO DE :

$$Cf = cf \cdot af \quad \text{( kg )}$$

TACO

NORMALMENTE LA ALTURA DEL TACO O LA PARTE SIN CARGA ES :

$$A_t = B \quad \text{( M )}$$

$A_t <$  SUFICIENTE CAUSAR UN RIESGOSO INCREMENTO EN EL LANZAMIENTO DE PIEDRAS DE LA SUPERFICIE, POR OTRA PARTE RESULTARA UNA FRAGMENTACION MAS FINA.

540-25-42  
Tels. 520-92-83  
con 3 lineas



explosivos  
tepexpan, s. a.

A. D. B. EN LA MISMA MANERA AUMENTARA EL RIESGO DE OBTENER ROCA GRANDE, DE LA  
ROCA QUE SE ENCUENTRA MAS CERCA DE LA SUPERFICIE.

CARGA DE COLUMNA.

EL INTENTO DE LA CARGA DE COLUMNA ES DE ROMPER LA ROCA, DONDE EXISTE LA  
FRAGMENTACION DE LA ROCA DEL FONDO ES NECESARIA. ESTO IMPLICA QUE LA CONCENTRA  
CION DE LA CARGA DE LA COLUMNA PUEDA SER MAS BAJA. NORMALMENTE LA CONCENTRACI  
ON ESTA DETERMINADA DE :

$$C_c = 40 - 50 \text{ kg de CF} \quad (\text{kg/m})$$

LA ALTURA DE LA CARGA DE COLUMNA CONSISTE DEL RESTO DEL BARRIDO :

$$A_c = P - A_r - A_b \quad (\text{M})$$

LA CARGA TOTAL DE LA COLUMNA CARGA / BARRIDO ES :

$$C_c = C_c + A_c \quad (\text{kg})$$

CARGA TOTAL CARGA / BARRIDO Tot.

$$C_{\text{tot}} = C_c + C_c \quad (\text{kg})$$

6883.

41.-



explosivos  
tepexpan, s. a.  
FACTOR DE CARGA  $F_c$

6884.

44.-

ESTA CALCULADO DE LA MISMA MANERA QUE FACTOR DE BARRIDACION  $F_b$

$$F_c = \frac{W.C_{\text{tot}}}{K.B.L.A_b} \quad (\text{kg/m}^3 \text{ SOLIDO})$$

DEVIACION DE LAS CONDICIONES

CONSTANTE DE ROCA (K), O OTRA FUERA DE 0.4 kg/m<sup>3</sup> SOLIDO. LA CONSTANTE DE ROCA  
NORMALMENTE VARIA DE 0.2 (ROCA MUY FACIL DE TONAR) Y 1.2 (ROCA MUY DIFICIL -  
DE TONAR). PARA OTRAS CONSTANTES (QUE ESTEN DENTRO DEL VALOR NORMAL DE 0.4 kg/  
M<sup>3</sup> SOLIDO, LA FORMULA PARA EL  $R_{max}$ , TIENE QUE SER MODIFICADO.

$$R_{max} = \frac{45.5}{1000} \sqrt{\frac{0.4}{K}} \quad (\text{M})$$

GRADO DE COMPACTACION (g) FUERA DE 1.25 kg/ dm<sup>3</sup>

SI SE PUEDE APLICAR OTRO CARGADOR DE COMPACTACION (QUE 1.25 kg/dm<sup>3</sup>), SE OBTENDRA  
DE LA SIGUIENTE FORMA.

EL  $R_{max}$  Y LA  $cl.$ , DEBEN DE SER MODIFICADOS. POR EJEMPLO CUANDO SE USA DINAMI  
TA GELATINA CON UN CARGADOR HELMATIC COMBINADO CON UN ATACADOR ROBOT, EL GRA

540-27  
Telex 522-82  
con 3 lineas

Barrido No. 412 Lomas de Chapultepec Mexico D.F.  
Paseo de la Libertad Tepexpan-Tlaxcala Tel. 540-27 Telex 522-82 con 3 lineas

540-25-42  
Telex 520-27-83  
con 3 lineas

Barrido No. 412 Lomas de Chapultepec Mexico D.F.  
Paseo de la Libertad Tepexpan-Tlaxcala Tel. 540-27 Telex 522-82 con 3 lineas



# explosivos tepexpan, s. a.

DO DE COMPACTACION SERA DE 1.4 KG/CM. SI USA ESTE UN FALDENO COMEN Y CORRIENTE EL GRADO DE COMPACTACION PRECISEMENTE ES MAS BASTO QUE 1.25 KG/CM. A MENOS QUE LA CARGA NO ESTE BIEN BASTA.

$$W_{max} = \frac{15.4}{1000} \sqrt{\frac{P}{1.25}} \quad (M)$$

$$cf = \frac{0.1}{1000} \sqrt{\frac{P}{1.25}} \quad (kg/m)$$

POR EJEMPLO CUANDO SE USA UN BASTA EN ENVASIS DE PLASTICO ES MEJOR CALIDAD QUE UNO CF, DUNDE EL PESO Y EL LARGO DEL CARTUCHO JUNTO CON LA COMPRESION POSIBLE - DURANTE LA CARGA DA EL NUNERO DE KG/CM. ENTONCES EL W<sub>max</sub> PUEDE SER CALCULADO DE LA FORMULA.

$$W_{max} = 1.42 \sqrt{cf} \quad (M)$$

LA cf., PUEDE SER ENCONTRADO EN LAS TABLAS DE DENSIDADES DE CARGA QUE DAN LOS FABRICANTES DE EXPLOSIVOS.

### OTRO TIPO DE EXPLOSIVOS DIFERENTES A LA DINAMITA GELATINA.

TAMBIEN CUANDO USA OTROS EXPLOSIVOS (s=1.0) EL W<sub>max</sub>, ASI COMO CF TIENEN QUE SER MODIFICADOS EL PODER DE PESO DE (s) COMPARADO A LA DINAMITA GELATINA, Y EL GRADO DE COMPACTACION (p) TIENEN QUE SER CONOCIDOS.



# explosivos tepexpan, s. a.

$$W_{max} = \frac{45.6}{1000} \sqrt{\frac{P \cdot R}{1.25}} \quad (M)$$

$$cf = \frac{d^2}{1000} \frac{P}{1.25} \quad (kg/m)$$

### INCLINACION DE BARRIDO FUERA DE 3:1

ASI QUE BARR. ESTE DETERMINADO POR LA FICACION DE BARRERACION (R) LA CUAL DEPENDE DE LA INCLINACION DEL BARRIDO, OBTENEMOS LA FORMULA.

$$W_{max} = \frac{45.6}{1000} \sqrt{\frac{1}{R}} \quad (M)$$

DONDE LOS DIFERENTES VALORES DE (R) PARA LAS DIFERENTES INCLINACIONES DEL BARRIDO ESTAN DADAS EN LA TABLA DE ABAJO.

TAMBIEN A QUE NOTAR QUE LA PROFUNDIDAD (P) DEL BARRIDO SE CAMBIA CUANDO SE CAMBIA LA INCLINACION (FACTOR R).

INCLINACION DO r :	10:1	3:1	2:1	1:1
P	1 : 31	1:075	1:00	0:95
R	1:00	1:005	1:05	1:12
				1:41

### OTRAS TESTIFICACIONES.

LAS MODIFICACIONES DE LAS FORMULAS Y EL PROCEDIMIENTO DE CALCULACIONES, TAMBIEN



explosivos  
tepexpan, s. a.

PUEDE SER NECESARIO EN ALGUNOS OTROS CASOS POR EJEMPLO :

- ALTEZA DEL BANCO  $A_0 < 2$  BARR (NIVELADO).
- DEMANDA ESPECIAL EN LA FRAGMENTACION.
- ATENCION ESPECIAL EN LAS VIBRACIONES DE TIERRA.

RESUMEN :

LOS CALCULOS SISTEMATICOS PARA CARGAS EN VOLADURAS DE BANCOS INCLINADOS PUEDEN SER LLEVADOS A CABO DE ACUERDO CON LAS FORMULAS DADAS ABAJO, SIEMPRE Y CUANDO LAS SIGUIENTES CONDICIONES EXISTAN :

- DINAMITA GELATINA (  $\lambda = 1.0$  )
- LA CARGA DE FONDO ESTE CUIDADOSAMENTE ESPACIADA EN EL BARRIDO (  $\rho = 1.25$  kg /  $\text{dm}^3$  ).
- CONSTANTE DE ROCA DE 0.4 kg. DE DINAMITA GELATINA POR M<sup>3</sup>.
- INCLINACION DEL BARRIDO  $\beta$  (  $\beta = 1.0$  ).
- $E/B = 1.25$
- $A_0 > 2$  BARR.

8849.

47.-



explosivos  
tepexpan, s. a.

F O R M U L A R I O

BANCO MAXIMO	$S_{max} = \frac{15.0}{1000}$	( M )
SUB-BALIZADOR	$S = 0.3 S_{max}$	( M )
PROFUNDIDAD DEL BARRIDO	$P = 1.05 ( A_0 + B )$	( M )
BANCO FRACCION	$B = S_{max} - 1.03 + 0.03sp$	( M )
ESPACIAMIENTO	$E = 1.25B$	( M )
NUMERO DE BARRIDOS POR CILINDRO	$N = \frac{1}{E}$	( BARRIDOS / LINEA )
FACTOR DE BALIZACION	$C_b = \frac{N \cdot P}{E \cdot S \cdot A_0}$	( M/M )
CONCENTRACION CARGA DE FONDO	$C_f = \frac{q^2}{1000}$	( kg/M )
ALTEZA CARGA DE FONDO	$A_f = 1.3 S_{max}$	( M )
CARGA DE FONDO	$C_f = C_f \cdot A_f$	( kg )
TACO	$A_t = B$	( M )
CONCENTRACION CARGA DE COLUMNA	$C_c = 60 - 50\% \text{ de } C_f$	( kg/M )
ALTEZA CARGA DE COLUMNA	$A_c = P - A_f - A_t$	( M )
CARGA DE COLUMNA	$C_c = C_c \cdot A_c$	( kg )
CARGA TOTAL	$C_{tot} = C_f + C_c$	( kg )
FACTOR DE CARGA	$C = \frac{N \cdot C_{tot}}{E \cdot S \cdot A_0}$	( kg/M )

48.-

540-25-4

Tels 520-92-8

con 3 lineas

Barrido No 412 Lomas de Chapultepec

Mexico 10. D. F.

Permanencia No. 1 Correo Tepexpan-Taxco. Tel. 540-25-4. Carga 500 kg. 1000 kg. 1500 kg.

540-25-42

Tels. 520-92-83

con 3 lineas

Barrido No 412 Lomas de Chapultepec

Mexico 10. D. F.

Permanencia No. 1 Correo Tepexpan-Taxco. Tel. 540-25-4. Carga 500 kg. 1000 kg. 1500 kg.



explosivos  
tepepan, s. a.

EJEMPLO DE VOLADURA DE BANCO

ALTEZA DEL BANCO  $A_B = 7.00 \text{ M}$   
 ANCHO DEL BANCO  $L = 25.00 \text{ M}$   
 DIAMETRO DEL BARRENO  $d = 76 \text{ M.M.}$   
 CONSTANTE DE ROCA  $k = 0.6 \text{ kg/M}^3$   
 INCLINACION DEL BARRENO  $1 : 1$   
 TIPO DE EXPLOSIVO DENARITA GELATINA.

$$B_{max} = \frac{45 \times 3}{1000} + \frac{45 \times 76}{1000} = \sqrt{\frac{0.4}{k}} = \frac{45 \times 76}{1000} = \sqrt{\frac{0.4}{0.6}} = 3792 \quad \underline{2.80 \text{ M}}$$

$$B = 0.3 \times B_{max} = 0.3 \times 2.80 = 0.84 \quad \underline{.8 \text{ M}}$$

$$P = 1.05 (A_B + B) = 1.05 (7 + 0.8) = 8.295 \quad \underline{8.3 \text{ M}}$$

$$H = B_{max} - 3.2 - 0.03 \cdot P = 2.80 - 3 \times 0.076 - 0.03 \times 8.3 = 2.323 \quad \underline{2.3 \text{ M}}$$

$$H = 1.25 \times B = 1.25 \times 0.84 = 2.075 \quad \underline{2.0 \text{ M}}$$

$$H = \frac{L - 25}{2.3} = 0.63 \quad \underline{0.6 \text{ M}} \quad \text{9 BARREROS LÍNEA}$$

$$F_B = \frac{H \times P}{k \cdot B \cdot L \cdot A_B} = \frac{9 \times 8.3}{1.05 \times 2.3 \times 25 \times 7} = 1.376 \quad \underline{0.12 \text{ M.M}^3}$$

$$C_f = \frac{3^2 + 76^2}{1000} = 5.77 \quad \underline{5.7 \text{ kg/M}}$$

$$A_f = 1.3 \times B_{max} = 1.3 \times 2.8 = 3.64 \quad \underline{3.6 \text{ M}}$$

$$C_f = c_f + A_f = 5.78 + 3.6 = 20.00 \quad \underline{20.0 \text{ kg}}$$

$$A_c = B = 2.3 \quad \underline{2.3 \text{ M}}$$

6842.

49.-



explosivos  
tepepan, s. a.

$C_c = 43 - 504 \text{ DE } c_f = 40 - 504 \text{ DE } 5.78 = 3.31 \quad \underline{2.1 \text{ kg/M}}$   
 $A_c = P - A_f - A_t = 8.3 - 3.6 - 2.3 = 2.4 \quad \underline{2.4 \text{ M}}$   
 $C_c = C_c + A_c = 2.4 + 2.3 = 5.32 \quad \underline{5.3 \text{ kg}}$   
 $C_{tot} = C_f + C_c = 20.8 + 5.5 = 26.3 \quad \underline{26.3 \text{ kg}}$   
 $F_c = \frac{H \times C_{tot}}{k \cdot B \cdot L \cdot A_B} = \frac{9 \times 26.3}{1.05 \times 2.3 \times 25 \times 7} = 1.94 \quad \underline{.56 \text{ kg/M}^3}$

50.-

EJEMPLO DE VOLADURA DE BANCO, CON OTRO TIPO DE EXPLOSIVO, OTRA CONSTANTE DE ROCA, Y OTRA INCLINACION DEL BARRENO.

ALTEZA DEL BANCO  $A_B = 10.00 \text{ M.}$   
 ANCHO DEL BANCO  $L = 25 \text{ M}$   
 INCLINACION DE LOS BARREROS  $2 : 1$   
 DIAMETRO DEL BARRENO  $d = 76 \text{ M.M}$   
 CONSTANTE DE ROCA  $k = 0.35 \text{ kg/M}^3$   
 EXPLOSIVO GODITE 2 ANFO.

$$B_{max} = \frac{45 \times 3}{1000} + \frac{45 \times 76}{1000} = 3.420 \quad \underline{3.42 \text{ M}}$$

COMPENSACION DEL EXPLOSIVO CARGA DE FONDO  $C_f$

DENARITA GELATINA = DENSIDAD  $\rho = 1.25 \text{ kg/LITRO}$ , POTENCIA  $B = 1.0$

DENARITA GEMME = DENSIDAD  $\rho = 1.15 \text{ kg/LITRO}$ , POTENCIA  $B = 0.75$

$$B_{max} = \frac{45 \cdot 3 + 3 \cdot 63}{1000} \sqrt{\frac{1 - B}{1.25}} = 3.42 \sqrt{\frac{1 - 1.0}{1.25 \times 1.00}} = \underline{3.76 \text{ M}}$$



explosivos  
tepexpan, s. a.

31.-

CORRECCION POR CONSTANTE DE BOCA.

$$r = 0.35 \text{ kg/m} \quad B_{\text{max}} = 2.70 \times \sqrt{\frac{0.40}{r}} = 2.70 \times \sqrt{\frac{2.42}{0.35}} = 2.97 \text{ M} \quad 3.00 \text{ M}$$

DECLINACION DEL BARRIDO 2 : 1

$$B_{\text{max}} = 3.00 \times \frac{1}{\sqrt{2}} = 2.12 \quad \sqrt{\frac{1}{1.12}} = 2.81 \quad 2.85 \text{ M}$$

$$S = 0.3 \quad B_{\text{max}} = 0.3 \times 2.81 = .845 \quad .85 \text{ M}$$

$$P = 1.12 (1.2 + S) = 1.12 (1.0 + .68) = 11.96 \quad 11.96 \text{ M}$$

$$B = B_{\text{max}} - 1.2 - 0.03.P = 2.85 - 1 \times .078 - 0.03 = 11.96 = \quad 2.41 \text{ M}$$

$$E = 1.25 \times B = 1.25 \times 2.41 = 3.01 \quad 3.00 \text{ M}$$

$$M = \frac{E}{P} = \frac{3.01}{11.96} = 0.25 \quad 0.33 \text{ BARRIDOS LINEA}$$

$$C_2 = \frac{M \cdot P}{E.B.L.A} = \frac{0.25 \times 11.96}{1.12 \times 2.41 \times 25 \times 10} = .147 \quad .15 \text{ M/M}$$

$$C_2 = \frac{d^2}{1000} = \frac{76^2}{1000} = 5.776 \quad \frac{p}{1.25} = \frac{1.10}{1.25} = 5.00 \text{ kg/M}$$

$$A_2 = 1.3 \quad B_{\text{max}} = 1.3 \times 2.81 = 3.7 \quad 3.70 \text{ M}$$

$$C_2 = C_2 \cdot A_2 = 5.00 \times 3.70 = 18.79 \quad 18.79 \text{ M}$$

$$A_c = B = 2.41 \quad 2.41 \text{ M}$$

$$C_c = 40 - 50\% \text{ DE } C_2 = 40\% \text{ DE } 5.00 = 2.00 \quad 2.00 \text{ M}$$

$$A_c = P - A_2 - A_c = 11.96 - 3.70 - 2.41 = 5.85 \quad 5.85 \text{ M}$$

$$C_c = C_c \cdot A_c = 2.00 \times 5.85 = 11.87 \quad 11.87 \text{ M}$$

$$C_{\text{tot}} = C_2 + C_c = 18.79 + 11.87 = 30.66 \quad 30.66 \text{ M}$$

Barrido No 412 Lomas de Chapultepec  
Mexico 10, D. F.  
con 3 líneas

Referencia: 411 y Correo Tepexpan-Toluca Tel: 540-25-42 Fax: 520-92-83



explosivos  
tepexpan, s. a.

32.-

$$P_0 = \frac{M \cdot C_{\text{tot}}}{E.B.L.A} = \frac{0.33 \times 30.66}{1.12 \times 2.41 \times 25 \times 10} = .170 \quad .170 \text{ kg/M}$$

ESTOS EJEMPLOS SON PATRONES PARA DAR UNA IDEA DE LAS DISTANCIAS DEL B, E Y CARGAS DESPUES DE EFECTUARSE LA PRIMERA VOLADURA Y VIENDO LOS RESULTADOS SE PUEDEN HACER LOS CAMBIOS, COMO ABRIR LA BARRIACION Y HACI EL P<sub>0</sub>, Y EL P<sub>0</sub>, YO QUE EL P<sub>0</sub> ES LO MAS COSTOSO Y CARGADO EN UNA VOLADURA.

Barrido No 412 Lomas de Chapultepec  
Mexico 10, D. F.  
con 3 líneas

Referencia: 411 y Correo Tepexpan-Toluca Tel: 540-25-42 Fax: 520-92-83



explosivos  
tepexpan, s. a.

DIAMETRO 34\_26mm

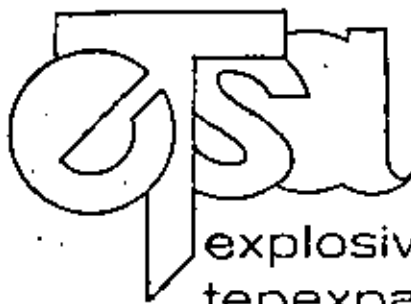
altura de banco A m	profundida de barreno P m	diametro del barreno D mm	bordo maximo B <sub>max</sub> m	bordo practico B m	espacia- miento practico E m	CARGA DE FONDO			CARGA DE COLUMNA			carga total C <sub>tot</sub> kg	At m
						conce- ntracion C <sub>f</sub> kg/m	altura A <sub>f</sub> m	peso C <sub>f</sub> kg	conce- ntracion C <sub>c</sub> kg/m	altura A <sub>c</sub> m	peso C <sub>c</sub> kg		
1.0	1.4	33	0.90	0.80	1.00	1.00	0.40	0.40	—	—	—	0.40	1.00
1.5	1.9	32	1.10	1.00	1.25	1.00	0.60	0.60	0.50	0.20	0.10	0.70	1.10
2.0	2.5	31	1.10	1.00	1.25	1.00	0.70	0.70	0.50	0.60	0.30	1.00	1.20
2.5	3.0	31	1.20	1.00	1.25	1.00	1.00	1.00	0.50	0.80	0.40	1.40	1.20
3.0	3.6	30	1.35	1.15	1.45	0.90	1.80	1.60	0.50	0.60	0.30	1.90	1.20
3.5	4.1	29	1.30	1.10	1.35	0.90	1.70	1.50	0.40	1.20	0.50	2.00	1.20
4.0	4.6	29	1.30	1.05	1.30	0.90	1.70	1.50	0.40	1.80	0.70	2.20	1.10
5.0	5.6	28	1.25	0.95	1.20	0.80	1.60	1.30	0.40	2.90	1.20	2.50	1.10
6.0	6.7	26	1.20	0.90	1.15	0.70	1.60	1.10	0.40	4.00	1.60	2.70	1.10

Barrilaco No. 412 Lomas de Chapultepec

México 10, D. F.

540-25-42  
Tels. 520-92-83  
con 3 líneas

Pólvoras: Km. 1, Carretera Tepexpan-Teacoco Tequisián, Edo. de Méx. Tel. 767-00-77 Lada: 91-595-70-169, 91-595-70-081



explosivos  
tepexpan, s. a.

DIAMETRO 40-29mm

altura de banco H m	profundida de barreno P m	diametro del barreno D mm	bordo maximo B <sub>max</sub> m	bordo practico B m	espacia- miento practico M m	CARGA DE FONDO			CARGA DE COLUMNA			carga total C <sub>tot</sub> ka	taco At m
						conce- ntracion C <sub>F</sub> kg/m	altura A <sub>F</sub> m	peso C <sub>F</sub> ka	conce- ntracion C <sub>C</sub> kg/m	altura A <sub>C</sub> m	peso C <sub>C</sub> ka		
3.0	3.6	36	1.40	1.20	1.30	1.30	1.30	1.70	0.60	1.00	0.60	2.30	1.30
3.9	4.2	35	1.60	1.35	1.70	1.20	2.10	2.95	0.60	0.70	0.40	2.90	1.40
4.0	4.7	35	1.60	1.35	1.70	1.20	2.10	2.50	0.60	1.20	0.70	3.20	1.40
5.0	5.7	33	1.55	1.25	1.55	1.10	2.10	2.30	0.60	2.30	1.40	3.70	1.30
6.0	6.7	32	1.45	1.15	1.45	1.00	1.90	1.90	0.50	3.60	1.80	3.70	1.20
7.0	7.8	31	1.40	1.05	1.30	1.00	1.80	1.80	0.50	4.90	2.50	4.30	1.10
8.0	8.8	30	1.35	0.95	1.20	0.90	1.70	1.60	0.50	6.10	3.20	4.80	1.00

DIAMETRO 45mm

altura de banco H m	profundida de barreno P m	diametro del barreno D mm	bordo maximo B <sub>max</sub> m	bordo practico B m	espacia- miento practico M m	CARGA DE FONDO			CARGA DE COLUMNA			carga total C <sub>tot</sub> ka	taco At m
						conce- ntracion C <sub>F</sub> kg/m	altura A <sub>F</sub> m	peso C <sub>F</sub> ka	conce- ntracion C <sub>C</sub> kg/m	altura A <sub>C</sub> m	peso C <sub>C</sub> ka		
3.0	3.6	45	1.50	1.35	1.65	1.30	1.90	2.50	0.70	0.30	0.20	2.70	1.40
4.0	4.8	45	2.03	1.70	2.15	2.05	2.65	5.45	1.05	0.45	0.50	5.95	1.70
5.0	5.9	45	2.03	1.70	2.15	2.05	2.65	5.45	1.05	1.50	1.60	7.05	1.70
6.0	6.9	45	2.03	1.70	2.15	2.05	2.65	5.45	1.05	2.60	2.75	8.20	1.70
7.0	8.0	45	2.03	1.65	2.05	2.05	2.65	5.45	1.05	3.70	3.90	9.35	1.65
8.0	9.0	45	2.03	1.60	2.00	2.05	2.65	5.45	1.05	4.80	5.05	10.50	1.60

540-25-42

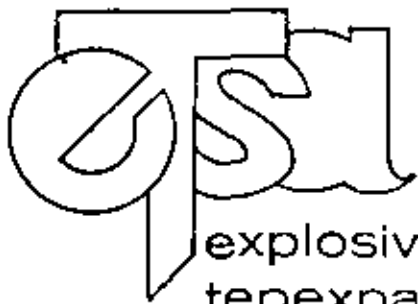
Tels. 520-92-83

Barrilaco No. 412 Lomas de Chapultepec

México 10, D. F.

con 3 líneas





explosivos

tepexpan, s. a. DIAMETRE 48mm

altura de banco $A_B$ m	profundida de barreno $P$ m	diametro del barreno $d$ mm	bordo maximo $B_{max}$ m	bordo practico $B$ m	espacio- miento practico $E$ m	CARGA DE FONDO			CARGA DE COLUMNA			carga total $C_{tot}$ ka	taco $A_t$ m
						conce- tracion $C_f$ kg/m	altur. $A_f$ m	peso $C_f$ kg	conce- tracion $C_c$ kg/m	altur. $A_c$ m	peso $C_c$ kg		
4.0	4.8	48	2.00	1.80	2.25	2.00	2.60	5.20	1.00	0.40	0.40	5.60	1.80
5.0	5.9	48	2.16	1.85	2.30	2.30	2.80	6.45	1.15	1.30	1.50	7.95	1.85
6.0	7.0	48	2.16	1.80	2.25	2.30	2.80	6.45	1.15	2.40	2.75	9.20	1.80
7.0	8.1	48	2.16	1.80	2.25	2.30	2.80	6.45	1.15	3.40	3.90	10.35	1.80
8.0	9.1	48	2.16	1.75	2.20	2.30	2.80	6.45	1.15	4.50	5.15	11.60	1.75
9.0	10.1	48	2.16	1.70	2.15	2.30	2.80	6.45	1.15	5.60	6.45	12.90	1.70
10.0	11.2	48	2.16	1.70	2.15	2.30	2.80	6.45	1.15	6.70	7.70	14.15	1.70

DIAMETRO 51mm

altura de banco $A_B$ m	profundida de barreno $P$ m	diametro del barreno $d$ mm	bordo maximo $B_{max}$ m	bordo practico $B$ m	espacio- miento practico $E$ m	CARGA DE FONDO			CARGA DE COLUMNA			carga total $C_{tot}$ ka	taco $A_t$ m
						conce- tracion $C_f$ kg/m	altur. $A_f$ m	peso $C_f$ kg	conce- tracion $C_c$ kg/m	altur. $A_c$ m	peso $C_c$ kg		
4.0	4.8	51	2.00	1.80	2.25	2.00	2.60	5.20	1.00	0.40	0.40	5.60	1.80
5.0	6.0	51	2.30	1.95	2.45	2.60	3.00	7.80	1.30	1.00	1.30	9.10	1.95
6.0	7.0	51	2.30	1.95	2.45	2.60	3.00	7.80	1.30	2.10	2.75	10.55	1.95
7.0	8.1	51	2.30	1.90	2.40	2.60	3.00	7.80	1.30	3.20	4.15	11.95	1.90
8.0	9.1	51	2.30	1.85	2.30	2.60	3.00	7.80	1.30	4.30	5.60	13.40	1.85
9.0	10.2	51	2.30	1.85	2.30	2.60	3.00	7.80	1.30	5.30	6.90	14.70	1.85
10.0	11.2	51	2.30	1.80	2.25	2.60	3.00	7.80	1.30	6.40	8.30	16.10	1.80
12.0	13.3	51	2.30	1.75	2.20	2.60	3.00	7.80	1.30	8.60	11.20	19.00	1.75
14.0	15.4	51	2.30	1.70	2.15	2.60	3.00	7.80	1.30	10.70	13.90	21.70	1.70

Barrilaco No. 412 Lomas de Chapultepec

México 10, D. F.

con 3 líneas



explosivos

tepexpan, s. a.

DIAMETRO 64mm

DIAMETRO 64mm

altura de banco $A_b$ m	profundidad barreno $P$ m	diametro del barreno $d$ mm	bordo maximo $B_{max}$ m	bordo practico $B$ m	espaciamiento practico $M$ m	CARGA DE FONDO			CARGA DE COLUMNA			carga total $C_{tot}$ kg	taco $A_t$ m
						concentracion $C_f$ kg/m	altura $A_f$ m	peso $C_f$ kg	concentracion $C_c$ kg/m	altura $A_c$ m	peso $C_c$ kg		
5.0	6.0	64	2.50	2.20	2.75	2.50	3.30	8.20	1.30	0.50	0.70	8.90	2.20
6.0	7.2	64	2.88	2.45	3.05	4.10	3.75	15.40	2.05	1.00	2.05	17.45	2.45
7.0	8.3	64	2.88	2.45	3.05	4.10	3.75	15.40	2.05	2.10	4.30	19.70	2.45
8.0	9.3	64	2.88	2.40	3.00	4.10	3.75	15.40	2.05	3.20	6.55	21.95	2.40
9.0	10.4	64	2.88	2.40	3.00	4.10	3.75	15.40	2.05	4.20	8.60	24.00	2.40
10.0	11.4	64	2.88	2.35	2.95	4.10	3.75	15.40	2.05	5.30	10.85	26.25	2.35
11.0	12.5	64	2.88	2.30	2.90	4.10	3.75	15.40	2.05	6.40	13.10	28.50	2.30
12.0	13.5	64	2.88	2.30	2.85	4.10	3.75	15.40	2.05	7.50	15.40	30.80	2.30
13.0	14.6	64	2.88	2.25	2.80	4.10	3.75	15.40	2.05	8.60	17.65	33.05	2.25
14.0	15.6	64	2.88	2.20	2.75	4.10	3.75	15.40	2.05	9.70	19.90	35.30	2.20
15.0	16.7	64	2.88	2.20	2.75	4.10	3.75	15.40	2.05	10.70	21.95	37.35	2.20
16.0	17.7	64	2.88	2.15	2.70	4.10	3.75	15.40	2.05	11.80	24.20	39.60	2.15
17.0	18.8	64	2.88	2.15	2.70	4.10	3.75	15.40	2.05	12.90	26.45	41.85	2.15

540-25-42

Tels. 520-92-83

con 3 líneas

Barrilaco No. 412 Lomas de Chapultepec

México 10, D. F.

Pelvorinas: Km. 1, Carretera Tepexpan-Texcoco

Taquistan, Edo. de Méx.

Tel. 787-00-77

Leds: 91-595-70-169, 91-595-70-081



explosivos  
tepexpan, s. a.

DIAMETRO 76 MM

DIAMETRO 76MM

altura de banco H <sub>B</sub>	profundida de barreno H <sub>P</sub>	diametro del barreno D <sub>B</sub>	bordo maximo H <sub>Bmax</sub>	bordo practico H <sub>B</sub>	espacia- miento practico H <sub>E</sub>	CARGA DE FONDO			CARGA DE COLUMNA			carga total C <sub>Tot</sub> ka	taco A <sub>t</sub> m
						conce- lacion C <sub>F</sub> kg/m	altura A <sub>F</sub> m	peso C <sub>F</sub> ka	conce- lacion C <sub>C</sub> kg/m	altura A <sub>C</sub> m	peso C <sub>C</sub> ka		
6.0	7.2	76	3.00	2.60	3.25	4.40	3.90	17.10	2.20	0.70	1.50	18.60	2.60
7.0	8.4	76	3.42	2.95	3.70	5.80	4.45	25.80	2.90	1.00	2.90	28.70	2.95
8.0	9.5	76	3.42	2.90	3.65	5.80	4.45	25.80	2.90	2.10	6.10	31.90	2.90
9.0	10.5	76	3.42	2.90	3.65	5.80	4.45	25.80	2.90	3.20	9.30	35.10	2.90
10.0	11.6	76	3.42	2.85	3.55	5.80	4.45	25.80	2.90	4.30	12.45	38.25	2.85
11.0	12.6	76	3.42	2.80	3.50	5.80	4.45	25.80	2.90	5.40	15.65	41.45	2.80
12.0	13.7	76	3.42	2.80	3.50	5.80	4.45	25.80	2.90	6.40	18.55	44.35	2.80
13.0	14.7	76	3.42	2.75	3.45	3.80	4.45	25.80	2.90	7.50	21.75	47.55	2.75
14.0	15.8	76	3.42	2.70	3.40	5.80	4.45	25.80	2.90	8.60	24.95	50.75	2.70
15.0	16.8	76	3.42	2.70	3.40	5.80	4.45	25.80	2.90	9.70	28.15	53.95	2.70
16.0	17.9	76	3.42	2.65	3.30	5.80	4.45	25.80	2.90	10.80	31.30	57.10	2.65
17.0	18.9	76	3.42	2.60	3.25	5.80	4.45	25.80	2.90	11.90	34.50	60.30	2.60
18.0	20.0	76	3.42	2.60	3.25	5.80	4.45	25.80	2.90	12.90	37.40	63.20	2.60
19.0	21.0	76	3.42	2.55	3.20	5.80	4.45	25.80	2.90	14.00	40.60	66.40	2.55
20.0	22.1	76	3.42	2.55	3.20	5.80	4.45	25.80	2.90	15.10	43.80	69.60	2.55

540-25-42

Tels. 520-92-83

con 3 líneas

Barrilaco No. 412 Lomas de Chapultepec

México 10, D. F.

Pólvoras: Km. 1, Carretera Tepexpan-Texcoco

Tequisitlán, Edo. de Méx.

Tel. 787-00-77

Lada: 91-595-70-169, 91-595 70-081



explosivos  
tepexpan, s. a.

DIAMETRO 102mm

altura de banco $A_B$ m	profundida barreno $P$ m	diametro del barreno $D$ mm	bordo maximo $B_{max}$ m	bordo practico $B$ m	espacia- miento practico $E$ m	CARGA DE FONDO			CARGA DE COLUMNA			carga total $C_{tot}$ kg	taco $A_t$ m
						conce- tracion $C_f$ kg/m	altura $A_f$ m	peso $C_f$ kg	conce- tra- cion $C_c$ kg/m	altura $A_c$ m	peso $C_c$ kg		
10.0	11.9	102	4.59	3.95	4.95	10.40	5.95	61.90	5.20	2.00	10.40	72.30	3.95
12.0	14.0	102	4.59	3.85	4.80	10.40	5.95	61.90	5.20	4.20	21.85	83.75	3.85
15.0	17.2	102	4.59	3.75	4.70	10.40	5.95	61.90	5.20	7.50	39.00	100.90	3.75
20.0	22.4	102	4.59	3.60	4.50	10.40	5.95	61.90	5.20	12.90	67.10	129.00	3.60
25.0	27.7	102	4.59	3.45	4.30	10.40	5.95	61.90	5.20	18.30	95.15	157.05	3.45
30.0	32.9	102	4.59	3.30	4.15	10.40	5.95	61.90	5.20	23.70	123.25	185.15	3.30

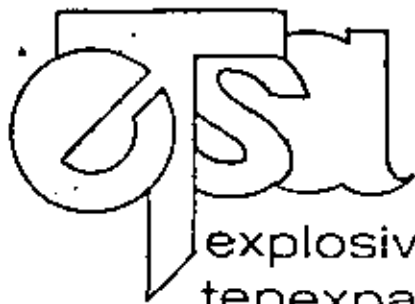
540-25-42

Tels. 520-92-83

con 3 lineas

Barrilaco No. 412 Lomas de Chapultepec

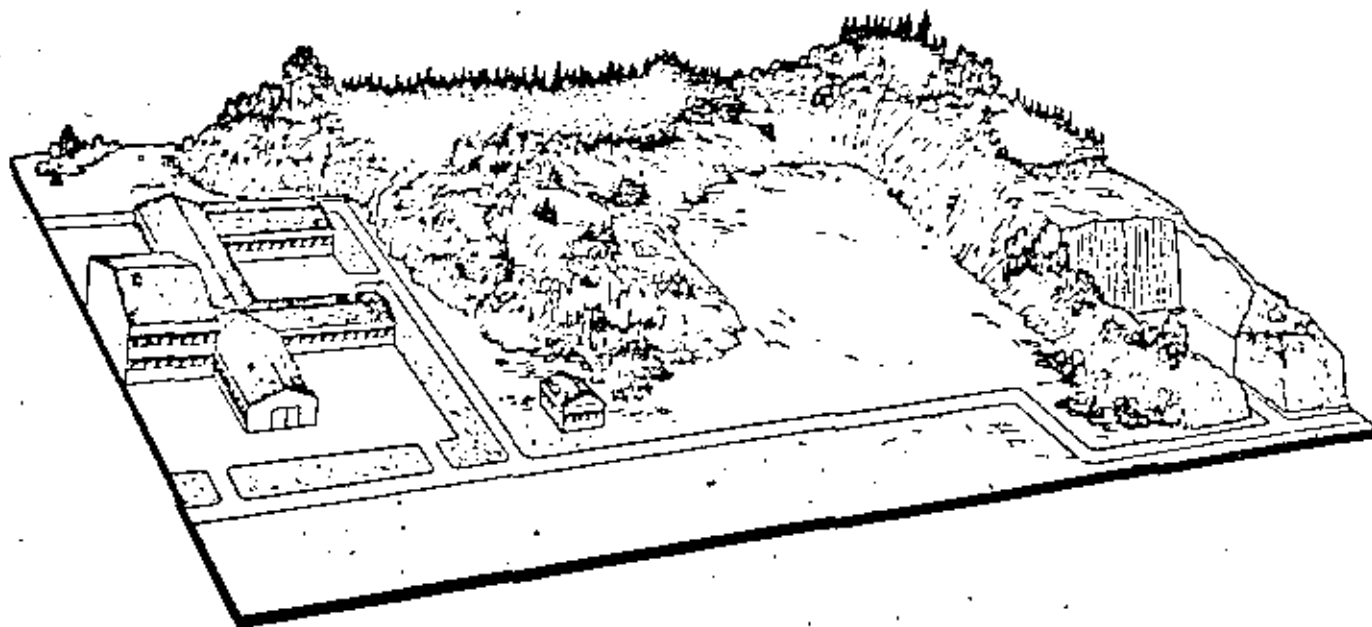
México 10, D. F.



explosivos  
tepexpan, s. a.

*EJERCICIO.*

*EN ESTA COMPAÑIA SE VA A CONSTRUIR UNA NUEVA SECCION DE APROXIMADAMENTE 104,000 M2.  
SE TIENEN QUE VOLAR ALREDEDOR DE 400,000 M3 PARA PODER INICIAR NOS DAN COMO DATOS--  
S PLANTILLAS PATRON LAS CUALES A DESAROLLAR SEGUN LAS TABLAS ADJUNTAS.*



Barrilaco No. 412 Lomas de Chapultepec

México 10, D. F.

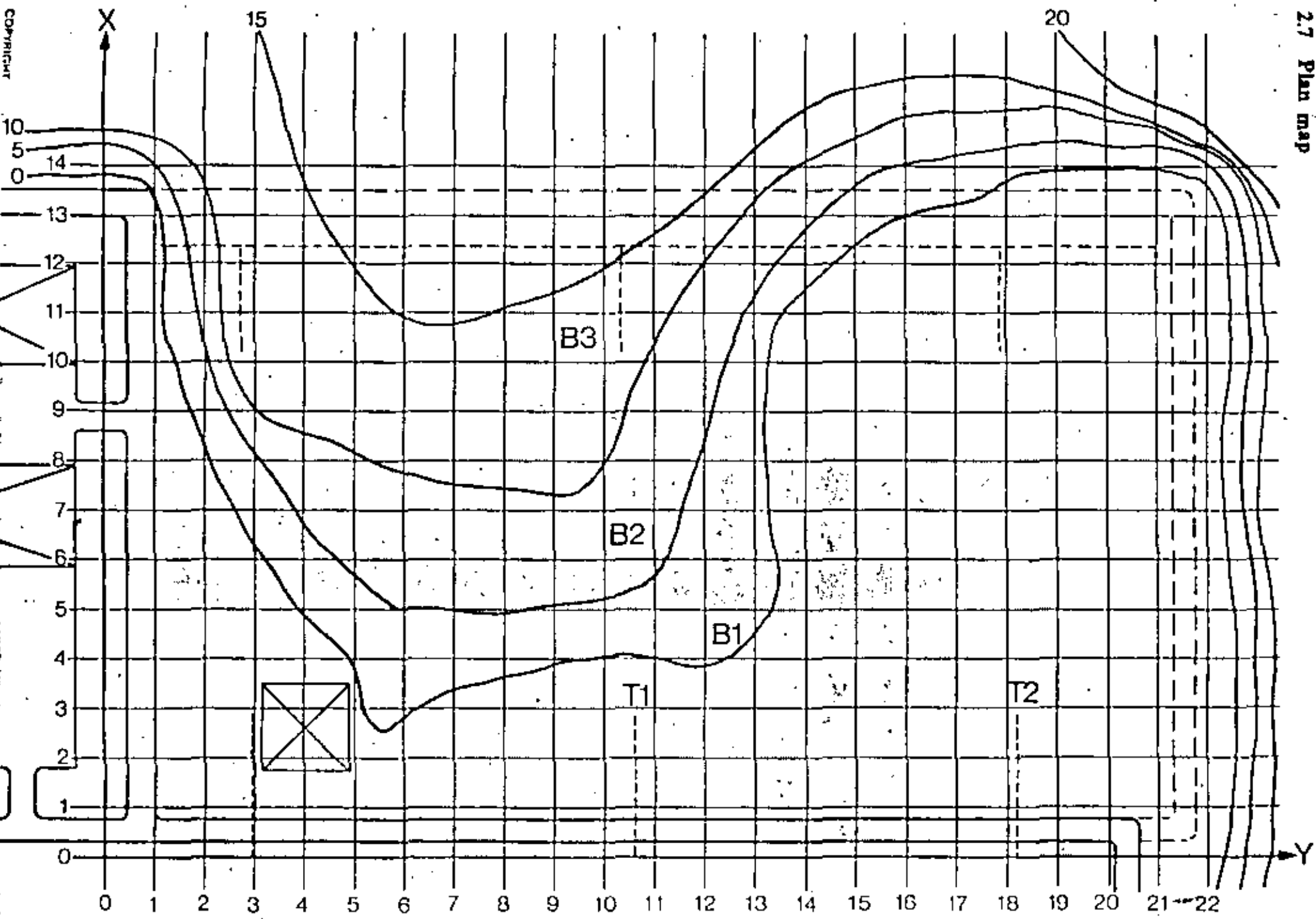
540-25-42  
Tels. 520-92-83  
con 3 líneas

Pólvorinas: Km. 1, Carretera Tepexpan-Tezcoco

Tequisstlán, Edo. de Méx.

Tel. 787-00-77

Lada: 91-595-70 169, 91-595-70-081





explosivos  
tepexpan, s. a.

ALTURA DE BANCO 1.0 A 3.0 M  
DIAMETRO DEL BARRENO 34-26 M  
INCLINACION 3:1

altura de banco A <sub>B</sub>	profundidad del barreno B	diámetro del barreno C	diámetro del bordo práctico D	espacia- miento práctico E	carga de fondo F	carga de columna G	carga total H	taco I	CARGA DE FONDO			CARGA DE COLUMNA			carga total J	A <sub>T</sub>
									kg	kg	kg	kg	kg	kg		
1.0	1.4	31	0.95	1.15	0.65	0.2	0.85	1.2	1.70	0.40	0.40	-	-	-	0.40	1.1
1.5	1.9	27	1.10	1.00	0.70	0.2	0.90	1.2	1.60	0.60	0.60	0.50	0.20	0.10	0.70	1.1
2.0	2.5	31	1.10	1.00	0.70	0.2	0.90	1.2	1.60	0.70	0.70	0.50	0.40	0.30	1.00	1.2
2.5	3.0	31	1.20	1.00	0.75	0.2	0.95	1.2	1.50	1.00	1.00	0.50	0.60	0.40	1.40	1.2
3.0	3.6	30	1.25	1.15	0.80	0.2	1.00	1.2	1.40	1.30	1.30	0.50	0.60	0.30	1.90	1.2
3.5	4.1	29	1.30	1.10	0.85	0.2	1.05	1.2	1.30	1.70	1.70	0.40	1.20	0.50	2.60	1.2
4.0	4.6	29	1.30	1.05	0.90	0.2	1.10	1.2	1.20	1.70	1.70	0.40	1.80	0.70	2.20	1.10
5.0	5.6	28	1.25	0.95	1.00	0.2	1.20	1.2	0.70	1.60	1.30	0.40	2.90	1.20	2.50	1.10
6.0	6.7	28	1.20	0.90	1.10	0.2	1.30	1.2	0.70	1.60	1.10	0.40	4.00	1.60	2.70	1.10

altura de banco A <sub>B</sub>	profundidad del barreno B	diámetro del barreno C	diámetro del bordo práctico D	espacia- miento práctico E	carga de fondo F	carga de columna G	carga total H	taco I	Remarks
1.0									
1.2									
1.5									
1.7	2.2	1.00	1.25	0.65	0.2	0.85	1.2		
2.0	2.5		1.25	0.7		1.0	1.2		
2.3		1.0		0.95			1.2		
2.5	3.0					0.4			
3.0		1.15							

540-25-42  
Tels. 520-92-83  
con 3 líneas

Barrilaco No. 412 Lomas de Chapultepec

México 10, D. F.



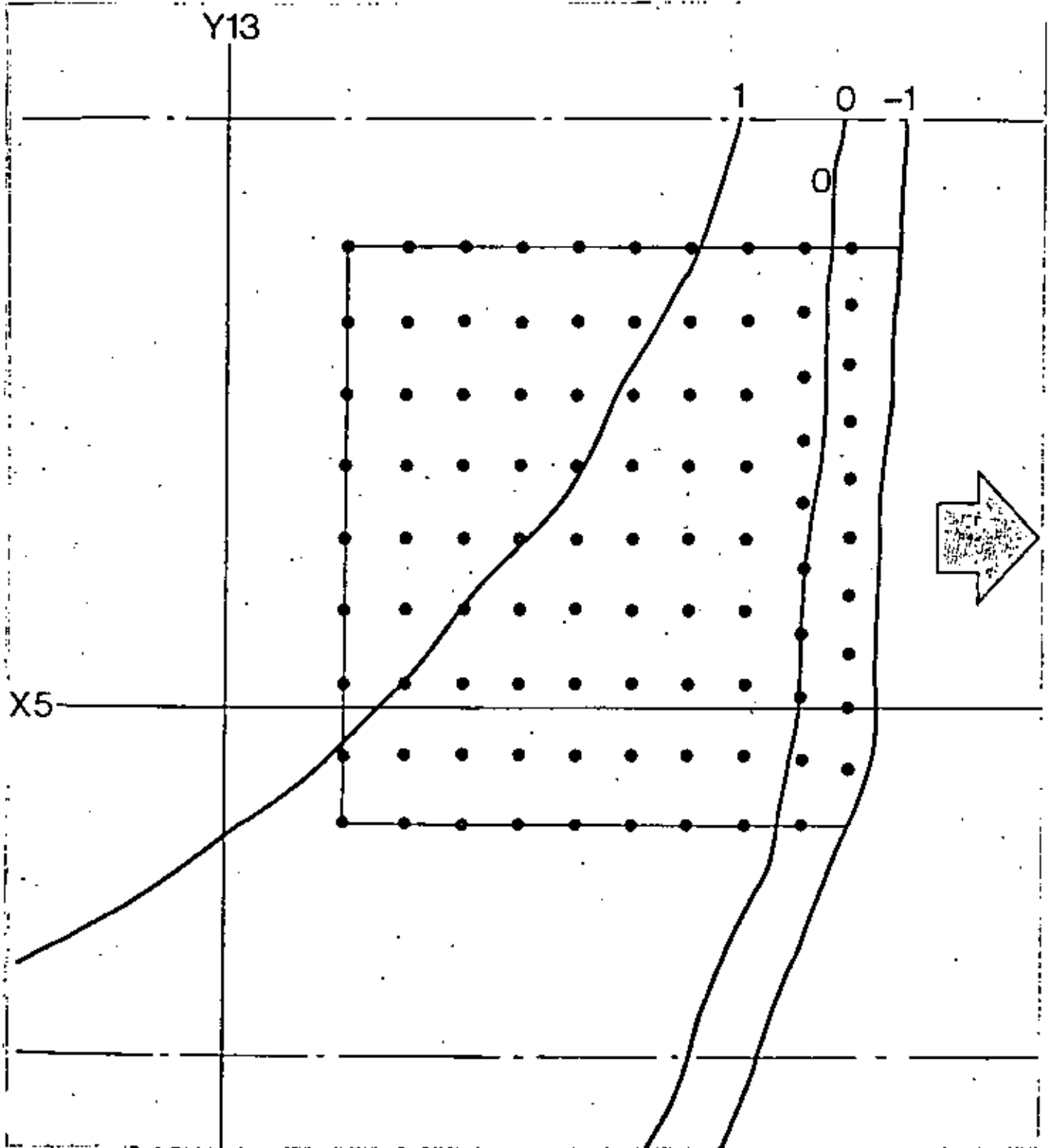
explosivos  
tepexpan, s. a.

DIAMETRO ( 34-26 mm )

ESCALA 1: 100

10' = 1.00

3:1



540-25-42

Tels. 520-92-83

con 3 líneas

Barrilaco No. 412 Lomas de Chapultepec

México 10, D. F.

Pólvoras: Km. 1, Carretera Tepexpan-Tescoco Tequisatán, Eco. de Mex. Tel. 787-00-77 Lado: 91-595-70 100, 91-505-70-001





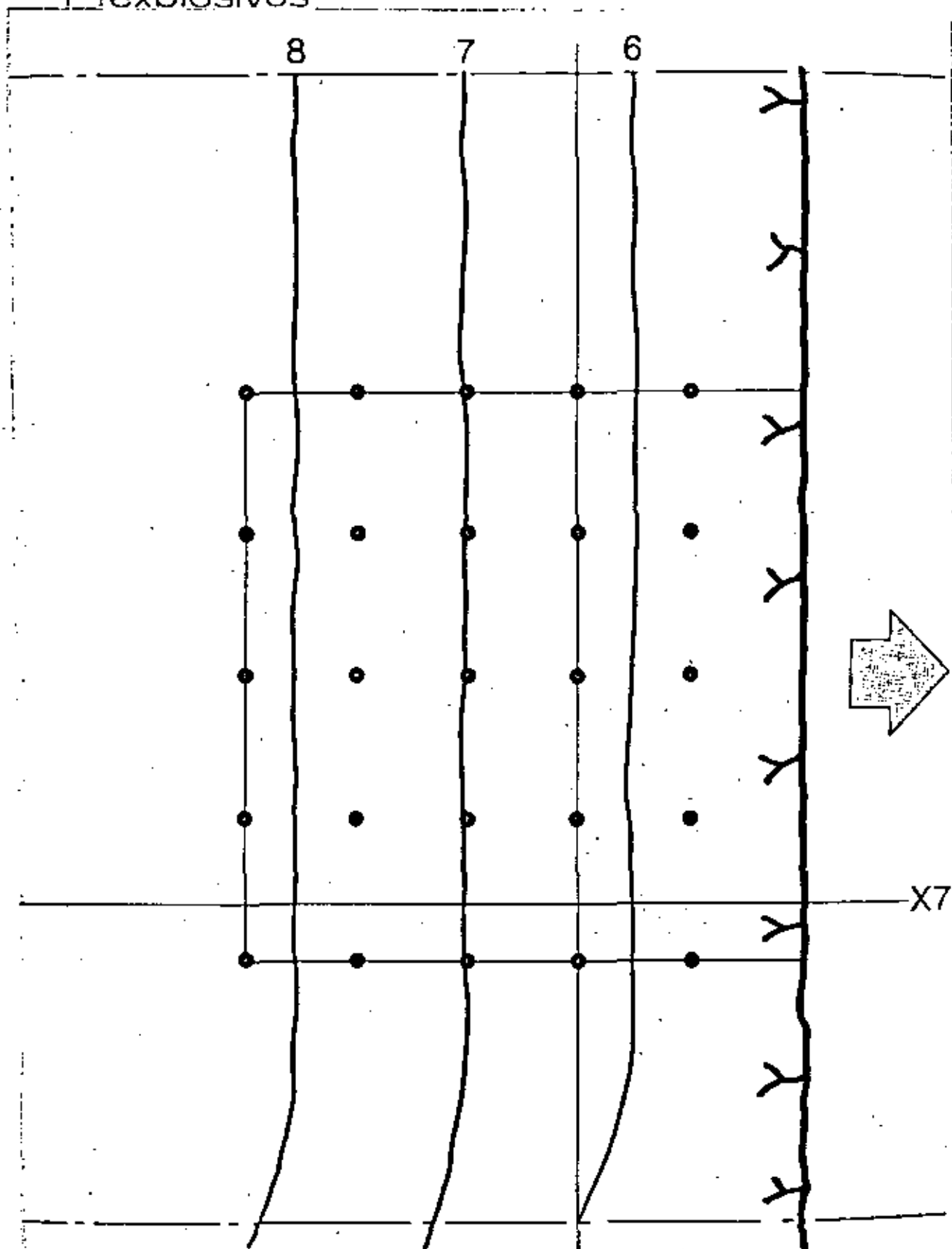
explosivos

DIAMETRO 51 MM

3:1

ESCALA 1:100

(10 MM = 1.0 M )



Barr  
Polvoril

Y11

25-42  
92-83  
líneas  
95-70-081



explosivos  
tepepan, s. a.

ALTURA DEL BANCO 6.0 M 11.0 M  
DIAMETRO DEL BARRENO 51 MM.  
INCLINACION 3:1

altura de banco	profundidad del barreno	diámetro del barreno	bordo real	bordo práctico	espacia- miento práctico	CARGA DE FONDO				CARGA DE COLUMNA				Carga total kg	taco m
						espacia- miento práctico	espacia- miento práctico	espacia- miento práctico	espacia- miento práctico	espacia- miento práctico	espacia- miento práctico	espacia- miento práctico	espacia- miento práctico		
4.0	4.5	51	2.70	1.82	2.25	2.71	2.61	3.20	1.11	0.43	0.43	3.57	1.63		
5.0	6.0	51	2.30	1.95	2.45	2.61	3.01	2.83	1.30	1.11	1.30	9.10	1.95		
6.0	7.0	51	2.30	1.95	2.45	2.61	3.01	2.83	1.30	2.10	2.25	10.55	1.95		
7.0	8.1	51	2.30	1.90	2.45	2.61	3.01	2.83	1.30	2.20	4.14	11.95	1.90		
8.0	9.1	51	2.30	1.85	2.30	2.61	3.01	2.83	1.30	4.30	5.61	13.40	1.85		
9.0	10.2	51	2.30	1.85	2.30	2.61	3.01	2.83	1.30	5.30	6.91	14.20	1.85		
10.0	11.2	51	2.30	1.80	2.25	2.61	3.01	2.83	1.30	6.40	8.30	16.10	1.80		
12.0	13.3	51	2.30	1.75	2.21	2.61	3.01	2.83	1.30	8.61	11.20	17.71	1.75		
14.0	15.4	51	2.30	1.70	2.15	2.61	3.01	2.83	1.30	10.70	13.91	21.70	1.70		

altura del banco	profundidad del barreno	bordo práctico	espacia- miento práctico	carga de fondo	carga de columna	carga total	taco	Remarks
Ab m	B m	B m	M m	C <sub>F</sub> kg	C <sub>C</sub> kg	C <sub>tot</sub> kg	A <sub>t</sub> m	
6.0	7.0	1.95	2.45	7.8	2.75	10.55	1.95	
7.0		1.90		7.8			1.90	
8.0			2.30			13.40		
9.0								
10.0								
11.0								

540-25-42  
Tels. 520-92-83  
con 3 líneas



explosivos

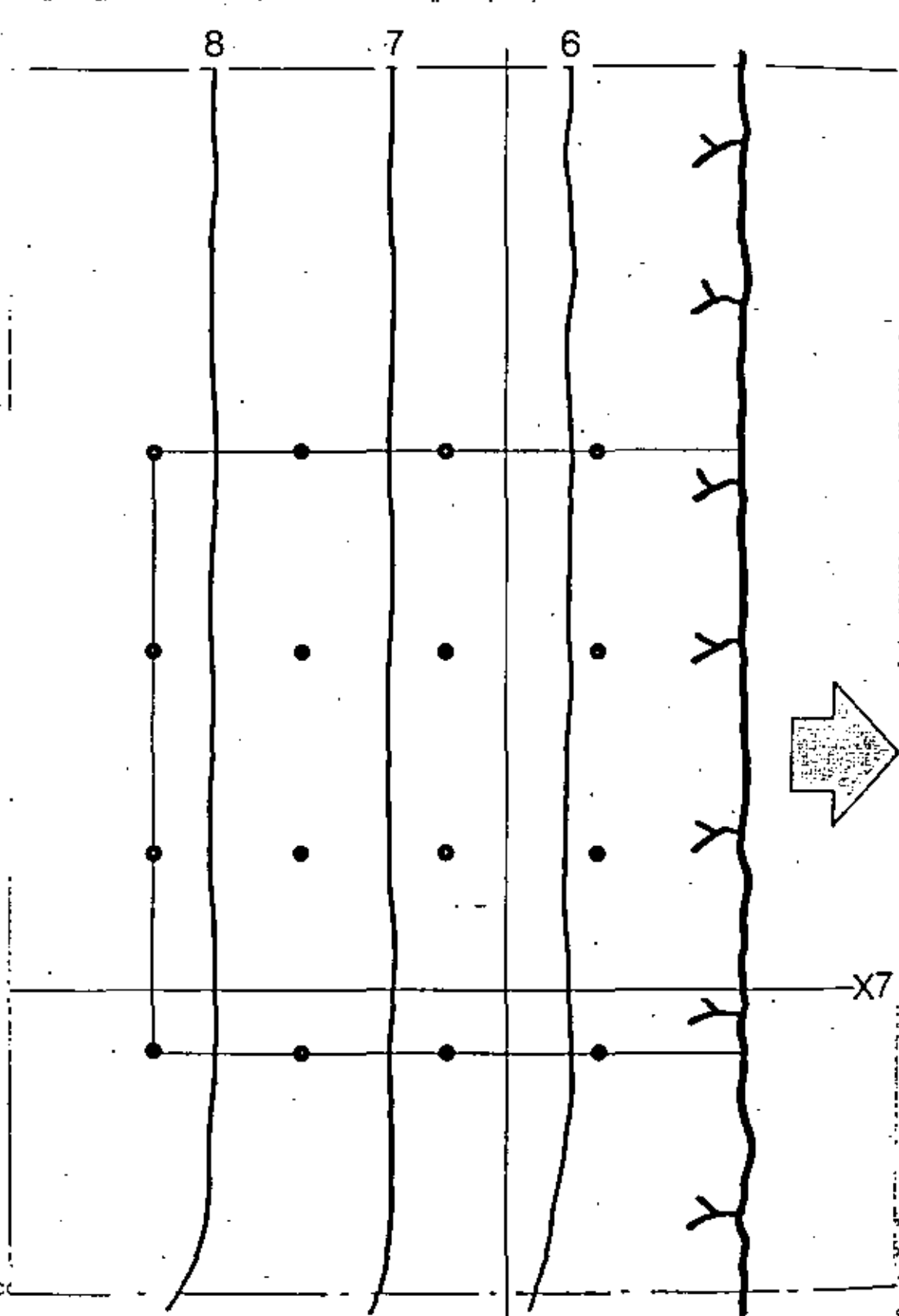
tepeyan. s. a.

DIAMETRO 64 MM

3:1

ESCALA 1:100

( 10 MM = 1.0 M )



Barrilac  
Polvarines:

40-25-42  
20-92-83  
n 3 líneas  
9.91.899.70.081

Y11



explosivos  
tepexpan, s. a.

ALTURA DEL BANCO 6.0 A 11  
DIAMETRO DEL BARRENO 64 MM  
INCLINACION 3:1

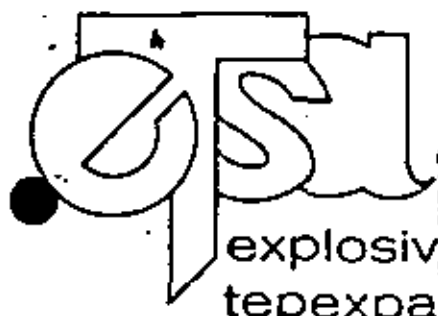
Altura de banco	Profundidad del barreno	Diametro del barreno	Notas	Taco	Distancia entre barrenos	Distancia entre columnas	Distancia entre filas	Carga de fondo	Carga de columna	Carga total	Taco
Ab	H	H		C <sub>f</sub>	C <sub>c</sub>	C <sub>tot</sub>	A <sub>t</sub>				
6.0	7.2	64	2.50	2.45	2.25	2.50	3.75	15.40	2.05	17.45	2.45
7.0	8.3	64	2.50	2.45	2.25	2.50	3.75	15.40	2.05	17.45	2.45
8.0	9.3	64	2.50	2.45	2.25	2.50	3.75	15.40	2.05	17.45	2.45
9.0	10.4	64	2.50	2.45	2.25	2.50	3.75	15.40	2.05	17.45	2.45
10.0	11.4	64	2.50	2.45	2.25	2.50	3.75	15.40	2.05	17.45	2.45
11.0	12.5	64	2.50	2.45	2.25	2.50	3.75	15.40	2.05	17.45	2.45
12.0	13.5	64	2.50	2.45	2.25	2.50	3.75	15.40	2.05	17.45	2.45
13.0	14.6	64	2.50	2.45	2.25	2.50	3.75	15.40	2.05	17.45	2.45
14.0	15.6	64	2.50	2.45	2.25	2.50	3.75	15.40	2.05	17.45	2.45
15.0	16.7	64	2.50	2.45	2.25	2.50	3.75	15.40	2.05	17.45	2.45
16.0	17.7	64	2.50	2.45	2.25	2.50	3.75	15.40	2.05	17.45	2.45
17.0	18.8	64	2.50	2.45	2.25	2.50	3.75	15.40	2.05	17.45	2.45

Altura de banco	Profundidad del barreno	Bordo practico	Espaciamiento practico	Carga de fondo	Carga de columna	Carga total	Taco	Remarks
Ab	H	H	H	C <sub>f</sub>	C <sub>c</sub>	C <sub>tot</sub>	A <sub>t</sub>	
6.0	7.2	2.45	3.05	15.40	2.05	17.45	2.45	
7.0								
8.0								
9.0								
10.0								
11.0								

540-25-42  
Tels. 520-92-83  
con 3 líneas

Barrilaco No. 412 Lomas de Chapultepec

México 10, D. F.

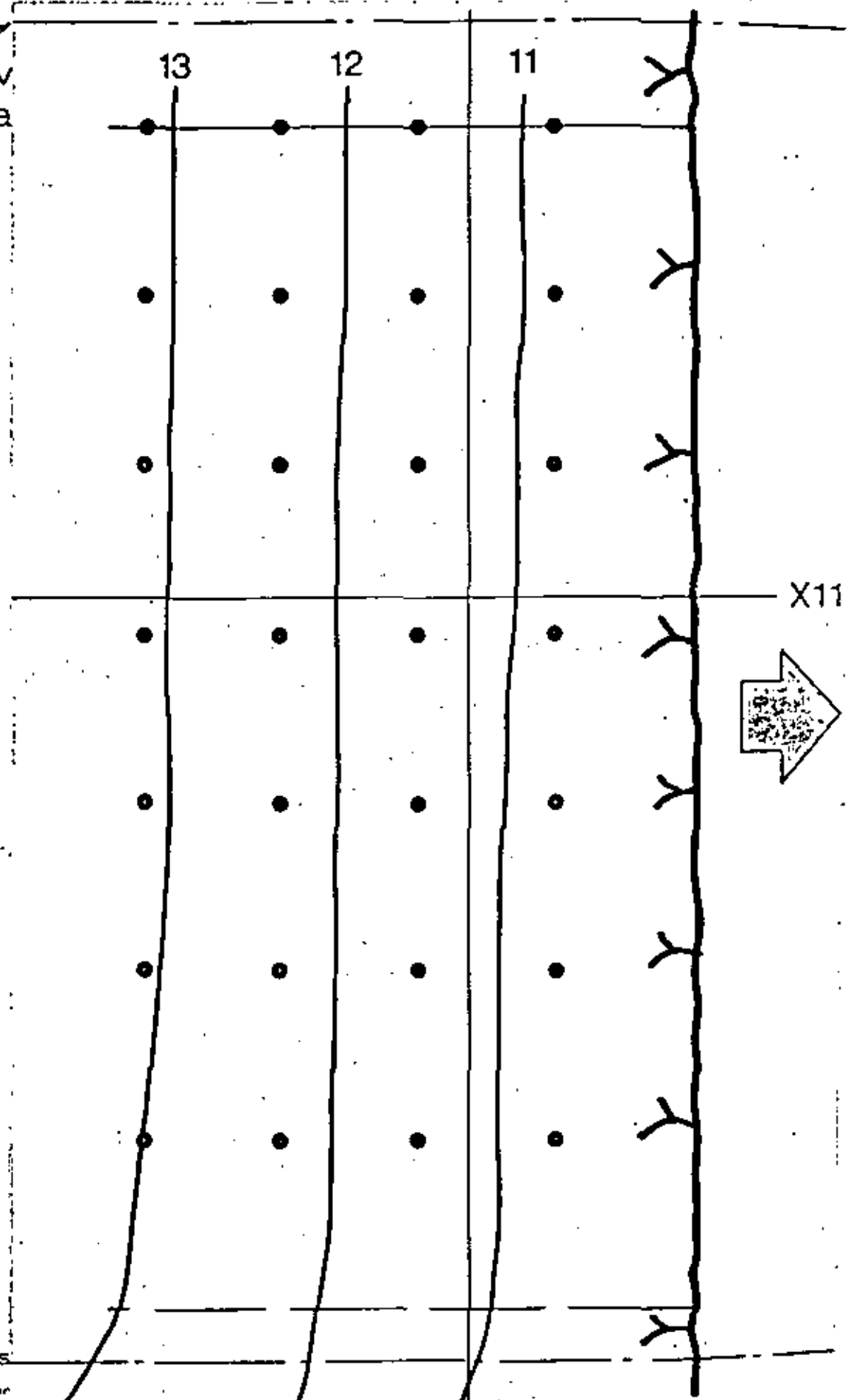


DIAMETRO 64 MM

3:1

ESCALA 1:100

( 10 MM = 1.0M



Barrilaco No. 412 Lomas

Polverinas: Km. 3, Carretera Tepespan

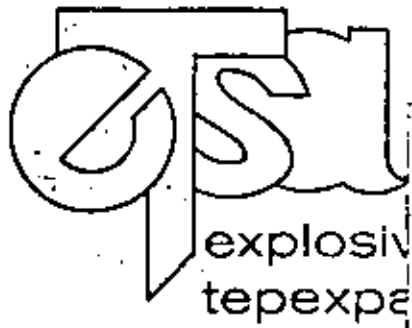


ALTURA DEL BANCO 12.0 a 17  
 DIAMETRO DEL BARRENO 64 MM  
 INCLINACION 3:1

altura del banco m	profundidad del barreno m	diámetro del barreno mm	bordo maximo m	bordo practico m	espacia- miento practico m	CARGA DE FONDO			CARGA DE COLUMNA			Carga total kg	taco m
						conce- ntración kg/m <sup>3</sup>	altura m	peso kg	conce- ntración kg/m <sup>3</sup>	altura m	peso kg		
50	60	64	2.50	2.20	2.75	2.50	3.30	8.25	1.30	0.50	0.70	1.60	2.2
60	72	64	2.88	2.45	2.65	4.10	3.75	15.40	2.05	1.00	2.05	17.45	2.45
70	83	64	2.88	2.45	2.65	4.10	3.75	15.40	2.05	2.30	4.30	19.70	2.5
80	93	64	2.88	2.45	2.65	4.10	3.75	15.40	2.05	3.20	6.55	21.95	2.5
90	104	64	2.88	2.45	2.65	4.10	3.75	15.40	2.05	4.20	8.75	24.00	2.5
100	114	64	2.88	2.35	2.95	4.10	3.75	15.40	2.05	5.30	10.85	26.25	2.35
110	123	64	2.88	2.30	2.95	4.10	3.75	15.40	2.05	6.40	13.10	28.50	2.3
120	133	64	2.88	2.30	2.85	4.10	3.75	15.40	2.05	7.50	15.40	30.80	2.30
130	146	64	2.88	2.25	2.80	4.10	3.75	15.40	2.05	8.60	17.65	33.05	2.25
140	158	64	2.88	2.20	2.75	4.10	3.75	15.40	2.05	9.20	19.90	35.30	2.2
150	167	64	2.88	2.20	2.75	4.10	3.75	15.40	2.05	10.70	21.95	37.35	2.2
160	177	64	2.88	2.15	2.70	4.10	3.75	15.40	2.05	11.80	24.20	39.60	2.15
170	188	64	2.88	2.15	2.70	4.10	3.75	15.40	2.05	13.90	26.45	41.85	2.15

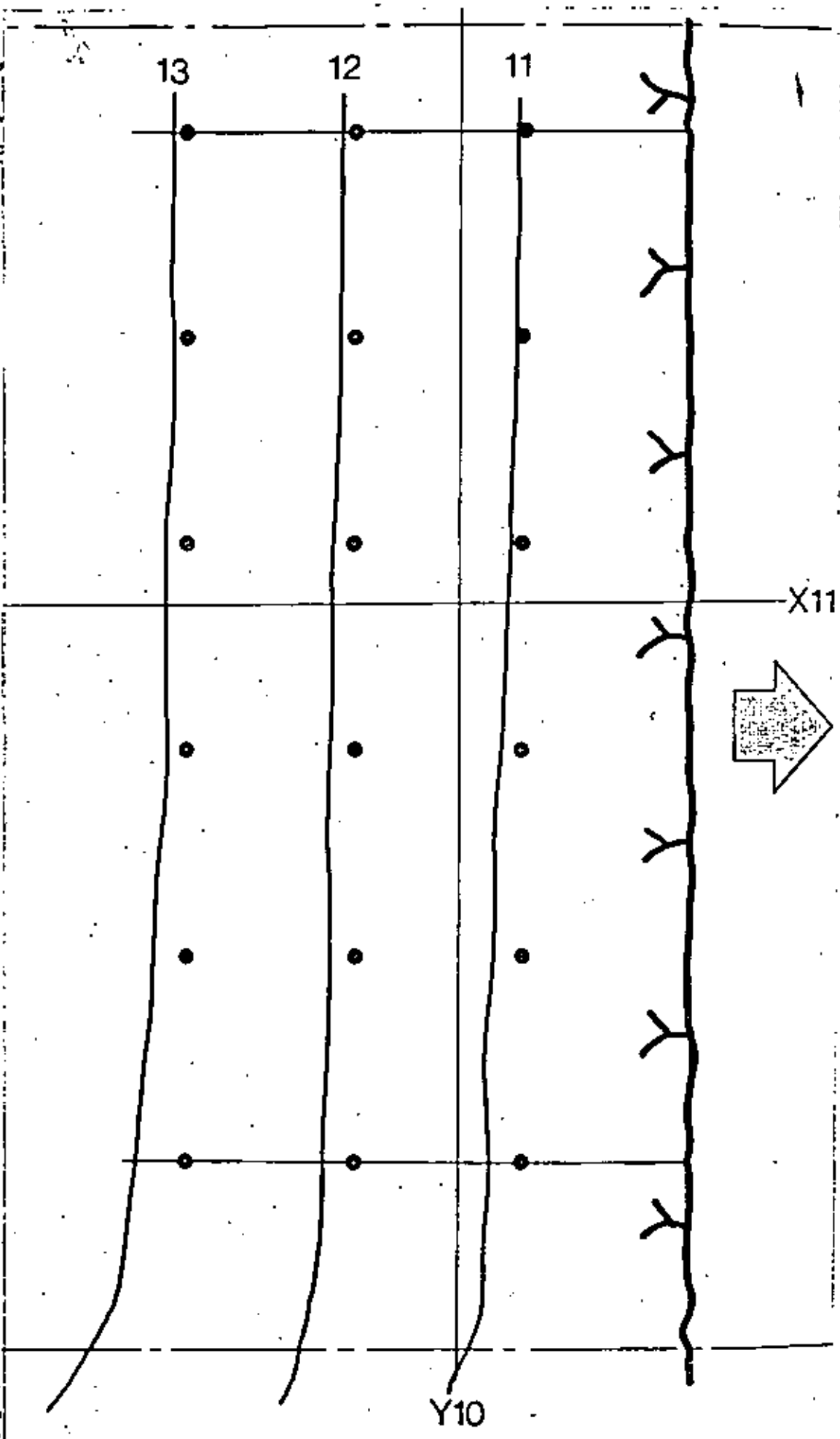
Ab	B	B	B	C <sub>f</sub>	C <sub>c</sub>	C <sub>tot</sub>	At	Remarks
m	m	m	m	kg	kg	kg	m	
12.0	13.5	2.30	2.85	15.40	15.40	30.80	2.30	
13.0								
14.0								
15.0								
16.0								
17.0								

540-25-42  
 Tels. 520-92-83  
 con 3 líneas



DIAMETRO 76 MM  
3:1

ESCALA 1:100  
( 10 MM = 1.0 M )



Barrilaco No. 412 Loma  
Polvorines: Km. 1, Carretera Tepexpa

Y10



ALTURA DEL BANCO 12.0 A 17.0  
DIAMETRO DEL BARRENO 76 MM.

INCLINACION 3:1

Altura del Banco	Profundidad del Barreno	Diametro del Barreno	Borde practico	Espaciamiento practico	Carga de fondo	Carga de columna	Carga total	Taco	CARGA EN ESTADOS			CARGA EN ESTADOS			Carga total	Taco
									A1	A2	A3	B1	B2	B3		
8.0	7.2	76	3.00	2.60	1.25	4.40	3.90	17.10	2.20	0.70	1.30	18.00	2.80			
9.0	8.4	76	3.42	2.95	1.70	3.90	4.45	25.80	2.90	1.60	2.90	28.70	2.90			
10.0	9.6	76	3.42	2.90	1.65	3.80	4.45	23.80	2.90	2.10	6.10	31.90	2.90			
11.0	10.8	76	3.42	2.90	1.65	3.80	4.45	25.80	2.90	3.20	9.70	35.00	2.90			
12.0	12.0	76	3.42	2.85	1.55	3.80	4.45	25.80	2.90	4.30	12.45	38.25	2.90			
13.0	13.2	76	3.42	2.80	1.50	3.80	4.45	25.80	2.90	5.40	15.85	41.45	2.90			
14.0	14.4	76	3.42	2.75	1.45	3.80	4.45	25.80	2.90	6.50	19.25	44.55	2.90			
15.0	15.6	76	3.42	2.70	1.40	3.80	4.45	25.80	2.90	7.60	22.65	47.65	2.90			
16.0	16.8	76	3.42	2.70	1.40	3.80	4.45	25.80	2.90	8.70	26.05	50.75	2.90			
17.0	18.0	76	3.42	2.65	1.35	3.80	4.45	25.80	2.90	9.80	29.45	53.85	2.90			
18.0	19.2	76	3.42	2.60	1.30	3.80	4.45	25.80	2.90	10.90	32.85	56.95	2.90			
19.0	20.4	76	3.42	2.55	1.25	3.80	4.45	25.80	2.90	12.00	36.25	60.05	2.90			
20.0	21.6	76	3.42	2.55	1.25	3.80	4.45	25.80	2.90	13.10	39.65	63.15	2.90			

Altura del Banco	Profundidad del Barreno	Borde practico	Espaciamiento practico	Carga de fondo	Carga de columna	Carga total	Taco	Remarks
A <sub>B</sub>	B	B	B	C <sub>f</sub>	C <sub>c</sub>	C <sub>tot</sub>	A <sub>t</sub>	
12.0	13.7	2.80	3.50	25.80	18.55	44.35	2.80	
13.0								
14.0								
15.0								
16.0								
17.0								

540-25-42  
Tels. 520-92-83  
con 3 líneas

Barrilaco No. 412 Lomas de Chapultepec

México 10, D. F.

Polvorines: Km. 3, Carretera Tepexpan-Texcoco Tequisstán, Edo. de Méx. Tel. 787-00-77 Leds: 91-595-70-109, 91-595-70-041





explosivos  
tepexpan, s. a.

TABLE 11-1 Nominal Resistance* of Du Pont Electric Blasting Caps in Ohms per Cap					
Length of Wire in Feet	Copper Wire		Iron Wire		Length of Wire in Feet
	Instan- taneous Caps	Delay Caps	Instan- taneous Caps	Delay Caps	
4	1.26	1.16	2.10	2.00	4
6	1.34	1.24	2.59	2.49	6
7	—	—	2.84	—	7
8	1.42	1.32	3.09	2.99	8
9	—	—	3.34	—	9
10	1.50	1.40	3.59	3.49	10
12	1.58	1.48	4.09	3.99	12
14	1.67	1.57	4.58	4.48	14
16	1.75	1.65	5.08	4.98	16
20	1.91	1.81	6.08	5.98	20
24	2.07	1.97			24
30	2.31	2.21			30
40	2.15	2.06			40
50	2.42	2.32			50
60	2.69	2.59			60
80	2.71	2.61			80
100	3.11	3.01			100
120	3.51	3.41			120
150	4.11	4.01			150
200	5.12	5.02			200
250	6.12	6.02			250
300	7.13	7.03			300
400	9.13	9.03			400

\*At 68° Fahrenheit

TABLE 11-2 Resistance* of Copper Wire	
AWG Gauge No.	Ohms per 1,000 Feet
6	0.395
8	0.628
10	0.999
12	1.588
14	2.525
16	4.02
18	6.39
20	10.15
22	16.14



## CIRCUITOS EN SERIES

explosivos  
tepexpan, s. a.

LA RESISTENCIA TOTAL DE UN CIRCUITO ES IGUAL A LA MULTIPLICACION DE LA RESISTENCIA DE CADA CAPSULA POR EL NUMERO DE CAPSULAS MAS LA RESISTENCIA DE LAS ANTENAS QUE SE VAYA A UTILIZAR Y EL ALAMBRE DE CONECCION.

1.- UN CIRCUITO EN SERIE DE 25 CAPSULAS MS DE 40' DE ALAMBRE DE COBRE CON 600' DE ALAMBRE TW 14

a) DETERMINAR LA RESISTENCIA DE LAS CAPSULAS EN EL CIRCUITO ( R<sub>c</sub> )

CONSULTAR LA TABLA 11-1 LA RESISTENCIA DE LA CAPSULA MS DE 40' DE ALAMBRE DE COBRE ES DE 2.06 OHMS/CAP.

R CAPSULAS EN EL CIRCUITO = No. DE CAPTULAS X RESISTENCIA/  
CAPSULA.

$$R_c = 25 \times 2.06$$

$$R_c = 51.5 \text{ OHMS}$$

b) DETERMINAR LA RESISTENCIA DE LAS ANTENAS CONSULTAR TABLA 11-2 LA RESISTENCIA DEL ALAMBRE TW 14: ES DE 2.525 OHMS/ 1000': LAS ANTENAS SON DE 600' = 1200' DE ALAMBRE

$$600' \times 2 \text{ CONDUCTORES} = 1200'$$

R ANTENAS = LARGO DE LAS ANTENAS X RESISTENCIA/1000'

$$R_A = \frac{1200 \times 2.525}{1000}$$

$$R_A = 3.03 \text{ OHMS}$$

c) DETERMINAR LA RESISTENCIA TOTAL DEL CIRCUITO DE DETONACION  
RESISTENCIA TOTAL = R<sub>c</sub> + R<sub>a</sub>

$$R = 51.5 + 3.03$$

$$\text{TOTAL R} = 54.53 \text{ OHMS.}$$



## CIRCUITO EN PARELELO

explosivos  
tepexpan, s. a.

EN SERIES DE CIRCUITOS EN PARALELO, CADA SERIE TIENE QUE TENER SU BALANCE ELECTRICO EN OHMS.

1).- VOLADURA DE 300 CAPASULAS MS DE 50' DE ALAMBRE DE COBRE CONECTADOS EN 6 SERIES DE 50 CAPSULAS POR SERIE Y LAS - ANTENAS DE 700' DE ALAMBRE TW 14 ALAMBRE DE COBRE

a) DETERMINAR LA RESISTENCIA DE UNA SERIE

$$R_c = 50 \times 2.32$$

$$R_c = 116 \text{ OHMS}$$

b) DETERMINAR LA RESISTENCIA DE CADA SERIE AL SER CONECTADA

$$1^\circ \text{ SERIE } R = \frac{116}{1} \quad R_c = 116.0 \text{ OHMS}$$

$$2^\circ \text{ SERIE } R = \frac{116}{2} \quad R_c = 58.0 \text{ OHMS}$$

$$3^\circ \text{ SERIE } R = \frac{116}{3} \quad R_c = 38.7 \text{ OHMS}$$

$$4^\circ \text{ SERIE } R = \frac{116}{4} \quad R_c = 29.0 \text{ OHMS}$$

$$5^\circ \text{ SERIE } R = \frac{116}{5} \quad R_c = 23.2 \text{ OHMS}$$

$$6^\circ \text{ SERIE } R = \frac{116}{6} \quad R_c = 19.3 \text{ OHMS}$$

c) DETERMINAR LA RESISTENCIA DE LAS ANTENAS

$$\text{ANTENA} = 700' \times 2 \text{ CONDUCTORES} = 1400'$$

$$R_A = \frac{1400 \times 2.525}{1000}$$

$$R_A = 3.535 \text{ OHMS}$$

d) RESISTENCIA TOTAL DEL CIRCUITO

$$R_c = 19.3$$

$$R_A = 3.535 \quad R_{19.3+3.535} = \text{TOTAL } R = 22.8 \text{ OHMS}$$



explosivos  
tepexpan, s. a.

CALCULO DE VOLADURAS SIN EXPLOSOR

ES NECESARIO SUMINISTRAR LA MINIMA CORRIENTE ACEPTADA DE 1.5 AMPS PARA ASEGURAR LA ENERGIA ADECUADA A CADA UNA DE LAS CAPSULAS EN LAS SERIES ANTES DE QUE SE ROMPA ALGUNA DE LAS SERIES AL DETONAR .

SI LOS CIRCUITOS ESTAN COMPUESTOS CON CAPSULAS MS O CAPSULAS DE TIEMPO 1.5 AMPS SON SUFICIENTES, PERO SI CAPSULAS MS Y TIEMPO ESTAN MEZCLADAS ENTRE LAS SERIES DEL MISMO CIRCUITO SE NECESITAN 2.0 AMPS PARA EVITAR FALLAR.

- 1.- UN CIRCUITO EN SERIES 50 CAPSULAS MS DE 16' ALAMBRE DE COBRE CON 200' DE ALAMBRE TW 20 PARA CONECCIONES Y 700' DE ALAMBRE TW 14 PARA ANTENAS:

- a) DETERMINAR LA RESISTENCIA DE LAS CAPSULAS EN EL CIRCUITO VER TABLA 11-1 TW 16 ALAMBRE DE COBRE MS ES DE 1.65 OHMS/CAP.

$$R_1 = N^{\circ} \text{ CAPSULAS} \times \text{RESISTENCIA} / \text{CAPSULA}$$

$$R_1 = 50 \times 1.65$$

$$R_1 = 82.5 \text{ OHMS}$$

- b) DETERMINAR LA RESISTENCIA DE LAS ANTENAS CONSULTAR TABLA 11-2 ALAMBRE TW 14 ES DE 2.525 OHMS/1000'

LAS ANTENAS 700' x 2 CONDUCTORES = 1400'

$$\text{RESISTENCIA ANTENAS} = \frac{\text{ANTENAS} \times \text{RESISTENCIA}/1000'}{1000}$$

$$R_2 = \frac{1400 \times 2.525}{1000}$$

$$R_2 = 3.535 \text{ OHMS}$$

- c) DETERMINAR LA RESISTENCIA DEL ALAMBRE PARA CONECCION CONSULTAR TABLA 11-2 ALAMBRE TW 20 ES DE 10.15 OHMS/1000'

Tels. 520-92-83

Barrilaco No. 412 Lomas de Chapultepec

México 10, D. F.

con 3 líneas



explosivos  
tepexpan, s. a.

RESISTENCIA ALAMBRE PARA CONECCION =  $\frac{\text{LARGO X RESISTENCIA/1000}}{1000}$

$$R_3 = \frac{200 \times 10.15}{1000}$$

$$R_3 = 2.03 \text{ OHMS}$$

d). RESISTENCIA TOTAL DEL CIRCUITO PARA VOLADURA

$$R = R_1 + R_2 + R_3$$

DONDE  $R_1$  = RESISTENCIA DE LA CAPSULA EN EL CIRCUITO

$R_2$  = RESISTENCIA ANTENAS

$R_3$  = RESISTENCIA ALAMBRE CONECCION

$$\text{RESISTENCIA TOTAL} = 82.5 + 3.535 + 2.03$$

$$R = 88.06 \text{ OHMS}$$

e) VOLTAJE REQUERIDO

$$V = I \times R$$

DONDE  $V$  = AMPLITUD DE VOLTAJE EN VOLTS

$I$  = CORRIENTE EN AMPERES

$R$  = RESISTENCIA EN OHMS

$$V = 1.5 \times 88.06$$

$$V = 132.09 \text{ VOLTS}$$

f) ENERGIA TEORICA REQUERIDA

$$P = I^2 \times R$$

DONDE  $P$  = ENERGIA EN WATTS

$I$  = CORRIENTE EN AMPERES

$R$  = RESISTENCIA EN OHMS

$$P = (1.5)^2 \times 88.06$$

$$P = 198.1 \text{ WATTS}$$

540-25-42

Tels. 520-92-83

con 3 líneas

Barrilaco No. 412 Lomas de Chapultepec

México 10, D. F.



explosivos  
tepexpan, s. a.

ENTONCES SE PUEDE USAR UN TRANSFORMADOR O UN GENERADOR DE 220 VOLT O 200 WATT PARA OBTENER LA SUFICIENTE CORRIENTE PARA LA VOLADURA PERO SI SE TIENEN CAPSULAS DE TIEMPO Y MS MEZCLADAS EN DIFERENTES SERIES DEL CIRCUITO, SE NESECITARAN 2.0 AMPS Y HACERSE EL CALCULO.

a) DETERMINAR LA RESISTENCIA TOTAL DEL CIRCUITO NO EXISTE MUCHA VARIACION SI EL NUMERO DE CAPSULAS INSTANTANEAS ES MUY BAJA.

b) DETERMINAR EL VOLTAJE REQUERIDO

$$V = I \times R$$

$$V = 2 \times 88.06$$

$$V = 176.1 \text{ VOLTS}$$

c) DETERMINAR LA ENERGIA TEORICA REQUERIDA

$$P = I^2 \times R$$

$$P = ( 2 )^2 \times 88.06$$

$$P = 352.2 \text{ WATTS}$$

540-25-42  
Tels. 520-92-83  
con 3 líneas

Barrilaco No. 412 Lomas de Chapultepec

México 10, D. F.

Polvorines, Km. 1, Carretera Tepexpan-Tescoco Tequisstlán, Edo. de Méx. Tel. 787-00-77 Lada. 91-595-70 169. 91-595-70-081

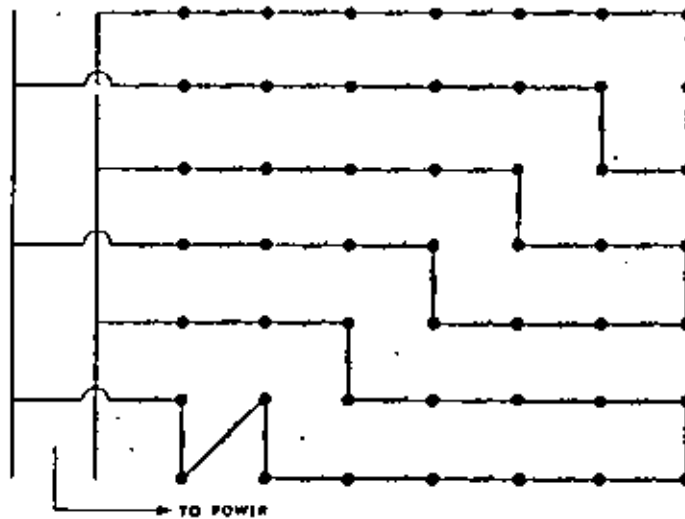


explosivos  
tepexpan, s. a.

*CONEXION DE DOS O TRES SERIES.*



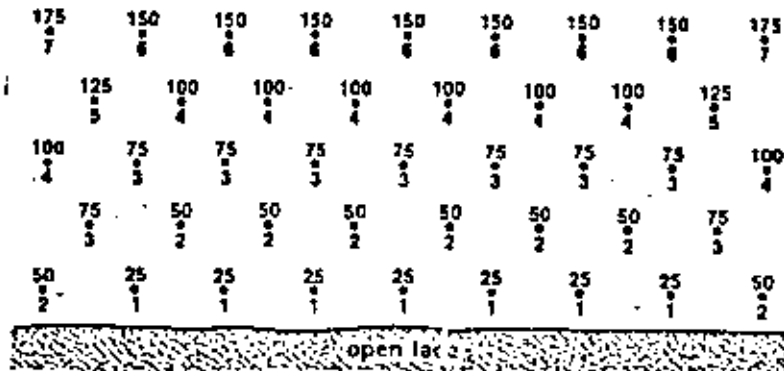
*CONEXION EN CIRCUITO EN PARALELO.*



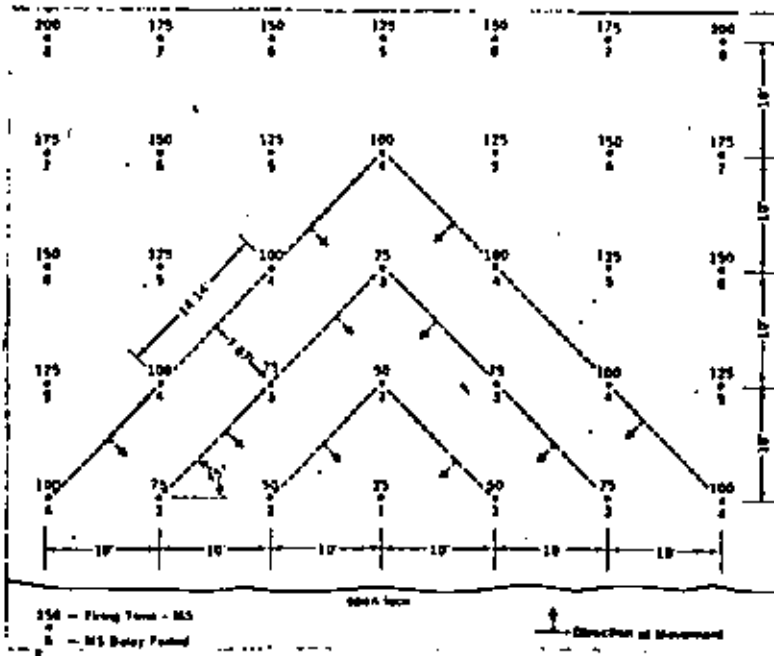


explosivos  
tepexpan, s. a.

PLANTILLA EN 3 BOLILLO SENCILLA.



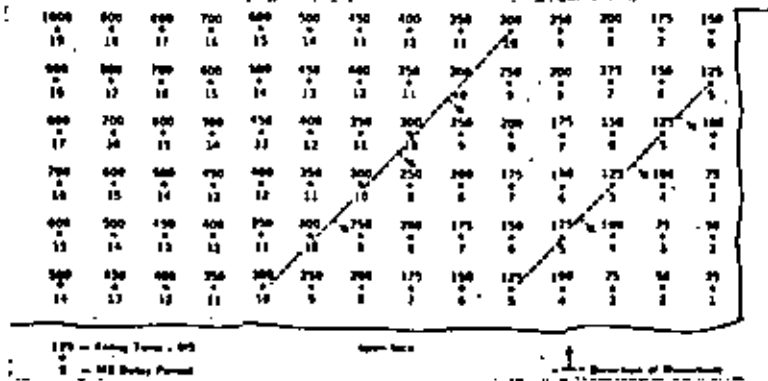
PLANTILLA TIPICA EN V.



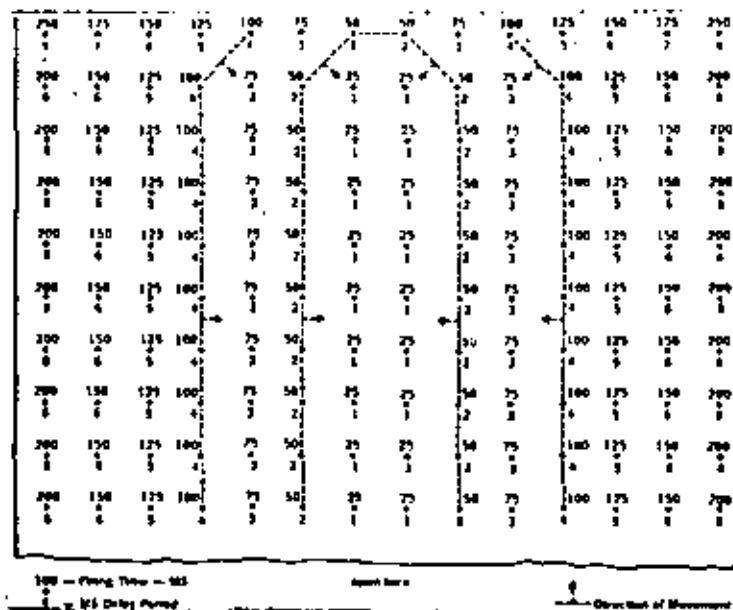




*ECHELON.*



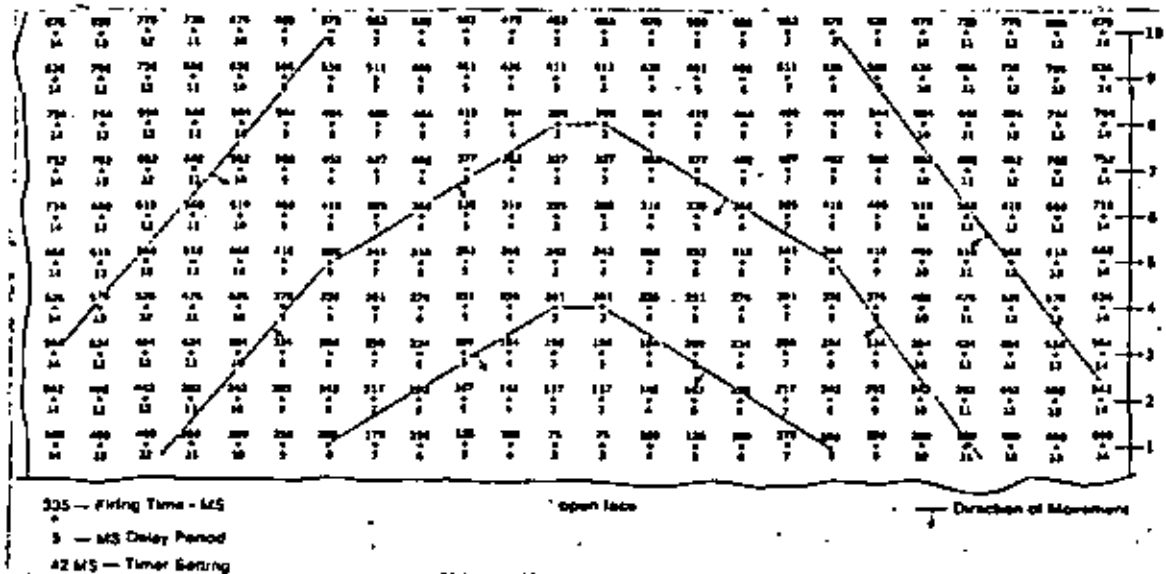
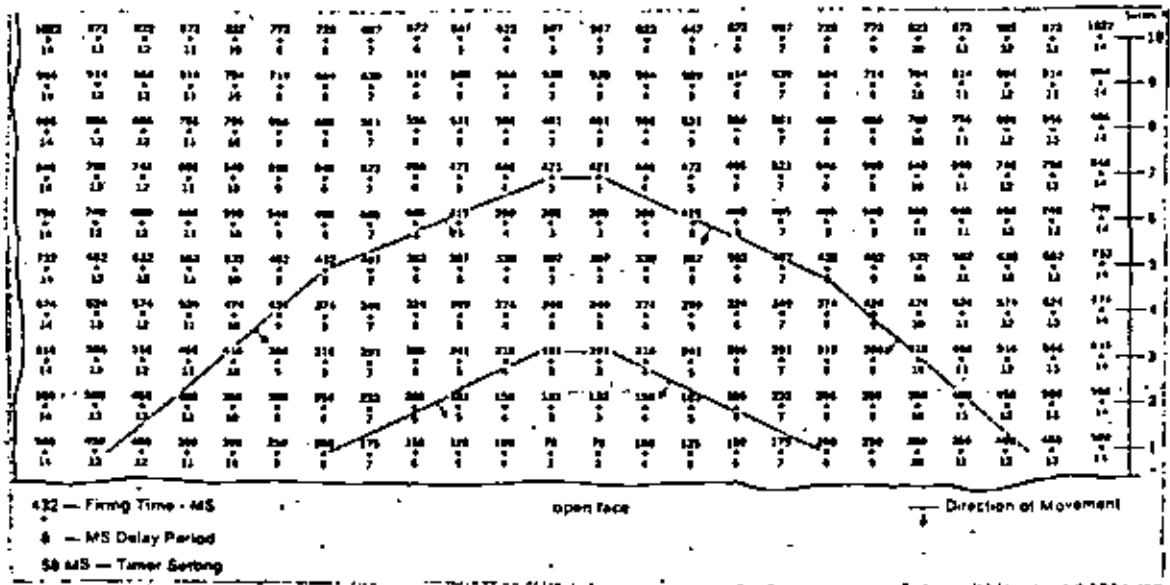
*PLANTILLA PARA INICIAR BANCO EN SUPERFICIE PLANA SIN BORDO.*





explosivos  
tepexpan, s. a.

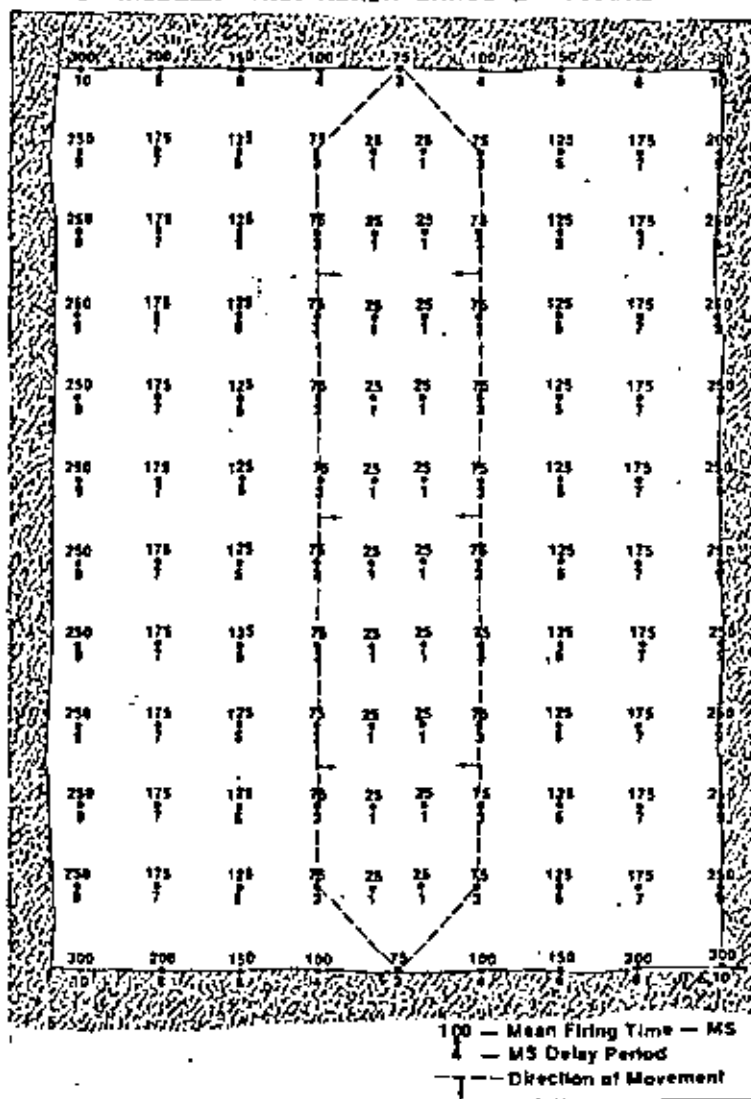
CONEXION CON SEQUENTIAL TIMER CON 58.MS. POR PERIODO  
( EVITAR VIBRACIONES ).

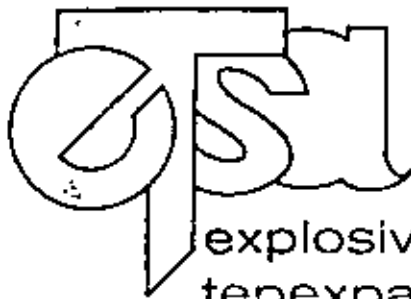




explosivos  
tepexpan, s. a.

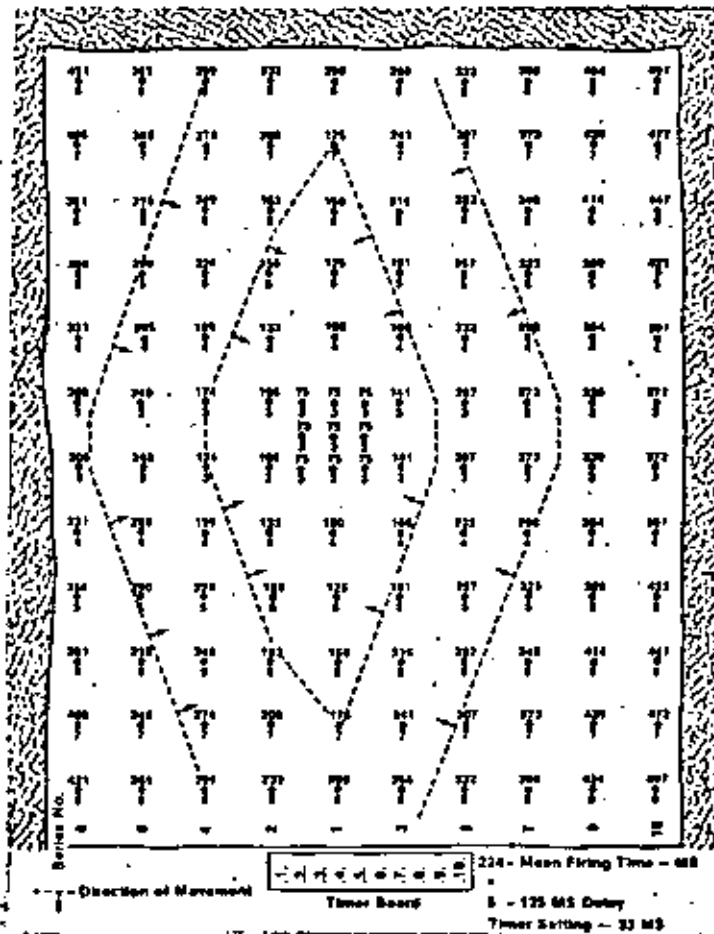
PLANTILLA PARA ABRIR BANCO EN SUPERFICIE PLANA.



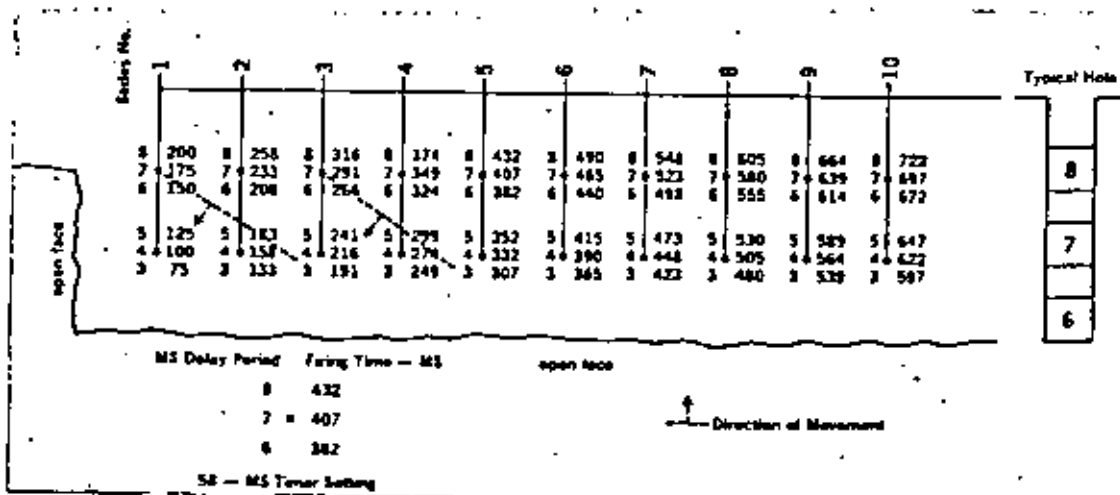


explosivos  
tepexpan, s. a.

METODO PARA TRABAJAR CON POCA VIBRACION Y DAR MAYOR TRITURACION CON EL SEQUENTIAL TIMER EN LUMBRERAS O INICIACION DE BANCO.



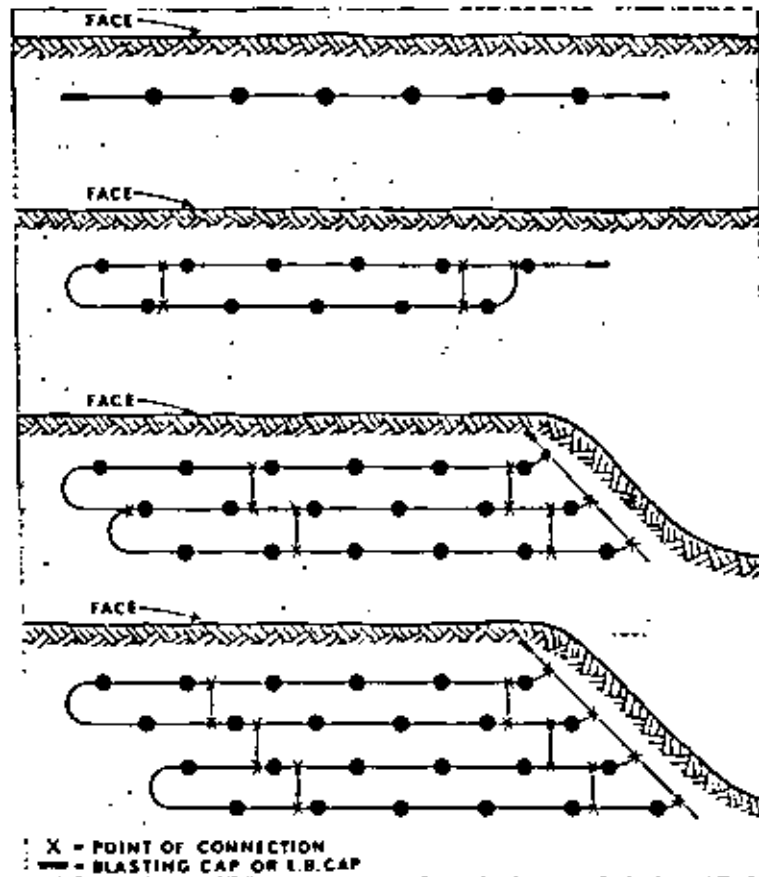
INICIACION DE BARRENOS CON CARGAS MULTIPLES UTILIZANDO EL SEQUENTIAL TIMER.



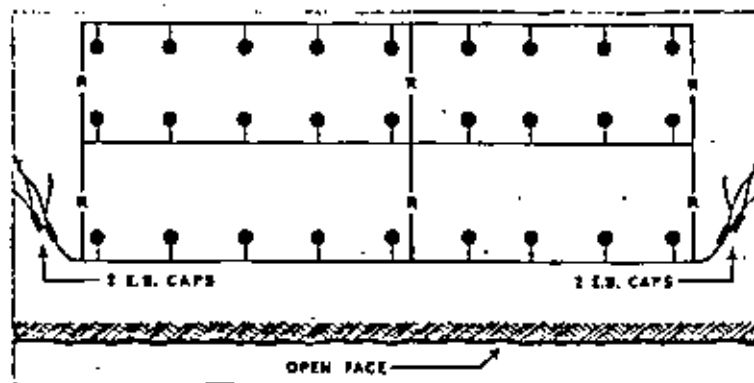


explosivos  
tepexpan, s. a.

DIFERENTES TIPOS DE CONEXION CON CORDON DETONANTE  
( PRIMACORD )



CONEXION CON RETARDOS.



540-25-42  
Tels. 520-92-83  
con 3 líneas

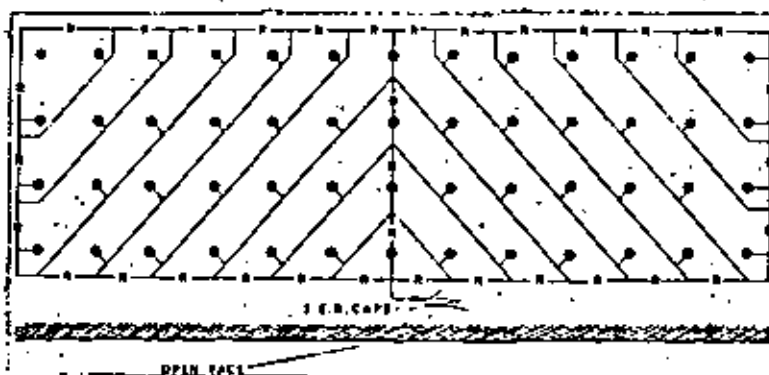
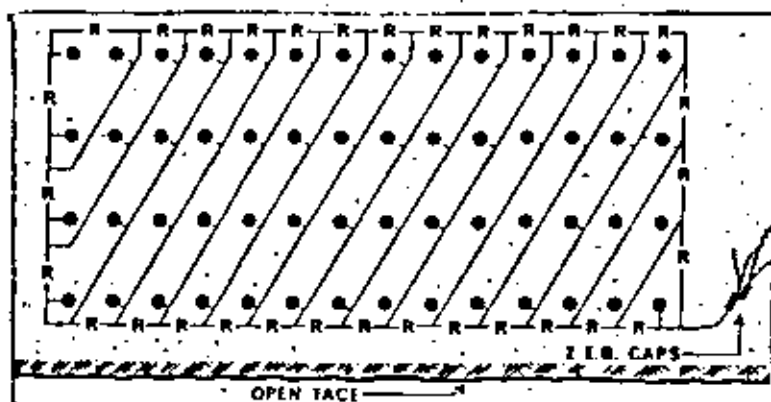
Barrilaco No. 412 Lomas de Chapultepec

México 10, D. F.

Polvorinas: Km. 1, Carretera Tepexpan-Teacapo Tequisquián, Edo. de Méx. Tel. 787-00-77 Leds: 91-593-70 169, 91-593-70-081



explosivos  
tepexpan, s. a.



540-25-42  
Tels. 520-92-83  
con 3 líneas

Barrilaco No. 412 Lomas de Chapultepec

México 10, D. F.

Polyvinil: Km. 1, Carretera Tepexpan-Texcoco Tequisitlan, Edo. de Mex. Tel. 787-00-77 Leds. 91-595-70-109, 91-595-70-081

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA  
Y A LA CONSTRUCCION ( DEL 23 AL 27 DE MAYO DE 1983 )

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
1. FRANCISCO JAVIER AGUILAR VALDEZ Av. Fco. J. Macin 5242 Col. El Colli Guadalajara, Jal.	COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD Melchor Ocampo No. 211 Col. El Vigia Guadalajara, Jal. 33 21 49
2. ROBERTO AYON CARDENAS Ave. Coyoacán 745 Depto. 29 Col. Del Valle Deleg. Benito Juárez México, D. F.	COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD Augusto Rodin 245 Col. Nochebuena Deleg. Benito Juárez México, D. F. 5 63 52 00
3. ISIDORO BACA BAÑOS Rio Tigris 131-503 Col. Cuauhtémoc Deleg. Cuauhtémoc C.P. 06500 México, D. F. 5 14 27 24	CONSEJO DE RECURSOS MINERALES Niños Héroes No. 109 Col. Doctores México, D. F. 5 88 94 08
4. ALFONSO CAPITANACHI MORENO Independencia 44-3 Salinas Cruz, Oax. 4 14 87	PETROLEOS MEXICANOS Refinería Salina, Cruz, Oax. 41155-2222
5. CARLOS HUMBERTO CASTELLANOS NAPOLES José Rocabrana 57 Copilco El Alto Deleg. Coyoacán C.P. 04360 México, D. F. 5 48 74 03	S.C.T. DIRECCION GENERAL DE SERVICIOS TECNICOS Xola y Av. Universidad México, D. F.
6. FRANCISCO ESCOBAR RUIZ Edif. 85-B-402 Unidad Cuiclahuac Deleg. Azcapotzalco México, D. F. 3 55 29 15	PETROLEOS MEXICANOS Refinería Salina Cruz, Oax. 41155-2222

DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA  
Y A LA CONSTRUCCION ( DEL 23 AL 27 DE MAYO DE 1983 )

<u>NOMBRE Y DIRECCION</u>	<u>EMPRESA Y DIRECCION</u>
7. GERMAN GAITAN GUERRERO 35 Pte. No. 102 Puebla, Pue. 43 07 76	INGENIEROS CIVILES ASOCIADOS, S. A. Minería 145 Col. Escandón México 18, D. F. 5 16 04 60
8. ENRIQUE GARCIA QUESADA Puerto Principe 226 Col. Valle Dorado Tlalnepantla, Edo. de México 3 79 19 49	MINERALES NO METALICOS DE GUERRERO, S. A. Emerson 304-4o. Piso Col. Polanco México, D. F. 2 54 33 36
9. OCTAVIO GONZALEZ OLIVEROS Puerto del Aire No. 3 Col. Aviación Salina Cruz, Oax.	PETROLEOS MEXICANOS Refinería del Pacífico Salina Cruz, Oax. 41155-Ext. 2252
10. JOSE DE JESUS GRANADOS NAJERA Prol. Emiliano Zapata No. 49-D Unidad Modelo Iztapalapa México, D. F. 5 82 02 35	INGENIEROS CIVILES ASOCIADOS; S. A. DIVISION CONSTRUCCION URBANA Minería No. 145 Col. Escandón México 18, D. F. 5 16 04 60
11. ENRIQUE HERNANDEZ GARCIA Rio Tigris 42-12 Col. Cuauhtémoc Deleg. Cuauhtémoc C.P. 06500 México, D. F. 5 28 57 45	S.C.T. DIRECCION GENERAL DE SERVICIOS TECNICOS Centro "SCOP" Xola y Av. Universidad Col. Narvarte Deleg. Benito Juárez 5 19 69 84
12. RICARDO XAVIER LIMIRANA GONZALEZ	SECRETARIA DE DESARROLLO URBANO Y ECOLOGIA DIRECCION GENERAL DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO
13. JUAN PEDRO LOPEZ GARCIA Cruz Verde 51 Casa "H" Los Reyes Deleg. Coyoacán México, D. F. 5 59 92 03	PETROLEOS MEXICANOS Marina Nacional 324 Col. Anáhuac México, D. F. 2 50 26 11 Ext. 4529



DIRECTORIO DE ASISTENTES AL CURSO DE MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y  
A LA CONSTRUCCION ( DEL 23 AL 27 DE MAYO DE 1983 )

NOMBRE Y DIRECCION

EMPRESA Y DIRECCION

- |  |  |
|--|--|
| 14. MANUEL MERCADO TAPIA<br>Minería No. 145<br>Col. Escandón<br>Deleg. Benito Juárez<br>México, D. F.                              | INGENIEROS CIVILES ASOCIADOS, S. A.<br>DIVISION CONSTRUCCION URBANA<br>Minería No. 145<br>Col. Escandón<br>México 18, D. F.<br>Tel" 5 16 04 60   |
| 15. SALVADOR MORENO GARNICA<br>Calle Apartado 413 Sur<br>México, D. F.   | COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD<br>Paseo de las Palmas 935<br>Col. Real del Prado<br>México, D. F.  |
| 16. DOMINGO PEREZ VERDEJO<br>Amsterdam 173-Piso 15-4<br>Col. Hipódromo Condesa<br>Deleg. Cuauhtémoc<br>C.P. 06170<br>México, D. F. | S.C.T. DIRECCION GENERAL DE SERVICIOS TECNICOS<br>Xola y Av. Universidad<br>Col. Narvarte<br>Deleg. Benito Juárez<br>México, D. F.<br>5 19 69 84 |
| 17. ROBERTO RICO VERA  | SECRETARIA DE DESARROLLO URBANO Y ECOLOGIA<br>DIRECCION GENERAL DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE<br>Y ALCANTARILLADO                                  |
| 18. MARCO ANTONIO SIERRA GONZALEZ<br>Colima 14 Bis<br>Hidalgo Poniente<br>Salina Cruz, Oax.  | PETROLEOS MEXICANOS<br>Refinería<br>Salina Cruz, Oax.<br>4 11 55 - 2222  |
| 19. JOSE LUIS ROSAS LOPEZ<br>Carr. a San Pablo 7188<br>Sta. Ines<br>Deleg. Xochimilco<br>México, D. F.<br>6 76 97 31               | EXYCO, S. A.<br>Magdalena 37-101<br>Col. del Valle<br>Deleg. Benito Juárez<br>C.P. 03100<br>5 23 63 82   |