Mecánica de rocas aplicada a la minería metálica subterránea

P. Ramírez Oyangüren
L. de la Cuadra Irizar
R. Laín Huerta
E. Grijalbo Obeso

INSTITUTO GEOLOGICO Y MINERO DE ESPAÑA

00824

MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA

P. Ramírez Oyangüren

Dr. Ingeniero de Minas. Catedrático de Laboreo de Minas y Mecánica de Rocas – ETSIMM.

D. Luis de la Cuadra e Irizar

Dr. Ingeniero de Minas. Catedrático Emérito de Laboreo y Mecánica de Rocas – ETSIMM.

R. Laín Huerta

E. Grijalbo Obeso

Ingenieros de Minas. Colaboradores de la Cátedra de Laboreo y Mecánica de Rocas de la ETSIMM.

* La realización de este libro ha sido financiada por el Instituto Geológico y Minero de España, mediante Convenio con la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Minas de la Universidad Politécnica de Madrid.

PROLOGO

El Instituto Geológico y Minero de España (IGME) desarrolla, desde hace ya 15 años, una labor sistemática de asimilación y difusión de la Geotecnia Minera, en línea con el notable desarrollo de esta rama del saber durante las últimas décadas. Confluyen en ella la Geología Aplicada, la Mecánica de Rocas y de Suelos con la Ingeniería, pero, de ese cruce fructífero de disciplinas tan amplias, sólo se enfocará en este trabajo la sistematización y difusión de su tecnología más básica aplicada a la Minería Metálica Subterránea.

El IGME ha realizado numerosos estudios (a disposición de quien se interese por ellos en su centro de Documentación) que alcanzan prácticamente todos los temas de Geotecnia Minera. Desde la Geotecnia de Taludes o la de Presas de residuos y Escombreras a la Caracterización de Estratos afectados por Labores Mineras, pasando por el Control de Vibraciones producidas por Voladuras o los aspectos geotécnicos de Tajos y Cámaras de Explotación, todos han sido tocados en esta actividad sistemática. Dentro de este contexto de actividad cotidiana se inserta la publicación de este Manual, que intenta ocupar un hueco bibliográfico existente en la bibliografía minera de habla hispana, de uno y otro lado del Océano.

La finalidad última de este trabajo es exponer la metodología que debe guiar el dimensionado de minas metálicas, subterráneas, mediante la aplicación de la mecánica de rocas.

Comienza el estudio con una exposición de los criterios usuales para seleccionar el método de explotación más adecuado para el aprovechamiento de un yacimiento mineral; entre dichas directrices destacan las propiedades mecánicas de las rocas y macizos rocosos, que son estudiados por la Mecánica de Rocas.

Continúa, después, con una descripción, ajustada a los fines de este trabajo, de los métodos de explotación más utilizados en el mundo, poniendo, siempre que ello es posible, ejemplos tomados de la realidad minera española. Para cada uno de esos métodos, se señalan las circunstancias que los hacen más aconsejables, poniendo énfasis especial en los aspectos relacionados con el comportamiento mecánico de los terrenos que, como se mencionó anteriormente, son de gran importancia por lo general y, en ocasiones, descritos'. Se precisan también los elementos de la estructura subterránea minera que deben ser dimensionados, y explica cómo utilizar para ello la mecánica de rocas. Así pues, el método propuesto hace uso de tres modelos geológico, geotécnico y matemático, de los que se describen el acopio de datos y los estudios pertinentes para componerlos.

Como es sabido, toda modelización entraña simplificaciones, que, sin el oportuno control, pueden dar lugar a errores importantes de diseño. Por ello, se complementa el estudio positivo con otros sobre los aparatos utilizados para ello. La vigilancia atiende a: la prevención de inestabilidades catastróficas, el reconocimiento de los procesos de rotura en zonas de la mina, la detección de estructuras subterráneas inestables o, simplemente, la obtención de datos complementarios para mejora del diseño aplicado, a través del consiguiente perfeccionamiento de los modelos de base disponibles.

El estudio termina con unas recomendaciones, de carácter general, sobre el dimensionado de las minas subterráneas españolas.

No será, por fin, éste un Manual solitario, sino que forma parte de un bloque de varios Manuales sobre estos temas (Geotecnia de taludes mineros de carbones explotados a cielo abierto, Escombreras y Presas de Residuos, Geotecnia marina de estructuras offshore, Subsidencia minera, etc.) que irán viendo la luz progresivamente.

Estoy convencido de que este libro y los que están en preparación contribuirán a un diseño más seguro y económico de las operaciones mineras en los países de habla hispana.

José Enrique Azcárate Martín
Director del Instituto Geológico y
Minero de España.

PROLOGO

Este trabajo tiene por objeto exponer la metodología que debe seguirse para el dimensionado de minas metálicas subterráneas, mediante la aplicación de la mecánica de rocas, con la idea de que pueda ser utilizada en el diseño de las actuales y futuras minas españolas.

El estudio da comienzo con una exposición de los criterios que se utilizan mundialmente para elegir el método de explotación más adecuado para un yacimiento mineral. Como se tendrá ocasión de comprobar, entre dichos criterios destacan las propiedades mecánicas de las rocas y macizos rocosos, que son estudiados por la mecánica de rocas.

A continuación, se hace una descripción suficientemente detallada para lo que se requiere en este trabajo, de los métodos de explotación más utilizados en el mundo, poniendo, siempre que es posible, ejemplos de la minería española.

Para cada uno de los métodos, se señalan las circunstancias en que son aconsejables, poniendo especial énfasis en los aspectos relacionados con el comportamiento de los terrenos que, como se mencionó anteriormente, son de gran importancia generalmente y, en algunos casos, son decisorios. Se indican también los elementos de la estructura subterránea minera que deben ser dimensionados, y se explica cómo se puede utilizar para ello la mecánica de rocas.

Después de esta presentación de los términos reales y prácticos en que se plantea el problema en los diferentes métodos de explotación existentes en la actualidad, entre los que se han destacado los utilizados en España, se ha comenzado a exponer la metodología clásica empleada en mecánica de rocas para atacar el problema del dimensionado de minas metálicas subterráneas. Esta metodología consiste en la realización de tres modelos: geológico, geotécnico y matemático.

Cada uno de los elementos de los mencionados modelos, se describe con todo detalle en este trabajo y, cuando es necesario, se expone, además, la forma de obtener la información correspondiente. Es decir, se describen los estudios a realizar para componer cada modelo y la forma de efectuarlos.

Como es sabido, toda modelización entraña considerables simplificaciones, que pueden dar lugar a errores importantes en el diseño. Por ello, se ha considerado interesante hablar, en este trabajo, de la vigilancia de las minas subterráneas y de los aparatos utilizados para ello. La vigilancia puede tener por objeto: prevenir inestabilidades catastróficas, estudiar el proceso de rotura de zonas de la mina, detectar estructuras subterráneas inestables o, simplemente, obtener datos para mejorar el diseño. Esta mejora puede lograrse modificando los modelos geológico, geotécnico y matemático, para que reflejen lo mejor posible la realidad y permitan predecir el comportamiento mecánico de la mina.

El estudio termina con unas recomendaciones, de carácter general, sobre el dimensionado de las minas metálicas subterráneas españolas.

INDICE

Pág.

PROLOGO 1

CAPITULO I 9

Clasificación de los métodos de explotación.

1. Definición.— 2. Geometría y sistemas del método.— 3. Justificación de la clasificación.— 3.1. Explotaciones con sostenimiento natural.— 3.2. Explotaciones con sostenimiento artificial.— 3.3. Explotaciones por hundimiento.— 3.4. Explotaciones especiales.— 4. Criterios y orientaciones para la selección del método.— 4.1. Generalidades.— 4.2. Clasificación de criterios.— 4.3. Posición espacial, forma y tamaño del criadero.— 4.4. Valor y distribución de las leyes del mineral.— 4.5. Propiedades geomecánicas y químicas del mineral y de la roca encajante.— 5. Selección del método. Fases de la misma.— 5.1. Recopilación de datos.— 5.2. Estudio de la Mecánica de las Rocas.— 5.3. Costo y capital necesario.— 5.4. Elección del método y planificación de la mina.

CAPITULO II 21

Labores preparatorias.

1. Preparación general de la mina.— 2. Preparación de la explotación.

CAPITULO III 29

Explotaciones con sostenimiento natural.— Introducción.

1. Cámaras y pilares.— 1.1. Cámaras con pilares ocasionales.— 1.2. Cámaras con pilares sistemáticos.— 1.3. Ejemplos.— 1.4. Aplicaciones en España.— 1.5. Ejemplos.— 2. Cámaras vacías.— 2.1. Arranque desde niveles.— 2.2. Ejemplos.— 2.3. Aplicación en España.— 2.4. Ejemplos.— 3. Cámaras vacías con grandes barrenos.— 3.1. Grandes barrenos en abanico.— 3.2. Grandes barrenos de banqueo.— 3.3. Grandes barrenos con voladura en cráter. 3.4. Ejemplos.— 3.5. Aplicación en España.— 3.6. Ejemplos.

CAPITULO IV 59

Explotaciones con sostenimiento artificial.

1. Introducción.— 2. Cámaras Almacén.— 2.1. Ejemplos.— 2.2. Aplicación en España.— 2.3. Ejemplos.— 3. Cámaras con rebanadas ascendentes rellenas.— 3.1. Ejemplos.— 4. Rebanadas unidescentes rellenas.— 4.1. Generalidades.— 4.2. Ejemplos.— 5. Explotaciones entibadas.— 6. Aplicaciones en España.

CAPITULO V 85

Explotaciones por hundimiento.

1. Generalidades.— 2. Huecos y pilares hundidos.— 3. Bloque hundido.— 3.1. ejemplos.— 4. Niveles hundidos.— 4.1. Ejemplos.— 5. Aplicación en España.— 5.1. Ejemplos.

CAPITULO VI 99

Explotaciones especiales.

1. Introducción.— 2. Recuperación de pilares.— 3. Recuperación de pilares horizontales.— 4. Recuperación de pilares verticales.— 4.1. En cámaras vacías.— 4.2. En rebanadas rellenas.— 5. Recuperación por huecos.— 6. Aplicación en España.

CAPITULO VII 107

Modelización de la mina

1. Introducción.— 2. Modelo Geológico.— 3. Modelo Geomecánico.— 4. Modelo matemático.

Pág.

CAPITULO VIII 113

Modelo geológico

1. Introducción.— 2. Identificación del material.— 2.1. Litología.— 2.2. Meteorización de las rocas Escalas y litología.— 2.3. Características resistentes : Consistencia de los suelos y dureza de las rocas.— 3. Estructura del macizo rocoso.— 3.1. Estructura y dominio estructural.— 3.2. Superficies de discontinuidad.— 4. Caracteres geomecánicos de las discontinuidades.— 4.1. Orientación.— 4.2. Espaciado.— 4.3. Dimensiones.— 4.4. Rugosidad.— 4.5. Apertura.— 4.6. Relleno.— 4.7. Circulación de agua.— 4.8. Número de familias.— 4.9. Tamaño de los bloques.— 5. Flujo de agua en el macizo rocoso.— 5.1. Conceptos generales.— 5.2. Redes de flujo.— 5.3. Investigación hidrológica del macizo rocoso.— 6. Toma de datos.— 6.1. Toma de datos en superficie.— 6.2. Toma de datos en profundidad.— 7. Representación gráfica de la información geológica.— 7.1. Presentación de resultados.— 7.2. Fuentes de error en el registro de los datos estructurales.

CAPITULO IX 173

Modelo geomecánico.

1. Propiedades mecánicas de los materiales rocosos.— 1.1. Introducción.— 1.2. Comportamiento de las rocas en compresión.— 1.3. Velocidad de carga.— 1.4. Anisotropía.— 1.5. Influencia del tamaño y de la forma sobre la resistencia. Efecto de escala.— 1.6. Teorías de la microfisuración.— Desarrollo de las microfisuras bajo tensiones de tracción y compresión.— 1.7. Rotura de las rocas. Criterios de rotura: Mohr, Coulomb-Navier y Hoek.— 1.8. Tensión efectiva y disminución de la resistencia con la humedad.— 1.9. Base teórica del análisis elasto - plástico.— 1.10. Plasticidad.— 2. Propiedades mecánicas de las discontinuidades.— 2.1. Resistencia al corte.— 2.2. Dilatancia.— 2.3. Rigidez.— 3. Determinación de las tensiones naturales en la corteza.— 3.1. Introducción.— 3.2. Método de los medidores mecánicos.— 3.3. Método de las células triaxiales.— 3.4. Método de la célula extensométrica "doorstopper".— 4. Ensayos para determinar las propiedades mecánicas de las rocas.— 4.1. Introducción.— 4.2. Ensayo de compresión simple.— 4.3. Ensayo de compresión triaxial.— 4.4. Ensayo de corte directo.— 4.5. Ensayo de carga puntual.— 4.6. Determinación de la resistencia a tracción.— 4.7. Ensayo de porosidad y densidad.— 5. Clasificaciones geomecánicas de los macizos 5.1. Introducción.— 5.2. Clasificación de Terzaghi.— 5.3. Clasificación de Protodyakonov.— 5.4. Clasificación de Lauffer.— 5.5. Clasificación de Deere (R.Q.D.).— 5.6. Clasificación de Louis.— 5.7. Clasificación a partir del RSR.— 5.8. Clasificación de Barton.— 5.9. Clasificación de Bieniawski (RMR).— 5.10. Discusión sobre los sistemas de clasificación.

CAPITULO X 271

Modelo matemático

1. Introducción.— 2. Métodos numéricos.— 2.1. Introducción.— 2.2. Los modelos contínuos.— 2.3. Los modelos discontínuos.— 2.4. Modelo de los elementos finitos.— 2.5. Ejemplo de la utilización del M.E.F.— 2.6. Método de las diferencias finitas.— 2.7.— Ejemplo de la utilización del método de diferencias finitas.— 2.8.— Método de los elementos de contorno.— 2.9. Ejemplo de aplicación del método de los elementos de contorno.— 2.10. Método de las integrales de contorno.— 2.11. Ejemplo de aplicación del método de integrales de contorno a intersección de túneles.— 2.12. Método de desplazamiento discontínuo.— 2.13. Ejemplos de aplicación del método de desplazamiento discontínuo.— 2.14. El modelo de bloques.— 2.15. Ejemplo de aplicación del modelo de bloques.— 3. Diseño de cavidades subterráneas.— 3.1. Distribución de tensiones alrededor de cavidades subterráneas aisladas.— 3.2. Distribución de tensiones alrededor de aberturas múltiples (cámaras y pilares) en macizos rocosos competentes, masivos y elásticos.— 4. Diseño de pilares.— 4.1.Métodos analíticos y numéricos.— 4.2. Distribución de tensiones en los pilares según la inclinación del yacimiento.— 5. Diseño de techos en terrenos estratificados.— 5.1. Introducción.— 5.2. Techos asimilables a vigas.— 5.3. Techos asimilables a placas.— 5.4. Influencia de las fisuras en el diseño de techos.— 5.5. Teoría del arco para el diseño de techos fracturados.— 6. Roturas relacionadas con la estructura geológica.— 6.1. Estabilidad de huecos a distintas profundidades.— 6.2. Roturas dependientes de la estructura.— 6.3. Análisis por computador de inestabilidades estructuralmente controladas.—.— 6.4. Influencia de la excavación sobre roturas controladas estructuralmente.— 6.5. Influencia de las tensiones existentes "in situ" sobre inestabilidades controladas estructuralmente.— 7. Explotaciones por hundimiento.— 7.1. Introducción.— 7.2. Concepto de diseño.— 7.3. Excavación del hueco inicial bajo el yacimiento.— 7.4. Mecanismos de hundimiento.— 7.5. Extracción del mineral y movimientos del terreno alrededor de los huecos producidos.— 7.6. Influencia de confinamiento sobre el hundimiento.— 7.7. Influencia de las tensiones naturales.— 7.8. Repercusión del hundimiento en superficie y sunsidencia.

Pág.

CAPITULO XI 337

Instrumentación

1. Introducción.— 2. Medidor mecánico de deformaciones. Descripción y aplicaciones.— 3. Tubo extensométrico. Descripción y aplicaciones.— 4. Medidor de deformaciones de pilares. Descripción y aplicaciones.— 5. Instrumento controlador de descensos de techos. Descripción, instalación y aplicaciones.— 6. Extensómetros instalados en sondeos.— 6.1. Tipos de extensómetros.— 6.2. Forma de ejecutar el sondeo.— 6.3. Tipos de anclajes y colocación en el sondeo.— 6.4. Toma de datos e interpretación.— 6.5. Fuentes de error del instrumento.— 7. Células de carga y células de presión. Tipos, instalación y fuentes de error en las medidas.— 8. Medidas de cambio tensional. Inclusiones rígidas.— 8.1. Tipos de instrumentos.— 8.2. Determinación de la tensión σ_1.— 9. Microsismos.— 10. Estratoscopio.— 11. Movimientos de superficie por topografía.— 11.1. Movimiento horizontal.— 11.2. Movimiento vertical.— 11.3. Pendiente.

CAPITULO XII 357

Conclusiones

Referencias 361

CAPITULO I

CLASIFICACION DE LOS METODOS DE EXPLOTACION.

1. Definiciones

La explotación subterránea de los criaderos metálicos es más antigua que la del carbón y la potasa. Numerosos metales como el oro, plata, hierro, cobre, plomo, mercurio, etc., han tenido una importancia capital en las antiguas civilizaciones. El aprovisionamiento de estas materias primas era la mayor preocupación del hombre antiguo.

La existencia del criadero bastaba para empezar su laboreo. El concepto de "criadero económicamente explotable" no se conocía aún. La rentabilidad carecía de importancia frente a la posesión del mineral.

No es de extrañar que al nacer el Laboreo de Minas en estas condiciones, nacieran numerosos métodos para ponerlo en práctica, gracias al ingenio de aquellos hombres que, al crear la minería, iniciaron los métodos de laboreo.

Se define el mineral como "compuesto químico inorgánico que se presenta naturalmente, con una composición química suficientemente precisa y unas propiedades físicas que lo distinguen". Hay catalogadas más de 2.000 especies.

Dentro de los minerales, este trabajo se va a referir a aquellos que contienen metales, llamados por ello minerales metálicos, bien diferenciados de los no metálicos y de los combustibles.

Los minerales metálicos pueden agruparse del siguiente modo :

- Metales preciosos : Oro, Plata, Platino.
- Metales básicos : Cobre, Plomo, Zinc, Estaño.
- Metales siderúrgicos : Hierro, Niquel, Cromo, Manganeso, Molibdeno, Wolfranio, Vanadio.
- Metales ligeros : Aluminio, Magnesio.
- Metales electrónicos : Cadmio, Bismuto, Germanio.
- Metales radiactivos : Uranio, Radio.

Se consideran como criaderos unas concentraciones de minerales útiles que después de su laboreo y tratamiento, se usan como materias primas para otras industrias.

Desde el punto de vista minero, de estos criaderos se consideran varios tipos que se pueden

definir en tres grupos, atendiendo a la forma en que se presentan :

"Filones", que son grietas, fisuras, fracturas o fallas planas en los macizos rocosos rellenas por precipitación de minerales en solución o por inyección de minerales del magma.

Pueden tener pendientes variadas, aunque predomina la próxima a la vertical; sus potencias oscilan mucho y el largo o corrida puede tener cientos de metros.

"Masas", "Bolsadas" o "Lentejones" son aquellos criaderos de forma lenticular en los que la potencia es de tamaño comparable a las otras dos dimensiones, y además, va disminuyendo hasta desaparecer, de acuerdo con la forma del criadero.

"Tabulares", "estratiformes" o "Filones Capas" son aquellos que o están mineralizados en la estratificación o son filones coincidentes con ella.

En los tres casos, las potencias, pendientes y demás características pueden ser las mismas.

La ley de un mineral es el porcentaje en peso del metal contenido por tonelada de mineral, aunque su forma de combinarse en sus minerales sea variada.

La importancia de la ley es clara, ya que el valor del metal recuperado es el que paga los gastos de la mina y de la preparación y fundición de la mena, más el beneficio.

Es la ley del criadero la que marca el límite ("cut off") hasta el que el mismo es o no explotable.

Este límite está muy relacionado con las circunstancias económicas del momento y, dentro de ellas, con el método de explotación que se aplique. [1]

2. Geometría y sistemas del método

Se conoce por geometría de un método de explotación la disposición de las diferentes labores necesarias para el arranque del mineral del criadero.

Estas labores son las mismas en todos los métodos subterráneos, si bien varían en su posición, tamaño y número.

En todos los casos hay una altura de explotación determinada por la división de la mina en pisos. En cada piso hay que considerar dos plantas y en cada planta al menos una galería, galería de base o galería de cabeza. En muchos casos se dispone de dos galerías en cada planta: galerías de cabeza y base dentro del mineral y galerías en dirección en la roca del muro.

Entre planta y planta se establecen comunicaciones con labores verticales o inclinadas, llamadas chimeneas, para paso de aire, personal y servicios varios. El número de chimeneas, distancias, etc., son elementos característicos de la geometría de cada método.

Son fundamentalmente variadas y características de cada método las labores de arranque, carga, relleno, etc., dentro del bloque creado entre planta y planta. Este bloque tiene además una geometría muy variada por su situación, sentido del arranque, etc.

Los denominados "sistemas" se refieren a los aspectos tecnológicos del método, y concretamente a las tecnologías aplicadas en las distintas fases del laboreo y sus servicios auxiliares.

Así pueden distinguirse los sistemas siguientes en cada uno de los métodos :

- Perforación y voladura (máquinas, esquemas, tipos de explosivos, etc.).
- Sostenimiento (tipos de entibación, control de huecos, etc.).
- Transporte (variantes del mismo en la explotación y general).
- Elementos auxiliares (ventilación, desagüe, seguridad, alumbrado, etc.).

- Avance de labores – Minadores y máquinas similares.
- Arranque (mecanización del mismo).

De este modo, cada criadero será apropiado para emplear un método determinado, y dentro del método, habrá que elegir los sistemas más convenientes.

Incluso un sistema puede ser decisivo para la elección de un método entre dos que reúnan, por otros aspectos, condiciones similares.

3. Justificación de la clasificación.

La gran cantidad de factores que pueden considerarse para realizar una clasificación de los métodos de explotación subterránea sólo servirían para hacerla sumamente confusa.

Los diferentes autores han realizado numerosas clasificaciones según el punto de vista con el que se enfoque. Atendiendo al sistema de transporte, éste puede ser sobre vías y arrastre con locomotora, o se suprime la vía y el transporte puede ser con autocamiones volquetes, camiones lanzaderas, cargadoras-transportadoras L.H.D., o bien, sistemas de transportadores continuos (bandas, blindados, etc.).

Si se enfoca la clasificación por la dirección del arranque se tienen los siguientes grupos: ascendentes, descendentes, en dirección de la corrida, en retirada, etc.

Se ve, por tanto, que estos puntos de vista para una clasificación, que se refieren a aspectos parciales, dan una reducida indicación de las condiciones apropiadas del criadero, y si se quieren recoger todos los aspectos sería una lista interminable e inútil.

La importancia de las características del macizo rocoso en la posibilidad de aplicación de un método de explotación, y su influencia en el dimensionado de las explotaciones, pueden servir como criterios para realizar una clasificación de los mismos, basada en la resistencia del citado macizo rocoso, comprendiendo en él no sólo las rocas en las que arma el criadero, sino también las que constituyen el mismo y son objeto del laboreo de la mina.

Las características de un criadero pueden hacerlo favorable o no para el control del terreno y la estabilidad de los huecos que correspondan a un método determinado.

En toda labor minera que abre un hueco, la roca que lo limita avanza poco a poco hasta un límite de rotura; al llegar a este límite, hay que adaptar el método y con frecuencia el método evoluciona.

El control del hueco abierto puede variar desde la aplicación de un sostenimiento firme, con pilares o macizos rígidos, pasando por un descenso controlado del techo, con convergencia gradual del hueco, hasta el hundimiento total del mismo y del terreno superior.

Se pueden pues considerar con Le Chatelier, los tres principios fundamentales o tres maneras de controlar el hueco minero :

- Sostenimiento firme con pilares rígidos.
- Sostenimientos flexibles o relleno que controla y mejora el hundimiento.
- Hundimiento total.

Entre los métodos integrados en el segundo grupo, los hay que son mixtos con los grupos primero y tercero.

Los factores de potencia y pendiente determinan subdivisiones más o menos claras dentro de cada grupo.

Esto se puede conseguir con un verdadero hundimiento inducido y progresivo, o bien, atenuándolo con relleno del hueco. Para ello es preciso que se pueda sostener la roca que rodea al hueco por debajo de su límite de rotura el tiempo suficiente para asegurar el trabajo de los mineros en el frente de arranque.

En una primera fase, se rebajan o disminuyen los pilares, que se complementan con entibación o relleno y, en otros casos, se sustituye por relleno completo.

Se consideran en este grupo los siguientes métodos :

- Cámaras almacén. (Shrinkage stopes)
  - Con pilares.
  - Sin pilares.
  - Con relleno posterior.
- Rebanadas ascendentes con relleno. (Cut-and-fill stopes)
- Rebanadas descendentes con relleno. (Undercut and fill)
- Explotaciones entibadas. (Timber supported stopes)

3.3. *Explotaciones por hundimiento.*

Entre los métodos propios de este grupo se pueden distinguir claramente dos variantes: la primera comprende aquellos en que el hundimiento final se produce en etapas controladas para atenuar las alteraciones superficiales, de modo que las zonas de fractura, compresión y descenso se compensen todo lo posible; la segunda agrupa aquellos métodos en que, por el tamaño de los huecos o las características del criadero, el hundimiento no es controlable en superficie y destruye el equilibrio original del macizo rocoso. En este caso, al terminar la carga del mineral, se presentan en los puntos de carga las rocas estériles de los hastiales y recubrimiento.

En consecuencia, la filosofía de los métodos comprendidos en este grupo es diametralmente opuesta a la de los del grupo primero. Si se quiere preservar alguna zona de superficie, hay que dejar sin explotar la parte del criadero que corresponde al macizo de protección, valiéndose de los correspondientes planos de fractura del hundimiento.

Se consideran los siguientes métodos :

- Cámaras y pilares hundidos.
- Bloques hundidos. (Block caving)
- Niveles hundidos. (Sublevel caving)
- Rebanadas unidescendentes hundidas. (Top slicing)

3.4. *Explotaciones especiales.*

En este grupo se incluyen los métodos empleados en la recuperación de macizos y pilares abandonados en los métodos anteriores y que tienen características particulares. [2] [6]

4. Criterios y orientaciones para la selección del método.

4.1. *Generalidades.*

Los criterios y orientaciones que deben tenerse en cuenta para seleccionar el método de explotación más adecuado para el laboreo de un determinado criadero, están influenciados por una

serie de parámetros cuya importancia varía con la situación geográfica, el nivel de desarrollo de la tecnología y de la economía del país donde se encuentra, y, además, el factor tiempo. Es decir, que los parámetros de los que depende esta selección, unos son de valoración fácil y otros de valoración difícil, y sólo pueden considerarse fijos en un lugar y tiempo determinados.

Los cambios que la evolución económica y tecnológica introducen con el tiempo obligan a revisar periódicamente los métodos de laboreo.

No es fácil ofrecer una clasificación de criterios de selección de métodos, y por ello. sólo deben indicarse de forma muy general. Las variaciones e influencias recíprocas de todos los párametros que han de tenerse en cuenta en esta selección, obligan a solucionar el problema con la ayuda de criterios subjetivos de la experiencia, como complemento de los deducidos lógicamente. Por ello, el tema se expondrá con más detalle al tratar cada método en su capítulo correspondiente.

Una primera idea, bastante generalizada, consiste en comenzar la selección siguiendo el orden inverso, es decir, eliminando, a la vista de los parámetros principales, aquellos métodos que claramente no sean apropiados al caso concreto que se considera. De esta manera se consigue limitar los métodos a considerar a unos pocos, llegándose con frecuencia al caso de tener que elegir entre sólo dos soluciones posibles. Al llegar a este momento, se hará un análisis comparativo para una elección definitiva. Este sistema negativo de selección no consigue definir el mejor método, ya que en la práctica, al tener que adaptarse a los parámetros del caso concreto, aquel resultará ser una variante de un método-tipo o una combinación de varios.

Por todo ello, y ante la responsabilidad de quien haya de decidir en la elección final del método, es aconsejable no precipitarse y tomar el tiempo necesario para lograr una solución óptima antes de comprometer el capital y personal necesarios en toda empresa minera.

4.2. *Clasificación de criterios.*

Los criterios de selección deben basarse en una serie de parámetros fundamentales que pueden clasificarse en los grupos siguientes :

a) Parámetros dependientes de la naturaleza del criadero :
   - Posición espacial del criadero, forma y dimensiones.
   - Valor y distribución de las leyes del mineral.
   - Propiedades geomecánicas y químicas del mineral y la roca encajante.

b) Parámetros relativos a la seguridad, higiene, bienestar en el trabajo y legislación oficial.

c) Medios financieros para iniciar y desarrollar el beneficio del criadero.

d) Trabajos y labores complementarias.

4.3. *Posición espacial, forma y tamaño del criadero.*

La profundidad y situación del criadero con relación a la superficie es un parámetro que hace aumentar las tensiones en el mismo.

En cuanto a la potencia, varía ampliamente, desde fracciones de centímetros (minerales de metales preciosos) hasta decenas de metros. La corrida y pendiente de los criaderos presentan también grandes variaciones. De hecho, es frecuente encontrar variaciones importantes de potencia en pequeñas distancias. Es evidente que los métodos de laboreo serán muy diferentes según se trate de criaderos en grandes masas o de filones delgados y según sea la inclinación.

4.4. *Valor y distribución de las leyes del mineral.*

Si el mineral es rico, se tenderá a elegir un método que permita la máxima recuperación del mismo, aunque pueda resultar caro.

En cambio, para mineral de baja ley es preciso seleccionar un método minero de bajo costo, aun cuando por ello se produzcan pérdidas de mineral. En resumen, para un criadero determinado, un análisis económico comparativo entre dos métodos indica que se puede sacrificar más mineral si el yacimiento es de baja ley que si es de ley alta.

Una mineralización errática, en forma de bolsadas, lentejones o filoncillos delgados en una roca estéril, exige un laboreo selectivo que se ciña lo más posible a las zonas ricas para evitar al máximo la dilución.

Si los minerales de la mena y sus leyes se distribuyen uniformemente sobre la mayor parte del criadero, no es necesario ir a un método selectivo.

Los criaderos con contornos mal definidos, cuyas leyes varían gradualmente dentro de la roca encajante, requieren un método de laboreo selectivo, asociado con rigurosos muestreos de control para definir los contornos.

El valor del mineral o metal explotado puede fluctuar dentro de límites muy amplios, que dependen de las circustancias económicas. Yacimientos que se considerarían en otra época como de baja ley y no explotables, por lo que se abandonaron entonces, pueden resultar beneficiables hoy por haber variado las circustancias.

Si una zona de mineral de baja ley se encuentra próxima a otra de ley más alta, se debe estudiar la posibilidad de aplicar un método que permita la recuperación del mineral de ley más baja.

4.5. *Propiedades geomecánicas y químicas del mineral y de la roca encajante.*

Cuando se abre un hueco en la corteza terrestre se produce un desequilibrio en la misma. Al extraer una parte del macizo rocoso, característica de toda labor minera, se produce inevitablemente la eliminación del soporte de la masa rocosa restante, lo que da lugar a una alteración en las condiciones de equilibrio. En el sentido más amplio, se puede considerar que al aumentar el tamaño del hueco se produce inevitablemente el derrumbe por hundimiento de la masa rocosa que lo rodea. Este fenómeno puede ser una propiedad deseable para la aplicación de ciertos métodos. En otros casos hay que tomar las medidas necesarias para proporcionar un soporte adecuado al macizo rocoso para su estabilidad.

La posibilidad de aplicación de los distintos métodos de minería depende fundamentalmente del grado en que el mineral y las rocas de los hastiales vayan a resistir sin apoyo, y de la posibilidad de que los métodos hagan frente al sostenimiento final de los huecos excavados. La moderna ciencia de la Mecánica de Rocas estudia los factores que relacionan los fenómenos de presión en el interior de las minas con los requisitos que deben cumplir los sistemas de sostenimiento.

Esta disciplina no se ha desarrollado aún lo suficiente como para resolver de forma exacta este problema, pero constituye una buena herramienta que ha ayudado en buena parte a las minas a encontrar los métodos mejor adaptados a sus condiciones.

La resistencia de la masa mineral y del macizo rocoso de los hastiales son características físicas importantes para seleccionar el sistema de arranque y el dimensionado de labores, así como para determinar el tiempo que los huecos abiertos permanecerán estables y el sostenimiento necesario. Pero el término "resistencia" es un concepto complejo que no responde a una medida absoluta, ya que se refiere no sólo a la resistencia característica de la masa de roca intacta en sí misma, sino también al efecto de las fracturas, juntas y planos de debilidad de la masa, su disposición geométrica

y espaciado, así como a su comportamiento en el tiempo. Una masa rocosa puede ser resistente en una dirección y débil en otra. La resistencia de la roca "in situ" cambia con la dirección y la posición. Cerca de planos de falla el terreno puede ser muy débil, mientras que es resistente a alguna distancia.

Los componentes químicos del mineral y de la roca de los hastiales pueden influir en las características resistentes de los mismos. Al exponer la roca a la acción del aire y de los agentes atmosféricos, ésta sufre una serie de cambios físicos y químicos que hacen variar sus propiedades, convirtiéndola en roca "meteorizada", [2] [3] [6]

5. Selección del método. - Fases de la misma.

Se indican en este apartado los datos necesarios para seleccionar un método apropiado de explotación subterránea y las fases que conviene seguir en esa selección. En realidad es un proceso iterativo que sigue durante toda la vida del criadero.

Se parte del hecho de que el criadero está bien definido, con reservas suficientes para empezar su laboreo, pero que aún no se ha realizado ninguna labor minera.

Los parámetros que deben considerarse en primer lugar son :

–Geometría del criadero.
–Distribución de la ley.
–Resistencia de la masa mineral y de los macizos rocosos del techo y muro.
–Costos de laboreo e inversiones de capital precisos.
–Productividad óptima.
–Tipo y posibilidades de mano de obra.
–Consideraciones ambientales.
–Otras consideraciones locales.

Los cuatro primeros son los que más influyen en la selección del método.

Para realizar el estudio necesario de los anteriores parámetros en orden a seleccionar el método, deben seguirse dos etapas. En la primera deben eliminarse los métodos que claramente no son aplicables.

Los métodos que queden se ordenarán según los costos mineros, condiciones ambientales, producción necesaria, exigencias de mercado, etc. Hecho ésto, se pasa a la segunda etapa, en la que deben hacerse dos anteproyectos de los métodos que aparecen como mejores, calculando sus costos y los gastos de inversión para fijar la ley límite y calcular las reservas explotables. Durante esta fase de planificación se presentarán problemas con los métodos elegidos y habrá que introducir modificaciones en los mismos. Dada la gran inversión que necesita una mina en la actualidad, se hace indispensable acertar en la elección del método.

5.1. *Recopilación de datos.*

Para seleccionar un método y comenzar su anteproyecto es preciso disponer de planos y cortes geológicos, de un modelo de distribución de leyes del criadero, y conocer las características mecánicas de las rocas del mismo, muro y techo. Muchos de estos datos se obtienen de testigos de sondeos.

La interpretación geológica básica es importantísima en cualquier evaluación minera. En los mapas y secciones geológicas se indicarán los principales tipos de rocas, zonas alteradas, estructuras principales, tales como fallas, estratos, ejes de pliegues, etc. Pueden también indicarse las zonas

de trastornos en mapas transparentes, que puedan superponerse sobre los geológicos.

El área incluida en estos planos debe extenderse en sus márgenes a dos veces la profundidad del criadero, para asegurarse de prever los futuros daños que pueda ocasionar la mina. Es muy importante disponer de mapas de nivel y secciones bien interpretadas, para definir la distribución de las leyes y propiedades características del criadero desde el punto de vista de la mecánica de rocas.

Durante la primera etapa del estudio de viabilidad hay que definir la geometría y distribución de la ley del criadero. La primera se caracteriza por su profundidad con relación a la superficie, potencia, buzamiento y forma general. La distribución de la ley clasifica los criaderos en uniformes, gradualmente variables y erráticos, según que aquella sea constante, varíe por zonas o tenga una distribución caprichosa.

Durante la segunda etapa, se determinarán las reservas explotables. Para ello se necesita un modelo que recoja la geometría y la distribución de leyes.

Los trabajos de geoestadística han contribuído a mejorar las técnicas de evaluación. Para ello debe conocerse bien la geología del criadero, y se debe disponer de suficientes datos, para poder interpolar con seguridad. Si esto no es así, o los sondeos están demasiado separados, quizás se pueda preparar el modelo por el método tradicional de considerar los pesos de influencia inversamente proporcionales a las distancias.

La geometría queda caracterizada por los parámetros siguientes :

–Profundidad: Pequeña (< 150 m), mediana (150 – 600 m) y alta (> 600 m)
–Potencia : Estrecha (< 10 m), media (10–30 m), grande (30–100 m) y muy grande (> 100 m)
–Pendiente : Echada (< 20°), media (20–55°),y vertical (> 55°)
–Forma : Tabulares o en masa, según que la potencia sea mucho menor que las otras dos dimensiones o de un rango comparable.

Para definir la geometría y distribución de leyes de un criadero, necesario en la fase primera, debe dibujarse un modelo del mismo, con planos de plantas y secciones a la misma escala que los geológicos, divididos en bloques y con colores según las leyes. Estos planos pueden superponerse a los geológicos para indicar las rocas dominantes y sus relaciones en el volumen del criadero.

5.2. *Estudios de mecánica de rocas.*

Los estudios de mecánica de rocas necesarios para elegir el método de explotación más adecuado para un yacimiento mineral, son prácticamente iguales a los que deben realizarse para proyectar la mina. Estos estudios serán descritos con toda la extensión necesaria en sucesivos capítulos de este trabajo, por lo que no se estima necesario detallarlos aquí. No obstante, parece conveniente mencionar que, como se expondrá más adelante, los estudios geotécnicos deben realizarse en varias fases. La primera fase corresponde precisamente al estudio de viabilidad, que es cuando se decide el método de explotación más adecuado para la mina, si bien, en algunos casos, no es posible llegar a seleccionar un único método de explotación y son dos los que pasan a ser estudiados en la fase de proyecto.

En la primera fase del estudio geotécnico, el número de datos de que se dispone no es, normalmente, muy grande, por lo que puede ser necesario suplir la falta de información con la experiencia. De ahí el criterio de que en esta fase intervengan ingenieros con mucha práctica en el tema.

5.3. *Costo y capital necesario.*

Está claro que, al elegir un método para explotar un criadero, debe preferirse el que consiga

el menor costo por tonelada extraída, con el beneficio mayor y más rápido posible. Terminada la primera fase de selección, en la que se eliminan los métodos que no son posibles técnicamente, los restantes se ordenan por orden de sus precios de costo. Varios autores actuales los han clasificado así, por orden de menor a mayor coste :

–Bloque hundido. (Block caving)
–Cámaras vacías. (Open stoping)
–Niveles hundidos. (Sublevel caving)
–Cámaras y pilares. (Room and pillars)
–Cámaras almacén. (Shrinkage stopes)
–Rebanadas con relleno. (Cut and fill stopes)
–Rebanadas hundidas. (Top slicing)
–Explotaciones entibadas. (Timber supported stopes)

Una vez completada la primera fase del estudio de selección del método, se debe tener en cuenta la intensidad de la explotación, la disponibilidad de mano de obra y consideraciones ambientales y de otro tipo, específicas del caso en estudio.

La influencia de la financiación sólo se valorará después de haber reducido el estudio a los dos métodos más adecuados.

La intensidad de la explotación puede decidirla el método elegido. Sin embargo, a veces las condiciones de la zona exigen una producción que sea más alta o más baja que las convenientes para que el método sea rentable. Entonces hay que tantear una solución de compromiso.

Influye naturalmente el mercado del mineral que se va a explotar, y la cantidad y calidad de la mano de obra disponible.

Las condiciones ecológicas, ambientales, etc., tienen cada día más influencia en la selección de los métodos.

5.4. *Elección del método y planificación de la mina.*

Como se ha visto, el estudio de la posibilidad de aplicación comprende dos fases por lo menos. En la primera se describe la geometría del criadero, la distribución de la ley del mineral, y las propiedades mecánicas de las rocas. A continuación se eliminan aquellos métodos que no se adapten a los parámetros ya definidos para el criadero. Los métodos que queden se ordenarán según sus costos de explotación, producciones convenientes, posibilidades y calidad de mano de obra, consideraciones ecológicas y otras de carácter específico.

Nicholas y Marek en 1981 presentan la Tabla 1 para orientación en la 1.ª fase del estudio de selección.

En la segunda fase, se determina la explotabilidad del criadero; en primer lugar, por el precio del mineral, posibilidades de producción y ley del criadero. El precio del mineral no se puede controlar; pero la producción y la ley vienen fijadas por la "ley límite" (cut–off), que a su vez se calcula como resultado de la planificación de la mina y del costo previsto. La ley–límite (cut–off) es aquella para la que, en las condiciones de precios actuales del material, el valor de éste es igual a su costo total.

Aunque la fijación de la ley–límite es fundamental como base de un proyecto minero, los ingenieros no se ponen de acuerdo sobre la forma de conseguirlo.

Algunos proponen un proceso simple que consiste en utilizar sólo los costos directos, indirectos y de fundición, sin incluir los costos de capitalización como hacen otros.

Los costos directos por tonelada de laboreo y de preparación se obtienen en los trabajos preli-

TABLA 1

TIPO DE CRIADERO	PENDIENTE	RESISTENCIA		METODO APLICABLE
		Mineral	Hastiales	
Tabular estrecho	Echada	Fuerte	Fuertes	Cámaras con pilares ocasionales Cámaras y pilares.
Tabular potente	Echada	Fuerte	Fuertes	Cámaras con pilares ocasionales Cámaras y pilares
		Débil/ Fuerte	Débiles	Rebanadas hundidas
		Fuerte	Fuertes	Cámaras abiertas
Tabular muy potente	Echada	– –	– –	Como en masas
Filones muy estrechos	Verticales	Fuerte/ débil	Fuerte/ débil	Cámara almacen Rebanadas rellenas Explotación entibada
Filones estrechos	Echada	– –	– –	Como en los tabulares estrechos
Potencia superior a la entibación económica	Vertical	Fuerte	Fuertes	Cámara vacía Cámara almacén Rebanadas rellenas
	– –	– –	Débiles	Rebanada rellena Mallas cúbicas
	– –	Débil	Fuertes	Cámaras rellenas Mallas cúbicas
	– –	– –	Débiles	Rebanadas hundidas Mallas cúbicas
	Echada	– –	– –	Como en tabulares potentes o masas
Filón ancho	Vertical	Fuerte	Fuertes	Cámaras vacías Cámaras almacén Cámaras con niveles
	– –	– –	– –	Rebanadas rellenas
	– –	– –	Débiles	Niveles hundidos Mallas cúbicas
	– –	– –	Fuertes	Cámaras almacén Cámara con niveles Rebanadas rellenas
Masas	– –	Débil	Débil/	Niveles hundidos
	– –	– –	Fuerte	Bloques hundidos
	– –	– –	– –	Mallas cúbicas
	– –	– –	– –	Métodos mixtos

minares de planificación de la mina; esos costos no incluirán el capital de equipo, pero sí la reposición del mismo y el material. También deben incluirse la vigilancia, beneficio marginal y otros costos indirectos (para determinarlos se obtendrá información de otras minas similares). Las cargas por transporte, fundición y beneficio permiten calcular un costo por tonelada, empleando una estimación razonable del resultado del proceso.

La Diferencia entre este método y los demás está en que no intervienen en él los costos por capital, tales como los de equipo minero, construcción de instalaciones, pozos y preparaciones subterráneas. Si se incluyeran esos costos, la ley límite sería más alta, y por ello, bajaría la producción.

El argumento para no incluir los costos de capital es el siguiente : aquellas toneladas que se eliminen al incluir estos costos de capital tienen un valor que ayuda a pagar los intereses y amortización del capital; además, los costos de capital son soportados normalmente por el tonelaje de mineral de alta ley producido en los primeros años de vida de la mina.

Con la ley–límite y el plan de explotación resultante, se pueden estimar las reservas explotables y el "flujo de caja" anuales y, con ello, calcular si hay suficiente beneficio para hacer frente a las amortizaciones e intereses del capital. [3] [4] [6]

◆

CAPITULO II

LABORES PREPARATORIAS

1. Preparación General de la Mina.

Uno de los problemas que se plantean en la preparación de una mina es el de definir el tipo de labores de acceso al criadero subterráneo, ya que éstas pueden iniciarse con un pozo, una galería inclinada o por medio de rampas. Antes de tomar una decisión hay que considerar cuatro factores: la profundidad del criadero, el tiempo disponible para la preparación, el costo y el tipo de transporte exterior que se elija.

Para el transporte con cintas, la pendiente de las galerías no debe pasar de 1/3; el transporte con camiones exige pendientes entre 1/7 y 1/9, y en el caso de pozos de extracción se llega a la vertical.

Al aumentar la profundidad, el acceso por galerías inclinadas o rampas deja de ser interesante, pues su longitud es de tres a nueve veces la del pozo vertical. Ello no solo encarece su construcción, sino que también aumentan los gastos de transporte y conservación.

Un pozo, según su sección, profundidad, método de profundización y tipo de roca, tiene siempre un costo por metro muy elevado, considerando la perforación, infraestructura, equipos y revestimiento. El costo de la preparación de galerías con pendiente 1/3 viene a ser por término medio la tercera parte del pozo. Así pues, con pendientes inferiores a 1/4 resultan más caras que un pozo vertical. Si puede simultanearse el avance de la galería con la producción de mineral en las explotaciones, de modo que la maquinaria pueda alcanzar la plena utilización, el costo de la preparación puede bajar. Si el criadero aflora en superficie y se puede empezar a producir rápidamente en cuanto se accede a él, puede ser tan económico abrir una galería poco inclinada como profundizar un pozo.

El avance específico de una galería inclinada puede ser de unos 23/30 m por semana con métodos convencionales (las perforadoras de plena sección o "topos" no se han generalizado aún en este tipo de trabajos), aunque pueden llegar a lograrse hasta 8 m por día.

En pozos poco profundos y sin equipos especiales de profundización sólo se logran avances de

5 m a 10 m por semana. Para pozos de unos 500 m en los que merece la pena la mecanización, se consiguen avances de 30 m por semana.

Esos avances altos se logran con equipos bien adiestrados y maquinaria especializada, que sólo se encuentran en empresas que se dediquen a estos trabajos especiales de profundización de pozos. En cambio, una galería inclinada puede avanzarse con mineros calificados de la propia empresa, dotados de equipos normales de producción.

Una decisión importante es la del tipo de transporte que se elija para la mina.

Los camiones pueden subir rampas con pendientes de hasta 1/9 a velocidades de 8 a 10 km/h completamente cargados de mineral; pero deben cargarse en el frente o a través de un coladero, y viajar directamente al punto de descarga.

Si se elige el transporte con vagones y la extracción por pozo vertical, los vagones se cargan en la galería de base del piso, a través de un coladero, se transportan hasta el pozo y retornan vacíos. No es un sistema tan flexible como el transporte con camiones. Sin embargo, la velocidad de transporte en el pozo es de 45 a 50 km/h en la mayor parte del circuito, con una duracción de "cordada" de 40 a 80 segundos para mover de 10 a 20 t de mineral. Cuando el criadero es profundo, el pozo es indispensable para extraer grandes cantidades de mineral de forma económica.

Estudios completos sobre el transporte con camiones y galerías en rampa demuestran que éste es antieconómico a profundidades máximas comprendidas entre 180 y 240 m.

No obstante, el acceso por galería en plano inclinado es interesante en el caso de emplear cintas transportadoras de materiales. En la práctica, en criaderos minerales en masa, es bastante corriente emplear la preparación diseñada en la *Figura 1*. Los primeros años se extrae el mineral por el plano inclinado, con lo que se da tiempo a profundizar el pozo vertical principal. De esta forma, como normalmente la vida media de la flota de camiones es de 4 a 5 años, se inicia el circuito del pozo en ese momento, si no fuera preciso hacerlo antes por razones económicas.

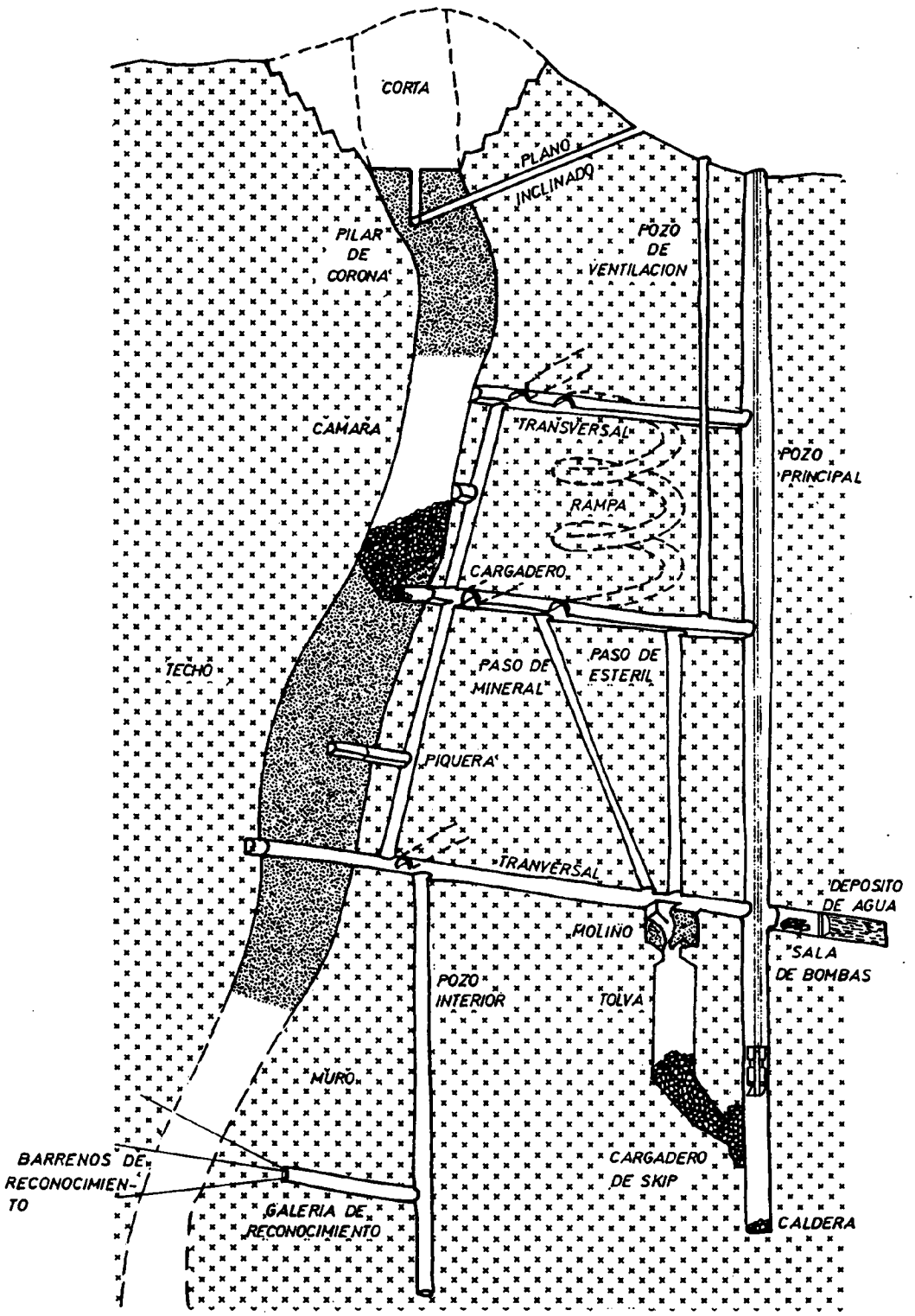
En filones estrechos, en los que para abrir un paso a los camiones sería preciso franquear los hastiales en las galerías, es mejor emplear vagones y profundizar un pozo desde el principio. Es posible realizar el transporte por galerías de pendiente 1/2 (planos inclinados), pero las velocidades máximas serían de 16 a 25 km/h y, además, las galerías tienen que ser rectas.

Por otra parte, las galerías con rampas en espiral se preparan bien al muro, y así se evitan las pérdidas por macizo de protección, necesarios al penetrar en el criadero con los planos inclinados. También la dureza de las rocas, el exceso de agua, la presencia de arenas u otros inconvenientes obligan a desechar algunas soluciones técnicas más económicas y a decidirse por el pozo vertical, que resiste mejor y es más fácil de profundizar en terrenos falsos y difíciles.

Desde el pozo o el plano inclinado, según se decida, se avanzan transversales para cortar el criadero a intervalos regulares prefijados, que completan el acceso al mismo y determinan otras tantas plantas, que lo dividen en pisos de explotación.

La altura de estos pisos depende del método de explotación, de la pendiente del criadero y de otras características del mismo. Con fuertes pendientes la altura oscila entre 50 m y 90 m, pero no todos los pisos se preparan de igual forma para el transporte. En la figura se muestra un esquema de una mina en la que se conectan varios pisos con rampas de bajada de mineral hasta una estación de molienda común.

Además, los pisos se conectan verticalmente con chimeneas de paso o de ventilación según los casos. Las chimeneas se perforan en la masa mineral por sistemas cíclicos convencionales de perforación, voladura y carga, o bien con perforadoras especiales de chimeneas. Las chimeneas cortas o



Sección transversal

ESQUEMA DE MINA SUBTERRANEA

FIG. 1

coladeros, hasta 8 m., se suelen avanzar a mano de modo convencional. Las más largas deben mecanizar su avance y dividir la sección en dos compartimentos separados; el más pequeño sirve para ventilación y paso, y el mayor para almacenar la roca arrancada.

2. Preparaciones en la explotación.

En los criaderos en masa, una vez cortado el mineral con el tranversal de acceso desde el pozo, se prepara una planta abriendo una red de galerías que delimitan en la misma una serie de secciones o cuarteles, a cada una de las cuales corresponde un punto de carga, pocillo o piquera *(Figura 2)*.

Las explotaciones están situadas en el trozo de criadero comprendido entre dos plantas consecutivas y se inician cargando el mineral arrancado en los puntos de carga (PC) y sacándolo por la planta inferior.

Estas explotaciones consisten en labores que abren espacios libres en los que tienen salida las voladuras, hasta ampliar la explotación a las dimensiones de trabajo normal.

En algunas minas se suprimen los puntos de carga individuales y se usa como cargadero el fondo de la explotación. El mineral se vuela de forma continua., cae al fondo y allí se carga directamente.

Las explotaciones se realizarán por cualquiera de los métodos que se describen en los capítulos siguientes, elegido según las características de las rocas de los hastiales y del propio mineral. Se pueden dejar macizos para proteger las galerías y chimeneas, o para separar las cámaras y huecos de las explotaciones. El macizo de la galería se deja horizontalmente a lo largo de la misma y sobre ella, o alrededor de ella si la potencia del criadero es mayor que la sección, para protegerla y dejar espacio donde montar los cargaderos (si no se prescinde de ellos, en cuyo caso se suprime este macizo). También para proteger la galería de cabeza y las explotaciones que están sobre ella, se deja un macizo de protección inferior horizontal por debajo y a lo largo de la misma. En muchos casos se recuperan estos macizos al abandonar la galería, lo que suele hacerse por cualquiera de los métodos de "mallas cúbicas", o "rebanadas rellenas" en caso de minerales resistentes; si el mineral es débil, se vuelan los macizos en masa o se hunden sobre el hueco de la explotación inferior.

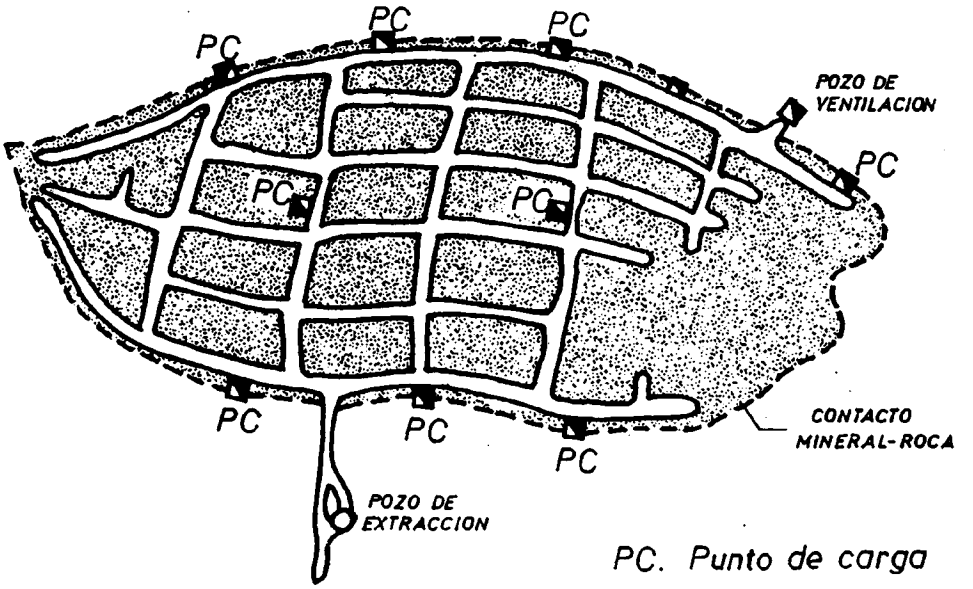
En los criaderos estrechos en forma de filón sólo se necesita una galería en cada planta, que se adapta al contorno del criadero, y los cargaderos se disponen en línea a intervalos adecuados.

La preparación de cualquier tipo de criadero se planifica por adelantado y se completa durante su avance, al arrancar el mineral.

En filones estrechos, las galerías de base se realzan unos metros y se preparan por adelantado los cargaderos en este hueco. De este modo, la preparación de cargaderos, guías y chimeneas puede avanzarse adelantándose en 1 1/2 a 2 años, creando explotaciones de reserva que pueden ponerse en explotación en 4 ó 5 meses.

En las explotaciones que se llevan con relleno, los coladeros pueden dejarse dentro de éste, colocando un revestimiento con mampostería, cuadros de entibación y tablas, o bien con tubos de chapa prefabricados; en los dos últimos casos, estos revestimientos se apoyan sobre vigas empotradas, de madera o de hierro. El diámetro interior suele ser suficiente para permitir fijar escalas. Los pocillos de servicio pueden tener secciones de 2,5 x 2,5 m y estar dotados de instalaciones de extracción. Si el método de explotación suprime los coladeros y se carga con palas mecanizadas automotoras, se pueden preparar rampas en el muro del criadero.

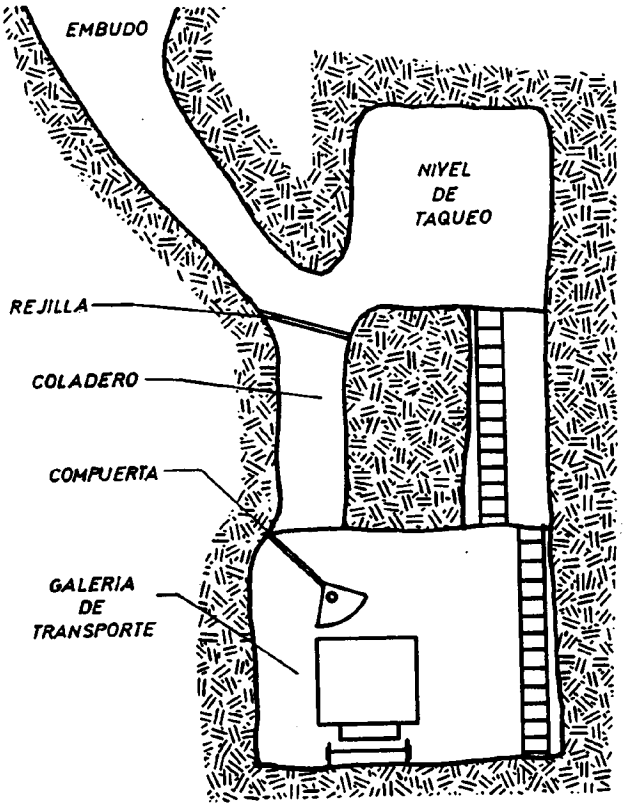
En otros casos los coladeros se perforan dentro del mineral del macizo de la galería de base.



Sección horizontal

PREPARACION DE CRIA DERO EN MASA

FIG. 2



CARGADERO SOBRE GALERIA

FIG. 3

Los cargaderos son las labores y dispositivos que regulan la carga del mineral en los elementos de transporte, y son intermedios entre el arranque y el transporte y la extracción. Se preparan en el macizo inferior, en la base de las explotaciones o cámaras, o bien comunicados con ellas a través de un sistema de coladeros y rampas de paso de mineral. Cuando están directamente en la base de una cámara tienen la forma de coladeros, embudos o tolvas. La forma se fija por el tipo de carga del mineral.

Pueden disponerse cargaderos de gran capacidad para cargar el mineral a un camión volquete, o instalar varios cargaderos pequeños a lo largo de la galería de base para cargar en vagones de mina *(Figura 3)*.La disposición puede ser simple o doble y simétrica.

El mineral puede caer por gravedad a través de una tolva reguladora, o por un coladero situado entre el relleno y montado sobre el piso de la cámara.

Las compuertas reguladoras causan interrupciones en la producción al atascarse con los bloques grandes, por lo que deben evitarse éstos colocando en el paso de mineral una rejilla formada por barrotes de acero, separados de modo que no dejen pasar los trozos grandes de roca o mineral, mientras los tamaños más pequeños pasan con facilidad; la separación entre barras varía según los casos entre 0,3 m y 0,6 m.

Los bloques que no pasan se "taquean" o rompen con cargas ("tacos") de explosivos o con martillos quebrantadores de aire comprimido. Cuando el atasco se produce en el interior de los pasos o coladeros, se "taquean" con cargas explosivas que se fijan en el extremo de una pértiga para introducirlas y se disparan desde fuera, en lugar seguro. En los coladeros entre relleno las rejillas se colocan en su boca superior, en el piso de la explotación. Del mismo modo se protegen las chimeneas de paso o ventilación.

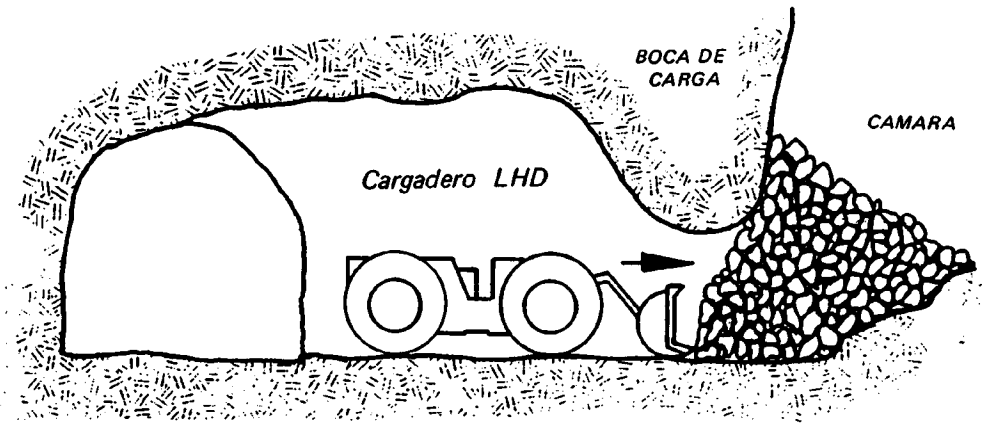
Cuando se elimina el cargadero y el macizo inferior de la cámara, para cargar con pala o sistema LHD, el diseño se indica en la *Figura 4*. La parte baja de la corona permite un buen control de la salida del mineral.

En caso de no eliminar los coladeros, el mineral arrancado por la voladura en la explotación cae a través de ellos por gravedad a una galería de arrastre y taqueo. En ella, la cuchara de una arrobadera o scráper puede arrastrarlo por el piso de la galería hasta un coladero de carga por el que cae, a través de una rejilla, a los vagones situados en la galería de base. (Véase *Figura 5*).

En muchos métodos de explotación, particularmente en las rebanadas ascendentes rellenas, se suele bajar el mineral a través de rampas y coladeros hasta la planta general de transporte *(Figura 1)*, situada en la cota más baja de la mina. En esta planta se instalan la molienda y un sistema de transporte principal mecanizado, lo que resulta más económico y productivo que montar pequeñas instalaciones en cada planta. En toda la mina debe aprovecharse la fuerza de la gravedad lo más posible para bajar el mineral a la planta inferior de transporte; para ello hay que preparar un sistema de tolvas o almacenes reguladores sobre dicha planta, de modo que haya uno para cada tipo o ley de mineral y otro para los estériles. El vaciado de estos almacenes o tolvas se hace automáticamente por dispositivos mecánicos, y el mineral pasa previamente por un sistema de molienda primaria para adecuar la granulometría a las condiciones del transporte. Un sistema intermedio enlaza este almacén con el sistema general de transporte, bien por cintas o bien por vagones.

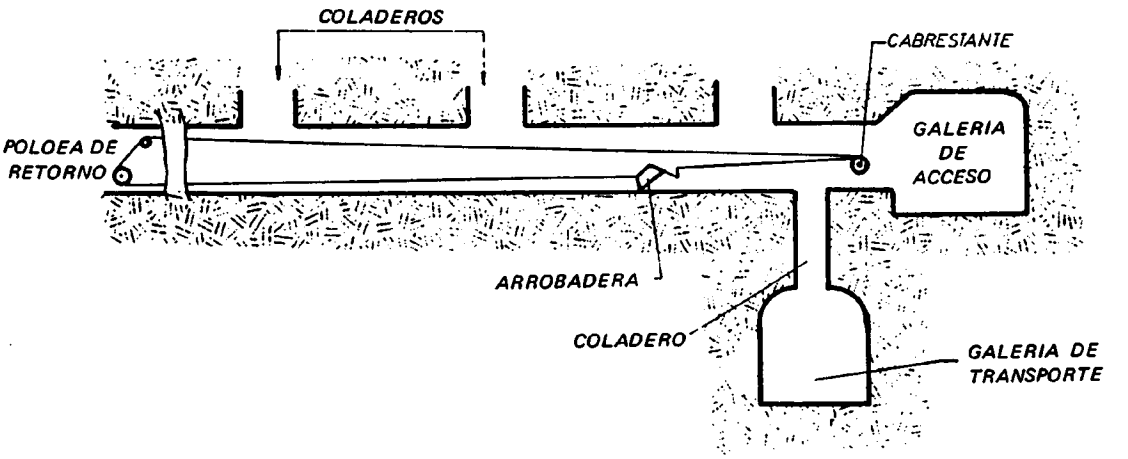
La mayoría de los grandes cargaderos de mineral se perforan en la roca de los hastiales, a lo largo del criadero.

Los coladeros entre el relleno, revestidos con tubos de chapa prefabricados, suelen tener una vida equivalente a 100.000 – 150.000 t de mineral cargado; así, en el caso de explotaciones de 100 m de largo y 12 m de potencia, la altura útil del piso quedaría limitada a 30 m. aproximada-



CARGA DIRECTA SISTEMA LHD.

FIG. 4



CARGADERO CON SOBREGUIA DE RASTREO

FIG. 5

mente. Pero por razones económicas la altura de pisos debe ser lo mayor posible, por lo que habrá que preparar más de un coladero con entubado de acero, lo que puede encarecerlo. La alternativa es preparar los coladeros en el hastial en roca. [3] [5] [6] [8]

CAPITULO III

EXPLOTACIONES CON SOSTENIMIENTO NATURAL

Introducción.

Se incluyen en este capítulo aquellos métodos en los que, por la naturaleza del macizo rocoso (roca de los hastiales y mineral), el arranque se realiza abriendo huecos que, debidamente dimensionados, se sostienen por sí mismos, sin hacer intervenir medios artificiales de fortificación o relleno.

Según las condiciones geomecánicas y las dimensiones del criadero se pueden considerar dos grupos de métodos de explotación: el denominado de "cámaras y pilares" y el de "cámaras vacías", que realmente sólo se diferencian en el tamaño de las cámaras y en la forma de realizar el arranque del mineral. En realidad en los dos métodos se prepara la mina en forma de huecos permanentes.

1. Cámaras y pilares. (Room and pillars)

Este método se caracteriza por realizar el arranque del mineral de una manera parcial, dejando abandonadas partes del mismo en forma de pilares o columnas que sirven para sostener el techo. En estas explotaciones debe arrancarse la mayor cantidad posible de mineral, ajustando las secciones de las cámaras y de los pilares a las cargas que deben resistir.

También implica un espaciado lo más uniforme posible de los huecos y de los pilares, pero en criaderos pequeños se da a menudo el caso de una distribución aleatoria de los pilares.

Las dimensiones de los pilares se pueden determinar por comparación entre su resistencia y la tensión vertical media que actúa sobre ellos.

La resistencia de los pilares depende del material de que están constituidos (roca o mineral) y de las discontinuidades geológicas (fallas, estratificación, juntas), que los atraviesan. Del material que constituye el pilar interesa, fundamentalmente, su resistencia a compresión simple que, como se verá en el capítulo dedicado al modelo geomecánico, depende, entre otros factores, de la forma y tamaño del pilar. De las discontinuidades interesa su orientación y su resistencia al corte.

Cuando el pilar es atravesado por una discontinuidad cuya resistencia al corte es inferior a su buzamiento, se romperá, a menos que se coloquen elementos de contención adecuados. En estos

casos, las dimensiones del pilar no se deben fijar por comparación entre la carga a que está sometido y su resistencia, sino que se establecen de forma que la discontinuidad no quede descalzada; es decir, el diseño de los pilares es principalmente geométrico y se basa en el levantamiento geotécnico de las discontinuidades de la mina.

Para calcular la tensión vertical media sobre los pilares, pueden utilizarse, según casos, como se describirá más adelante al hablar del método matemático, los métodos tradicionales (área atribuida, cavidad en un medio infinito, etc.) o los métodos numéricos (elementos finitos, diferencias finitas, desplazamiento discontinuo, etc.).

El diseño de las luces de las cámaras, es decir, la fijación de las distancias entre los pilares, presenta una dificultad superior al problema del dimensionado de éstos, y se realiza, normalmente, por métodos empíricos.

Sin embargo, como se verá en el capítulo dedicado al modelo matemático, cuando se trata de yacimientos estratificados (poco fracturados) o masivos, el diseño de las cámaras es relativamente simple. Pero, por desgracia, estas circunstancias se dan rara vez en las minas metálicas subterráneas.

Dentro de este método se pueden considerar dos variantes, según que los pilares se abandonen sólo cuando las circunstancias lo exijan o se haga una disposición sistemática de ellos.

La aplicación de este método es apropiada a criaderos echados o con poca pendiente, que no excedan de los 30°. También debe ser la roca del techo y el mineral suficientemente resistente. En relación con ello, el concepto de estabilidad del techo o del mineral es muy flexible. Si se aumenta el número de pilares o se reduce el ancho de las cámaras, se puede compensar la calidad peor del terreno, pero ello se hará a costa de perder mineral, por ello se procura aumentar la estabilidad de las cámaras y pilares empleando el empernado.

Es de aplicación universal en yacimientos tabulares sedimentarios, como pizarras cupríferas, yacimientos de hierro y otros.

Se pueden considerar tres sistemas en la aplicación de este método de cámaras y pilares, según la pendiente del filón o capa: El primero se aplica al caso de pendiente horizontal y pseudohorizontal, o en caso de rebanadas en criaderos de gran potencia. El segundo sistema se aplica en caso de pendientes entre 20° y 30° y lleva consigo una variación de los transportes para adaptarlos a las pendientes. En el tercer sistema en capas de 30° y más, el arranque y las cámaras se disponen de modo que la pendiente de los pisos y rampas se adapten al material de transporte.

1.1. *Cámaras con pilares ocasionales (Open - stope rooms with randon pillars)*

La característica principal de este método es que se procura dejar los pilares en las zonas estériles o de más baja ley del criadero, o donde las condiciones tensionales y la debilidad del techo lo exijan, por lo que su distribución es aleatoria y ocasional. Esta irregularidad en la geometría del método impide la normalización de los sistemas de explotación, y con ello sube el costo.

Además, en minas profundas es mala práctica minera el dejar pilares ocasionales que son causa de fuertes concentraciones de tensión, que dan lugar a transtornos, como grietas irregulares en los hastiales, hundimientos súbitos, fenómenos de "estallido de rocas", etc.

En consecuencia es un método que resulta anticuado y solo aplicable en condiciones muy favorables.

1.2. *Cámaras con pilares sistemáticos (Open - stope rooms with regular pillars)*

En este método, que es el más generalizado, los pilares se disponen según un esquema geo-

métrico regular. Puede ser de sección cuadrada, circular o rectangular, y constituirse como columnas o a modo de muros continuos que separan las cámaras.

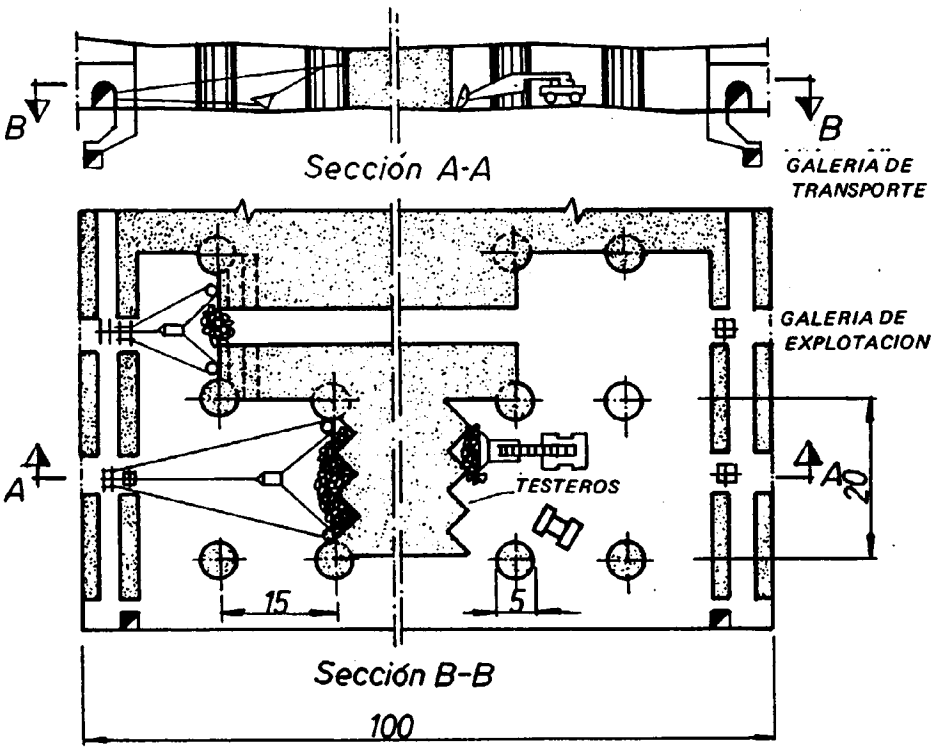
La función del pilar en este método es soportar el techo de la cámara, que puede no coincidir con el techo del criadero.

Se diferencia del método de Cámaras Vacías no solo por el tamaño de las cámaras, sino porque durante el arranque se van elaborando los pilares y abriendo los huecos, en un ciclo contínuo.

En general, este método, que también puede denominarse de "huecos y pilares" o de "huecos permanentes", es de aplicación indicada en criaderos echados, con pendientes entre 0° y 30°. Tanto el mineral como el techo deben tener suficiente resistencia. Si el techo no es muy sólido hay que acondicionar las dimensiones de las cámaras y pilares a esta circunstancia, aumentando con ello las pérdias de mineral.

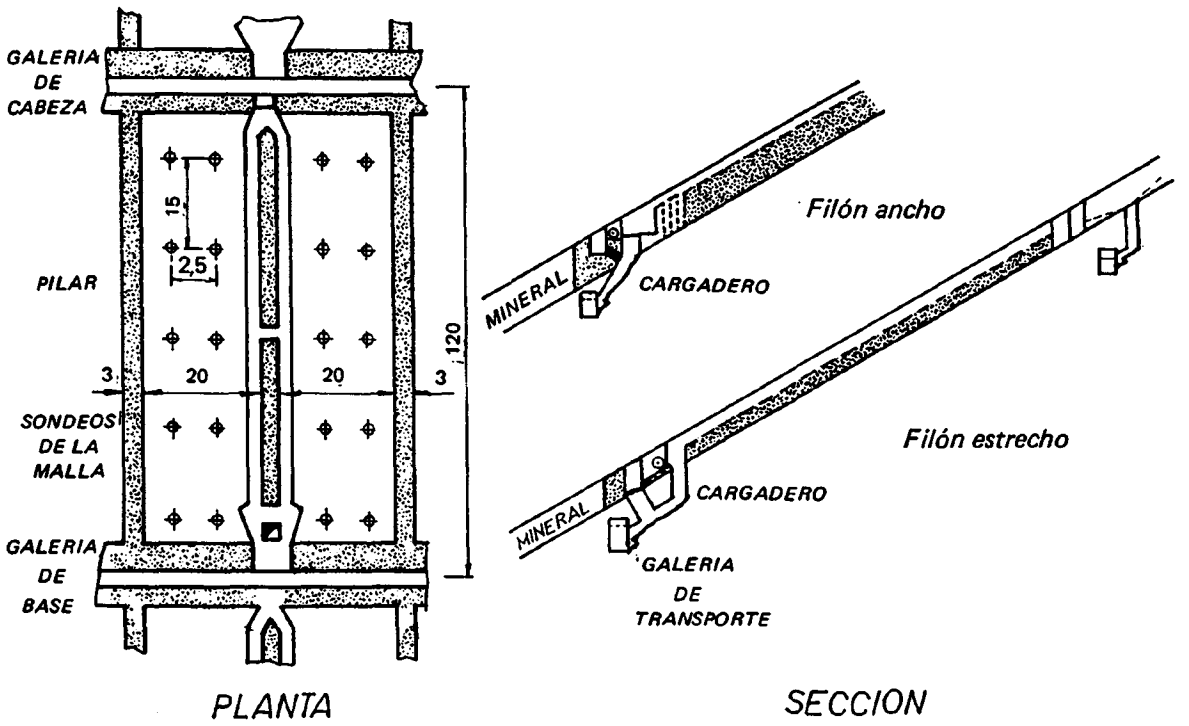
La preparación de la explotación consiste solo en perforar dos galerías o guías de cabeza y de base, y, entre ellas, galerías de penetración en el macizo así delimitado, unas paralelas a las guías y otras perpendiculares, entre las que se dejan los pilares, que se arrancan hasta alcanzar las dimensiones calculadas (*Figura 6*) o bien se abren cámaras separadas por pilares alargados en forma de muros (*Figura 7*).

Naturalmente, este método debe adaptarse a las condiciones de cada criadero, por lo que surgen realmente tantas variantes como criaderos.



CAMARAS Y PILARES

FIG. 6



MINA DE ELLIOT LAKE (CANADA)

FIG. 7

1.3. *Ejemplos*

- **Caspe (Canadá)** (*Figura 8*): Criadero formado por calizas resistentes, impregnadas de mineral de cobre, con una pendiente de 23° que disminuye en profundidad. La potencia es de 35 m, la corrida de 1000 m y la profundidad entre 150 y 540 m.

La preparación de la explotación se realiza a partir de unas galerías inclinadas, con 10 por ciento de pendiente, situadas en la roca del muro, a 12 m del mineral, por la que pueden circular vehículos pesados. Desde esta galería se corta el criadero con transversales a intervalos verticales de 12 m que lo dividen en tres rebanadas entre techo y muro.

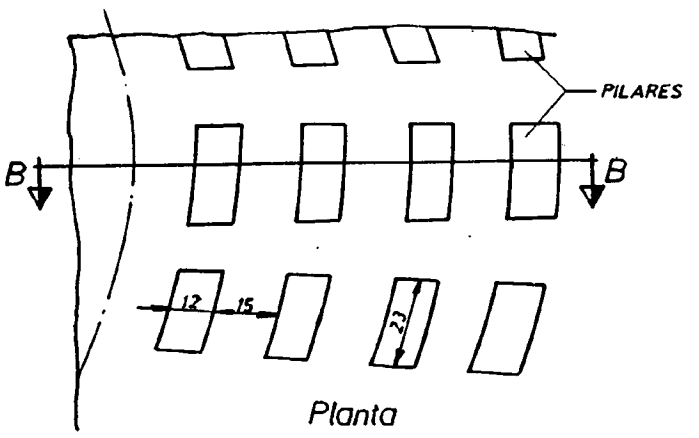
Empezando por la rebanada del techo, se arrancan las tres con barrenos horizontales, empleando jumbos de dos brazos, palas cargadoras y camiones de 30 t.

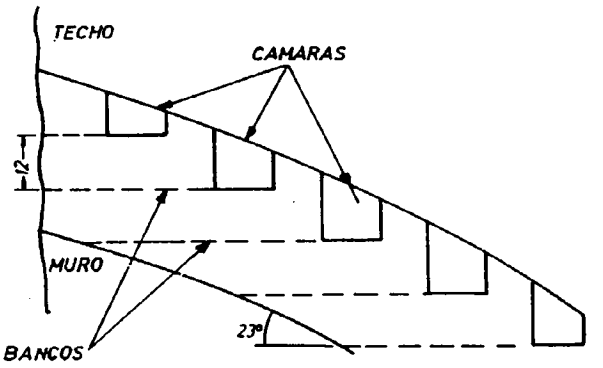
Estas galerías o cámaras tienen 15 m de ancho, y los pilares 23 x 12 m; el arranque de las cámaras empieza con alturas de 6 m a 15 m en la parte del techo y alcanza de 30 m a 39 m al llegar al muro.

Los techos se controlan con empernado y se sanean y vigilan con plataformas móviles sobre brazos extensibles.

El rendimiento total de estas minas es de 35 t por hombre y día, con una producción diaria de 6.000 t.

- **Elliot Lake (Canadá)** (*Figura 7*): Este criadero está formado por bancos de conglomerado impregnado de mineral, con un 15 por ciento de uranio, con una potencia variable entre 1,8 m y 6 m. El techo es de grawaca y el muro de granito resistente, aunque afectado por diques y fallas frecuentes. La pendiente es de unos 23°.





Sección B-B

MINA CASPE (CANADA)

FIG. 8

La explotación se inicia abriendo en el filón dos galerías o guías paralelas, en dirección, separadas 120 m según la pendiente del filón. Paralelamente a estas guías, se perforan al muro galerías en dirección en roca, que servirán para el transporte hasta el pozo de extracción.

La galería del muro y la guía se comunican por coladeros regularmente espaciados para la carga del mineral. Las dos guías se comunican entre sí por dos chimeneas paralelas, perforadas según la pendiente y siguiendo el techo del banco mineralizado. Para asegurar la ventilación se abren en el macizo pequeños recortes que comunican las dos chimeneas. El mineral arrancado se rastrea con arrobadera mecánica hasta un coladero, situado en la base, que comunica con la galería del muro. Se sondea al muro, a partir de la chimenea, para conocer la potencia útil del criadero,formando una malla de 15 m según la pendiente por 7,5 m en dirección.

A partir de cada chimenea se ensancha la cámara en dirección, en rebanadas de 1,5 m de ancho, hasta alcanzar una anchura de 20 m en cada cámara, separada de la siguiente por un pilar alargado de 3 m de espesor.

A continuación se arranca el banco del muro hasta descubrir éste. De este modo, al final quedan cámaras de 120 m x 20 m con la altura del banco, separadas por pilares largos de 120 m x 3 m. El arranque se hace con barrenos y voladura.

El mineral arrancado se rastrea en la cámara hasta el coladero de carga, con una arrobadera movida por un cabrestante colocado en la base de la cámara.

El techo, por ser un conglomerado resistente, permite esta superficie libre, si bien a veces se ayuda con empernado sistemático.

- **Denison (Canadá)** (*Figura 9*): Criadero de mineral de Uranio. Potencia de caja de 2 m a 11 m, pendiente media 19°, oscilando entre 0° y 60°, y profundidad de 265 m a 1100 m

Toda la preparación se lleva dentro del mineral. Las cámaras tienen 22 m de anchura con la altura de la potencia del mineral, y los pilares son alargados y de 8 m de espesor.

Las cámaras tienen 80 m de largo.

Se emplea perforación para voladura con jumbos para pendientes de 0° a 12°; con barrenos largos entre 12° y 38°; y con jaula sistema Alimax para más de 38°.

Si la potencia crece se dan dos o tres pasadas de arranque en forma de bancos.

La carga se realiza con cargadoras L.H.D. y se emplea transporte interior con cintas.

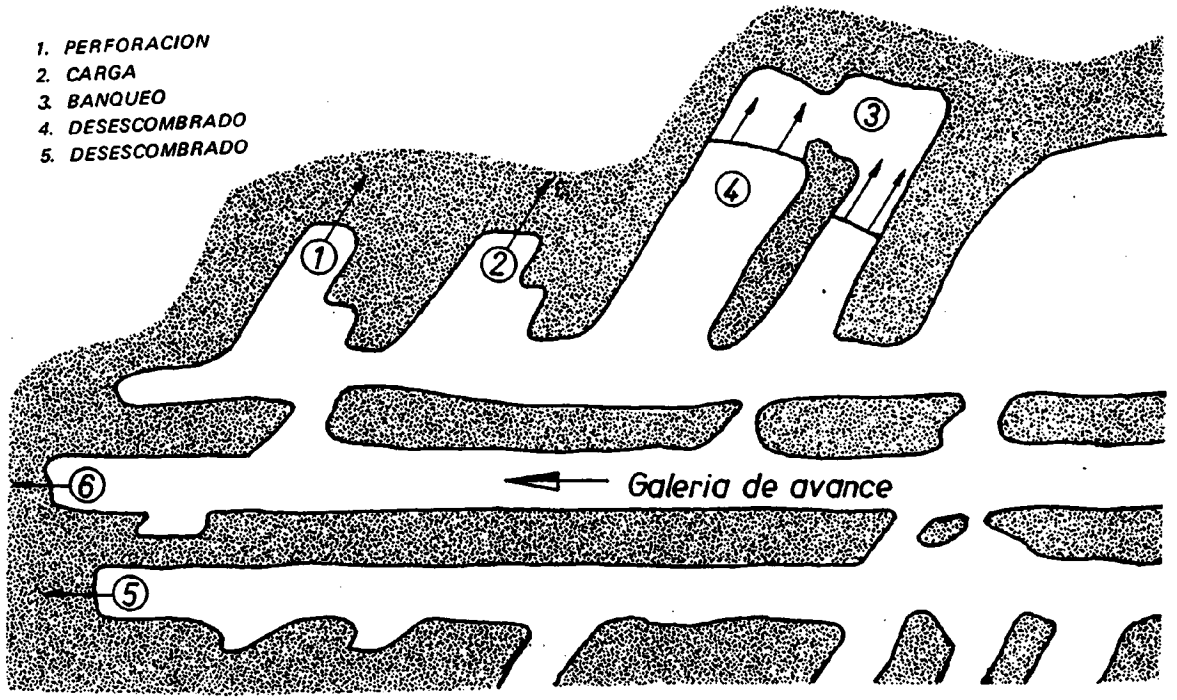
La preparación se hace con tres galerías en dirección. La central sirve para el transporte al pozo y las laterales como base de cámaras desde las que se arrancan éstas en forma inclinada, como se ve en la figura. [2] [6] [7] [8] [9]

1.4. *Aplicación en España.*

Con independencia del caso de minas pequeñas en las que este método seguirá aplicándose por su economía y sencillez, solo es aconsejable su aplicación en minerales pobres donde no importa la pérdida de criadero que suponen los pilares sistemáticos.

Por ello, su aplicación más indicada está en los criaderos de mineras de hierro pobre y en algunas minas metálicas de ley pobre con condiciones apropiadas de pendiente y potencia.

En la actualidad estos métodos de explotación están siendo sustituídos por los de cámaras va-



MINA DENISON (CANADA)

FIG. 9

cías, con o sin relleno posterior para recuperación de pilares, o por los de rebanadas rellenas..

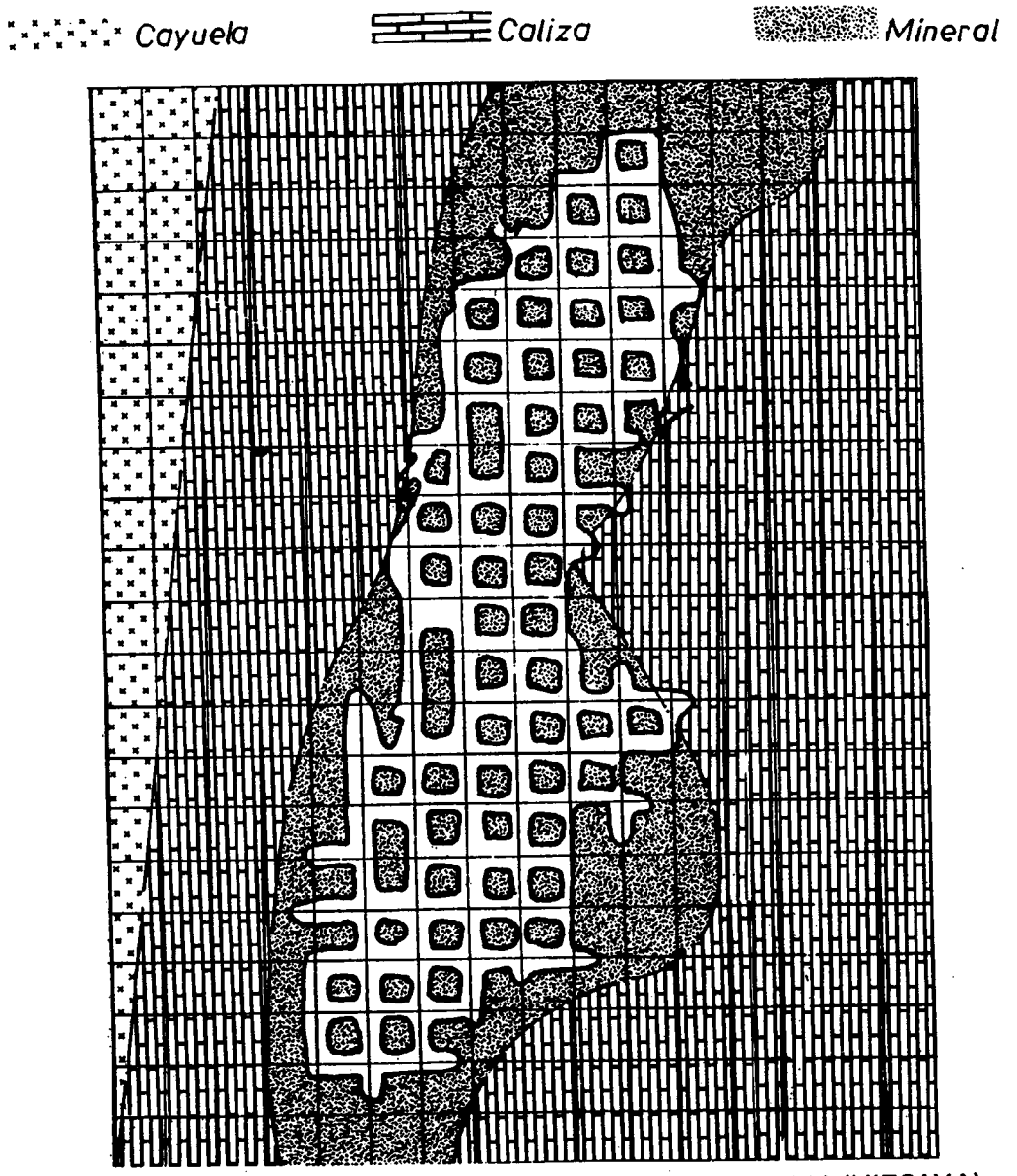
Su aplicación principal se ha realizado en las minas de hierro subterráneas de la zona Norte, y también se empleó durante muchos años en las masas de pirita del distrito minero de Río Tinto.

Un caso excepcional es el de las minas de zinc de Reocín (Santander), en las que se aplica a pesar de ser un criadero de ley muy alta.

1.5. *Ejemplos*

MINA JULIA (Bilbao) - (*Figura 10*).

Criadero de carbonato de hierro (siderita), que arma entre un muro de arenisca calcárea (psamita) y un techo de margas potentes, más o menos arenosas y micáceas (cayuela).



Sección horizontal

MINA JULIA (VIZCAYA)

FIG. 10

La masa de siderita es de forma irregular, con una potencia de 100 a 140 m entre techo y muro. La pendiente es de unos 28° en promedio. La zona de caliza metalizada tiene una anchura variable entre 40 m y 70 m en horizontal en las distintas plantas.

Esta mina se ha explotado por cámaras y pilares dividiéndola en cuatro rebanadas horizontales de 17 m de las que fueron realmente explotables dos.

El laboreo se realizaba abriendo unos huecos en dirección (guías) y otros normales a los hastiales (calles) de una anchura de unos ocho m, dejando entre ellas pilares de 8 m x 8 m. Los huecos se abren rebajándolos en bancos de 2 m y los pilares tienen alturas de 10 m a 15 m, llegando a 20 m en algún caso.

Para reforzar los pilares se deja un macizo continuo horizontal en la entreplanta, de espesor variable alrededor de 5 m.

Las pérdidas por mineral abandonado pasan del 50 por ciento.

MINA DE REOCIN (Santander) - (*Figura 11*).

Criadero de mineral complejo de galena, blenda y pirita con leyes del 1,62 por ciento Pb y 12 por ciento de Zn. Tiene 3500 m de corrida por 700 m según la pendiente; se compone de tres capas metalizadas superpuestas de 25° de pendiente media.

La capa del muro es la más metalizada, con potencia de unos 5 m ; muro de dolomía, y techo de 13 m , también de dolomía que lo separa de la capa intermedia menos metalizada, de unos 4 m de potencia de caja, con techo también de dolomía y tercera capa del techo con metalización muy pobre y potencia de caja de 4 m.

El conjunto de la zona de estratos con metalización tiene una potencia de 45 m entre dolomía y metalización.

El techo de dolomía es rígido y con rotura súbita, frágil, con un banco homogéneo de 200 m.

En la preparación de la explotación se avanzan en cada planta dos galerías en dirección, una por el techo dentro de la caja (guía) y otra en la caliza margosa del muro (galería de dirección). Cada 150 m se unen estas galerías con un recorte.

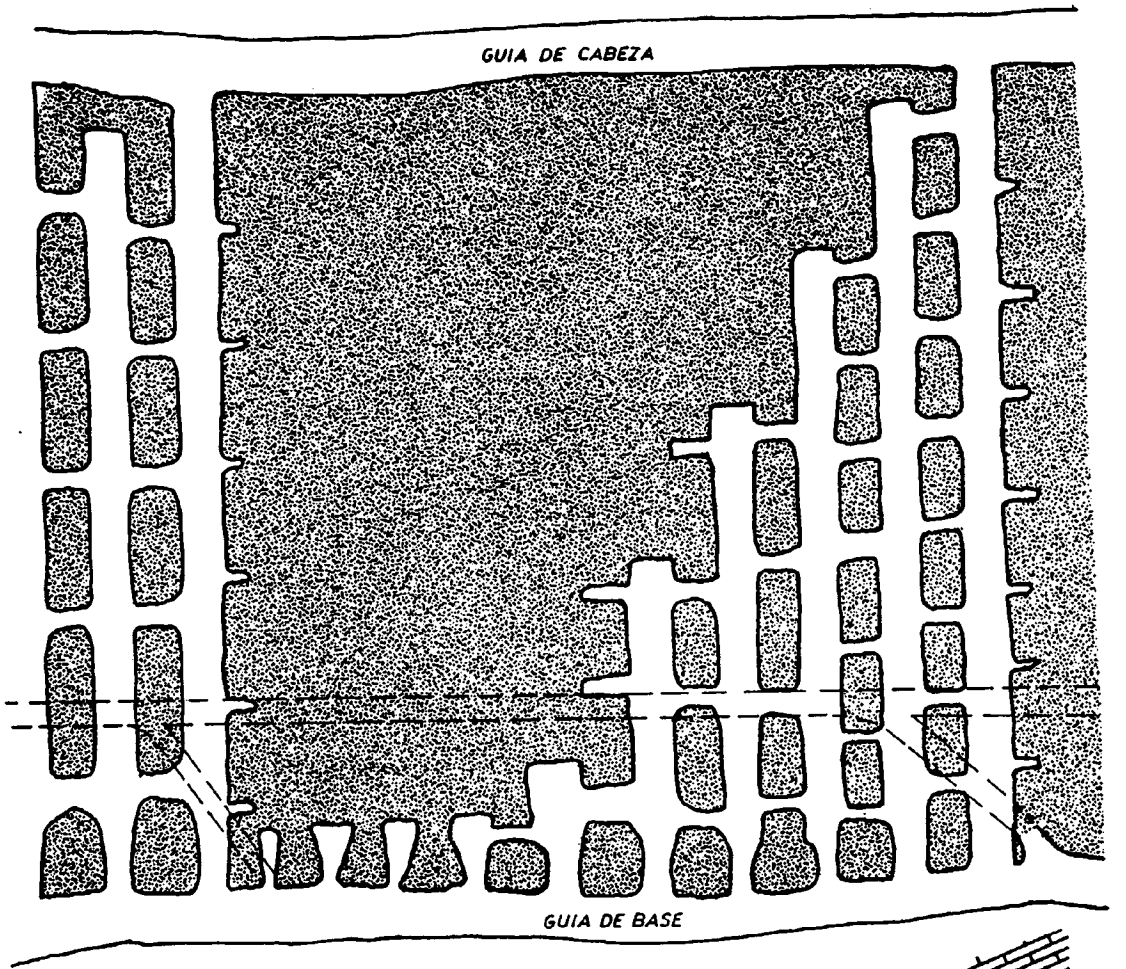
Las plantas, que se han abierto cada 60 m de cota vertical, se unen entre sí con chimeneas (rampas de ventilación), en cada punto de encuentro del recorte con el filón. Estas rampas tienen 5 m x 3 m.

Queda así dividido el criadero en cuarteles de explotación, que se arrancan por el método de cámaras y pilares. Los pilares son corridos en toda la altura del piso, con sólo recortes intermedios de 2,5 m x 2,5 m , dispuestos cada 20 m. El arranque de las cámaras se hace con un tajo ascendente dividido en bancos, y su anchura varía de 8 m a 8,5 m , dejando entre ellas pilares de 8 m de ancho.

El rendimiento del arranque es de 43 t/jornal.

El inconveniente de este método es que sólo se extrae el 55 por ciento del criadero, lo que plantea un gran problema de recuperación de pilares para aprovechar lo más posible el 45 por ciento del mineral que se abandona en ellos.

El tema está en estudio en esta mina, ya que además el hundimiento súbito de la misma, hace pocos años, revela que el método no es eficaz para su estabilidad.



MINA REOCIN (SANTANDE R)

FIG. 11

2. Cámaras vacías. (Open stoping)

Estos métodos de sostenimiento natural se diferencian de los anteriores en que las cámaras son las verdaderas protagonistas en la explotación, no sólo por su tamaño mayor, sino porque los pilares se van modelando más lentamente y sólo cuando aquellas terminan de arrancarse.

Las cámaras vacías sólo pueden emplearse en minerales resistentes y firmes, con hastiales de roca igualmente resistente. El mineral se arranca y el hueco queda sin sostenimiento.

En los criaderos de tamaño pequeño, como en lentejones y bolsadas, la cámara puede ser de sus mismas dimensiones. Pero en general, el largo de las cámaras queda limitado por la resistencia de la corona de mineral; el ancho puede ser el del criadero, si no es excesivo, o se divide éste en caso contrario.

Se pueden preparar paralelas a los hastiales o normales a ellos según la potencia y otras características del criadero.

2.1. *Arranque desde niveles. (Sublevel stoping)*

El método de arranque desde niveles es una variante del método de cámaras vacías de gran producción, que normalmente se emplea sólo en criaderos muy regulares, en los que el mineral y la roca de los hastiales son resistentes. El método se caracteriza por su gran productividad debido a que las labores de preparación se realizan en su mayor parte dentro del mineral. Se prefieren los criaderos de pendiente alta, en los que el mineral puede caer por gravedad en el hueco abierto.

Estos métodos se aplican hoy principalmente a criaderos de fuerte pendiente y que permiten la perforación de barrenos largos de banqueo o en abanico. Estos métodos necesitan una preparación larga y se requiere que el criadero sea potente.

La distancia óptima entre niveles depende de dos parámetros: el costo y la dilución, y entre los que se buscará una solución de compromiso. Los costos, en general, disminuyen al aumentar la altura (tendencia actual) pero aumentan con ello la dilución y algún costo particular, sobre todo al recuperar los macizos de protección y pilares.

Como se verá más adelante, las cámaras longitudinales, al descubrir una superficie mayor de hastiales, son peores para la dilución que las transversales. Pero estas últimas necesitan unos pilares que representan normalmente el 50 por ciento del mineral del criadero, mientras en las longitudinales es mucho menor.

La tendencia actual en relación con la distancia entre niveles es hacerla cada vez mayor; las cifras oscilan entre 100 y 130 m para toda la cámara y los niveles cada 30 m de altura.

Excepcionalmente se ha utilizado este método en criaderos de poca pendiente, pero su eficacia es mucho menor. Se puede emplear en criaderos verticales de poca potencia, hasta un mínimo de 7 m, con niveles paralelos a los hastiales. En criaderos potentes pueden trazarse las cámaras en dirección perpendicular a los hastiales, como "labores de través". En general, el método básico se adapta a las condiciones de cada criadero.

Este método se inició, según se cree, en el Canadá. Por la amplia preparación previa que necesita se precisa disponer de medios para realizar una fuerte inversión, pero en compensación es uno de los de menor costo y de mayor garantía de seguridad. Hay que tener en cuenta estas condiciones al elegir el método, que, por otra parte, es de los mejores en condiciones adecuadas del macizo rocoso.

Es deseable una configuración regular del criadero, ya que la perforación y voladura con barrenos largos, que es la tendencia moderna, es poco compatible con el seguimiento de contornos irregulares.

Es importante seleccionar correctamente la altura del piso en la preparación de la mina, ya que ésto influye en el tamaño óptimo de las cámaras. Esta altura oscila en este método entre 60 m y 130 m.

Puesto que en este método se crean grandes huecos, que quedan sin rellenar ni sostener y que están sometidos a los choques sísmicos causados por las grandes voladuras, el macizo rocoso debe ser estructuralmente estable.

Esto requiere una alta resistencia de la roca a la compresión, unido a unas características estructurales favorables, sin juntas, fallas o planos de estratificación excesivos.

El desplome o desprendimiento de roca de un hastial puede comprometer la explotación, o al menos causar dilución en el mineral que se va a extraer. Un derrumbe de mineral a gran escala ocasiona pérdidas de niveles y bloqueo de coladeros y cargaderos, lo que necesita un taqueo considerable. Cuando menos, se pueden cortar barrenos de voladura ya preparados, dificultando su empleo o perdiendo las cargas ya realizadas.

Es importante que se establezca bien la estructura geológica del criadero, pues de ello depende fundamentalmente la altura de pisos y el tamaño de las cámaras.

Geometría del método.

En primer lugar, como ya se ha dicho, la disposición de las cámaras con relación al criadero puede ser de dos tipos: longitudinal o transversal con respecto a la dirección del mismo. La primera se aplica en criaderos cuya potencia no sobrepase la anchura posible de la cámara, o sea, alrededor de 20 m según la calidad del terreno. Cuando la potencia sobrepasa las dimensiones convenientes para la estabilidad de la cámara se pasa a la disposición de Cámaras Transversales.

Para evitar el desplome de la corona de la cámara, cuando el techo no es muy firme, antes de la recuperación de los pilares y para proteger sus labores y huecos de los pisos superiores de la misma, puede ser buena regla dejar un macizo de corona de la misma altura que la potencia del criadero (anchura de la cámara).

Con esta orientación de las cámaras su longitud en dirección depende de la posibilidad de auto-sostenimiento de los hastiales. Con 100 m de altura de cámara se suele fijar de forma empírica, como primera aproximación, en 50 m.

En la disposición transversal, las cámaras se orientan de techo a muro, normalmente a la dirección del criadero, y su longitud será igual a la potencia de éste. Generalmente se limita a unos 80 m. Si la potencia es mayor se puede introducir un pilar longitudinal, que acorta la cámara y refuerza los pilares entre cámaras.

Las anchuras de este tipo de cámaras son similares a las de las longitudinales.

El dimensionado de los pilares entre cámaras se realiza siguiendo el mismo método que en el caso de las explotaciones por cámaras y pilares, si bien, aquí hay que tener en cuenta las labores realizadas en el interior del pilar, que disminuyen su resistencia.

En lo que se refiere al dimensionado de las cámaras, es decir, a la distancia entre pilares, son también válidas las consideraciones que se hicieron al hablar de las explotaciones por cámaras y pilares.

Ambos temas, es decir, tanto el dimensionado de las cámaras como el de los pilares, se tratan en detalle en capítulos posteriores de este trabajo.

En todo caso, las condiciones locales del terreno son de influencia decisiva y sus indicaciones deben tenerse en cuenta, extremando la prudencia en las dimensiones proyectadas.

Para realizar la geometría del método, se inicia la preparación de la cámara disponiendo cargaderos en el fondo. Las labores se inician con una galería de cabeza y otra de base, seguidas de ni-

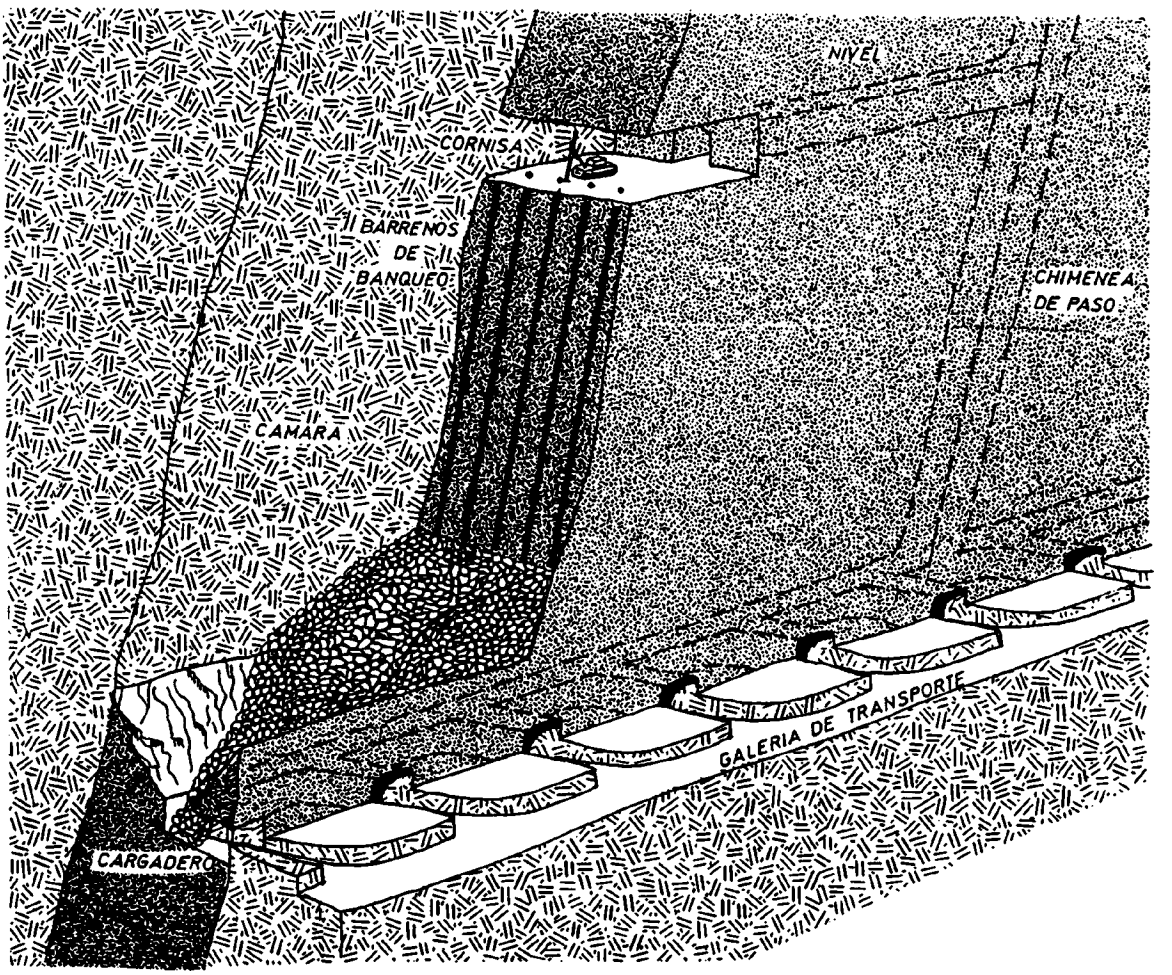
veles a intervalos en toda la altura de la cámara. En el extremo previsto de la mina se abre una chimenea, y desde ella, una roza a todo lo ancho y alto de la masa mineral que ocupará la futura cámara, y con unos 4 m de espesor. Simultáneamente, se preparan las labores inferiores desde la galería de base, que forman los cargaderos.

El arranque se realiza desde los niveles con voladuras adecuadas, que desprenden rebanadas verticales del frente de la cámara, con salida inicial hacia la roza previamente preparada, desplomándose el mineral sobre las tolvas o embudos del fondo.

La disposición de los barrenos para esta voladura caracteriza dos variantes del método :

A) *Arranque de banqueo con barrenos paralelos (Figura 12).*

En criaderos verticales este sistema tiene la ventaja de poder dar un espaciado uniforme a los barrenos con unas condiciones ideales de distribución de energía y de rotura.



CAMARA DE BANQUEO

FIG. 12

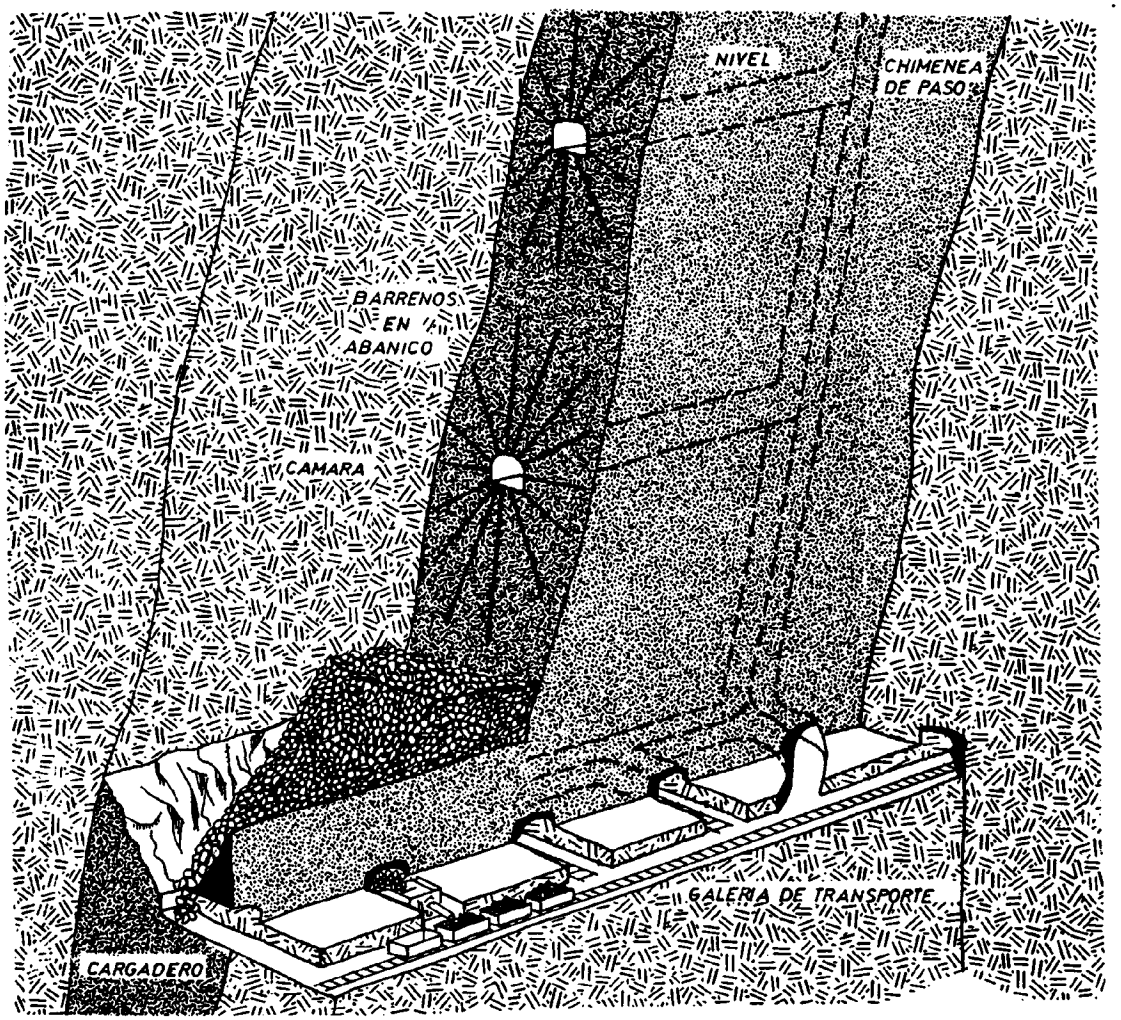
La cámara en su conjunto se prepara como se ha expuesto anteriormente. Una vez abierta la roza frontal, para iniciar el arranque, y comenzando por el nivel más bajo, se prepara una cornisa en cada nivel y a todo lo ancho del frente de arranque, como se ve en la figura.

Desde estas cornisas se perfora con barrenos paralelos descendentes, que después se vuelan. La voladura se comienza por abajo y se hace en orden ascendente nivel a nivel. La distancia entre niveles varía entre 6 m y 20 m y el personal ha de trabajar con cinturones de seguridad.

En la actualidad este método ha sido sustituido con ventaja por el de "Banqueo con grandes barrenos" y por ello se emplea cada vez menos y sólo en casos muy especiales.

B) *Arranque con barrenos en abanico (Figura 13).*

En este sistema se pueden perforar los barrenos, según el esquema de abanico, con la seguridad que da el perforarlo dentro de la galería del nivel. Así puede llevarse la perforación tan adelantada como se quiera, limitada sólo por el riesgo de perder barrenos por los desplomes de roca al avanzar la labor.



CAMARA DE ABANICO

FIG. 13

La distancia entre niveles depende, entre otros factores, de la posibilidad de controlar la dirección de los barrenos para asegurar un "espaciado" y "piedra" correctos en los fondos extremos de los mismos. Esta tecnología progresa constantemente.

Normalmente se comienza la voladura por los niveles más bajos, pero preparando la perforación y carga de todos los barrenos antes de iniciar la voladura. Se suelen perforar hasta seis abanicos en cada nivel, volándose sólo los tres primeros de una vez; algunas veces se vuelan de uno en uno, para examinar su efecto.

El diseño del abanico es de gran importancia para conseguir buena fragmentación y un máximo de recuperación. Los parámetros que hay que tener en cuenta son :

- Longitud de perforación óptima : de 20 m a 24 m , pasados los cuales se hace más difícil el control de la desviación de los barrenos.
- Fragmentación : puede lograrse reduciendo la "piedra" o el "espaciado" de los barrenos. La primera varía entre 1,6 m. y 3,3 m y lo mismo el "espaciado" de los fondos de los barrenos. Una buena fragmentación evita el "taqueo".
- La distancia entre niveles y el ancho de la cámara influyen en la disposición del abanico y en el número de barrenos. Aunque también la influencia puede ser inversa, pues la magnitud de los barrenos puede determinar la distancia entre niveles y el número de los mismos. También los barrenos largos de cada abanico pueden entrecruzarse con los del siguiente, para mejorar la fragmentación.
- La presencia de estratos, juntas y fallas, puede ayudar o estorbar y debe tenerse en cuenta.
- Es indispensable el empleo de detonadores de retardo en la voladura, empezando en el abanico por el barreno vertical; en cámara estrecha se consume más explosivo por tonelada para la misma fragmentación.

Ventajas e inconvenientes.

Las ventajas de este método, sobre todo en su primera variante, son :

- El trabajo es continuo, sin interrupción para rellenar.
- El costo por tonelada es bajo y exige poca mano de obra.
- La relación de la producción a la preparación es alta.
- Hay gran seguridad para el personal (no tiene que entrar en la cámara).
- La ventilación es buena.
- La conservación es mínima.
- Toda la maquinaria se recupera al terminar cada cámara.

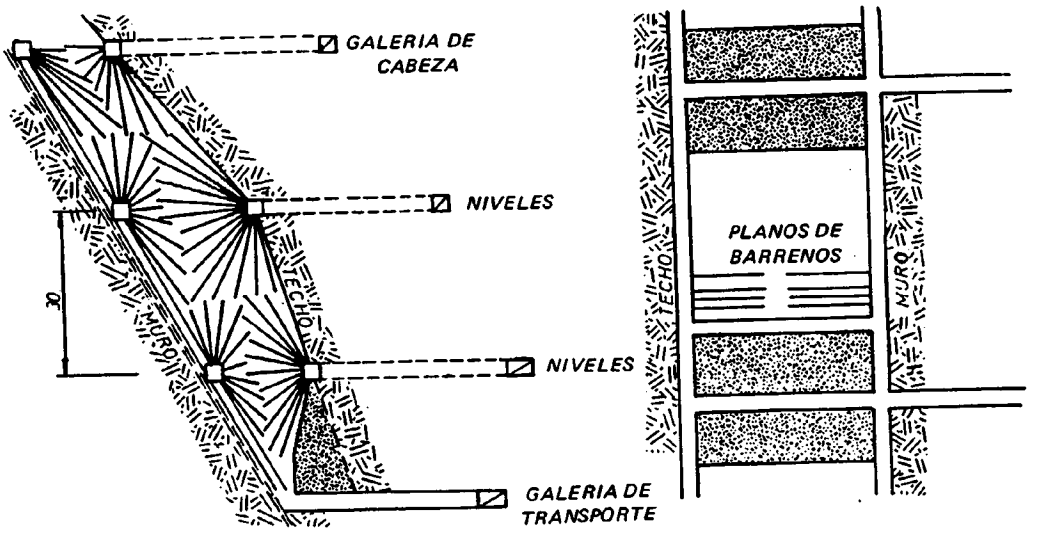
Los inconvenientes más señalados son :

- No es posible la explotación selectiva. La ley media necesaria hay que mantenerla combinando el arranque de varias cámaras.
- Es necesario un servicio de mantenimiento de equipos riguroso y por ello caro. El servicio de mantenimiento es más caro que el de producción.

2.2. *Ejemplos.*

Thynag (Irlanda). (*Figura 14*).

Criadero de caliza mineralizada con Plomo, Zinc, Cobre y Plata; con una potencia de 12 m a



MINA DE TH YNAG (IRLANDA)

FIG. 14

45 m, pendiente de 55° a 60° y profundidad de 105 m.

La preparación se inicia por dos galerías en estéril al techo del criadero y paralelas al mismo, en las plantas de cabeza y base de explotación. Entre ellas se abren dos galerías de nivel que dividen la altura de explotación en tres subpisos de 24 m , 30 m y 30 m.

Desde estas cuatro galerías se recorta el criadero hasta el muro, con recortes cada 30 m. Siguiendo al muro, se avanzan guías en dirección. Cada 30 m se enlazan éstas con chimeneas.

A partir de estas chimeneas, empleadas como cueles, se abren rozas transversales al criadero y desde ellas se inician las cámaras. Estas tienen 18 m de ancho, separadas por macizos de 12 m en el centro de los cuales van los recortes.

Desde las guías del techo y del muro se perforan barrenos en abanico en planos paralelos que se vuelan. El mineral cae sobre los embudos de carga del fondo de la cámara en los que se recoge con palas L.H.D. [6] [7] [10]

2.3. *Aplicación en España.*

Sus posibilidades de aplicación más importantes están en los criaderos de hierro de Galicia, León y Asturias, con filones-capa de potencia media y bastante pendiente. También se utilizan en las masas de hierro de Vizcaya y en otras masas de minerales metálicos. Salvo en los primeramente citados se considera hoy más económico y productivo el acudir a los métodos de grandes barrenos, como ha ocurrido en toda la minería mundial, donde esta evolución es evidente.

La simplificación que los barrenos grandes, con las modernas tecnologías de perforación autodirigida y de voladura, aportan a los métodos de cámaras vacías, permiten a esta minería subterránea competir con las explotaciones a cielo abierto en productividad, rendimiento y costos.

Pero, además, el más profundo conocimiento de la Mecánica de Rocas y sus condiciones de aplicación práctica en el dimensionado de las cámaras y pilares, con un mejor control de su estabilidad, gracias a los adelantos en los instrumentos que lo hacen realmente eficaz.

Finalmente, todos los adelantos en la tecnología de carga y transporte, que permiten una gran simplificación de las preparaciones, eficacia y aumento de rendimiento en el conjunto de las explotaciones.

Con todo ello, los métodos que se incluyen en este apartado pueden considerarse como las variantes más modernas de "cámaras vacías", que han permitido luchar con la competencia planteada por la minería a cielo abierto a la subterránea.

Todas estas modernizaciones se han aplicado a las variantes de arranque con voladuras, con esquemas en abanico y en barrenos paralelos, como luego se verá.

En ambos casos, las ventajas son :

- Productividad elevada y poca mano de obra.
- Costos reducidos.
- Concentración de la producción en pocos frentes.
- Supresión de paradas en la actividad productiva.
- Gran seguridad del personal, que trabaja siempre fuera de la cámara.
- Buen control del macizo por ser fijos los avances del frente.
- Posibilidad de empleo de machacadoras móviles en el quebrantado primario y secundario.

Los inconvenientes son :

- Gastos elevados en preparación.
- Necesidad de controlar bien la planificación y la producción.
- No puede emplearse una explotación selectiva.
- El control de leyes es más difícil.

3.1. *Grandes barrenos en abanico. (Sublevel stoping)*

Las cámaras vacías, con voladuras en abanico desde niveles, han podido simplificarse eliminando muchos niveles, gracias a las nuevas tecnologías que han permitido ir alargando los barrenos y controlando, de modo suficiente, su desviación. De este modo se ha conseguido separar los niveles cada vez más y dejarlos reducidos, en algún caso, a sólo uno.

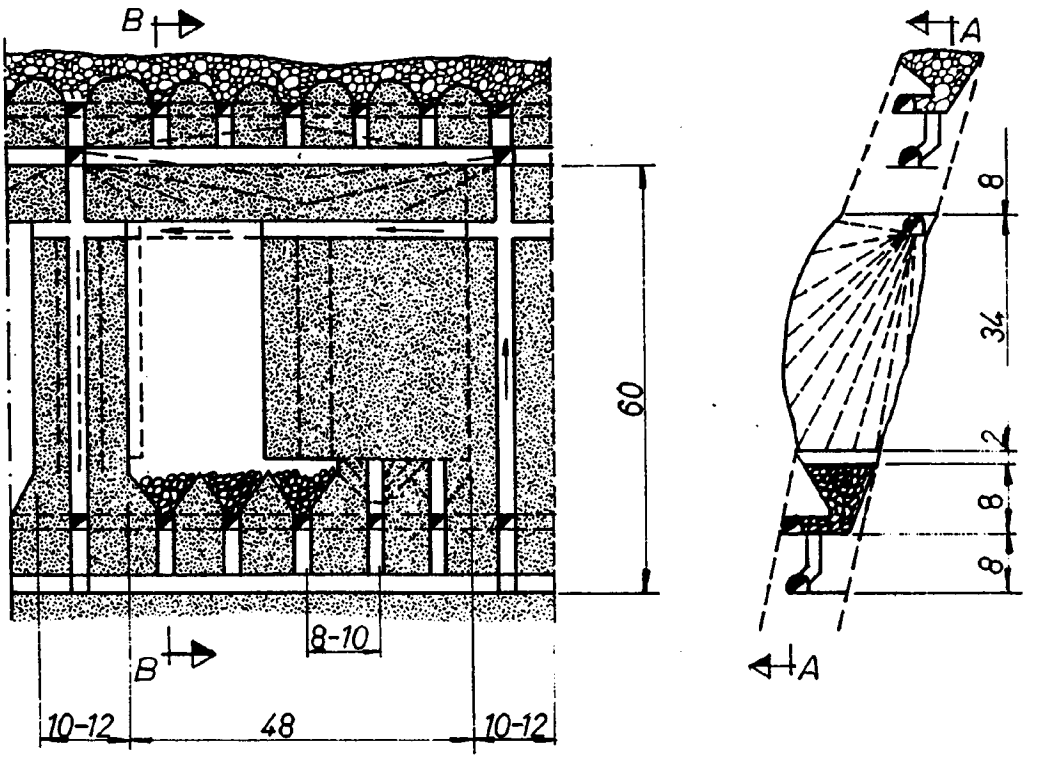
En la *Figura 16* se representa esta variante en el caso de una masa de mineral de hierro.

La preparación de la cámara comienza por la apertura de una galería de base para transporte del mineral y otra de cabeza y, como en el caso general, entre ellas se prepara la explotación con las chimeneas extremas. Las labores de carga pueden prepararse, como en la figura, con un nivel de taqueo bajo los embudos y sobre la galería de transporte, o bien, como se verá en los sistemas siguientes, con supresión de tolvas y caída al fondo de la cámara, llevando la galería de transporte al muro

Por debajo de la galería de cabeza, se abre un nivel de voladura, separado de aquélla por un macizo de protección.

En el frente final del macizo de la cámara se abre una roza vertical de salida de voladura y, simultáneamente, se descalza el mismo, abriendo los embudos desde los coladeros inferiores.

El laboreo de la cámara se inicia a partir de la roza frontal del macizo, con voladura de barrenos largos dispuestos en abanico; éstos se perforan desde el nivel como se ve en la figura. El mineral arrancado cae a los embudos del fondo de la cámara y se va evacuando por los coladeros a los vagones o volquetes, o bien se saca con cargadoras L.H.D., a través de recortes del fondo de la cámara, según el sistema empleado.



GRANDES BARRENOS EN ABANICO

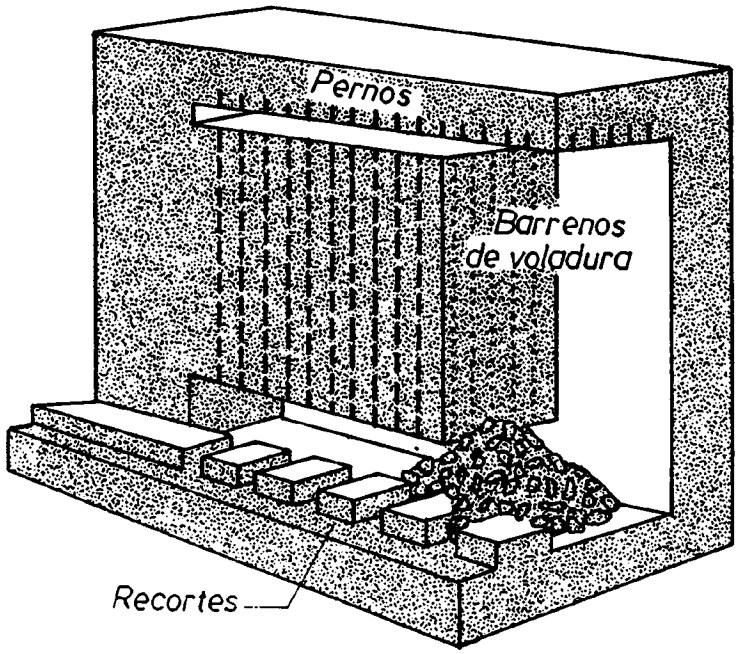
FIG. 16

Se suelen volar varios abanicos, que se separan de 3 a 5 m según la calidad del mineral y el diámetro de los barrenos, empleando microrretardos.

Terminado el arranque del macizo de la cámara, se perforan los macizos y pilares de entrepisos y entrecámaras con barrenos profundos y se vuelan para recuperarlos.

3.2. *Grandes barrenos de banqueo (Figura 17). (Blast hole)*

Como ya se ha indicado anteriormente, éste método es la variante moderna de las cámaras vacías con barrenos de banqueo desde niveles. En esta variante se suprimen los niveles, y las cámaras se preparan a partir de las dos galerías de cabeza y base de explotación, entre las que se perfora una chimenea de comunicación en la pared frontal prevista en la cámara. En estas galerías de cabeza y base se practica un realce de unos 4 m y se ensanchan hasta la dimensión que se haya previsto para la cámara. A continuación se inician las voladuras alrededor de la chimenea, empleada como cuele, para dejar preparado el frente de arranque de la cámara. Queda así individualizado el bloque de mineral de la cámara, limitado por dos rozas o espacios abiertos, en cabeza y base, de 4 m de alto y el largo y ancho que se dimensione para la cámara, y por el frente con una roza vertical con un espesor de 2 m a 3 m , el ancho de cámara y la altura del piso. Así queda el frente en forma de banco, cuya altura depende de las dimensiones de la cámara y de las posibilidades de perforación de los barrenos. En el estado actual de la tecnología se consideran los 60 m como la altura máxima óptima.



GRANDES BARRENOS DE BANQUEO

FIG. 17

Para asegurar el éxito de este método de grandes barrenos, es necesario realizar un estudio previo aplicando los principios de Mecánica de Rocas. Desde este punto de vista se analizarán la colocación de los accesos principales y labores preparatorias (pozos, rampas, transversales, etc.), el dimensionado de la cámara y de los pilares entre cámaras y macizos de protección de galerías, la secuencia de la explotación, y el control de vibraciones de voladura con la instrumentación adecuada, para garantizar la fortificación y estabilidad de la estructura de la mina.

Para ello se precisa una información geológica y geotécnica a partir de testigos de sondeo, técnicas geofísicas y labores mineras, así como realizar los ensayos de laboratorio a partir de las muestras obtenidas, para determinar las características de las rocas.

Una vez preparado el banco, se perforan los barrenos con diámetros de 115 mm a 200 mm, y longitud entre 50 m y 90 m, aunque el óptimo máximo es de 60 m como ya se ha dicho. La voladura comienza alrededor de la chimenea inicial, empleada como "cuele"; después se sigue hasta completar la roza que sirve de salida a los tiros de banqueo.

En relación con el proceso de fragmentación, el estudio de la voladura debe perseguir dos objetivos: reducir el costo de producción y minimizar los daños producidos por la voladura.

El proceso de carga, quebrantado y transporte puede seguirse de dos maneras. En una se utiliza una máquina grande L.H.D., que carga, transporta el mineral a la estación de quebrantado y descarga en ella. Otra variante consiste en cargar con pala pequeña y descargar en un transportador en la misma cámara. Este lleva el mineral bruto al quebrantador.

3.3. *Grandes barrenos con voladura en Crater (Figura 18). (Vertical Crater Retreat)*

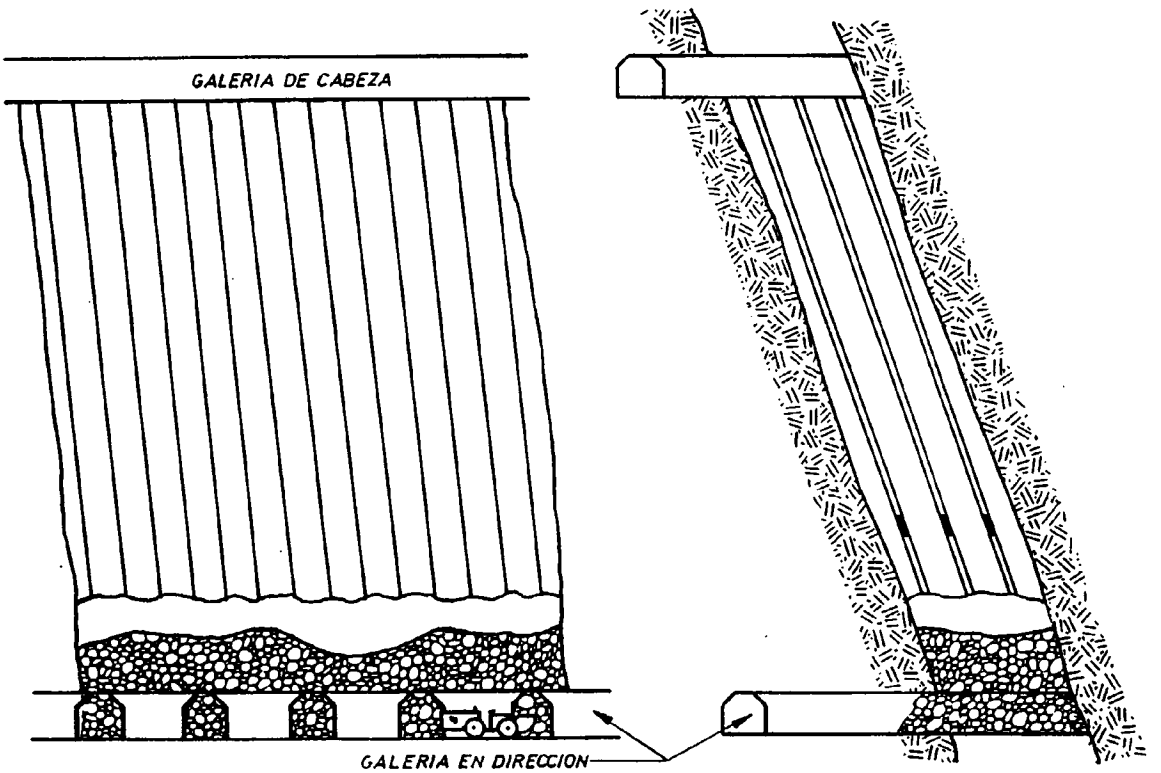
Esta variante es conocida como método de cámaras V.C.R., que podemos traducir por "Cámaras con Voladuras Cráter en retirada ascendente".

La geometría del método es igual al caso anterior, y se empieza por delimitar un bloque del criadero entre dos galerías de base y cabeza que se realzan a 4 m y se ensanchan hasta completar el ancho de la cámara (normalmente la potencia del criadero).

Estas galerías se enlazan con la estructura general de la mina, y permiten por su altura el paso de las grandes perforadoras y cargadoras.

Desde el hueco de cabeza se perfora una malla de barrenos a través del bloque de mineral; las mallas están dispuestas en muchos casos en cuadrados de 2,4 m a 3 m de lado, con diámetros de 165 mm., hasta comunicar con la roza de base. La longitud de los barrenos, igual a la altura del bloque, oscila entre 40 m y 52 m y depende de la posibilidad de perforar sin que los barrenos se desvíen sensiblemente.

Para la voladura se aplica la tecnología de las cargas esféricas de explosivos que, teóricamente, son las que producen el cráter más eficaz; en la práctica se ha demostrado que equivalen a estas cargas las cilíndricas con una relación 1/6 entre diámetro y altura de carga.



GRANDES BARRENOS CR ATER

FIG. 18

Normalmente las cámaras tienen una sección de 60 m x 10 m (aunque pueden llegar a 150 m x 30 m) y la altura, antes indicada, entre 48 y 60 m.

En cada voladura se arranca una rebanada horizontal del bloque mineral, de unos 4 m de espesor, a partir del cielo o corona del hueco inferior. El mineral arrancado cae al fondo de la cámara, desde la que se carga con máquinas L.H.D. por recortes que enlazan con las galerías de transporte.

Para la carga de los barrenos se opera del modo siguiente :

- Se mide la profundidad del barreno desde arriba.
- Se tapona el fondo y se sella con tierra impermeable.
- Se carga el explosivo, con un cebo apropiado unido a un cordón detonante. El centro de gravedad de la carga debe estar a 1,80 m aproximadamente del fondo del barreno, dependiendo del diámetro.
- Se retaca con 2 m de agua sobre la carga, o con arena y grava hasta 25 mm de diámetro.
- Se coloca el retardo O en el centro, y los demás siguiendo el esquema hasta los hastiales y fondos.
- Se enciende la voladura.

El mineral volado debe sacarse en parte para hacer sitio a la voladura siguiente y el resto queda almacenado para contrarrestar la tensión de los hastiales.

Ventajas de V.C.R. :

- Elimina la preparación de la chimenea y la roza frontal.
- Mejora la fragmentación.
- Reduce la dilución del mineral.
- Puede aplicarse en criaderos que no aguantan el banqueo.

3.4. *Ejemplos.*

Kild Creek (Canadá) (*Figura 19*).

Criadero de oro; potencia hasta 180 m ; corrida 600 m; pendiente 70° a 80°.

Cámaras de 20 m de ancho y 30 m de largo, abiertas en sentido longitudinal y transversal, con una altura entre niveles de 100 m. Entre las cámaras se dejan pilares de 25 m de espesor.

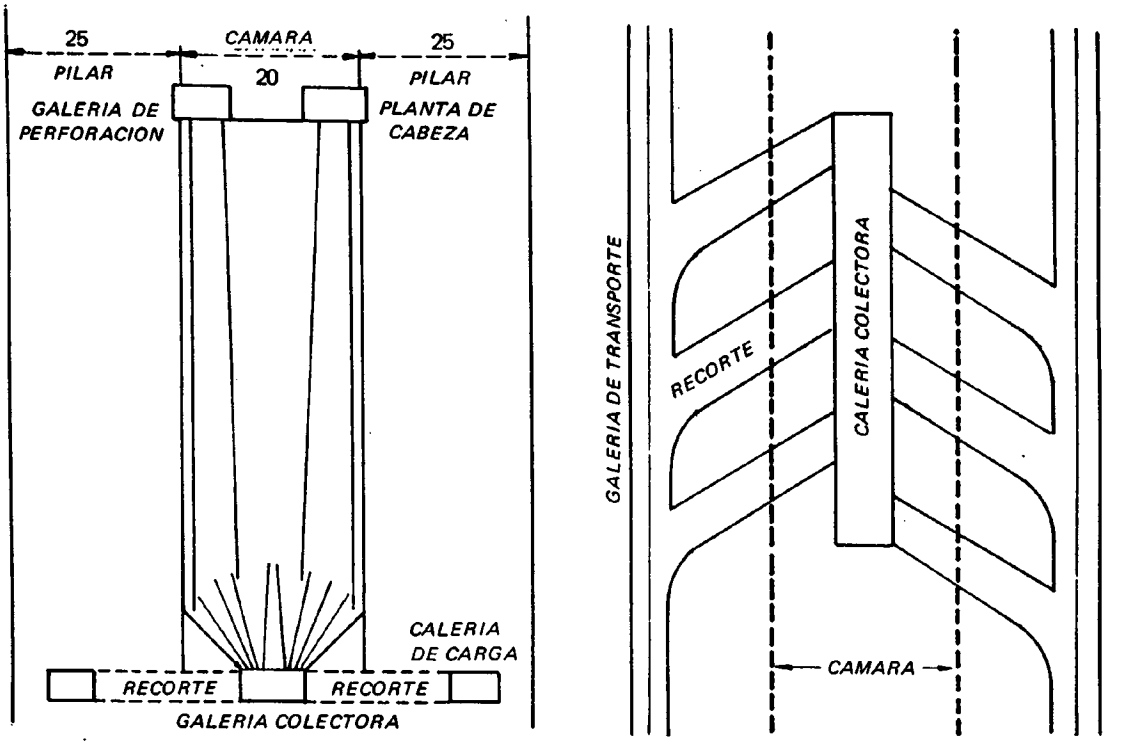
La perforación para la voladura se realiza con perforadoras rotativas y barrenos de 200 mm, "espaciado" de 5 m y "piedra" de 4,5 m. La cámara tiene una galería colectiva que enlaza con los embudos y se une a las galerías de transporte con recortes, provistos de extractor mecanizado del mineral.

Stripa (Suecia). (*Figura 20*).

Criadero de mineral de hierro con ley de 50 por ciento, arma en un gneis homogéneo y con buenos hastiales. Pendiente de 23° y potencia de 20 m.

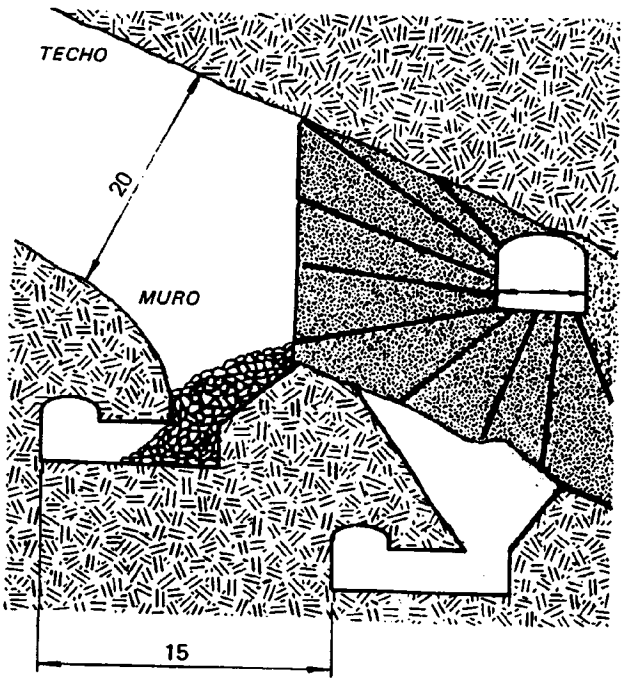
La disposición de la explotación se muestra en la *Figura 20*. La preparación se inicia con un plano inclinado que se comunica con la guía de cabeza, en mineral, por medio de rampas; y, también, con los embudos, recortes y galerías de rastreo, en estéril al muro.

Los pisos tienen una altura de 50 m. En la parte inferior se colocan los embudos separados unos 15 m. Las cámaras tienen 50 m de ancho por 20 m de alto y largos mucho mayores. Los barrenos se preparan en abanico, con 20 m de largo.



Sección MINA KILD CREEK (CANADA) *Planta*

FIG. 19



MINA STRIPA (SUECIA)

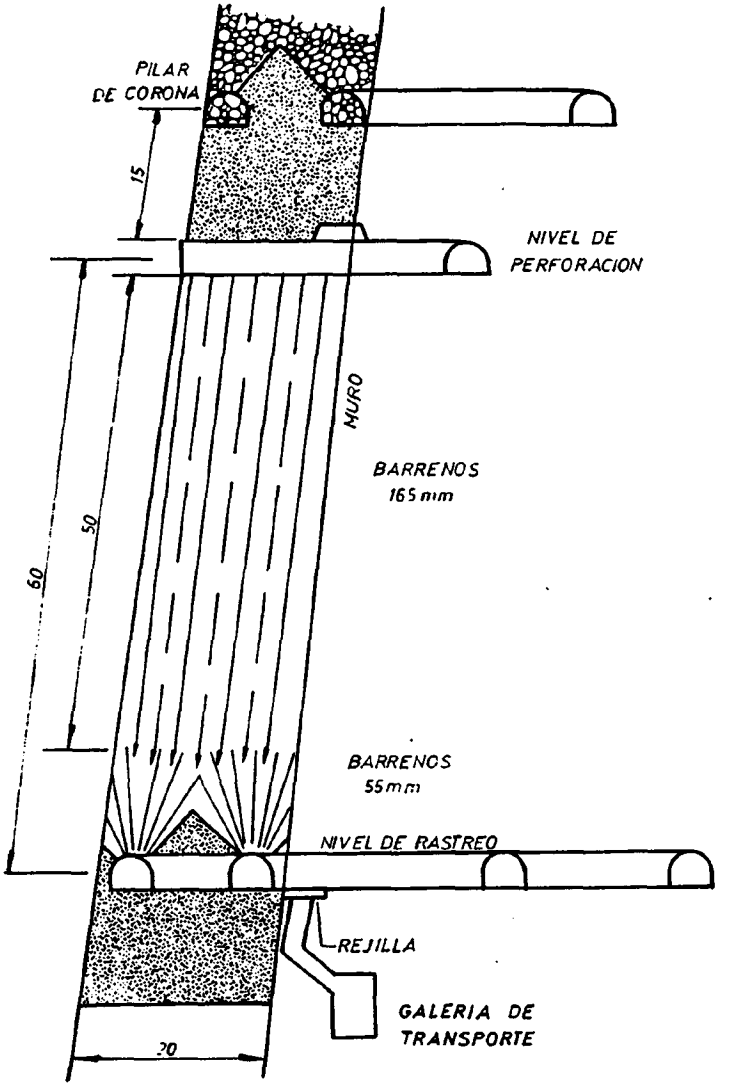
FIG. 20

Mufulira (Zambia) (*Figura 21*).

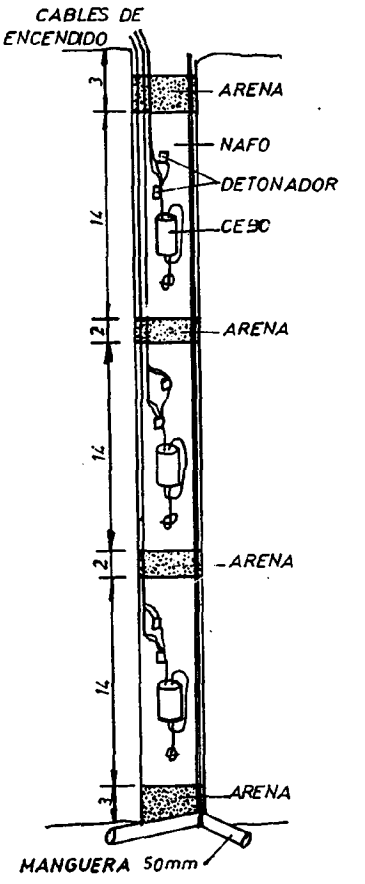
Criadero de cobre con pendiente de unos 55° y 20 m de potencia, con techo generalmente bueno.

Se preparan cámaras de 41 m de largo y 50 m de altura, separadas por pilares de 12 m.

Esta preparación se inicia con galerías en dirección, en estéril al muro, en las plantas de cabeza y de base, desde las que se recorta el criadero. Después, y dentro del criadero, se avanzan otras dos guías paralelas a techo y muro en la base de la cámara; se deja un pilar horizontal de protección



Sección transversal



Disposición de la carga

MINA MUFULIRA (ZAMBIA)

FIG. 21

de 15 m de altura sobre la galería principal de transporte, que se abre al muro y en estéril paralela al criadero; esta galería se comunica por medio de coladeros y rampones con rejilla con la galería de base de cámara, que es una galería de rastreo y taqueo. Esta se enlaza con la cámara por una o dos filas de embudos. Para tener un cuele inicial de la voladura, se perfora en el muro, en mineral, una chimenea de 1,8 m de diámetro.

Los embudos se perforan y vuelan con barrenos convencionales en abanico de 55 mm de diámetro. Abiertos éstos, queda un banco útil de 52 m , que se vuela con barrenos de 165 mm de diámetro que se cargan como indica la figura.

Retirada la carga de la cámara, se perfora y vuela desde los recortes al macizo horizontal superior a la cámara para que el mineral caiga en ella y se cargue por sus embudos.

Homestake (U.S.A.) (*Figura 18*).

Criadero de oro con distribución diseminada y variable en pizarras con cuarzo, pirita, arseniopirita y pirrotina. Con pendiente de 30° a 80°. Potencia entre 3 m y 30 m y corrida de 122 m. Arma en rocas precambrianas con resistencias a compresión simple de 275 MPa.

Se explota por cámaras vacías de 45,7 m de alto, 61 m de largo y ancho medio de 10,7 m ; con voladura V.C.R.

La voladura se perfora con perforadoras de martillo en el fondo de 165 mm de diámetro y un modelo de esquema con mallas de 2,4 m x 2,4 m. a 3 m x 3 m , según la roca, y con inclinaciones entre 45° y 50° con la horizontal.

La carga se realiza con pala L.H.D.

La voladura arranca rebanadas ascendentes de 4,27 m con cargas de explosivo de alturas variables entre 2 m y 1,2 m según las pendientes de barrenos de 50° a 80°.

En esta mina los costos y rendimientos comparados de los métodos empleados son los siguientes en 1980 :

	Rendimiento	Costo
Rebanadas rellenas	15,1 t/h	1045 ptas/t
Barrenos largos	22,8 "	1071 "
V.C.R.	31,6 "	751 "

(Estos resultados se refieren sólo al arranque en la cámara). [6] [7] [8] [11] [12] [13] [14]

3.5. *Aplicaciones en España.*

En toda la minería de criaderos metálicos que por sus condiciones físicas y geotécnicas lo permiten, se ha extendido la aplicación de estos métodos por todas las regiones mineras españolas.

En Andalucía, en la zona metalogénica de Huelva, se encuentra en pleno trabajo el método de cámaras con grandes barrenos de banqueo.

En las Vascongadas, en la minería del hierro, también se aplica una variante de este método.

En Galicia, en la minería del plomo y zinc, se está aplicando, con barrenos en abanico.

En el criadero de cinabrio de Almadén acaba de estrenarse este método en la variante V.C.R.

En resumen, estos métodos son los más generalizados y positivos, siempre que el criadero reuna las condiciones apropiadas.

3.6. *Ejemplos.*

MINA ALFREDO (Huelva) – (*Figura 22*).

En 1981 esta mina ha implantado el método de grandes barrenos de banqueo, en cámaras vacías, en la parte del criadero conocida por "cloritas".

Este criadero, formado por rocas cloríticas metamórficas, con mineralización de cobre, de estructura tabular, próxima a la vertical, forma una envolvente al muro de la gran masa de piritas San Dionisio.

El criadero tiene una corrida de 400 m , potencia entre 20 m y 50 m y profundidad en vertical de 500 m , desde la superficie.

Para seleccionar el proyecto se ha realizado un proceso de optimización, con análisis financiero y técnico de las posibles alternativas. Estos estudios unidos a los de mecánica de rocas para la estabilidad de la mina condujeron a aplicar las conclusiones siguientes :

- Cámaras de 20 m de ancho y pilares de 12,5 m de ancho.
- Alturas de banqueo óptimas de 70 m.
- El banco está limitado por una roza de 4 m en la parte alta y otra igual por debajo, alcanzando la cámara una longitud variable con la potencia de la clorita sobre 40 m. (20 m a 60 m).
- La voladura se dispone con barrenos de 165 mm perforados con martillo en el fondo, con una relación piedra y espaciado 5 m x 3,5 m.

MINA ALMADEN (Ciudad Real) – (*Figura 23*).

Criadero de Cinabrio, formado por tres bancos de cuarcita mineralizados con pendiente de 80°.

El primer muro es de pizarras, pero pegado a la cuarcita lleva un sill de roca volcánica irregular, que llega a 1 m. de potencia y en ocasiones desaparece.

El primer banco, con potencia de 7 a 10 m , tiene de techo 10 m de pizarra y cuarcitas. El segundo banco tiene 5 m de potencia. Sigue otra intercalación de cuarcita de 5 m y el tercer banco mineralizado de 4 m. El techo final es de pizarras deleznables.

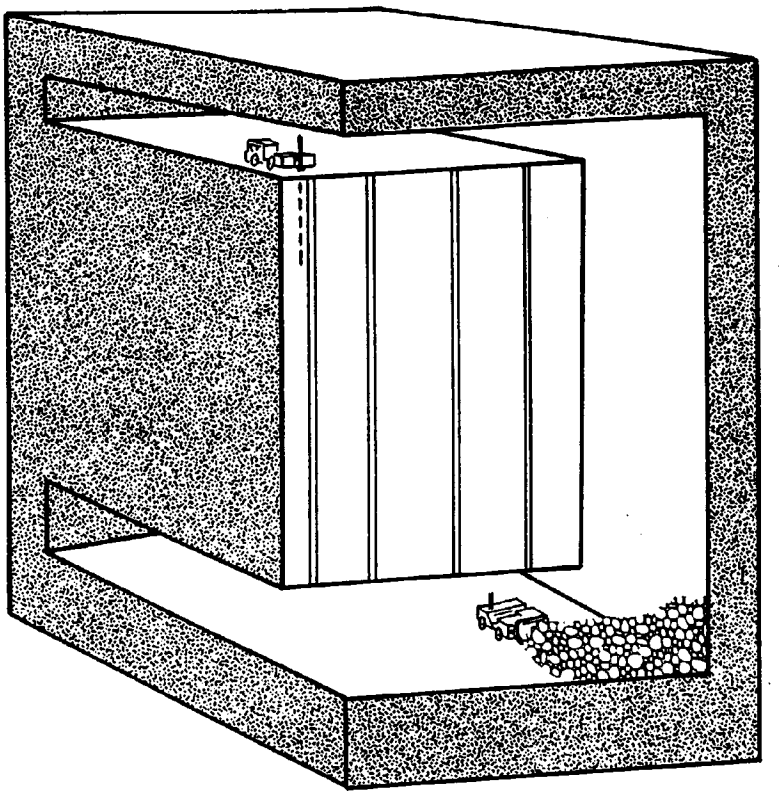
La corrida es de unos 450 m.

Al disminuir la ley y aumentar la regularidad geométrica del criadero se ha decidido aplicar las "cámaras vacías con voladura cráter" (VCR).

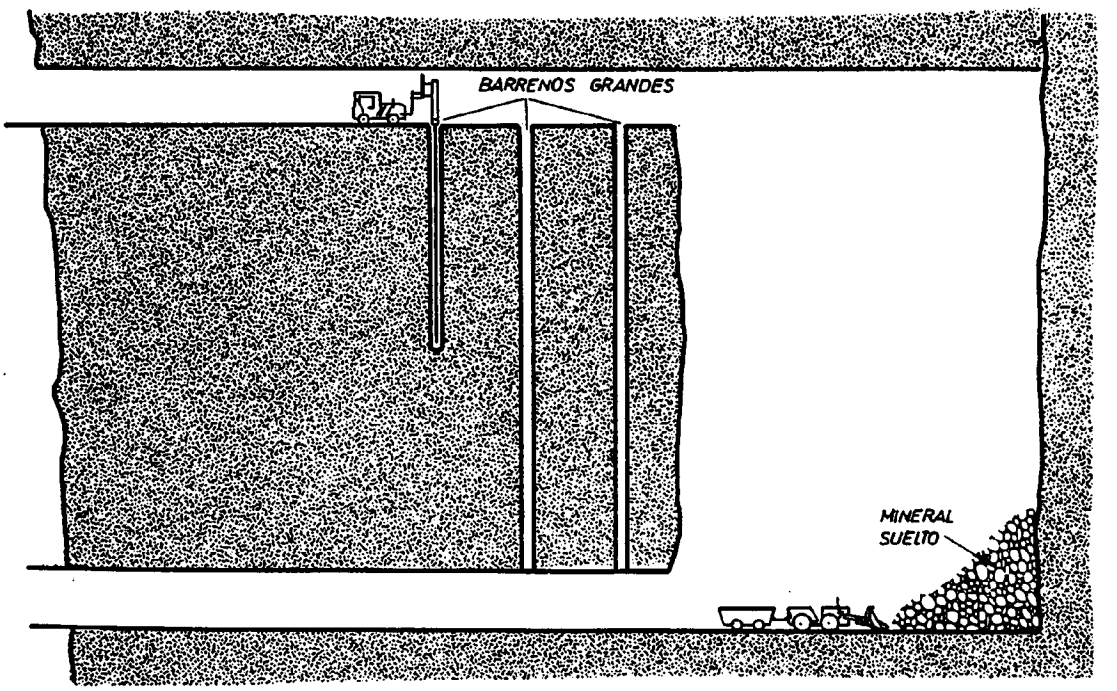
Las cámaras tienen 5 m de ancho y 35 m de alto entre la guía superior y el nivel de tolvas o embudos, y una longitud según la corrida de 46 m.

La voladura se hace según las normas siguientes :

- Barrenos de 165 mm con una malla de 3 x 3 m.
- Carga de 18 kg cada barreno con c.d.g. a 1,79 m de la corona.
- Relleno y taco de agua, y tapón inferior.
- Cada voladura arranca una rebanada de 4 m.
- Consumo específico de explosivo 650 g/t.



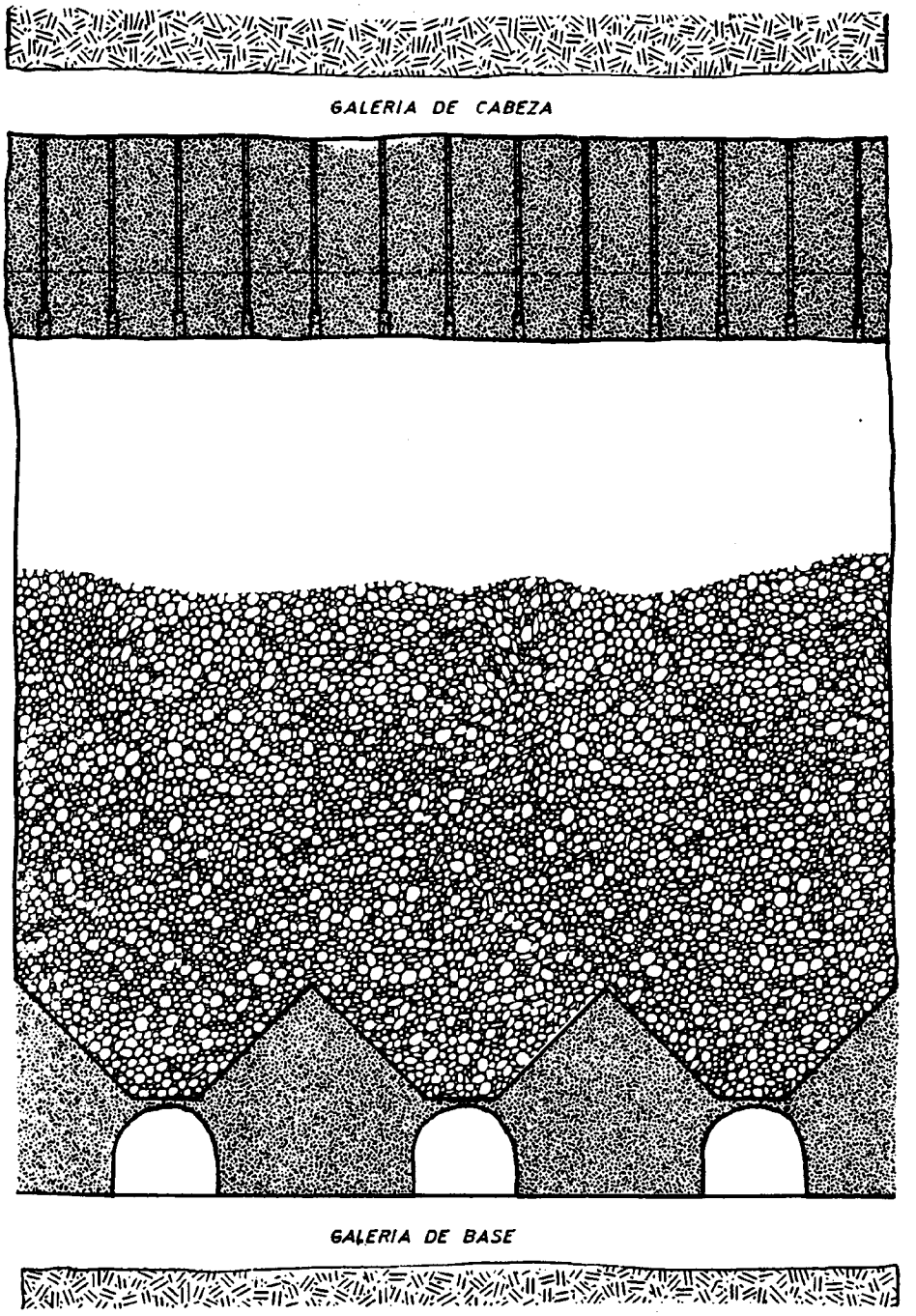
Perspectiva



Sección longitudinal

MINA ALFREDO (HUELVA)

FIG. 22



MINA ALMADEN (CIUDAD REAL)

FIG. 23

MINA RUBIALES (Lugo) – (*Figura 24*).

Criadero de plomo y zinc mineralizado en una zona de intensas tensiones y deformación, de unos 30 m de espesor y pendiente casi vertical. Se presenta en forma de mineralizaciones arrosariadas e irregulares.

El método empleado es de cámaras vacías con grandes barrenos sistema V.C.R.

Para preparar las cámaras se avanza en la planta de cabeza una galería principal paralela a la dirección del criadero y en el hastial. Desde ella se recorta a intervalos para dividir el bloque en cámaras (16 m) y pilares (20 m).

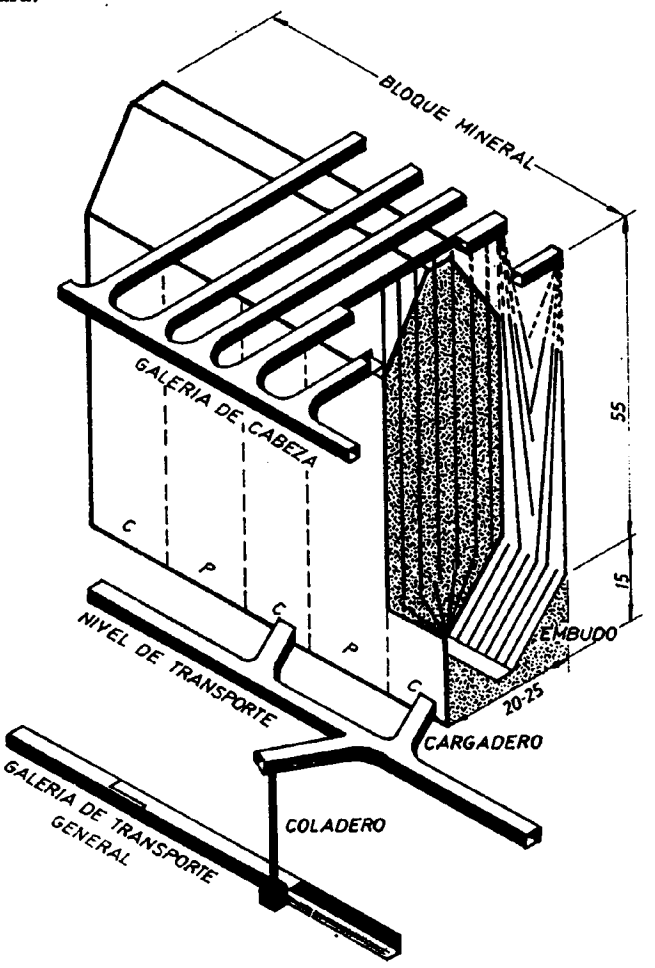
Paralela a la base del criadero (bloque) se avanza otra galería o nivel de transporte desde la que también se recorta el criadero para preparar los cargaderos y la tolva o embudos del fondo de la cámara. Esta última se prepara con barrenos convencionales en abanico.

Por debajo de este nivel, también se abre la galería general de transporte.

Desde los recortes superiores, se perforan barrenos en abanico de 165 mm de diámetro, que se vuelan por el sistema de cráter (V.C.R.), preparando el fondo previamente. Cada voladura arranca una rebanada de 3 m de espesor, en sentido ascendente. El mineral arrancado en cada voladura se carga para dejar hueco para la próxima.

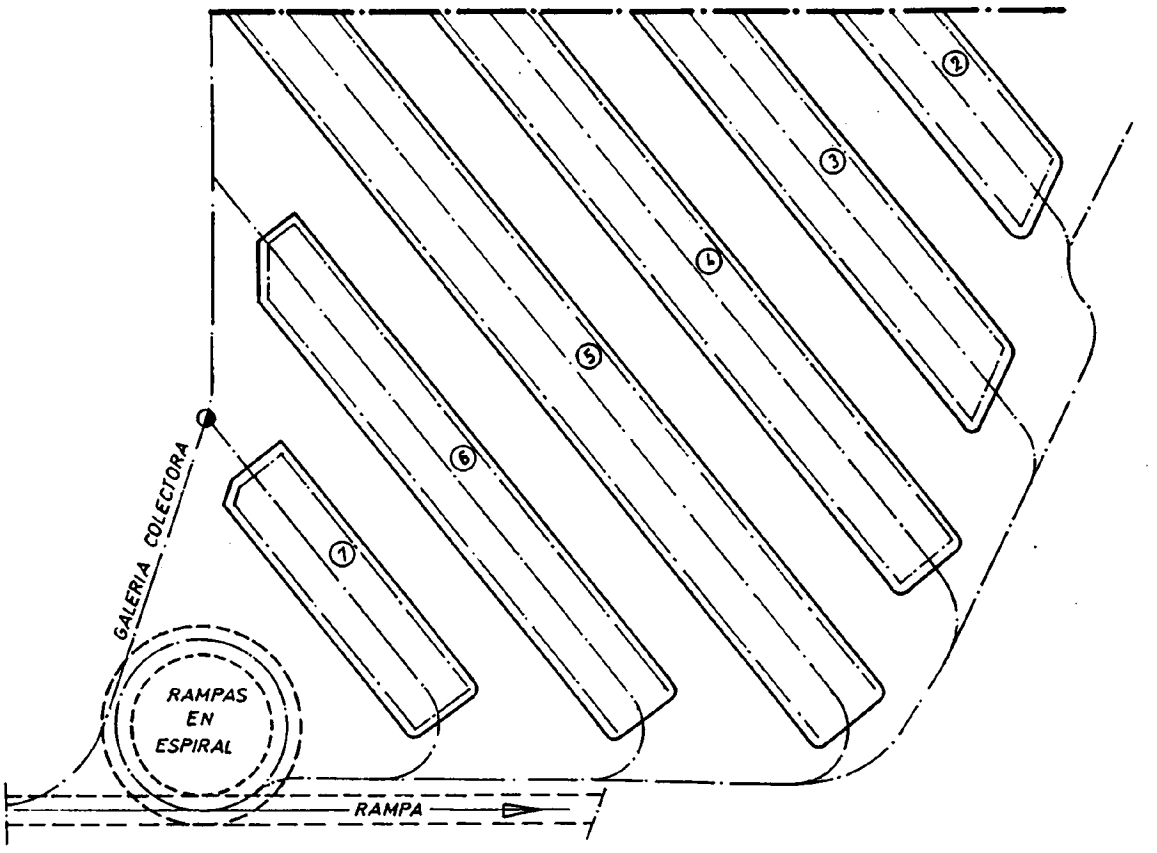
Se colocan pernos de resina para soporte de corona y hastiales.

El pilar de corona, de 15 m de altura, se recupera parcialmente desde una chimenea final perforada en el centro de la cámara.



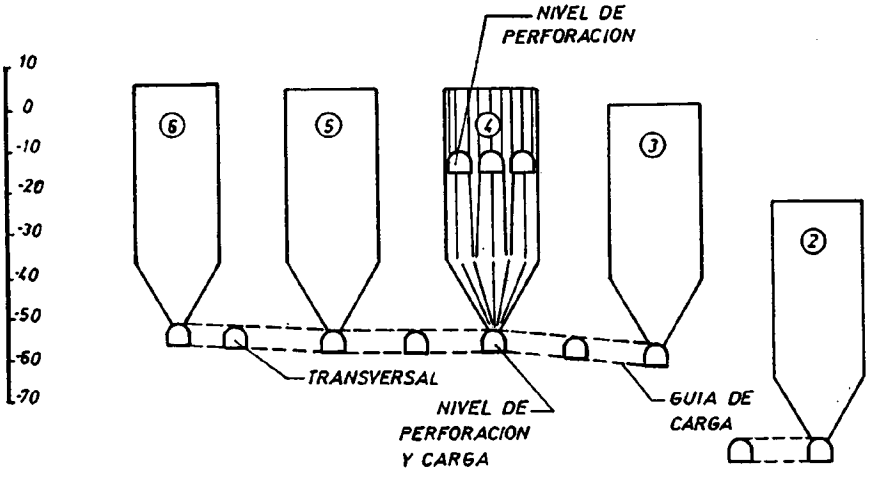
MINA RUBIALES (LUGO)

FIG. 24



2-7. CAMARAS

Sección horizontal



Sección vertical

MINA BODOVALLE (VIZCAYA)

FIG. 25

MINA BODOVALLE (Vizcaya) – (*Figura 25*).

Criadero sedimentario de siderita en una formación de calizas. La ley es de 37 por ciento de Fe. El muro es de calizas arenosas (psamitas) y el techo de margas ("cayuela"), y en la zona de esta explotación el criadero tiene 350 m de corrida, 250 m de anchura y 60 m de potencia media.

La extracción del mineral se hace por un plano inclinado de 700 m de largo equipado con cinta transportadora y el criadero se explota por cámaras de 25 m de anchura, entre pilares de 20 m con una longitud equivalente a la potencia horizontal del criadero (entre 60 m y 270 m) y su altura media es de 60 m.

Para el dimensionado se ha realizado un estudio geotécnico previo.

Las cámaras tienen un nivel de perforación intermedio como se ve en la figura, y se sitúan con su eje a 75° con la dirección del criadero. Estas cámaras se enlazan con galerías, recortes y rampas en espiral que las unen con la rampa de acceso.

Por la galería inferior circulan vagones que se cargan con pala frontal y van a descargar en coladeros. Las voladuras se realizan con barrenos paralelos perforados desde el nivel central en sentido ascendente y descendente, de 20 m de longitud. Desde la galería de base se prepara el embudo con barrenos en abanico de 15 m. Una chimenea sirve de cuele para iniciar la voladura.
[15] [16] [17]

◆

CAPITULO IV

EXPLOTACIONES CON SOSTENIMIENTO ARTIFICIAL

1. Introducción.

Se comprenden en esta denominación aquellos métodos de explotación minera en los que los huecos, al no poder sostenerse por sí mismos, necesitan que se empleen elementos artificiales para sujetar sus costados o hastiales y controlar su corona.

Los medios que hasta hoy se han utilizado para este sostenimiento son :

- El propio mineral arrancado al producir el hueco, del que parte se deja en el mismo para rellenarlo y estabilizarlo de forma provisional. Es el método de "Cámaras Almacén".
- Las tierras estériles de procedencias diversas que se introducen en el hueco y lo rellenan estabilizándolo de forma definitiva. Son los métodos de "Relleno".
- Finalmente, puede utilizarse el sostenimiento o fortificación del hueco con madera y con otros materiales, que también lo estabilizan temporalmente. Son los métodos de "Explotaciones Entibadas".

Aunque en cada caso veremos, en su apartado correspondiente, los detalles que condicionan estos métodos, podemos decir, de forma muy general, que los parámetros geomecánicos serán más favorables para las cámaras almacén, si los hastiales y la corona tienen cierta consistencia y el mineral no propende a autocompactarse. El método de relleno se empleará con hastiales falsos y cuando las circustancias exijan la total seguridad de impedir daños graves en la superficie. Finalmente, el método de explotaciones entibadas es apropiado para filones estrechos con hastiales suficientemente consistentes, o para masas y filones de contorno muy irregular. [2] [6]

2. Cámaras Almacén. (Shrinkage Stopes)

Este método es apropiado para filones verticales, con no mucha potencia y suficiente regularidad de hastiales para permitir la caída por gravedad del mineral.

El criadero debe tener unas características geométricas análogas a las necesarias para los métodos de sostenimiento natural descritos en el Capítulo anterior. Se trata de un método de transición.

Utilizan como sostenimiento artificial el propio mineral arrancado, que se deja en la cámara y a esto deben su nombre. Cuando la superficie de la roca queda expuesta a la meteorización, se disgrega y afloja y con los trabajos mineros se inducen tensiones en ella. Si la roca en la que se abre la cámara es de consistencia media, se desprenderán lisos o bloques, pero si se va rellenando la cámara con el mineral arrancado la roca se frena en su despegue y no cae. Sin embargo, las cámaras almacén no deben emplearse en el caso de hastiales con rocas friables porque pueden presionar sobre el mineral arrancado y dificultar su salida en la carga. Al quebrantar el mineral virgen con la voladura, los fragmentos a granel ocupan mayor volumen que "in situ". Esta expansión se conoce como "índice de esponjamiento" y suele variar de 1,3 a 1,5 veces (lo que quiere decir que el volumen se incrementa entre el 30 y el 50 por ciento), según el grado de fragmentación.

Según la potencia del criadero o anchura de cámara se pueden adoptar cuatro formas en la geometría de la base de la cámara. En la primera (*Figura 26 (a)*)se suprimen los macizos de la galería de base y el mineral se carga sobre una "encamada" de madera, reforzada por la entibación (para ello la potencia tiene que ser pequeña). En la segunda (*Figura 26 (b)*) y con potencias mayores se suprime la entibación y se abren embudos en el macizo de galería.

En el caso de producirse bloques grandes que deben taquearse, se emplean unas sobreguías de taqueo, entre la guía y la explotación. Se da como intervalo práctico conveniente entre cargaderos el de 8 m a 10 m , lo que permite una carga en buenas condiciones y también un piso de trabajo llano sobre el mineral almacenado. Para iniciar la preparación de la explotación, se empieza por perforar una chimenea en el centro de la futura cámara y otra en el centro de los macizos laterales de separación entre cámaras; estas chimeneas sirven también para la ventilación. Otras veces, se montan dentro de la cámara, entre el mineral, en la parte del muro, coladeros entubados cada 45 ó 60 m , para paso de personal y entrada de aire; se puede también utilizar ventiladores auxiliares para forzar la ventilación del aire en la cámara. Otras veces, se preparan sólo las chimeneas extremas.

Finalmente el sistema más moderno (*Figura 26 (c)*) consiste en suprimir el macizo de la guía de base y colocar una galería de transporte al muro, desde la que se recorta la base de la cámara y se extrae el mineral con palas y máquinas L.H.D.

Con hastiales y techos apropiados se ha llegado a anchuras de cámaras de 25 m. Pero ésto no supone siempre un menor costo. Para filones de largo y ancho que puedan justificarlo, deben considerarse los métodos por grandes barrenos.

A veces, en filones anchos, las cámaras se abren en dirección transversal al filón. Cada cámara se separa de la adyacente por un pilar de mineral virgen, para reducir la luz o vano excesivo de las mismas.

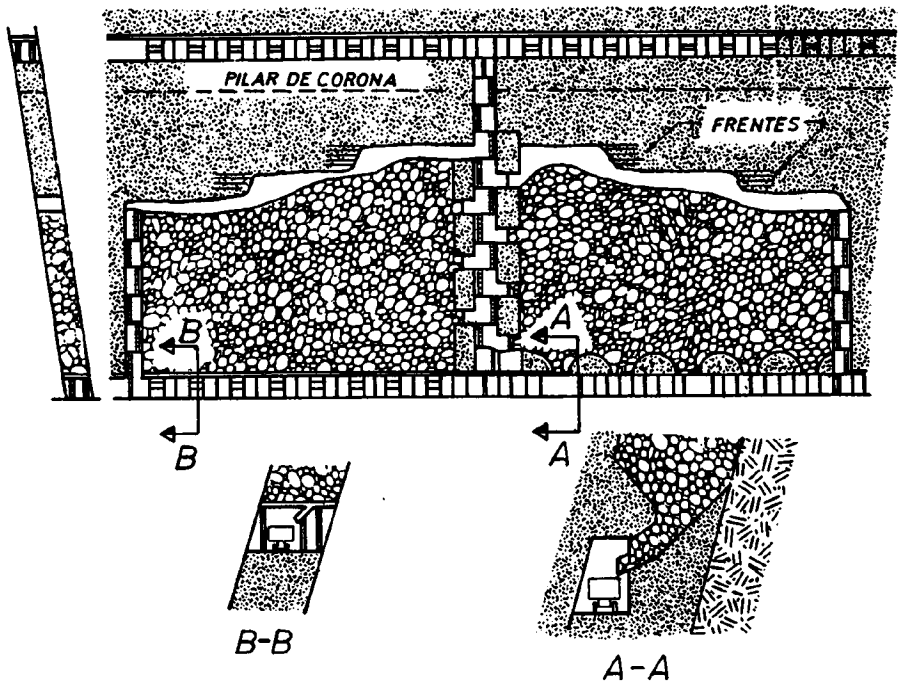
El mineral se arranca a lo largo de la cámara, por rebanadas en "realces" sucesivos de 2 a 3,5 m de altura y con el ancho de la cámara, con barrenos horizontales o verticales de 3 a 4 m de largo; con estos últimos, pueden perforarse más metros y dar voladuras de mayor tonelaje, utilizando retardos para el encendido de las mismas; además, son independientes los ciclos de perforación y voladura. El mineral arrancado sirve de piso de trabajo.

El ciclo de explotación consiste en perforar, volar, cargar y empernar, acompañado por una extracción parcial periódica de mineral arrancado, ya que después de cada voladura el mineral llena todo el hueco de la cámara y hay que sacar el 40 por ciento del mismo por los cargaderos inferiores hasta recuperar un nuevo espacio vacío libre de 2 m entre el mineral arrancado y la corona virgen, que se perfora de nuevo. Si el mineral se vuela con barrenos horizontales, es preciso cargarlo antes de cada voladura. El mineral que queda en la cámara se mantiene a un nivel que permita su uso como piso de trabajo para cada realce, hasta que se alcance el nivel del pilar de corona. En ese momento empieza la operación de vaciar todo el mineral almacenado. Debe calcularse la cantidad de mineral a extraer; si se descarga en exceso será preciso montar sobre el piso de mine-

ral almacenado andamios para que los martillos perforadores alcancen la corona. A veces puede parecer que el piso está a la altura correcta, como consecuencia de tener un hueco debajo, en el interior del mineral arrancado; si este hueco se hunde, puede atrapar a algún minero en su desplome.

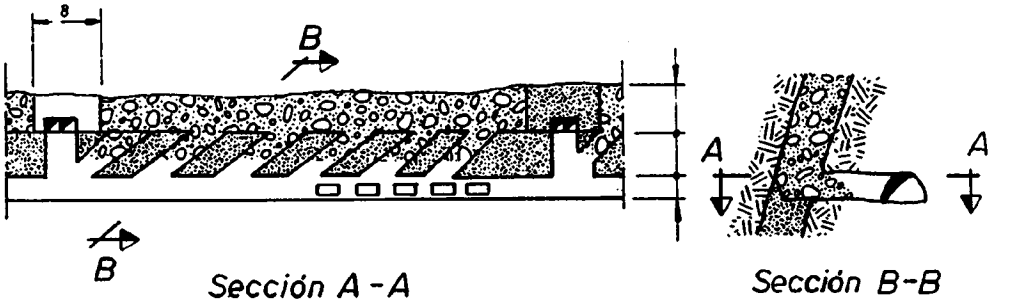
Para que sean satisfactorios los almacenamientos en la cámara, el mineral debe descender libremente. Un material arcilloso o demasiado fino puede originar huecos "colgados". Pueden "taquearse" desde arriba para eliminarlos, pero suele ser difícil hacerlo; además, el mineral no debe compactarse, ni tampoco provocar fuegos subterráneos o deterioros en su almacenamiento en la cámara.

En algunos casos, la extracción periódica por los cargaderos de base aumenta los riesgos de accidente y la dilución del mineral, por deterioro de los hastiales. Para evitarlo se pueden dejar en



a. Sistema de "encamada"

b. Carga con embudos



c. Sistema L H D

CAMARA ALMACEN

FIG. 26

el interior del mineral almacenado unos coladeros entubados, por donde se extrae el mineral sobrante.

En algún caso se dejan pilares ocasionales en las cámaras almacén, cuando los hastiales son falsos, y en otros casos, cuando la mineralización disminuye mucho o desaparece, porque resultaría antieconómico arrancarlos; estos pilares ocasionales proporcionan un sostenimiento adicional. Cuando se abandonan estos pilares, deben aguzarse en su parte superior, dejándolos con dos taludes de 50° a 60° para que el mineral al caer resbale con facilidad y no se formen huecos colgados sobre ellos. También pueden emplearse pernos para zonas débiles de los hastiales, para evitar que se desprendan trozos de roca y ensucien el mineral; es preferible usar pernos antes que dejar pilares ocasionales.

Una vez que el arranque ha llegado hasta la corona, se descarga el mineral almacenado hasta vaciar la cámara. Esta operación se denomina "trasiego". Los costados bajo el macizo de corona pueden empernarse para aumentar su estabilidad y evitar que se hundan antes de vaciar de mineral la cámara. Para evitar el exceso de polvo en los cargaderos de mineral, antes de vaciar la cámara, se instalan riegos de agua fumigada. También puede volarse el macizo de corona de la cámara antes de abandonarla, y hundirlo a todo lo largo. Si, además, se procede a volar con barrenos en abanico los pilares entre cámaras, el conjunto puede considerarse un "bloque hundido". Puede ser éste el camino para ensayar o iniciar un método de "Bloques Hundidos", de que se hablará después.

En las voladuras se pueden producir bloques de mineral que sobrepasen el tamaño conveniente al transporte. Se pueden dar tres casos: que la carga sea de salida libre, sin coladeros, en cuyo caso se tritura en la estación correspondiente. Pero en los demás casos hay que taquearlas, parte en la cámara de arranque y, sobre todo, en un nivel de taqueo en el que se rastrea el mineral con arrobadera (Scraper).

Estas labores encarecen la preparación y, por ello, lo normal hoy es la disposición de la *Figura 26(c)* en que se deja caer libremente el mineral y su propio talud regula su carga. Esta se hace por el sistema L.H.D.

A priori parece que puede ocurrir que los inconvenientes de las "Cámaras Almacén" sobrepasen las ventajas, por lo que al considerar este método hay que realizar una evaluación detallada de todos los factores.

Las ventajas de las cámaras almacén son :

- En condiciones apropiadas pueden ser más baratas que el método de rebanadas con relleno.
- El mineral almacenado actúa como piso de trabajo, incluso para andamiarse en el arranque.
- La perforación y voladura en las cámaras almacén es más eficaz que en el método de rebanadas rellenas, pues no es un trabajo cíclico, como en éste.
- No hay coladeros dentro de la cámara ni, por tanto, trabajos de conservación de los mismos.
- No hay que mover el mineral durante la explotación, aunque, a veces, hay que rastrearlo para nivelar las plataformas de trabajo de las perforadoras móviles.

Los inconvenientes son :

- La corona y costados de la cámara deben ser sanos y firmes. La pendiente ideal es la vertical, pero se considera aplicable hasta 50°.
- En algunos casos es difícil dejar el muro al descubierto, ya que habría que producir irregularidades en el mismo que pueden ser causa de "huecos colgados" al retener el mineral; por ello, hay necesidad de abandonar algo de mineral o franquear parte de roca del hastial, según las circustancias.
- Las rocas que se desprenden de los hastiales ensucian el mineral.

– El mineral está sujeto a oxidación en su almacenamiento, lo que puede ocasionar dificultades en la flotación.

– Por ello pueden también producirse fuegos, si el contenido en azufre es suficiente.

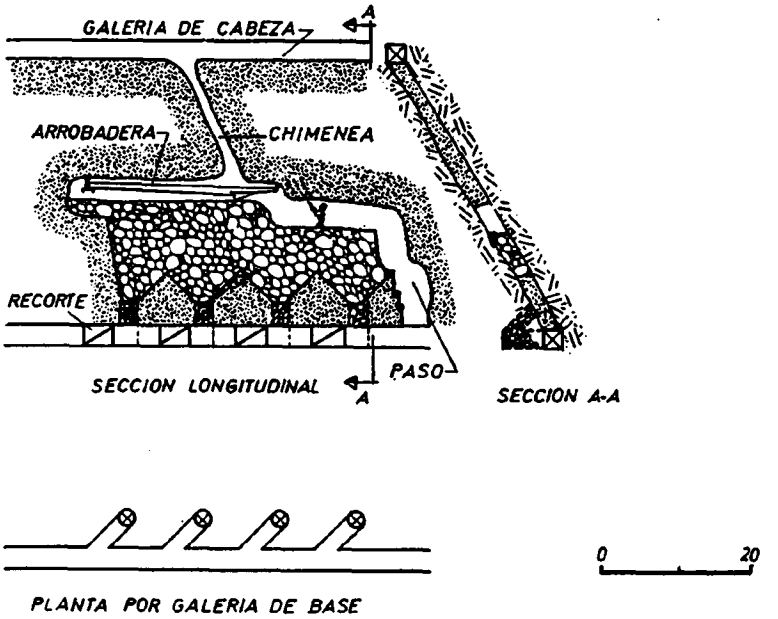
2.1. *Ejemplos.*

Tayoltita (Méjico) – (*Figura 27*).

Criadero de oro y plata, en cuarzo, calcita y rocas volcánicas. Corrida 2000 m , ancho 500 m y profundidad 1050 m

Dentro de este bloque de roca de caja las zonas mineralizadas en argentita y oro son muy dispersas y con filones de unos centímetros a más de 10 m , con media de 1,5 m. Por ello, la explotación debe ser muy selectiva y con un control geológico constante, tomando muestras para determinar los parámetros económicos.

Las cámaras tienen entre 25 m y 65 m de altura, lo mismo de largo y 1,5 m de ancho medio.



MINA TAYOLTITA (MEJICO)

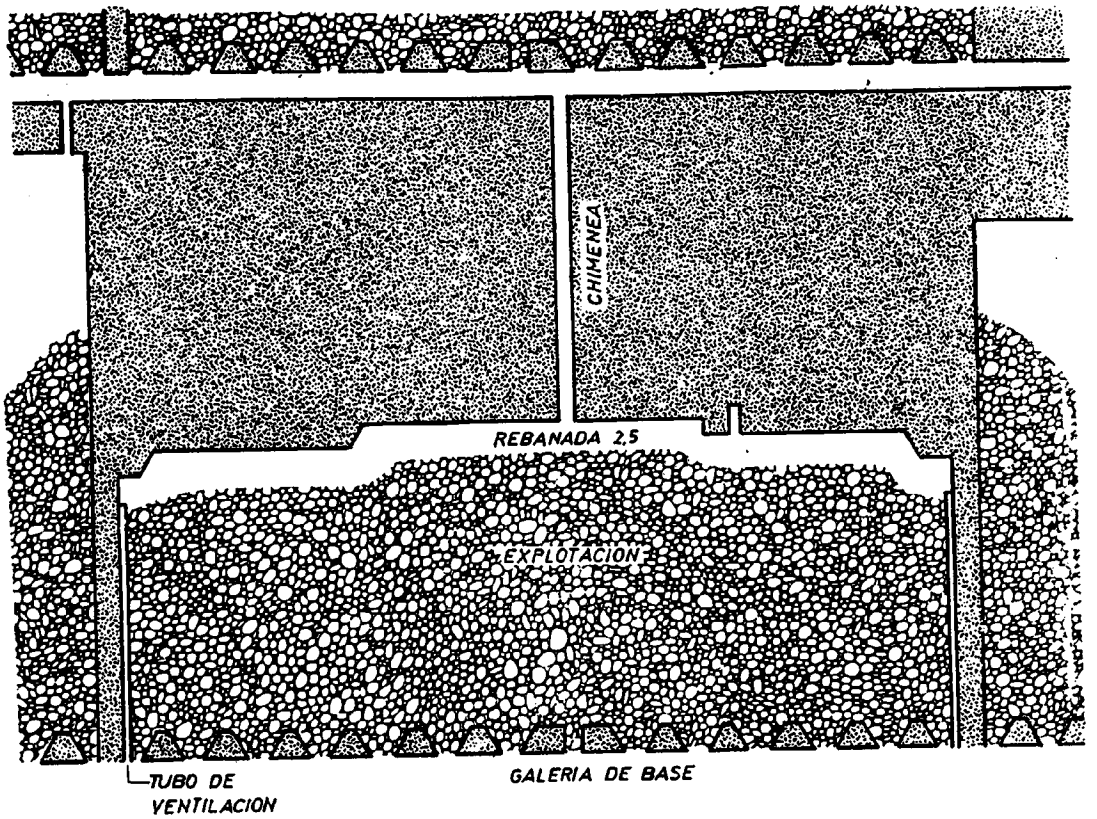
FIG. 27

Segré (Francia) – (*Figura 28*).

Criadero de hierro oolítico con ley del 50 por ciento, con dos capas de 1,2 m y 1,50 m. de potencia, separadas por 40 m de arenisca. Pendiente de 65° a 80°. Tanto el criadero como las rocas de hastiales son duros y resistentes.

Se inicia la preparación perforando una galería en mineral o guía en la base y otra en la cabeza de explotación, separadas 55 m. Estas galerías se comunican con una chimenea perforada con ayuda de una máquina Alimak.

Sobre la galería de base se preparan embudos de carga separados 5 m. Sobre ellos, y a partir



MINA SEGRE (FRANCIA)

FIG. 28

de la chimenea central, se avanza en realces en los dos sentidos y en un frente de 2,5 m de altura. Para evitar la presión de los hastiales se dejan algunos pilares de 2,5 x 3 m

En los extremos de la cámara, que tiene entre 60 m y 90 m de largo, se dejan entre el mineral almacenado dos tuberías de ventilación, con ventilador auxiliar.

Las cámaras tienen macizo de corona de 5 m y de laterales de 2,50 m de espesor. [2] [6] [7] [18]

2.2. *Aplicaciones en España.*

Los métodos de realces con almacenamiento están muy extendidos en las minas de las formaciones filonianas de Sierra Morena, en los Distritos de Ciudad Real, Córdoba y Jaén. sólo se prefiere el relleno cuando las características geotécnicas de los hastiales o la calidad de la ganga de los filones no lo permitan (por "encolamiento" o riesgo de "acampanamiento" de las zafras).

Generalmente, en todas las minas filonianas del tipo de esta región (filones estrechos y verticales), se empieza explotando por estos métodos, por su sencillez y economía. Sólo cuando se presentan los inconvenientes antes apuntados, o bien si el problema de la oxidación puede producir inconvenientes para el tratamiento posterior por flotación, se decide pasar a los métodos con relleno.

La variante hoy preferida es la de galería de descarga al muro, en roca, y recortes desde ella a la cámara.

2.3. *Ejemplos.*

MINA EL COBRE (Jaén) – (*Figura 29*).

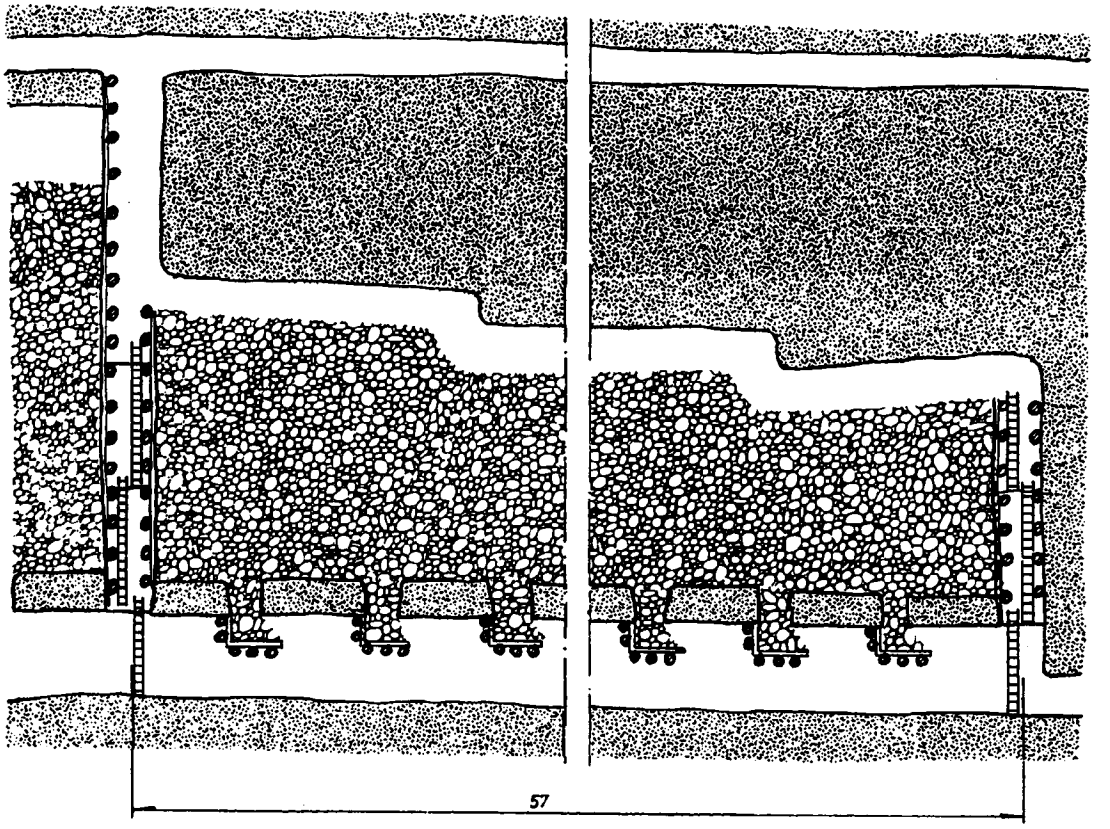
Criadero de plomo, formado por filones de galena que arman en granito y pizarras consistentes.

El filón más importante tiene una potencia media de 2,5 m de caja con relleno de cuarzo, calcita y algo de pirita. Le metalización reducida de una potencia de 7 ú 8 cm. La ley media es del 7 por ciento.

Se aplican unas variantes de las cámaras almacén aquí conocidas como "Realces con almacenamiento".

En la más antigua se aplica la disposición de la figura, que se inicia con el avance de las galerías de cabeza y base en mineral (guías) separadas unos 35 m. Se comunican entre sí por una chimenea, a partir de la cual se realza la guía de base hasta dejar la corona ("cielo") a unos 4 ó 5 m y al mismo tiempo se avanza una sobreguía, separada de la guía por un pilar de 2,5 m y comunicada con ella por coladeros; en la base de éstos se montan unas tolvas con "fajado" de madera (encamada). A partir de la sobreguía se inicia el realce o arranque de una rebanada de 50 m a 80 m de largo por 2,5 m de alto, con frente en forma de testeros escalonados.

Conforme sube el realce se va preparando una chimenea intermedia para paso de personal y ventilación. Debido a la dificultad de encontrar entibadores, esta variante se va modernizando en la forma que se indica en los ejemplos siguientes.



MINA EL COBRE (JAEN)

FIG. 29

MINA LOS GUINDOS (Jaén) – (*Figura 30*).

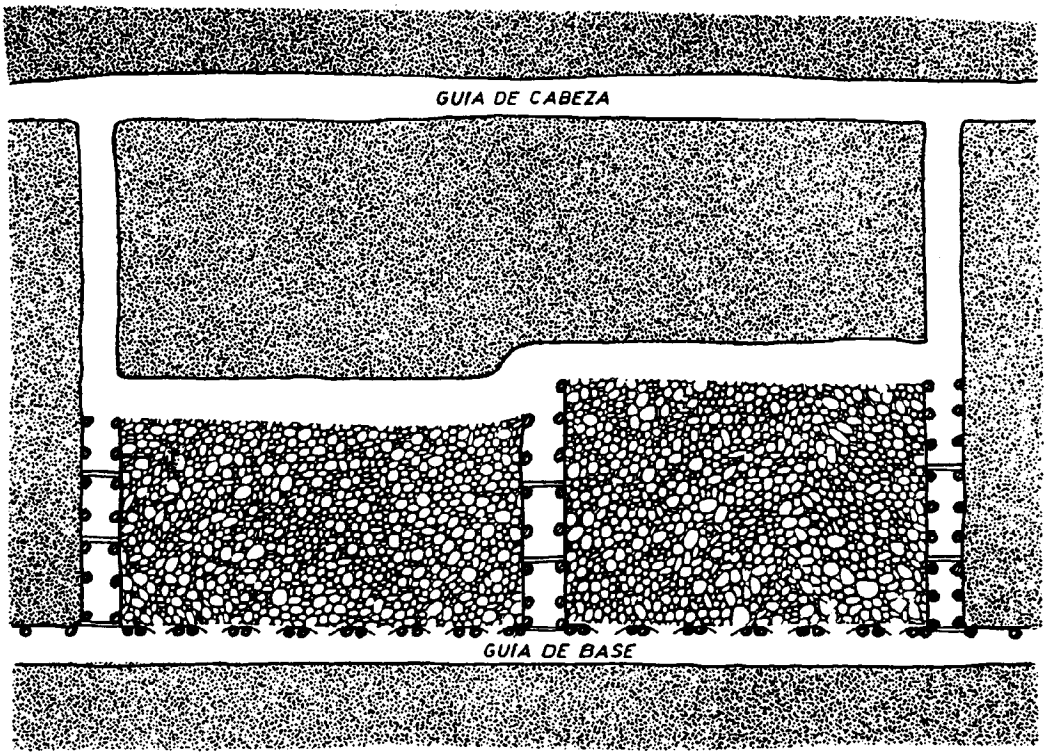
Criadero filoniano de plomo, con filones de 1,8 m a 3 m de potencia de caja, hastiales de cuarcita y pizarra siluriana.

Pendiente entre 70° y 90°. Leyes del 5,5 por ciento Pb y 0,54 por ciento Zn.

Se prepara con dos guías separadas 40 m. La guía de base se realza a 4 ó 5 m y se coloca entibada su corona con una encamada reforzada.

Se comunican chimeneas cada 100 m y entre ellas se arranca el mineral en realce, sacando el mineral por las tolvas que se colocan cada 4 m.

En otras minas se refuerza la corona con vigas de hierro y pies derechos de madera o bien con vigas de hierro empotradas en los hastiales.



MINA LOS GUINDOS (JAEN)

FIG. 30

MINA EL COBRE (Jaén) – (*Figura 31*).

El mismo criadero descrito en el ejemplo anterior.

Distancia entre guías 35 m. Longitud de cámara 50 m

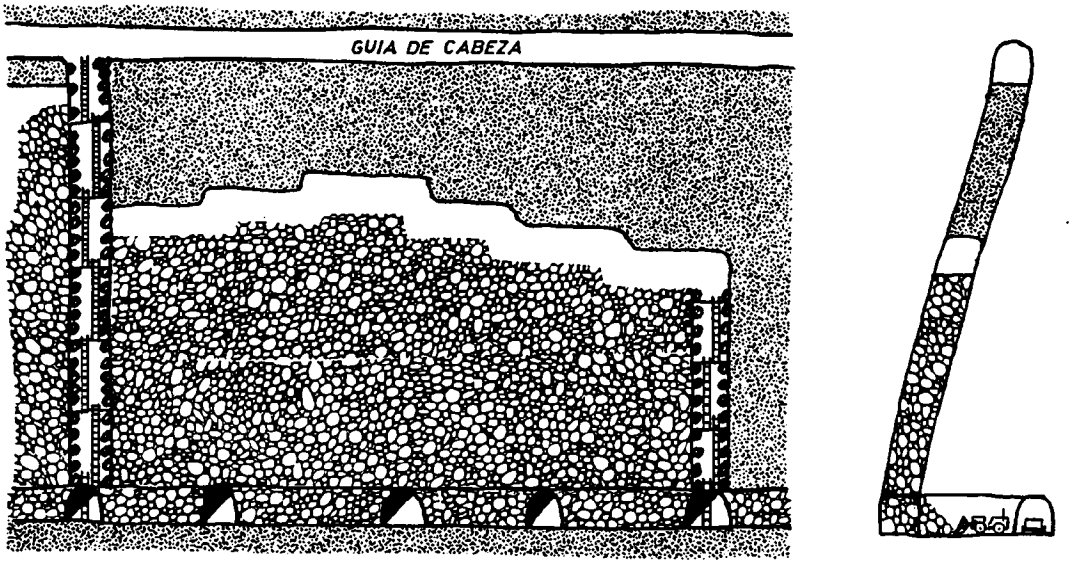
Una vez trazada la galería de reconocimiento sobre el filón (guía de base) se traza otra al muro, en roca estéril, que sirve de galería de transporte y se comunica con la guía por recortes cada 5 m ("cerrojos").

Se comunica una chimenea entre las dos guías y se inicia el realce desde la guía misma que se va llenando de mineral suelto y entre él se conserva la chimenea y un paso para ventilación y perso-

nal a medida que se sube el realce.

El mineral y zafras se cargan por los recortes, con pala, a los vagones que circulan por la galería en dirección del muro.

Primero se carga solo el exceso de mineral por esponjamiento.



MINA EL COBRE (JAEN)

FIG. 31

MINA COTO WAGNER (León) – (*Figura 32*).

Criadero de hierro. Capa de 9 m de potencia y 80° de pendiente. Se prepara la mina avanzando dos galerías (guías) en mineral, por el techo de la capa y separadas entre sí 50 m.

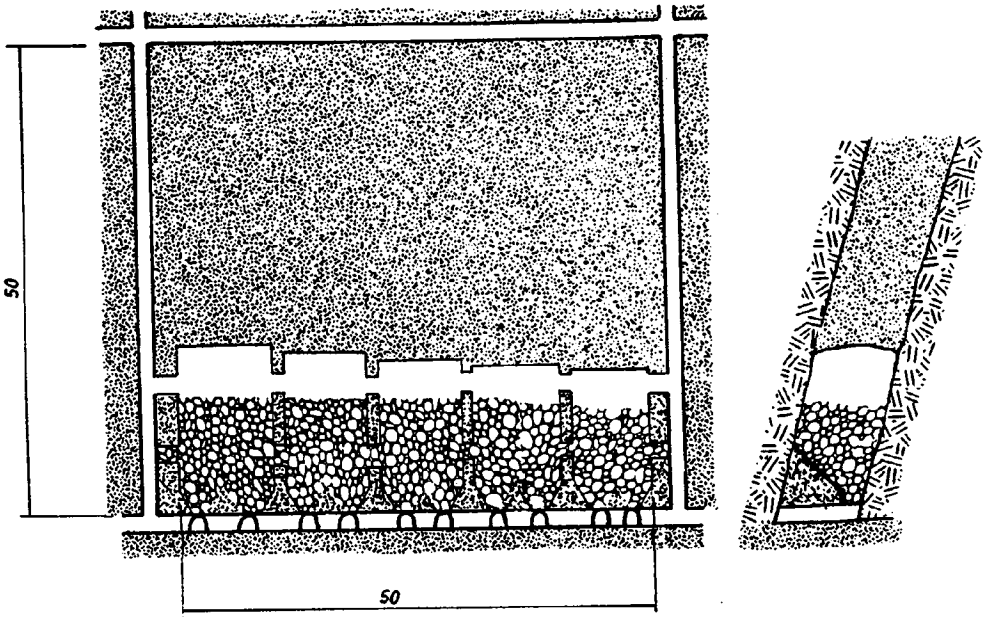
Desde la galería de base se trazan recortes de carga al muro cada 3 m. que posteriormente se comunican con la cámara por medio de embudos y coladeros.

Las galerías de cabeza y base se comunican entre sí por chimeneas cada 60 m que determinan las cámaras futuras, con 50 m de largo, 50 m. de alto y 9 m de espesor, separadas por macizos de 6 m dentro de los cuales van las chimeneas.

El arranque se realiza de techo a muro y en un solo testero. El mineral arrancado se deja como piso de trabajo. Por los recortes se descarga el mineral que sobra, con palas frontales, y a medida que va subiendo la corona de la cámara se mantiene su comunicación con las chimeneas con pasos para ventilación y personal cada 6 m.

Por no ser muy resistente el techo de la cámara, se dejan tabiques de protección de 1 m de espesor cada 9 m. Así queda la cámara dividida en subcámaras de 9 m de ancho.

El rendimiento del arranque era de 60 t.



MINA WAGNER (LEON)

FIG. 32

3. Cámaras con rebanadas Ascendentes Rellenas. *(Figura 33).* **(Cut-and-fill stopes)**

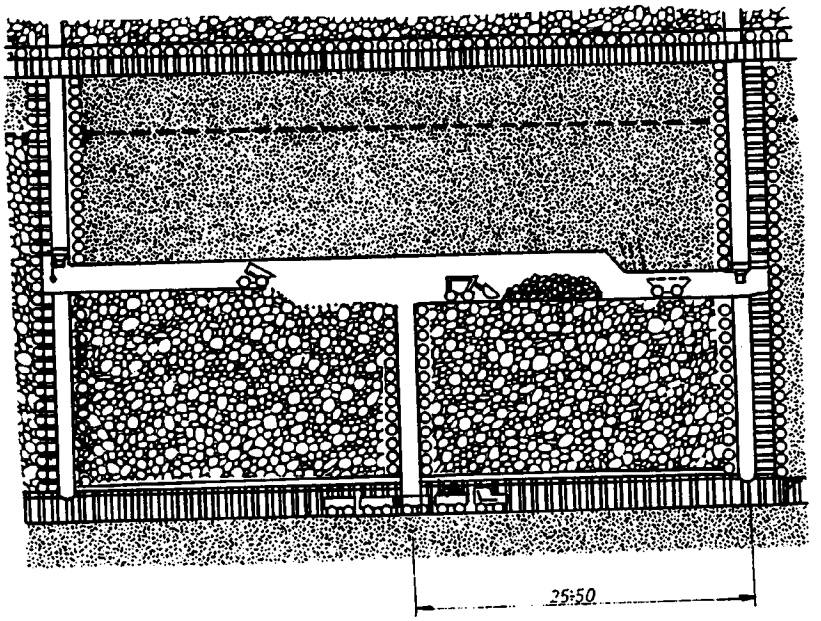
En este método el mineral se arranca en rebanadas sucesivas horizontales o inclinadas, trabajando en sentido ascendente desde la galería de base, como en las cámaras almacén. Sin embargo, el mineral se saca a medida que se arranca; el hueco que se produce al sacar el mineral se rellena con estériles siguiendo al frente a una distancia mayor o menor según los casos, o bien, sólo se empieza el relleno cuando se completa el arranque de una rebanada. Entre el relleno y la corona virgen del mineral se deja un hueco suficiente para que se pueda trabajar en la perforación de la rebanada siguiente sin dificultades. Este ciclo repetido de perforación, voladura, carga y relleno es lo característico del método.

El relleno sirve, en primer lugar, para sostener las paredes o hastiales de la cámara. En minas pequeñas el relleno puede proceder de los estériles producidos por el arranque de la cámara o por las labores preparatorias generales de la mina y, en caso necesario, de labores especiales realizadas con este fin. En trabajos mineros de más importancia,el relleno se compone de arena, grava o estériles del lavadero deslodados.

Para evitar desprendimientos de rocas en zonas falsas, localizadas, se emplean castilletes, estemples y pernos como complemento del relleno.

Este método es uno de los más extendidos en la minería metálica moderna y se considera como una alternativa del método de "Cámaras Vacías", que se prefiere cuando puede emplearse por las características resistentes de los hastiales y del mineral.

Los mismos equipos de perforación pueden emplearse con las Rebanadas Rellenas y en las



CAMARA CON REBANADAS RELLENAS

FIG. 33

Cámaras Vacías. Incluso puede proyectarse un método de Rebanadas Rellenas y si, al ponerlo en práctica, se comprueba que las propiedades de resistencia del macizo rocoso del criadero son buenas, se puede cambiar el método a Cámaras Vacías.

Las Rebanadas Rellenas es el método de explotación más flexible de todos, ya que puede aplicarse a casi todo tipo de criaderos; la utilización de esterones de tejidos apropiados, que sirven para recubrir los pilares y contener el relleno, o bien el empleo de una ligera dosis de cemento para que el relleno fragüe, permiten estabilizar éste y consiguen la recuperación del mineral de los pilares. Si la mineralización es arrosariada o desigual, pueden agruparse económicamente las zonas pobres y ricas diseñando las cámaras adecuadamente, con lo que puede realizarse una explotación selectiva. El relleno evita los hundimientos de grandes proporciones al iniciar explotaciones debajo de pisos ya arrancados. La disposición de los coladeros, piqueras y chimeneas de ventilación, permite contar siempre con pasos suficientes, si alguno se interrumpiera por cualquier circustancia.

En criaderos tabulares de fuerte pendiente y potencia pequeña o media, el mineral se arranca en dirección, montando cámaras longitudinales y con la anchura de la caja. Según la "corrida" del criadero, las cámaras pueden ser del mismo largo que éste o limitarse por medio de pilares de separación, que disminuyen el vano descubierto de los hastiales. Cámaras de más de 20 m de anchura sólo son posibles con coronas de mineral muy resistente. Si el criadero es más ancho, se preparan las cámaras como "labores de través", con el eje mayor normal a los hastiales.

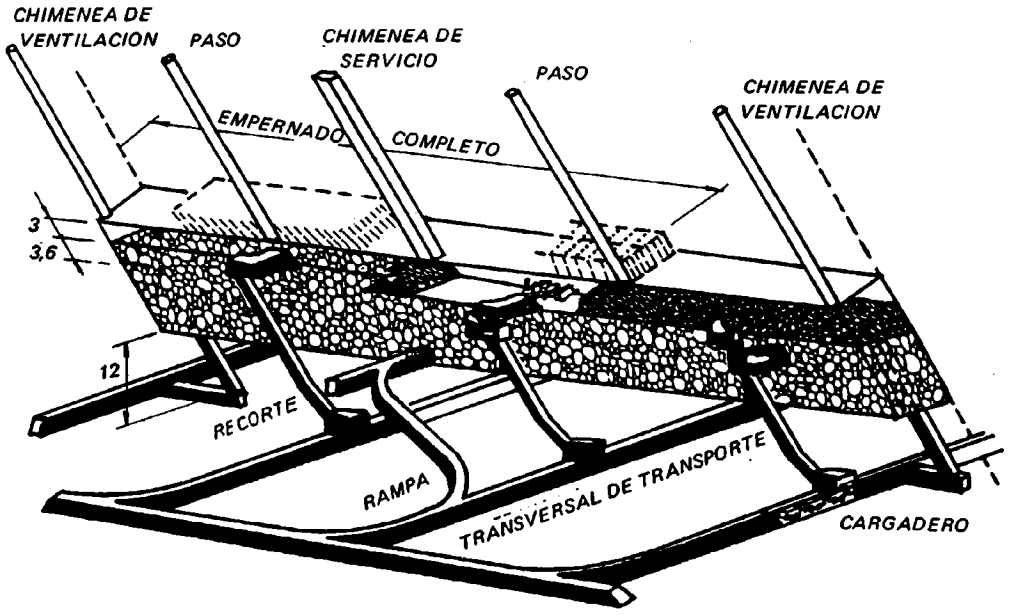
Las "Cámaras Rellenas" se emplean en criaderos irregulares de minerales ricos, con ramificaciones que penetran en el macizo rocoso que lo encaja. En estos casos será preciso franquear la roca del hastial para conseguir las secciones precisas. La roca arrancada se deja dentro de la explotación como relleno de la rebanada.

Estas rebanadas con relleno se llaman algunas veces "mecanizadas", cuando se utilizan en ellas los cargadores L.H.D. (que cargan, transportan y descargan) con propulsión diesel o de aire comprimido, para la carga del mineral arrancado.

Para preparar las cámaras en este método, se parte de la galería de transporte general, situada a unos 12 m - 15 m del fondo de la futura cámara; desde un recorte de esta galería se practica una rampa de acceso, que alcanzará al fondo de la cámara a la altura antes indicada, cortando entonces el criadero con un recorte de techo a muro, en lo que será el centro de la cámara. Alcanzado el muro, se sube una chimenea en mineral que enlaza la cámara con la planta de cabeza del piso. Esta chimenea servirá para el servicio general y tendrá suficiente sección para ello; irá provista de escalas y mecanizada con un cabrestante para las maniobras de los equipos. También sirve como entrada de aire a la cámara, y la salida de aire se realiza por los dos extremos de la misma, por dos chimeneas de menor sección que se preparan en estos puntos y también al muro del criadero (*Figura 34*).

Los coladeros pueden dejarse entre el relleno o prepararlos al muro, separados unos 8 m - 10 m del mineral, para mayor seguridad. La ventaja principal del acceso con chimenea es que la preparación de la explotación es barata y rápida, y se puede empezar a producir muy pronto. Por contra, presenta el inconveniente de que es difícil sacar piezas grandes por la chimenea, ya que las unidades grandes del equipo, como cargadoras y jumbos, quedan encerradas en la cámara. Por ello, los trabajos de preparación y mantenimiento deben realizarse dentro de la misma cámara en condiciones poco apropiadas. En caso de avería grave, no queda otra solución que desarmar la máquina y sacarla por la chimenea de servicio a los talleres.

Tampoco pueden variarse estos equipos de una cámara a otra y han de tener su capacidad adaptada a la producción de una sóla cámara.



REBANADAS RELLENAS

FIG. 34

La práctica minera varía de una mina a otra, pero comunmente se emplean barrenos ascendentes en las voladuras, perforados con jumbos de uno, dos o tres brazos. Los esquemas tienen 1,8 m de "piedra" y 1,2 m de "espaciado". Se emplea NAFO, salvo que haya agua, lo que obliga a emplear explosivo gelatinoso.

El control de los esquemas de perforación es riguroso y además se debe pagar en función de

la eficacia de la voladura.

La experiencia indica que se consiguen mejores resultados con barrenos inclinados de 10° a 30° con la vertical y echados hacia adelante, en dirección del avance. Así se consigue una granulometría que facilita la carga, pues el mineral entra mejor en la cargadora.

La altura media de rebanada es de 3 m - 4 m. Los bloques grandes se taquean a medida que se presentan.

Una cámara grande puede dividirse en varias conectadas entre sí como secciones de trabajo; de este modo, pueden producirse más toneladas en una misma voladura.

La experiencia demuestra que es mejor arrancar desde los extremos de la cámara hacia el centro, salvo que la disposición de los planos de crucero de la masa mineral exigieran hacerlo en una dirección.

El trabajo empieza con la perforación y voladura, seguida de la carga, de modo que los jumbos, seguidos de las cargadoras, no queden encerrados por el montón de mineral arrancado; el relleno se coloca según las necesidades a medida que avanza el arranque. Si la resistencia de mineral y hastiales lo permite, se puede arrancar toda la rebanada y rellenarse de una sola vez.

El aire para la ventilación debe entrar por la planta inferior de la mina;cuando se dejan coladeros entre el relleno, el aire penetra por ellos, con lo que se presenta el problema de que, al secarse el relleno, el aire arrastra muchos polvos,y también que el mineral volado puede tapar esos pasos.

Por ello es mejor que el aire entre por la rampa de acceso a la chimenea central y salga por las dos chimeneas perforadas en el mineral en los extremos de la cámara.

El relleno se compone de arena y estériles molidos del lavadero; también pueden añadirse rocas de las labores preparatorias. En la cámara se reparte con pala L.H.D. o arrobadera, si es relleno seco. El relleno hidráulico se baja por la cámara y se distribuye con tuberías. La bajada puede hacerse por gravedad a través de agujeros de sondeo.

Las arenas del relleno se tratan para que el tamaño menor de 10 micras no llegue al 10 por ciento, de modo que pueda drenarse el agua en la cámara con facilidad y así resulta una superficie firme sobre la que pueden trabajar los mineros y emplear la maquinaria casi inmediatamente.

El drenaje se hace por decantación y filtrado. Para ello se colocan en el relleno de cada cámara varios tubos perforados de drenaje y filtrado, recubiertos con arpillera, a través de los cuales escurre el agua. Además, los accesos a la cámara se cierran a medida que sube el nivel del relleno, con cierres porosos, para que el agua pueda escurrir.

Se ha medido la convergencia producida en el hueco inicial, por la compactación del relleno con arena, y los resultados obtenidos oscilan entre 10 - 20 por ciento de la potencia.

Con objeto de facilitar la recuperación de los macizos entre cámaras, se ha ensayado el consolidar el relleno agregándole del 6 por ciento al 10 por ciento de cemento para que fragüe y alcance resistencias a la compresión de 0,7 - 1,0 MPa.

Para evitar las pérdidas y dilución del mineral por relleno, se puede lanzar una capa de cemento y arena de pocos centímetros sobre la superficie de relleno. Pero siempre penetran en él algunos trozos de mineral que habrá que recuperar, pudiendo aceptar un 5 por ciento de pérdida de mineral en el relleno. Mineros experimentados pueden rebajar estas cifras.

Los coladeros y pasos se protegen con brocales o barreras, para evitar accidentes, y se retiran al dar las voladuras. Según las características geotécnicas del mineral, se puede empernar la corona con pernos largos cuando el macizo se aproxima a sus últimos realces; estos pernos se mezclan después con la masa mineral volada, lo que ocasiona inconvenientes en la carga y molienda. Algunas minas tienen que colocar pernos en corona como medida rutinaria de seguridad.

En las rebanadas rellenas con arranque por barrenos verticales se necesitan unas dimensiones

de hueco descubierto que, si la corona o los hastiales son demasiado débiles, pueden no soportarlos. En estos casos podrá emplearse la voladura con barrenos horizontales y el avance en una sóla dirección.

Los barrenos horizontales pueden emplearse también para seguir los apófisis o salientes de criaderos irregulares con ley alta. En todo caso, la producción baja, y con ella el rendimiento por hombre y relevo.

El relleno de una cámara con barrenos horizontales no puede completarse hasta que se ha terminado de arrancar; entonces se saca la maquinaria y se rellena la cámara hasta la corona. El aire de ventilación pasará por el hueco entre corona y relleno, producido por las irregularidades de la corona y el asiento del relleno; en algún caso habrá que forzar la ventilación con tuberías.

Si no se utiliza la mecanización L.H.D. para este método, lo más corriente es utilizar el rastreo del mineral con arrobadera o scráper, llevándolo desde el frente al coladero más próximo, bien directamente o por intermedio de una "estacada" o puente; ésta puede girar alrededor del coladero y tener un recorrido de hasta 50 m en cada dirección. En este caso los coladeros entre el relleno deben ir revestidos. El relleno baja por dos chimeneas situadas en los extremos de la cámara. Sobre el relleno se coloca un piso provisional de tablas para el recorrido de la arrobadera, evitando una dilución excesiva del mineral en el relleno.

Las rebanadas rellenas son un buen método para ser empleado en la recuperación de pilares.

Las ventajas del método de Rebanadas Rellenas son :

- Sus costos por preparación son menores que los de las Cámaras Almacén, Cámaras Vacías con Niveles y con Barrenos Largos.
- Pueden dar producción rápidamente.
- El mineral sale a medida que se arranca y con ello el capital inmovilizado es menor, se evitan los problemas de oxidación y los fuegos.
- Se necesita poca mano de obra.
- La vigilancia es fácil por estar el trabajo muy concentrado.
- La seguridad es grande, sólo se trabaja en zonas que no han tenido tiempo de meteorizarse.
- La ventilación es sencilla.
- Hay poca dilución del mineral.
- El taqueo puede hacerse en la cámara, evitando atascos en los coladeros.
- La estabilidad en la cámara y en el conjunto de la mina es grande, gracias al relleno.
- Permite la colocación de estériles del lavadero.

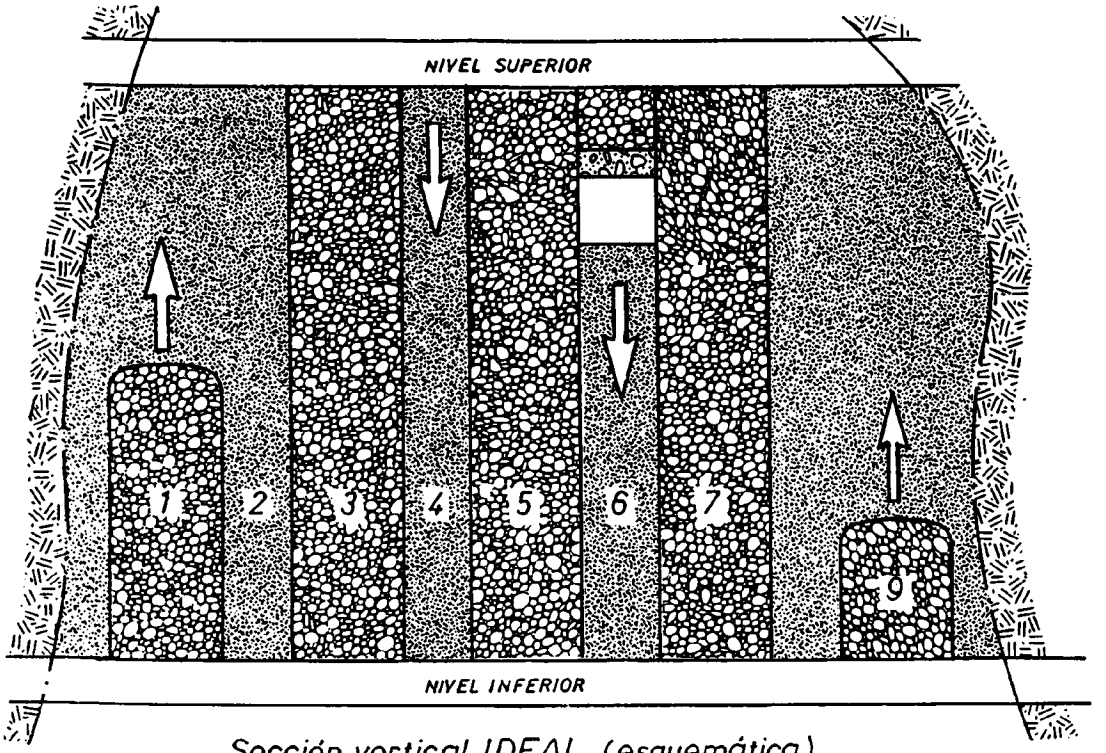
Por el contrario, los inconvenientes son :

- La producción por cámara es irregular, por lo que hay que arrancar varias para compensar.
- Se necesita un buen suministro de tierras para relleno.
- Esto resulta caro, llegando al 50 por ciento del costo total.
- Los finos residuales del tratamiento de estériles ocasionan problemas de estabilidad de escombreras.

3.1. *Ejemplos.*

Cerro de Pasco (Perú) – (*Figura 35*).

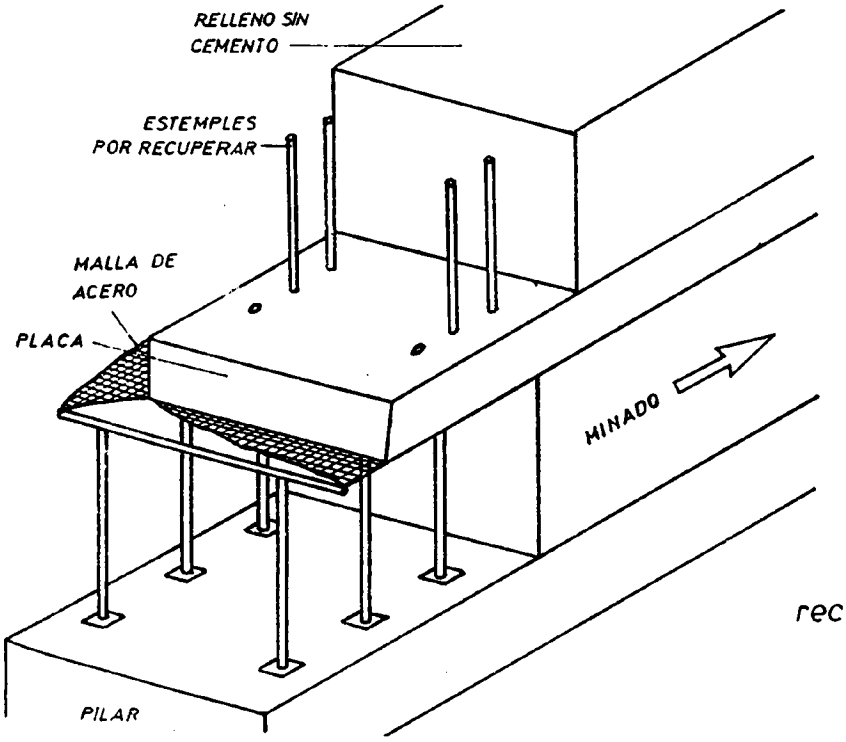
Criadero de pirita y silicatos, en rocas volcánicas, de 1960 m de corrida, 326 m de ancho



Sección vertical IDEAL (esquemática)

Relleno
Mineral
Roca
Hormigón

3,5,7. CAMARAS ARRANCADAS Y RELLEAS
4,6. PILARES EN ARRANQUE Y RELLENO
1,9. CAMARAS EN ARRANQUE Y RELLENOS



Detalle de recuperación de pilares

CE RRO DE PASCO (PERU)

FIG. 35

y 800 m de profundidad. Mineralizado en bolsadas irregulares de Plomo-Zinc y de Cu-Ag; también en filones de Cobre-Plata. Ley media 3,5 por ciento de Plomo, 9 por ciento de Zinc y 3 onzas/t de Plata.

La explotación es una variante llamada "michi" allí, en la que los cuerpos se dividen en Cámaras de 8 m y pilares de 5 m de ancho, con un largo medio de 33 m.

Estas cámaras, arrancadas en rebanadas ascendentes, se rellenan con relleno hidráulico, empleando los materiales gruesos de los "relaves" del lavadero. Las cámaras se abren entre dos galerías, de cabeza y base, y son servidas por chimeneas de paso normales que no se indican en la figura. Los pilares se arrancan en rebanadas descendentes, en las que se coloca como piso una placa de relleno cementado en la proporción 1/9 y apoyada en una malla de acero, sobre unos redondos de madera de eucalipto, en forma de montera; esta placa tiene 1 m de espesor. Una vez fraguado, se rellena encima.

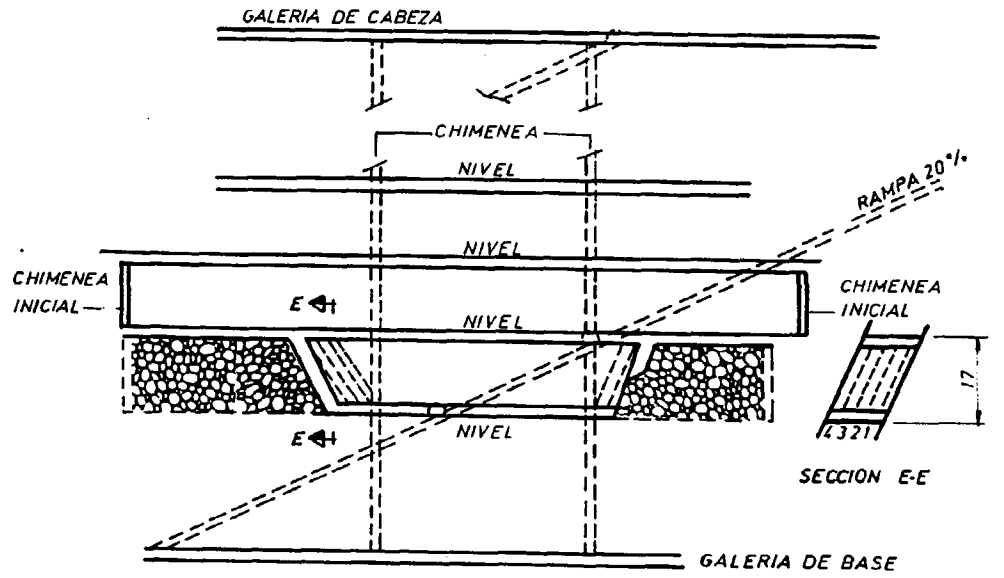
Al abrir la rebanada inferior se utilizan estemples para sostener los redondos de eucalipto y la placa sirve de corona.

Avoca (Irlanda) – (*Figura 36*).

Criadero de mineral de Cobre en forma de filón de 10 m de potencia, 75° de pendiente, con techo friable.

Se hace una preparación con galerías de cabeza y base en el filón, separadas 200 m.

Las rebanadas ascendentes se llevan en forma de cámaras de banqueo, para lo que el piso se divide en niveles de unos 17 m de altura, que se arrancan en retirada hacia el centro y en sentido ascendente, rellenándolos. Al muro se suben dos chimeneas, una para bajar mineral y otra de relleno. Unos planos inclinados, también al muro, sirven de acceso a los niveles. Estos se ensanchan en toda la potencia del filón, 10 m y con 3 m de altura, y se avanzan hasta los límites de la explotación; finalmente se perforan y vuelan las cámaras. Se sostiene el techo con pernos y se rellena a medida que se extrae el mineral con pala L.H.D.



MINA AVOCA (IRLANDA)

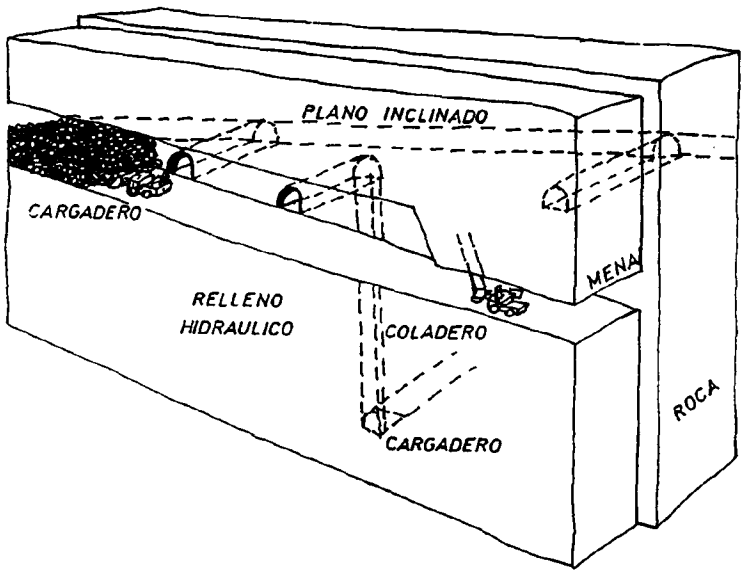
FIG. 36

Cobar (Australia) – (*Figura 37*).

Criadero de Cobre y Cobre-Zinc, formado por cuatro filones de 10,5 m de potencia media, 70° - 80° de pendiente y corridas entre 130 m y 350 m.

Se arranca en rebanadas ascendentes de 3,5 m de altura y se rellena con relleno hidráulico.

El acceso se hace por una rampa por el muro paralela al criadero y separada 15 m , con pendiente 1/7, y desde ella se corta el filón con recortes. La evacuación del mineral se hace por medio de coladeros situados en el muro. Se rellena los 30 cm superiores de cada rebanada con relleno cementado. Se perfora con barrenos verticales y algunas veces horizontales. Se puede arrancar media cámara y rellenar otra media. [6] [7] [17] [19] [20]



MINA COBAR (AUSTRALIA)

FIG. 37

3.2. *Aplicaciones en España.*

El método de rebanadas rellenas se aplica en España en los filones con hastiales no muy firmes de la zona de Sierra Morena y en otras minas filonianas como la de Osor y Almadén.

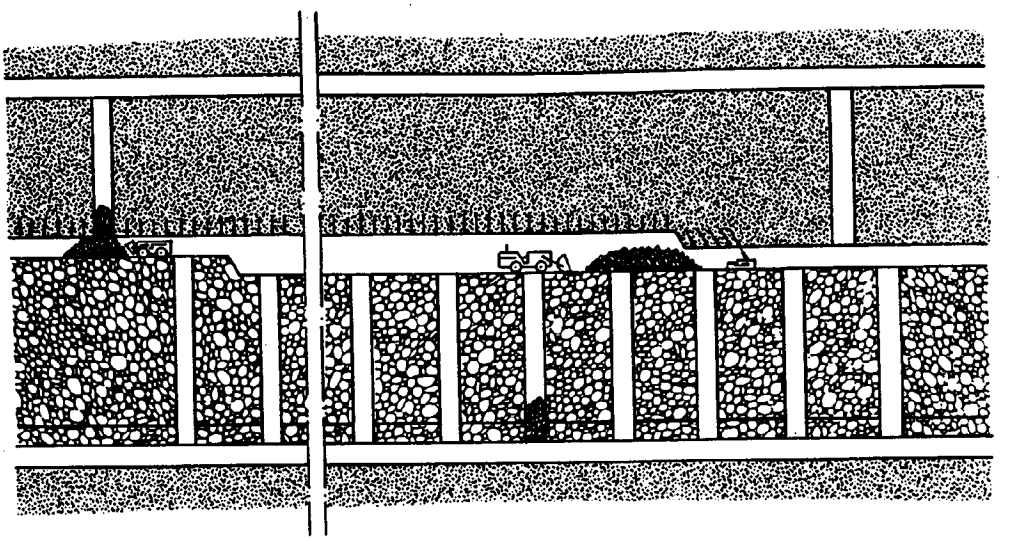
También en las cloritas de Río Tinto se empleó este método de explotación mecanizado, que fue sustituido por el de cámaras vacías con grandes barrenos, ya que la dilución que producía en el mineral era excesiva.

Otra aplicación clásica es la de la mina de la Zarza en Tharsis (Huelva).

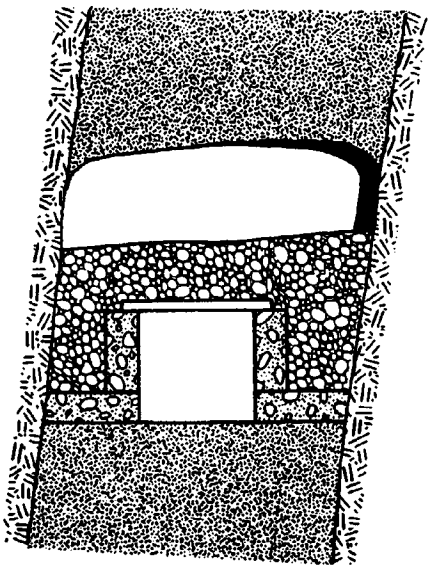
3.3. *Ejemplos.*

MINA ALMADEN (Ciudad Real) – (*Figura 38*).

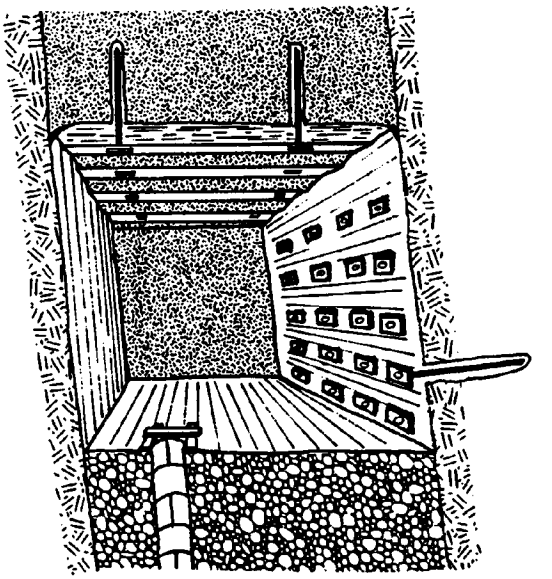
Este criadero, ya descrito en el Capítulo IV , con el método V. C. R. que se aplica recientemente, aplicó este otro método en la forma a que hacemos referencia ahora. Es de aplicación



Sección longitudinal



Detalle galeria de base



Detalle tajo

MINA ALMADEN (CIU DAD REAL)

FIG. 38

en las zonas del criadero que son altas en ley y exige una explotación más selectiva y rigurosa.

Un cuartel tipo sería el siguiente :

Distancia entre plantas o altura de piso 50 m.

Galería en dirección, en estéril, al muro del criadero y desde ella recortes cada 60 m al criadero.

Galerías en dirección con el ancho del filón y 5,5 m de alto que se revisten dejando una galería de 2,5 x 2 m.

El revestimiento consiste en dos bases laterales de hormigón armado de 0,80 m de espesor y sobre ellas dos muros de 0,70 m y 1,70 m que sirven de apoyo a una encamada de perfiles rellenos con ladrillos en sus huecos.

Entre las galerías de cabeza y base se perforan tres chimeneas por cuartel para paso de ventilación y rellenos, situadas a 55 m entre ejes.

En el revestimiento, en la parte del muro se preparan las tolvas de carga de los coladeros, separados 10 m a 15 m.

A partir de este momento se arranca la primera rebanada y comienza el arranque. Los coladeros se preparan con tubos de chapa de 1 m de alto por 1,60 m de diámetro, unidos por tornillos.

El arranque se hace perforando en realce, voladura en rebanadas de 2 m , sostenimiento de corona y hastiales con pernos de resina. Deszafre y relleno con palas diesel.

El relleno está formado por escorias de la calcinación con granulometría 0/30 mm.

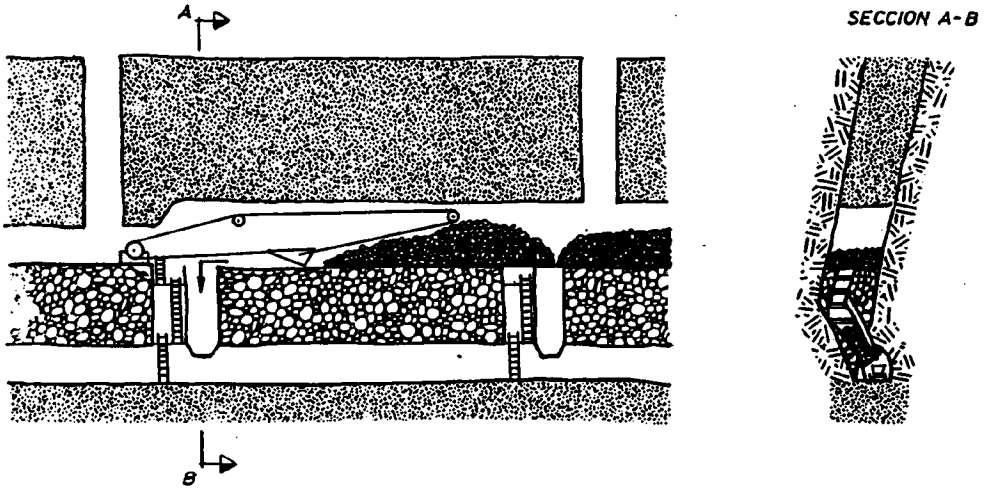
MINA DIOGENES (Ciudad Real) – (*Figura 39*).

Criadero de plomo, formado por un filón de galena de 2200 m de corrida, potencia de caja de 1,80 m. Pendiente 70°.

Techo de pizarra de consistencia variable y muro poco firme. En conjunto hastiales deficientes.

Se prepara con guías separadas 50 m , unidas por chimeneas cada 60 m , que se perforan con sonda y sirven para ventilación y bajada de rellenos.

El arranque se hace en realce, rebanadas de 2,50 m de ancho, perforada en un solo testero.



MINA DIOGENES (CIUDAD REAL)

FIG. 39

El mineral baja por coladeros, que se conservan entre el relleno, bien entubados, separados 50 m unos de otros. El desplazamiento de las zafras hasta las tolvas y el movimiento del relleno para su extensión por el hueco de realce, se realiza con arrobadera accionada por dos tambores. Junto a los coladeros se preparan pasos de personal entubados.

Se emplea relleno de dos tipos: 1) estériles de gravimetría acondicionada procedente del exterior y 2) estéril arrancado en las labores de roca y de la ganga.

MINA DE LA ZARZA (Huelva) – (*Figura 40*).

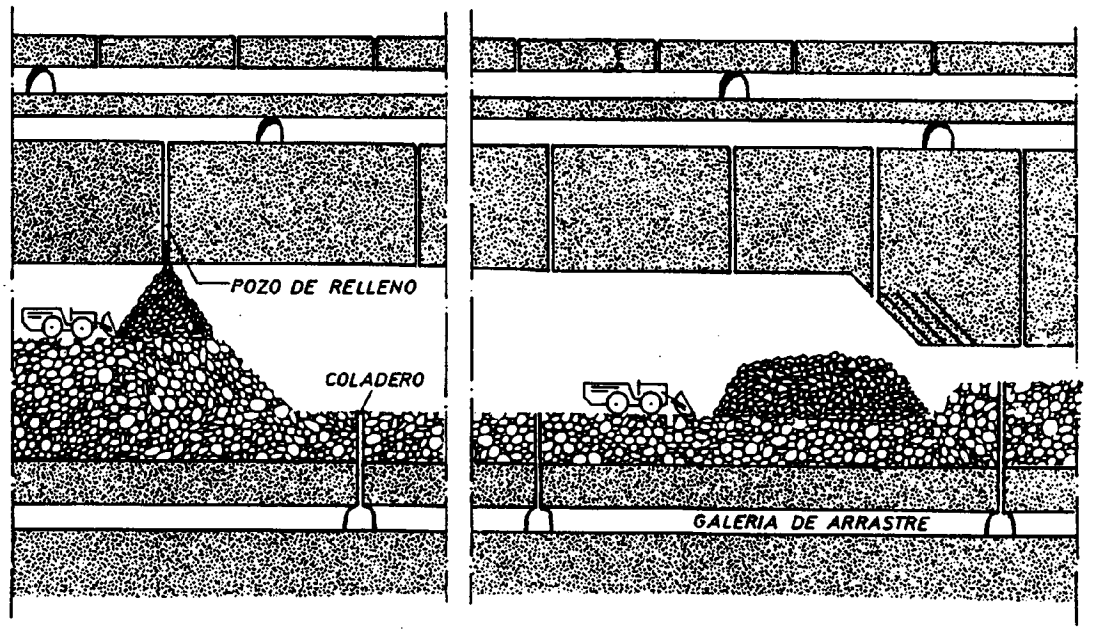
Minas de pirita de unos 2900 m de corrida, con potencia media de 100 m y profundidad de 350 m. Al muro de la masa se sitúa un mineral complejo formado por menas de cobre, plomo y zinc. La masa es subvertical y se explota en un bloque de sección de 200 x 600 m , dividida en pisos de 60 m de altura.

Las cámaras se disponen en dirección, con longitudes de hasta 600 m y 25 m de ancho, con macizos entre ellas de 12 m de espesor.

En el arranque se hacen las rebanadas de 4,5 m de espesor y el mineral arrancado se carga con palas L.H.D. que lo descargan en coladeros, desde los que se cargan los trenes de transporte.

El relleno preparado en el exterior se lleva a la galería superior y se descarga por chimeneas. La rebanada se rellena, dejando 3,2 m de hueco, con pala L.H.D., que extiende el relleno en todo el piso de la cámara.

A medida que sube el relleno se preparan los coladeros de descarga del mineral, distanciados 100 m.



MINA DE LA ZARZA (HUELVA)

FIG. 40

4. Rebanadas unidescendentes rellenas. (Undercut and fill)

4.1. *Generalidades.*

En este método el arranque se realiza en rebanadas horizontales, que se rellenan colocando previamente una losa de hormigón pobre o relleno cementado, el cual sirve de techo artificial para la rebanada siguiente. (*Figura 41*).

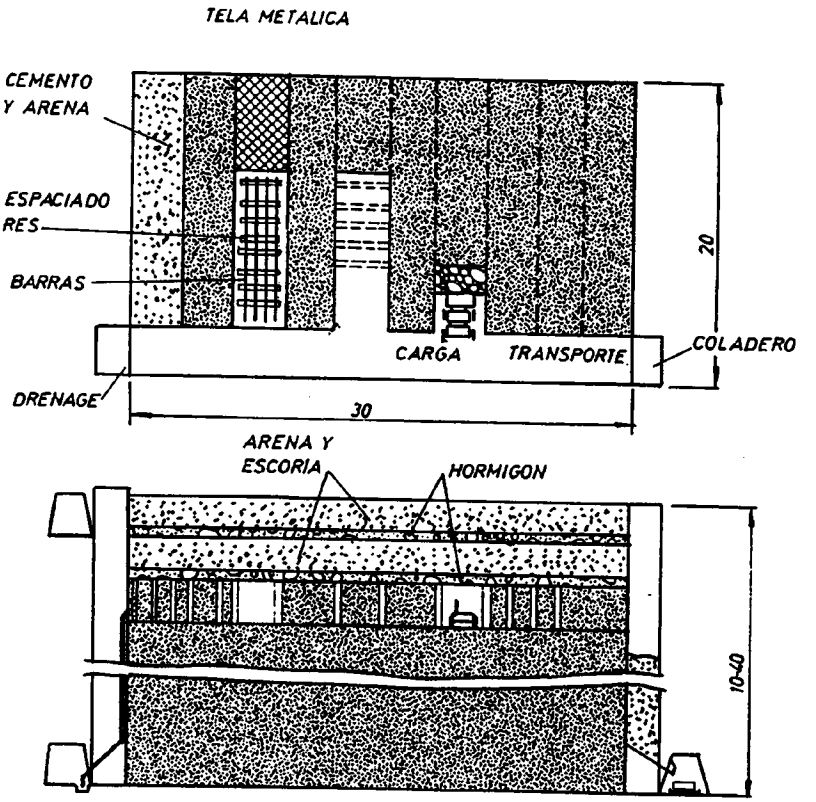
Este método sustituye al de "Rebanadas ascendentes rellenas" en los casos de mineral falso y fracturado, cuya corona puede ceder y complicar la explotación.

Es un método que tiene pocos años de desarrollo y presenta las ventajas siguientes :

- Permite recuperar el mineral en proporción muy alta.
- Evita la inestabilidad con mineral y hastiales falsos.
- Elimina totalmente el sostenimiento de las coronas.
- Con todo ello aumenta la seguridad.

Una de las primeras aplicaciones de este método la realizaron los japoneses para la explotación integral de una masa mineral de cobre del criadero de Juroko y fue presentado por vez primera en el V Congreso Internacional de Minería.

La masa es de 800 m de corrida, 500 m de profundidad y 20 m de espesor. La ley es de 2,5 por ciento de cobre, 1,3 por ciento de plomo, 4,2 por ciento de zinc y 18 por ciento de pirita,



REBAN ADAS RELLENAS UNIDESCEN DENTES

FIG. 41

1 g de oro y 90 g de plata por tonelada. El mineral y hastiales son poco resistentes. Además la presencia del agua hace que las condiciones de explotación sean difíciles.

Se divide el yacimiento en bloques de 30 m x 20 m x 10 m (a 40 m de altura). Están servidos por dos piqueras en los extremos, una para personal y material y la otra para salida de mineral. Una galería inferior enlaza las dos piqueras.

El arranque se hace con labores de través, en forma de galerías de 3 m de ancho y 2,5 de altura, que avanzan desde la primera galería de enlace alternando con pilares del mismo ancho. Cuando se termina una rebanada, se prepara en cada cámara un piso de 50 cm de hormigón armado con tela metálica sobre tablero de madera; el hormigón, con 15 por ciento de cemento, más escoria y escombro sin lodo a partes iguales. Los 2 m restantes se rellenan con relleno seco y sin cemento. A continuación se arrancan y rellenan los macizos del mismo modo. Terminada una rebanada, se empieza la inferior. El rendimiento de esta explotación llega a 20 t/h.

4.2. *Ejemplos.*

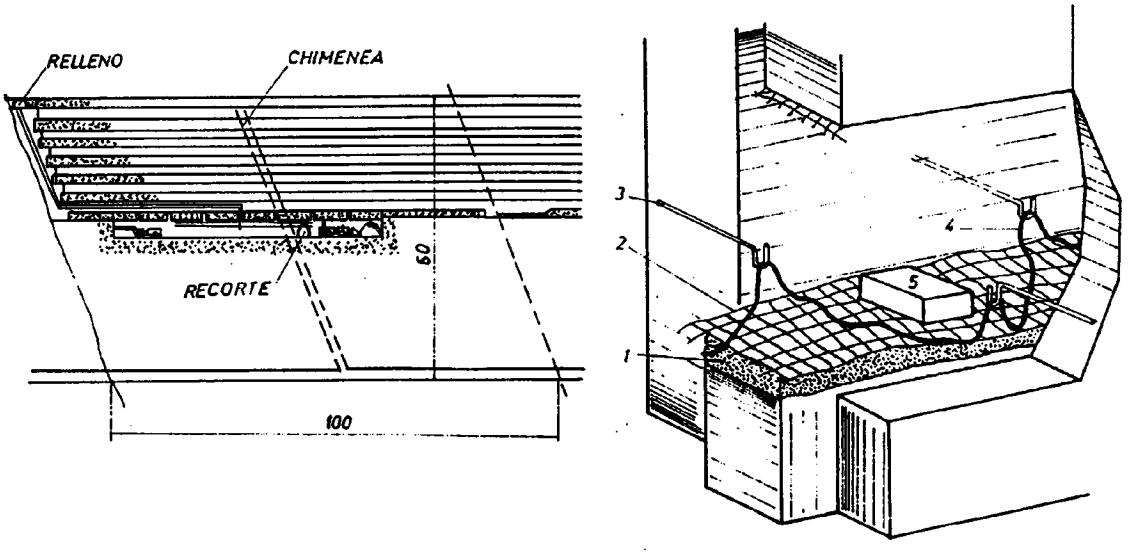
Mina Noailliac (Francia) – *(Figura 42).*

Criadero en forma de filón de Plomo-Zinc. Potencia de 1 a 7 m (media 3 m). Corrida 1600 m y profundidad 500 m. Pendiente subvertical. Arma en pizarras y granitos kaolinizados. Características resistentes de capa y hastiales muy falsos.

Blenda cementando una brecha cuarzosa o difusa en pizarras y granitos alterados. Ley 10,5 por ciento Zn, 85 g /t Ag.

La preparación es la siguiente: Se traza una rampa en vaivén con 20 por ciento de inclinación, al muro del filón, a unos 10 m . Se recorta desde ella en la cabeza, en la base y en el centro de la explotación. Se determina así un campo de arranque de 60 m de alto por 100-150 m de largo.

El avance se hace desde el centro a los extremos, en dos frentes, con evacuación por una chi-



MINA NOAILLIAC (F RANCIA)

FIG. 42

menea que enlaza las galerías de cabeza y base en el centro. Se arranca en rebanadas de 4 m de alto, entre hastiales, y la carga y descarga se realiza con pala frontal. Los hastiales se controlan con pernos y tela metálica.

Para rellenar se coloca en el piso una capa de mineral (1) para allanarlo, y sobre él una malla metálica (2) unida con soldadura y ligada con cables (4) de 8–10 m a unos anclajes (3) colocados cada 2 m a 0,8 m del piso. Todo ello se cubre con hormigón, que se vibra. Su composición es :

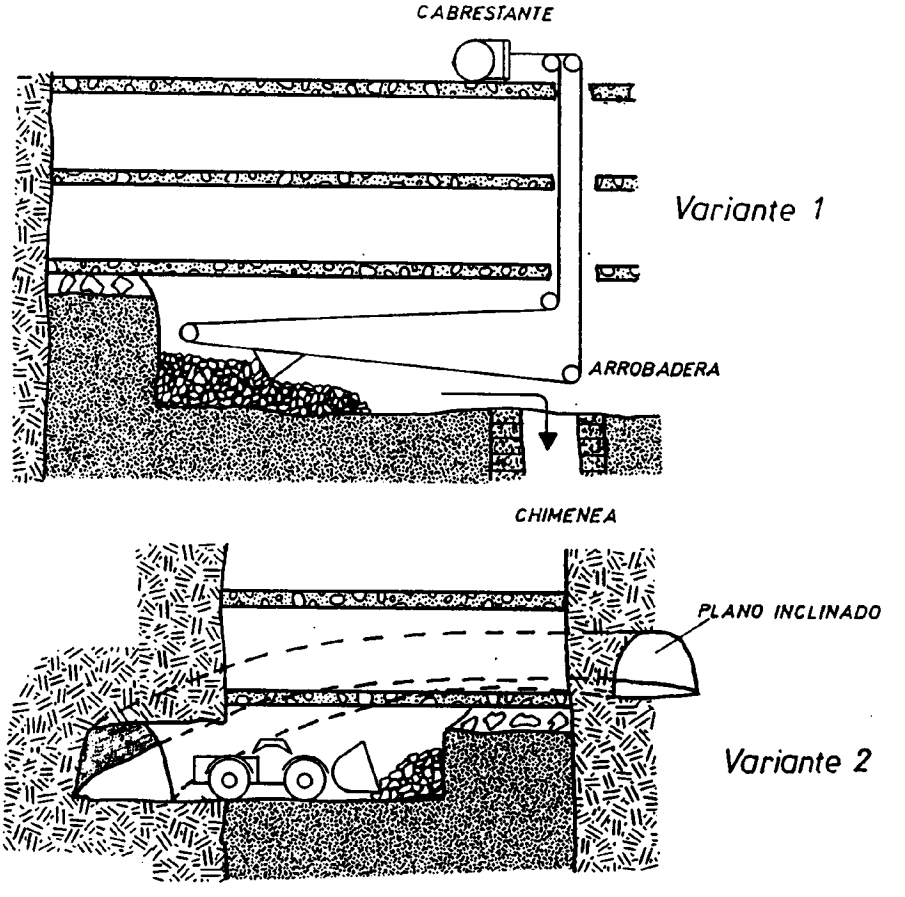
Arena	0 – 6 mm.	1160 k (44,5 %) por m^3
Grava	6 – 2 "	1160 k (44,5 %) „
Cemento (no muy rápido)		140 k (5,5 %) „
Agua		140 l (5,5 %) „

Cada 10 m se coloca encofrado de polystyreno (5), a lo largo, para permitir el paso a la ventilación, y de socorro.

El rendimiento es de 1 – 30 t/h.j. (media 15).
El relleno supone el 50 por ciento de costo.

La Cronzille (Francia) – (*Figura 43*)

Criadero de uranio en bolsas mineralizadas, verticales, dispersas y en filones falsos con hastiales relativamente sólidos.



MINA LA CRONZILLE (FRANCIA)

FIG. 43

Se explota en rebanadas de 3 m con labores de través, de techo a muro de 2,5 m a 4 m, que se rellenan según se van arrancando. El hastial se consolida con pernos.

Después de una preparación convencional,se inicia el arranque de una rebanada nivelando su piso con un breve relleno de mineral que sirve de colchón; se abre una roza en los hastiales para anclar la armadura de una losa de hormigón armado de 30 cm de espesor.

El mineral se saca con arrobadera o con cargadora. Con esta variante se ha mejorado el método pasando de 5,5 t/h a 10,5 t/h. [7] [21]

5. Explotaciones Entibadas. (Timber supported stopes)

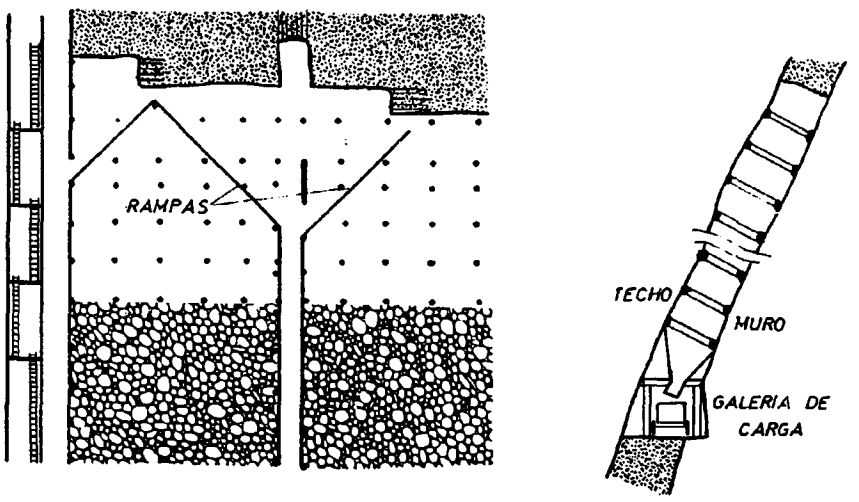
Se incluyen en este apartado los métodos en los que el hueco creado por el arranque del mineral se conserva por medio de un sostenimiento artificial sistemático, generalmente constituido por una entibación de madera. En el caso de filones estrechos,esta entibación puede reducirse a estemples simples acuñados entre techo y muro. Este sistema, llamado también Explotación en Realce Entibado, exige mineral claramente resistente y hastiales moderadamente estables.

Incluso en estos casos, estos métodos tienden a desaparecer por antieconómicos. Son muy costosos por la mano de obra y la madera que exigen, pues necesitan un personal muy cualificado difícil de conseguir hoy.

El arranque en este caso se lleva en realces y los barrenistas trabajan sobre andamios apoyados en la entibación (*Figura 44*).

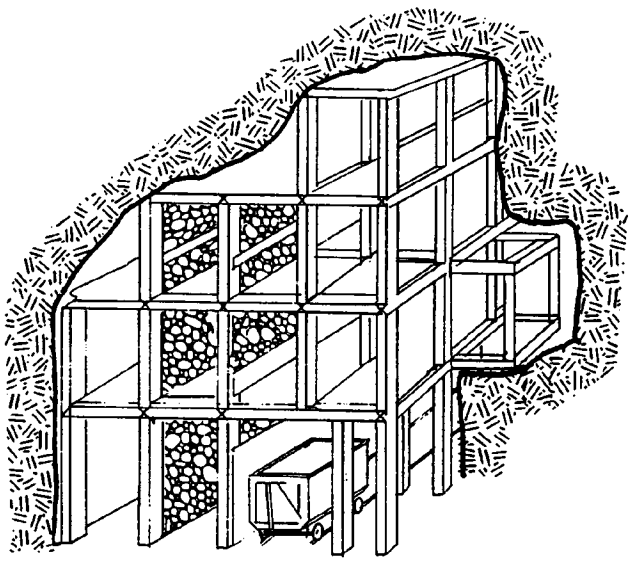
En este método, el vano de la cámara que se deja entre los dos pilares laterales, que lo sostienen en parte, está sostenido además por estemples. Estos se colocan,según un modelo geométrico, para apoyar andamios, como pisos de trabajo, los revestimientos de chimeneas, tolvas, etc., y para sostener cualquier zona débil de los hastiales.

Se emplea algo en pequeñas minas, donde compite con el método de "Cámaras Almacén", siempre que se disponga de entibadores no muy caros.

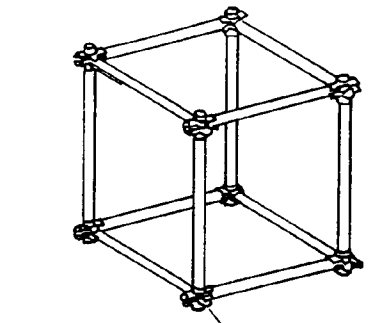


EXPLOTACIONES ENTIBADAS

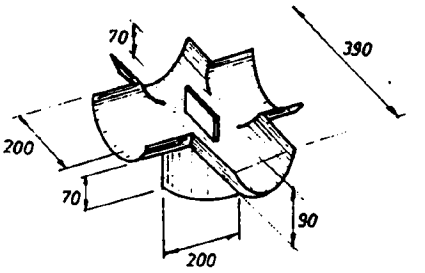
FIG. 44



Conjunto



Elemento de malla



Detalle (en mm)

MALLAS CUBICAS

FIG. 45

Otro método de explotación entibada, en masas o filones potentes, es el llamado de "Mallas Cúbicas", en el cual el arranque se realiza en las cámaras en rebanadas ascendentes, y los hastiales, e incluso la corona, se sostienen con una armadura constituida por cuadros regulares, que se ensamblan formando cubos interconectados que logran líneas de sostenimiento continuas en tres direcciones, cada una en ángulo recto con el plano de las otras dos. El mineral se arranca en forma de huecos cúbicos del tamaño de una "malla" de entibación. La malla normalizada se compone de cuatro estemples o pies derechos, cuatro monteras o cabezales y cuatro tornapuntas (*Figura 45*). Los primeros son verticales y las otras ocho horizontales. Estas piezas que originalmente eran cuadradas y ensambladas con un labrado de carpintería, se han sustituido en las aplicaciones modernas por apeas redondas de 2 m con ensambles de chapa, como indica la figura.

En general, estas cámaras se rellenan posteriormente. La única aplicación, en algún caso, de este método, es la recuperación de macizos de mineral muy fracturado y de pilares entre huecos o rellenos.

En cualquier caso, el arranque se realiza en rebanadas ascendentes, de la altura de la malla cúbica, colocando cada estructura de mallas sobre la inferior y bien ensamblada con ella. [2] [7]

5.1. *Aplicaciones en España.*

Como ya se indicó en el apartado núm. 5, estos métodos con entibación tienden a desaparecer por la dificultad y carestía del personal especializado que necesitan.

Sin embargo, en algún caso de la fase de trasiego del mineral almacenado, puede ser preciso entibar el hueco de las cámaras almacén, en filón estrecho, y aplicar el sistema. Esto ocurre en alguna mina filoniana de Sierra Morena, en la que, por razones de seguridad, se realiza esta entibación. Más interesante resulta la aplicación al sistema de "Mallas Cúbicas" en la operación de recuperación de pilares residuales de los métodos de cámaras vacías, cámaras almacén y rellenas, etc., en los que puede utilizarse de forma parcial o total en algún caso.

Así, es de aplicación para esta última operación en las masas y filones potentes de Huelva, Galicia, Almadén, etc.

◆

CAPITULO V

EXPLOTACION POR HUNDIMIENTO

1. Generalidades.

En este capítulo se incluyen dos tipos de métodos de hundimiento. En los primeros, se lleva éste con el control suficiente para que al ceder el techo sobre el muro, seguido por el recubrimiento, el proceso se lleve de modo que la repercusión en superficie sea relativamente pequeña y con desplazamientos soportables.

En el otro grupo de métodos el hundimiento se hace sin control y el tamaño de los huecos permite movimientos y roturas que destruyen la estructura original del macizo rocoso, llegando incluso a presentarse, al final de la extracción, las rocas estériles del recubrimiento y hastiales en los cargaderos de la mina.

Si bien en otros métodos, como las cámaras vacías, se pueden producir daños en superficie, en los métodos de hundimiento éstos se producen deliberadamente. Se sabe por experiencia que si un hueco sin sostener, con dimensiones suficientes, alcanza el límite de resistencia de las rocas, se hunde, y la repercusión en superficie se extiende en unas dimensiones que dependen de las características resistentes de las rocas.

El hundimiento se basa en un principio diametralmente opuesto al de los métodos con sostenimiento natural, con pilares o macizos rígidos. De modo que, si se quiere asegurar que una zona de la superficie permanezca sin daños o con control de los mismos, una vez que se produce el hundimiento completo de un hueco subterráneo, hay que atenerse a los conocidos límites o ángulos de fractura que se indican en la *Figura 46*.

Estos métodos quedan limitados en su aplicación a aquellos criaderos que hunden favorablemente, de modo que el mineral hundido se extraiga económicamente por los cargaderos inferiores del hueco. Por ello y por el grado de selectividad, estos métodos están en competencia con las cámaras vacías.

Aún está por determinar la profundidad límite de explotación económica del hundimiento. Los factores determinantes son las tensiones, la posibilidad de controlar el entorno y los costos de conservación de las galerías de la zona inferior al hueco. [2] [6]

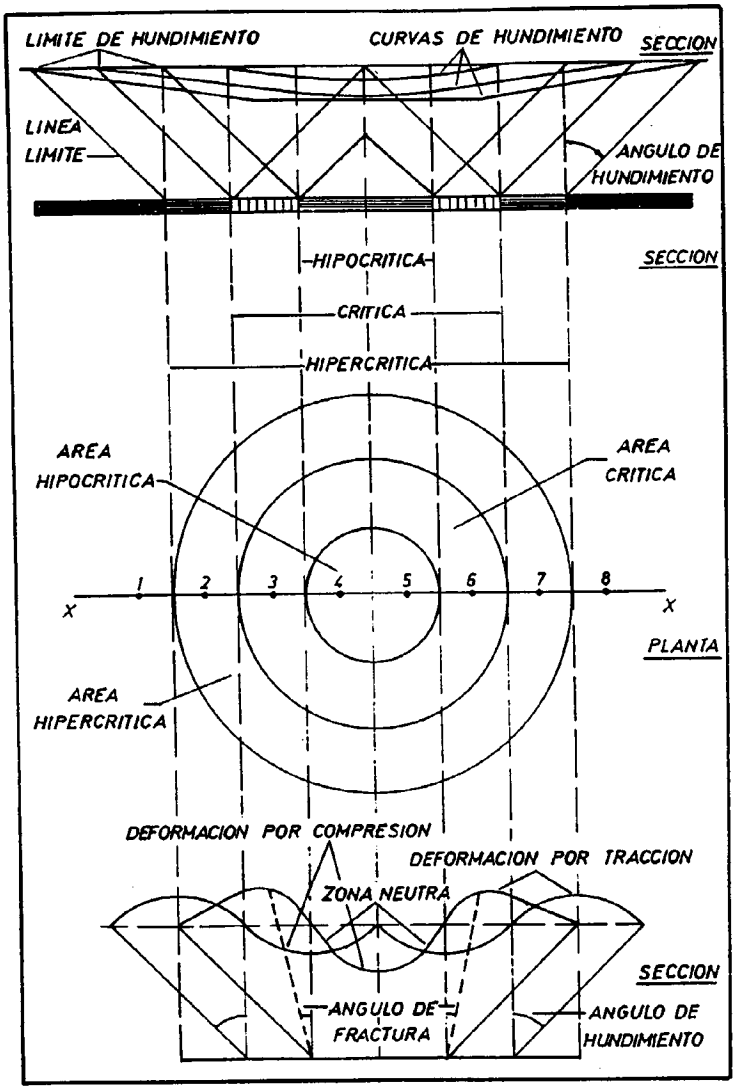


GRAFICO DE HUNDIMIENTO

FIG. 46

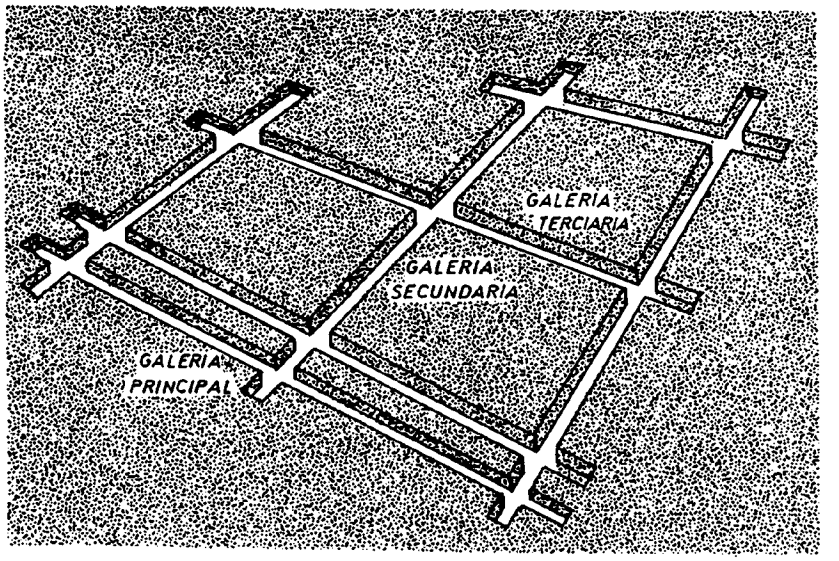
2. Huecos y pilares hundidos (*Figura 47*).

Este método de explotación, conocido también como método de Lorena, por ser allí donde nació y se sigue aplicando intensamente.

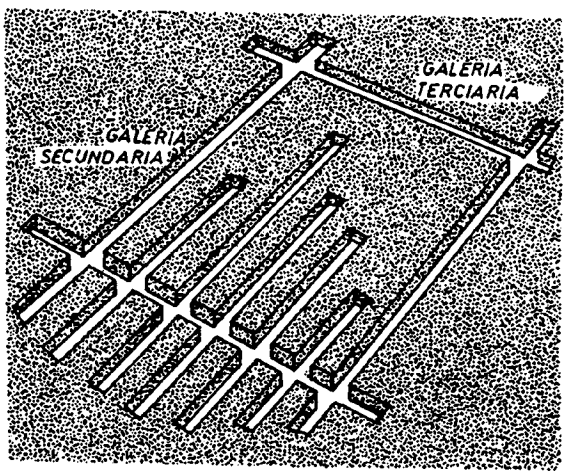
Su aplicación está indicada en capas horizontales de mineral de hierro, o bien en rebanadas, de unos 5 m de potencia media.

La preparación se inicia en cuarteles partiendo de unas galerías "primarias" de transporte general, de las que parten otras "secundarias" y "terciarias" que dividen la capa en bloques o cuarteles de 100 x 100 m.

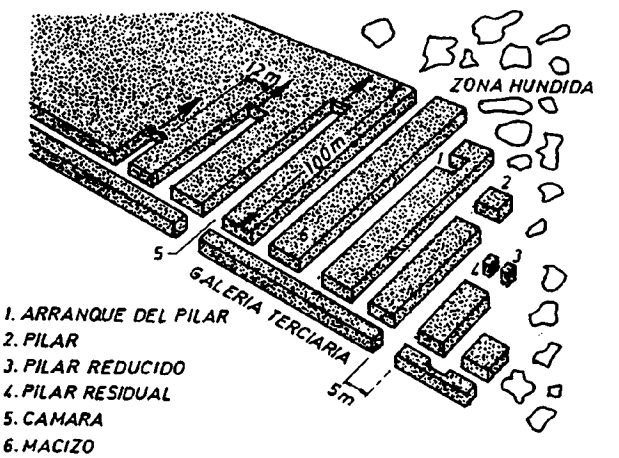
Esos bloques se dividen por galerías de 5,5 m de ancho, separadas 18 m entre centros, dejando un macizo intermedio, como se ve en la figura. Estos macizos se van rebajando de sección con labores en retirada y finalmente se hunden, logrando una recuperación del 85 por ciento del mineral.



Preparación de cuarteles



Apertura de cámas y pilares



Arranque carga y hundimiento del pilar

FIG. 47

Se logra así un buen rendimiento y control del techo.

Otros métodos ensayados actualmente realizan un hundimiento parcial, de forma que al abandonar bloques aislados de mineral, el hundimiento se atenúa y no se propaga a la superficie. [17] [22]

3. Bloque hundido. (Block caving)

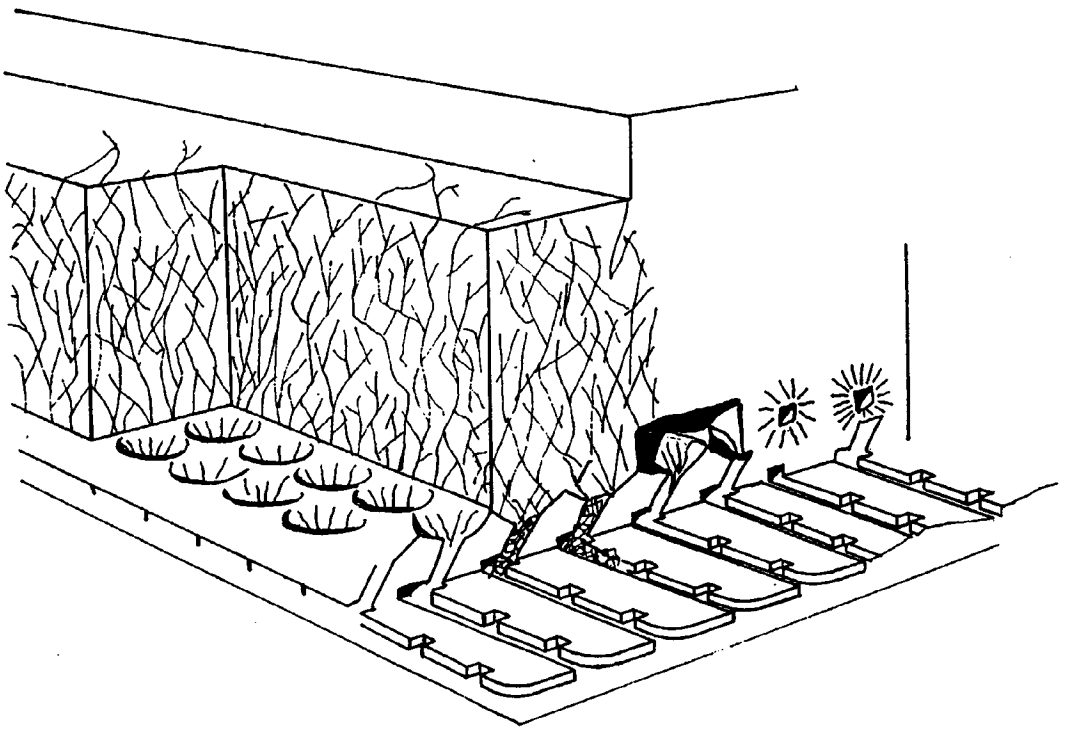
Este método consiste en arrancar un bloque de mineral en un criadero de grandes dimensiones por hundimiento del mineral, que se va sacando por la base del bloque.

Se empieza por dividir el criadero en grandes bloques cuya sección horizontal es generalmente superior a 1000 m^2.

En la base se abre una gran roza horizontal, con lo que se le quita a la masa mineral su apoyo. Se prepara la masa con una red de galerías y chimeneas entrecruzadas en el muro. La roza permite al mineral fracturarse y hundirse. La zona de fractura sube progresivamente en toda la masa. A medida que progresa el hundimiento, la fragmentación mejora, el mineral se quebranta y así puede cargarse en la base, en los numerosos puntos de carga (*Figura 48*).

El método necesita para su aplicación, además de criaderos potentes, las condiciones siguientes:

- Un mineral que hunda y se fragmente naturalmente bien, una vez socavado en su base.
- Un muro bastante resistente, ya que toda la estructura de la explotación se perfora en él.



BLOQUE HUNDIDO

FIG. 48

– Superficie sin problemas para poderla trastornar con fuertes grietas y simas.

La aplicación más corriente de este método es en criaderos de hierro o de minerales pobres muy diseminados.

Para la preparación del bloque a hundir se empieza por perforar una serie de galerías de carga dispuestas según un esquema regular; éstas se enlazan con la base del bloque, o con la roza, con embudos y chimeneas. Estas galerías sufrirán fuertes presiones. Todos los trabajos se deben terminar antes de cebar el hundimiento.

Durante la producción o hundimiento no se perfora, salvo para romper algún bloque de demasiado tamaño. Para conseguir recuperar bien el mineral y evitar la mezcla con estériles es preciso conseguir que la superficie superior del bloque que se hunde forme un plano continuo.

Para ello se necesita un control riguroso de la cantidad de mineral que se saca en cada punto de carga inferior.

La fragmentación se realiza naturalmente, y los atascos pueden causar problemas muy serios y pérdidas de mineral y ensuciamiento del mismo.

En el estudio de la calidad del macizo es útil el parámetro de "calidad de roca" (R.Q.D.) Los ensayos en probetas, para determinar la resistencia a la rotura, no son tan interesantes como el conocer la condición del mineral para fragmentarse en trozos pequeños. Para ello debe estudiarse la disposición de cruceros, juntas y planos de estratificación.

No debe dejarse hueco importante entre el mineral suelto caído y el macizo que se fragmenta, pues si éste se desploma, produce una verdadera explosión al comprimir el aire del hueco, con una secuela de daños y víctimas.

Como el terreno está fracturado por el hundimiento es fácil que penetren en él las aguas de superficie y las de los mantos acuíferos e inunden las labores. Debe preverse una capacidad de bombeo para las máximas avenidas que puedan esperarse. Cuando progresa en profundidad el hundimiento y los restos de los hastiales van rellenando el hueco, las rocas actúan como una esponja y las escorrentías del agua de lluvia deben encauzarse en superficie.

Si existe un gran acuífero habrá que disponer bombas fuertes que eleven el agua desde debajo de la base del hundimiento.

Las ventajas del método de bloques hundidos son :

– Costo de producción bajo; es casi tan bajo como el de las cortas.
– Una vez que el hundimiento empieza, se consigue una producción elevada.
– Pueden normalizarse las condiciones, aumentando la seguridad y eficacia de trabajo.
– La frecuencia de accidentes es claramente baja.

Los inconvenientes son :

– La inversión de capital es grande y la preparación larga.
– La mezcla de mineral y estériles, así como las pérdidas de mineral, elevadas.
– Hay que vigilar rigurosamente la descarga del mineral y ésto es difícil.
– El mineral de baja ley, próximo al recubrimiento y los bordes del criadero, se ensucia excesivamente, si el control del hundimiento no es demasiado bueno.
– No es posible la explotación selectiva de mineral de alta y baja ley. Sólo puede extraerse todo junto.
– Como en la Cámara Almacén, el mineral se oxida.

3.1. *Ejemplos.*

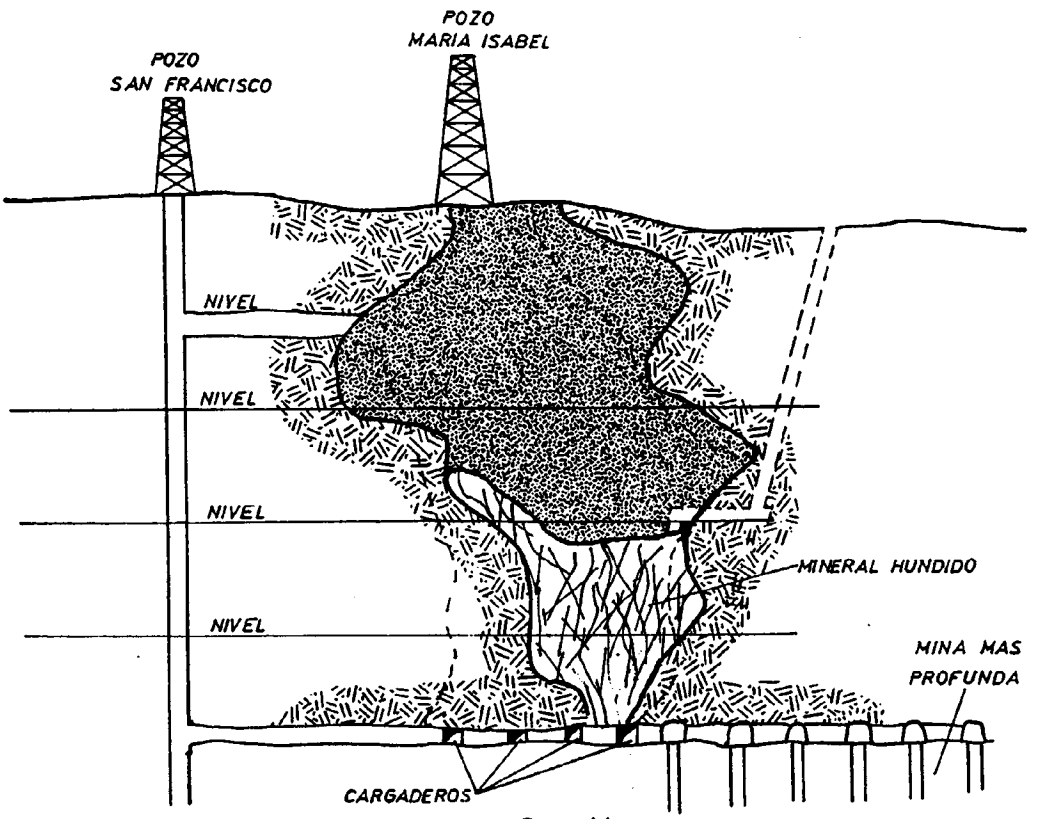
La Encantada (Méjico) – (*Figura 49*).

Criadero en masas irregulares mineralizadas con leyes altas de plata y plomo. Por su forma se conocen como "chimeneas" y están cerradas por su parte alta por una bóveda ovoide que al profundizar se hace cónica.

Los hastiales son resistentes, compuestos de calizas alteradas o no. Pero el mineral es falso, por lo que se aplica el bloque hundido.

El mineral se ensucia al mezclarse con la caliza de los hastiales al 50 por ciento. La caliza del hastial, en el contacto, contiene 60 g/t de plata y se criba para separarla. La parte estéril se emplea como relleno en otras zonas más profundas.

El mineral y la caliza mezclados se cargan con pala L.H.D. y se vierten en coladeros para cribarlos, molerlos y transportarlos.



Sección

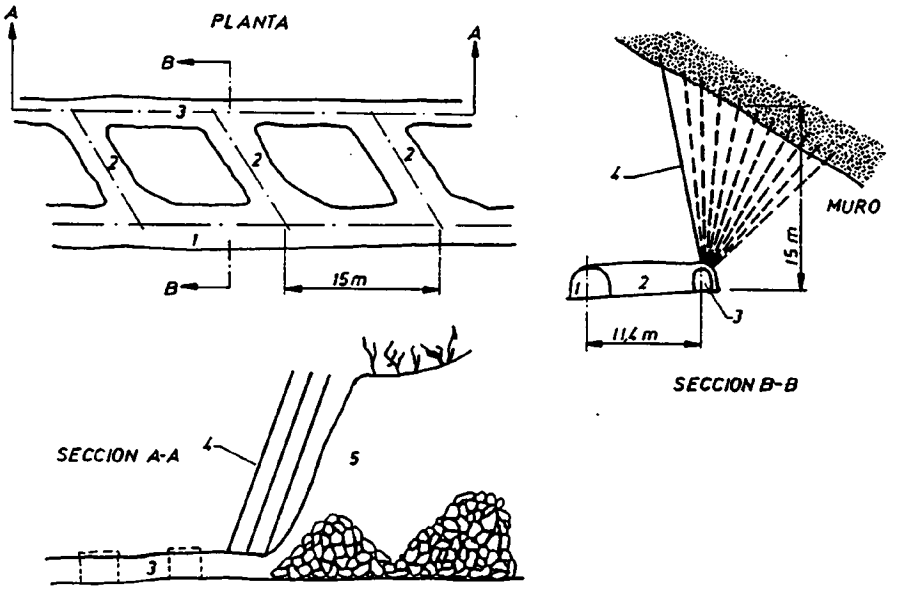
MINA LA ENCANTADA (MEJICO)

FIG. 49

Mina Grace (EE.UU.) – (*Figura 50*).

Criadero de magnetita, en forma de lentejón, de 730 m de profundidad, 300 a 400 m de largo en dirección y 130 m de potencia, con 35° de pendiente. Formado por un estrato de calizas que se mineraliza en hierro, con 44,4 por ciento de ley.

El bloque hundido se inicia abriendo galerías de transporte en dirección (1), en el muro, separadas 15 m del criadero. A 11,4 m de esta galería se abre otra de voladura (3), que se comunica



MINA GRACE (ESTADOS UNIDOS)

FIG. 50

con la anterior por recortes (2) cada 15 m. Desde la galería (3) se socava el criadero por el muro perforando y volando embudos, con pegas dispuestas en abanico (4) con lo que se va dejando un hueco abierto (5) sobre el que se produce la caída del mineral triturado por el autohundimiento cebado en el bloque.

La carga se realiza con cargadoras L.H.D. por los recortes de carga (2) y se lleva el mineral a las piqueras o molinos de trituración primaria. [6] [7] [17] [23]

4. Niveles hundidos. (Sublevel caving)

En este método se divide cada piso del criadero en niveles de 8 a 15 m de distancia en vertical. En cada nivel se recorta el criadero de muro a techo desde una guía en mineral situada al muro. Esta guía enlaza con una piquera o pozo-tolva que comunica los recortes de las plantas de cabeza y base del piso. Las galerías de recorte de cadá nivel se colocan alternadas y a partir de ellas se perforan barrenos ascendentes, paralelos a los hastiales o dispuestos en abanico (Figura 51).

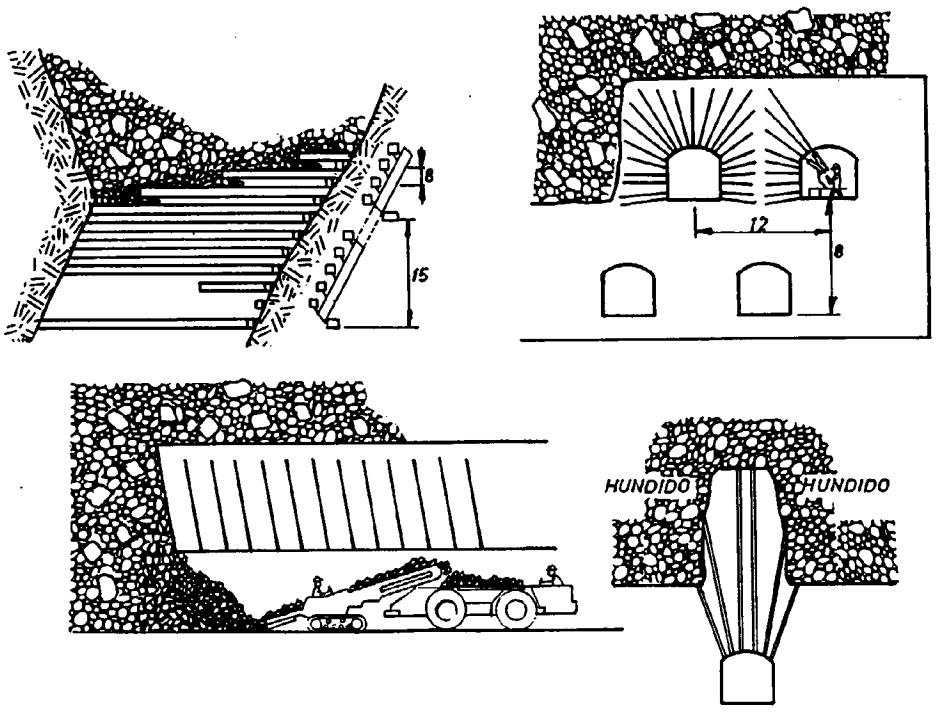
Para empezar el arranque se abre una roza al techo de cada macizo de nivel, que servirá de salida a la voladura, y se arranca en retirada de techo a muro.

Simultáneamente hay galerías de nivel en arranque, en carga, en perforación y en preparación como se ve en la figura.

El mineral desprendido por la voladura se carga con cargadora L.H.D. y se transporta hasta la piquera del muro, por donde pasa el piso de base.

Los estériles del techo siguen en su hundimiento al mineral de corona y pueden ensuciarlo al final de la carga. Esta debe pararse cuando el porcentaje de estéril es excesivo.

La dilución varía entre el 10 por ciento y el 35 por ciento, y el mineral perdido entre el 5 por ciento y 20 por ciento.



NIVELES HUNDIDOS

FIG. 51

Este método se aplica en criaderos verticales o en los de gran espesor vertical.

Necesita un mineral algo consistente que no precise entibación en las galerías, que deben ser amplias para que las cargadoras y jumbos circulen libremente.

Conviene que el techo hunda regularmente, porque es preciso que las rocas del hundimiento se apoyen constantemente sobre el mineral no extraído.

El terreno superficial debe permitir desplomes y daños importantes sin crear problemas graves.

A causa de la dilución y pérdidas de mineral sólo se aplica este método en minerales de poco valor, sin problemas de tratamiento en la concentración. Sin embargo, en criaderos con ley variable puede aplicarse la explotación selectiva con este método.

Se empieza la preparación perforando las galerías de los niveles, con lo que se arranca el 20 por ciento del mineral. Hay que subir varias piqueras que enlazan las plantas de cabeza y pie de piso y los niveles. Por ellas se baja el mineral y pasa el personal y el material, aunque para estos últimos servicios se prefiere hoy abrir en el muro rampas en espiral.

El factor más importante de controlar es la descarga del mineral arrancado debajo de la masa de rocas quebrantadas, pues éstas tienden a fluir en forma de elipsoide. La cantidad que tiende a fluir está limitada en la base por ángulos de talud de 65°/70°. Este cambia rápidamente en el caso de trozos gruesos y cierra en arco la parte alta, quedando colgado. El movimiento de los cargaderos adyacentes, si están cerca, destruye al arco.

Por otra parte la inclinación de los barrenos en relación con el macizo debe considerarse como se ve en las figuras.

Al revés que en las cámaras abiertas, estos barrenos se disparan con mineral y roca suelta pesando sobre ellos, lo que produce un efecto de confinamiento.

La mejor disposición del frente y la fragmentación más favorable se consigue inclinando los

barrenos hacia adelante. Un ángulo típico es de 20/30°, o sea, que los barrenos forman un ángulo de 70/80° con la horizontal. La piedra de los barrenos es de 1,5/1,8 m y en cada voladura se disparan dos o tres filas de barrenos, con detonadores de retardo en cada voladura.

El método de niveles hundidos es quizás el más afectado por la dilución del mineral. Un manto de escombros de roca sigue descendiendo sobre las voladuras individuales en los macizos de mineral. Cada vez que se carga mineral desde una galería (nivel), la roca de encima cáe verticalmente.

Debe calcularse previamente el volumen de mineral a cargar, así como tomar muestras para conocer su calidad. La ley media por voladura se calcula por las muestras de cuatro niveles adyacentes. En cada disparo pueden volarse de 500 a 1000 t. Cuando tres muestras seguidas del final del descenso pasan del margen admitido para la ley del mineral (cut–off), se para la carga.

El ensuciamiento crece rápidamente hacia el final de la carga. Con 70 por ciento de mineral recuperado puede haber 15 por ciento de dilución y con el 90 por ciento la dilución sube al 20/30 por ciento. Se necesita estudiar cuidadosamente muchos informes para calcular la proporción de recuperación económica óptima.

Una vez que se confirmen las condiciones favorables del descenso del hundimiento en este método, se ajusta el volumen de mineral cargado en cada voladura por un compromiso entre la dilución y la recuperación del mineral.

Ventajas de los niveles hundidos :

- Permiten la minería selectiva en criaderos semiresistentes o falsos con hastiales falsos.
- Pueden aplicarse a criaderos pequeños con flexibilidad.
- Se pueden mecanizar mucho.
- Si la resistencia es débil cerca de la superficie y fuerte en profundidad, los mismos equipos sirven al cambiar el método a cámaras vacías mecanizadas.
- La preparación es menor que en el bloque hundido, ya que sólo se mantienen muy pocos huecos durante mucho tiempo. La producción se consigue rápidamente.
- El mineral se extrae continuamente y no tiene tiempo de deteriorarse ni de arder.
- Puede emplearse con minerales húmedos y enlodados que no sirven para el bloque hundido o la cámara almacén.
- Es mucho más económico que otros métodos para terrenos falsos, especialmente los de mallas cúbicas y rebanadas unidescendentes.
- No se pierden pilares de mineral.
- Se pueden utilizar para recuperar pilares grandes por hundimiento entre el relleno.

Inconvenientes :

- Hay que tolerar un alto ensuciamiento (20/30 por ciento) o una mala recuperación.
- La ventilación de los frentes es difícil; cada nivel exige normalmente tubería de ventilación si se emplea equipo diesel.
- Se producen daños importantes por repercusión en superficie.

4.1. *Ejemplos.*

Kirunavara (Suecia) – (*Figura 52*).

Criadero de magnetita en forma de lentejón alargado de 4 km de corrida, profundidad 1000 m y potencia media de 90 m. Pendiente 70°, con 65 por ciento de Fe.

El muro es bastante resistente y el techo es un pórfido cuarcífero.

El acceso se realiza a través de varias rampas transversales con pendientes del 11 por ciento y otras adicionales y en espiral para servicios. Se puede llegar con coches a cualquier zona de la mina.

Las secciones tienen 1 km de largo, con tres o cuatro niveles en arranque o preparación. Cada sección lleva una piquera cada 100 m y abiertas en el muro, que sirven para almacenar y sacar el mineral de cada clase por la planta inferior.

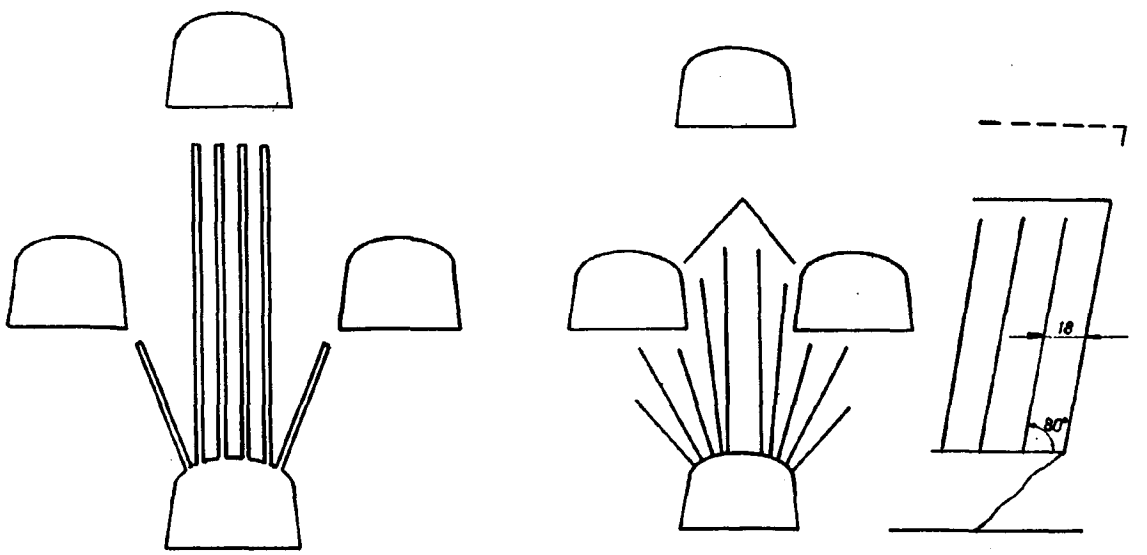
En cada nivel se lleva una galería en estéril por el muro y otra paralela por el mineral a 15 m. ó 20 m de la anterior. Desde ellas se perforan galerías alternas en cada nivel, transversales de muro a techo con secciones de 5 m x 3,5 m , separadas 10 m entre ejes, con un macizo intermedio de 5 m. El arranque se hace perforando en abanico, volando y cargando con pala L.H.D. Se arranca de techo a muro, abriendo una roza al muro previa.

El esquema de tiro y la calidad del mineral se controlan rigurosamente.

Tanto este control como el de tráfico están regulados y programados por ordenador. [2] [24]

4.2. *Aplicaciones en España.*

No son corrientes las aplicaciones en España de los métodos de hundimiento y sólo se tienen noticias de una aplicación en las minas de hierro de Cala, del método de niveles hundidos, que fue sustituída por minería a cielo abierto, y de un proyecto reciente en las minas de hierro en Santander, del método de bloque hundido.



MINA DE KIRUNAVARA (SUECIA)

FIG. 52

También se planeó una explotación de este tipo en el Manto de los Azules en Cartagena, que fue sustituida por una explotación a cielo abierto.

Mina Dícido (Santander) – (*Figura 53*).

Criadero de hidróxido de hierro. Explotado con anterioridad a cielo abierto y en subterráneo y, por ello, muy quebrantado por lo que las labores en su interior son inviables. Por esta razón se ha elegido el método de Bloque Hundido. Está metalizado en cabeza, con techo de dolomía en la parte no desmontada por la mina a Cielo Abierto. La potencia es de 40 m a 45 m y el muro es de caliza.

Para iniciar el hundimiento del macizo, las galerías de socavado y descarga se sitúan debajo de las labores preparadas en la mina anterior, y perpendiculares a la dirección del criadero, separadas 10 m entre ellas. Una galería de transporte bordea todo el criadero con cota 7.5 m más baja que las labores de socavado. Las galerías de socavado se enlazan con una galería de acceso y con otra de ventilación.

Desde las galerías transversales se perforan y vuelan los abanicos de socavado del bloque para cebar la bóveda en su hundimiento. Se empieza por abrir los embudos de salida y la roca de expansión en la forma del esquema de la figura. Estos cargaderos se abren cada 5 m.

La carga en los transversales de seccionado con arrobadera (scraper) o pala en coladero desde donde se cargan los camiones de la galería de transporte.

Mina de Cala (Huelva) – (*Figura 54*).

Criadero de magnetita de 1200 m de corrida, 70 m de potencia y 300 m de profundidad reconocida. Pendiente entre 65° y 90°.

Este criadero, antes de decidir su explotación a Cielo Abierto, se preparó y explotó por el método de niveles hundidos.

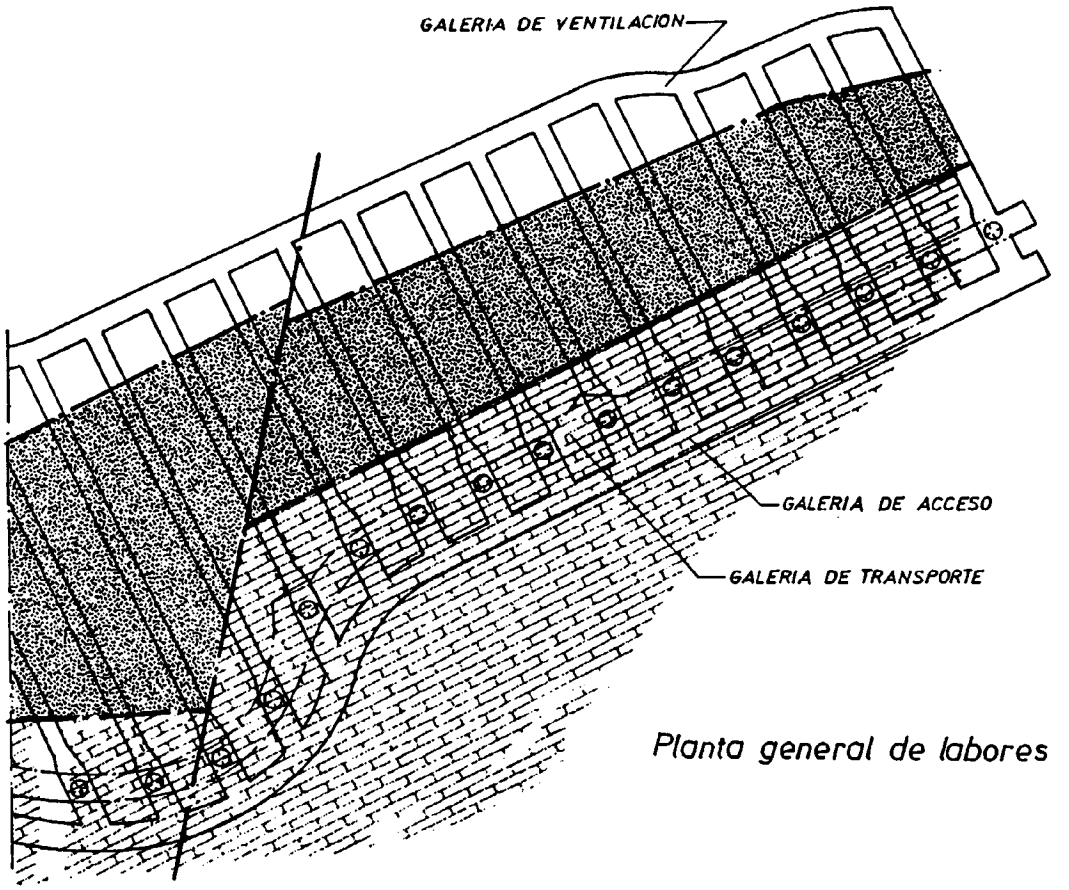
Se accedía por un socavón principal de gran sección para circulación de camiones mineros pesados.

Los niveles estaban separados 10 m en altura y unidos con una rampa de 10 por ciento de pendiente al socavón.

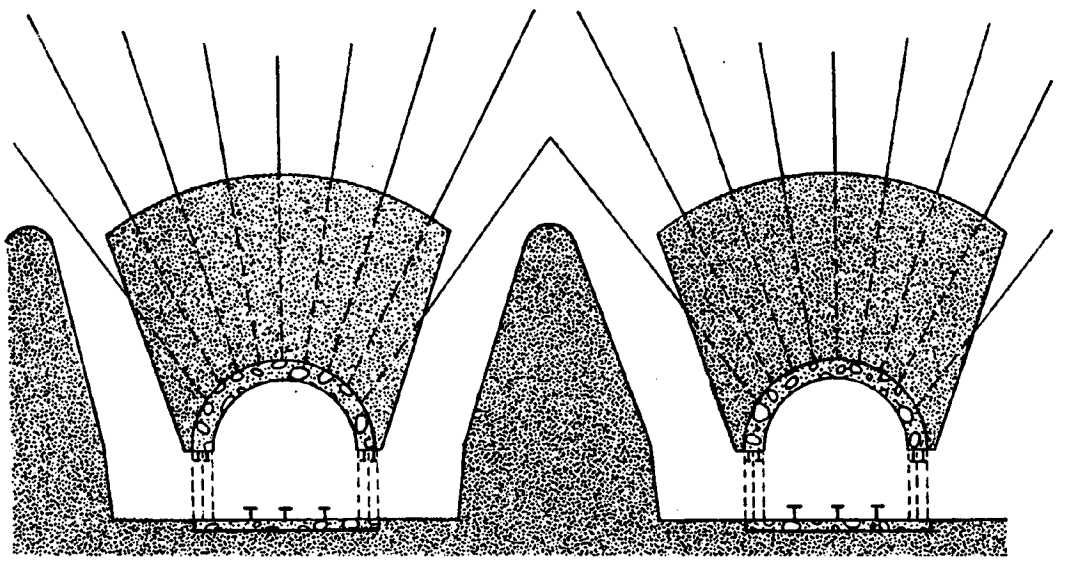
En cada nivel se llevaba una galería general, en el hastial de acceso del socavón, y una serie de recortes de techo a muro separados 16 m entre ejes. Estos recortes van alternados en cada nivel con relación a los inmediatos inferiores y superior. Una galería en dirección, en todo lo largo del cuartel, de 400 m de largo, enlaza estos recortes con las rampas de unión del socavón.

El arranque se realizaba de techo a muro y escalonado en sentido descendente, perforando 10 barrenos en abanico a partir de cada nivel. Los abanicos se daban en planos separados 1,5 m.

La carga se hacía desde las minas con pala frontada a camión, que lo transportaba directamente a superficie.



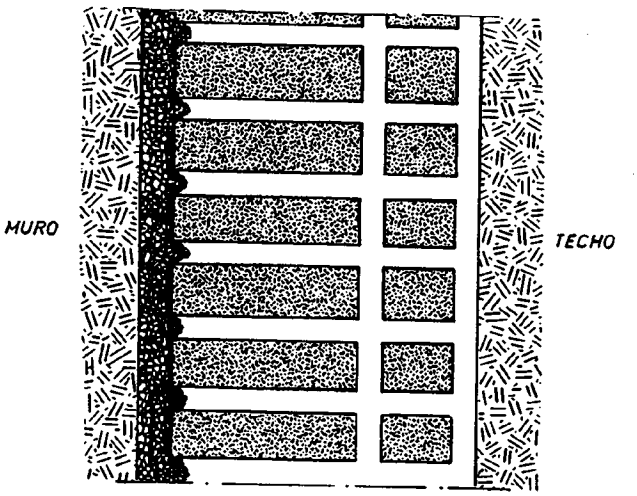
Planta general de labores



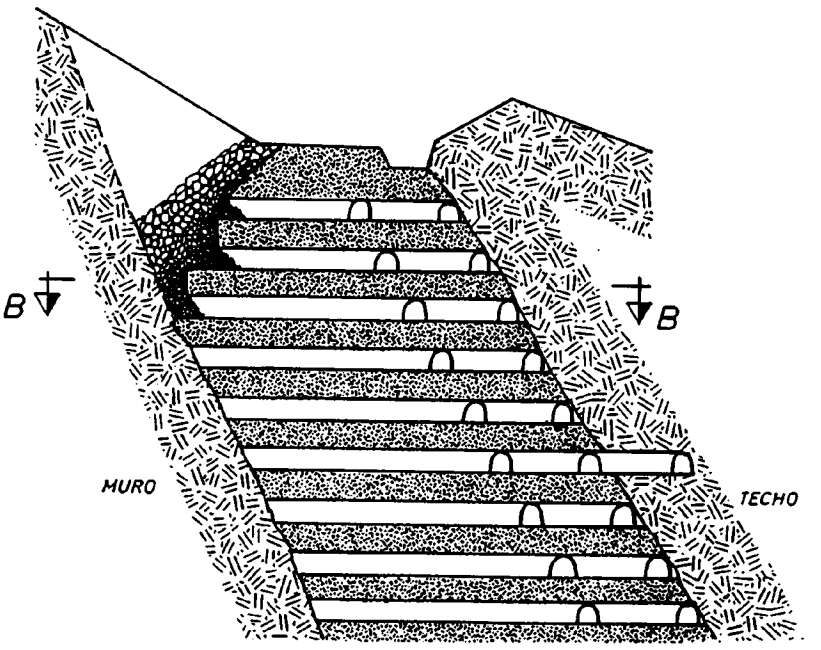
Cargaderos . Seccion vertical

MINA DICIDO (SANTANDER)

FIG. 53



Sección B - B



Sección vertical

MINA DE CALA (HUELVA)

FIG. 54

CAPITULO VI

EXPLOTACIONES ESPECIALES

1. Introducción.

Se consideran en este capítulo aquellos métodos mixtos de los anteriores o de transición entre ellos. En general son aquellos procedimientos que se emplean para recuperar los macizos y pilares expresamente abandonados para poder arrancar el mineral con seguridad en los anteriores métodos.

Se tienen en primer lugar aquellos métodos de huecos permanentes, que al crecer la mina en profundidad ofrecen pocas garantías de estabilidad, por lo que tienen que rellenarse los pisos superiores para poder trabajar por debajo de ellos. A esto se une que los pilares entre huecos y los de corona entre pisos ocupan una cantidad de mineral cada vez mayor, llegando pronto a suponer la mayor parte del criadero.

Por esta razón se ha implantado el relleno previo de los huecos abiertos y la preparación del mismo con cementación para arrancar el mineral de los pilares y macizos con mayor seguridad.

Otra manera de recuperar los macizos y pilares es la de realizar el arranque en las cámaras y, una vez terminado, arrancar los pilares de corona y los de separación entre cámaras por un sistema de hundimiento.

Este método es mixto de las explotaciones con sostenimiento natural y de las de explotación por niveles hundidos.

Otra variante es el paso de ciertos métodos de hundimiento de niveles al de cámaras de almacén o más bien bloques hundidos.

Los métodos ya descritos de cámaras abiertas y los de rebanadas con rellenos dejan sin explotar macizos o pilares horizontales y verticales para limitar los pisos y las cámaras.

A medida que las minas progresan en la dirección y profundidad del criadero, la importancia de este mineral abandonado crece y su recuperación se hace imprescindible.

Se considera en general más fácil la recuperación de los pilares verticales que la de los horizontales por ser más fácil trabajar con relleno al lado que bajo el relleno. Por ello los métodos tratan de eliminar los macizos horizontales. Se pueden citar dos ejemplos de esta tendencia :

– En primer lugar las cámaras vacías actuales son, para un volumen dado, más altas y con menos sección de base que las que se proyectaban hace unos años. Una de las razones de esta evolución es que se espera reducir con ello los macizos horizontales superiores de protección.

– En los métodos de rebanadas horizontales rellenas, la tendencia es la de elevar la altura entre plantas, llegándose a pasar de los 200 m, con lo que se disminuyen los macizos horizontales. También se procura reducir el macizo de protección horizontal protegiéndolo con cables anclados. Con el desarrollo de esta tecnología se podrá alcanzar en el método de rebanadas rellenas una recuperación elevada del criadero.

La gran aceptación y aplicación del relleno hidráulico cementado en la minería de los últimos años ha tenido como resultado una amplia flexibilidad para los proyectos de recuperación de pilares en la práctica. La filosofía a seguir en este caso será añadir cemento al relleno para que éste permanezca fijo cuando se abre un minado junto a él. O bien si el relleno falla, lo haga en bloques que puedan mantenerse separados del pilar de mineral.

2. Recuperación de pilares.

Los métodos de recuperación del mineral abandonado en pilares y macizos de explotación sin provocar hundimientos, difieren en el sistema de sostenimiento. La recuperación con el método de relleno, con o sin mallas cúbicas previas, es un trabajo perfectamente normalizado y razonable, tanto en arranque ascendente como descendente. Es de esperar un trabajo duro y fuertes presiones del terreno, pero se puede asegurar que, con mineros experimentados, se consiga una recuperación del mineral de casi el 100 por cien. Cuando los pilares están muy machacados y debilitados, los métodos de relleno cementado descendentes compiten con éxito con los ascendentes.

Los métodos de explotación por cámaras vacías permiten a veces la recuperación de los pilares empleando un sostenimiento con entibación, con pérdida de algo de mineral. Pero si la ley del mineral del pilar es alta, puede convenir por razones económicas el rellenar las cámaras y así conseguir la recuperación mayor que le permita el arranque con relleno.

No existe un sistema universal para estas recuperaciones. Cada trabajo suele convertirse en un problema especial muy influido por las circustancias de cada criadero. Lo único general es que en el caso de poder emplear la técnica de barrenos largos se facilita mucho el problema. En casos excepcionales solo puede lograrse una "rapiña" del pilar y no su recuperación.

Pueden pues, presentarse los casos de recuperación de pilares horizontales o verticales, que a continuación se expresan :

3. Recuperación de pilares horizontales.

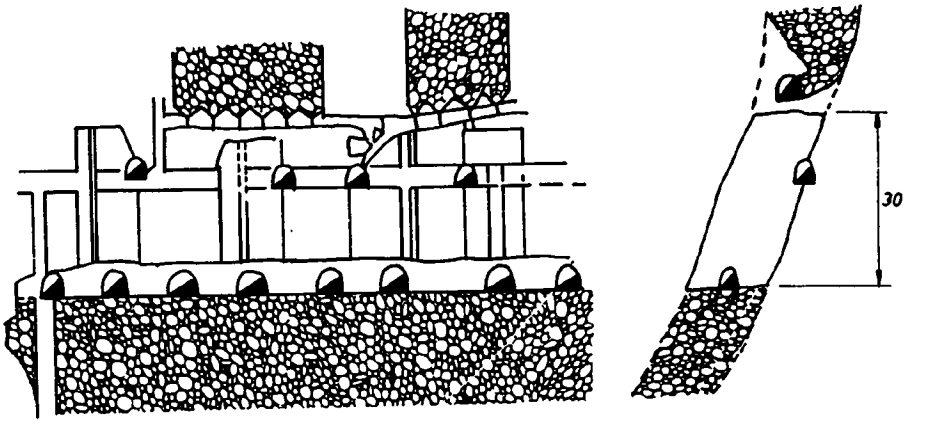
. Si se emplea el método de rebanadas unidescendentes rellenas, con refuerzos de losas armadas de relleno cementado, que ya se ha expuesto en el párrafo 4 del capítulo IV, se resuelve el problema grave de la recuperación del pilar horizontal de corona de cámara.

Se exponen a continuación la recuperación de pilares en otros métodos en los que se deja abandonado el pilar horizontal de corona en la fase de arranque del mineral de la cámara.

Se recogen los aspectos comunes al problema que plantea esta recuperación de pilares de corona.

En primer lugar se describe la recuperación de un macizo que se extiende desde la parte superior de una cámara arrancada por rebanadas rellenas ascendentes, hasta la base de la cámara rellena del piso superior; una distancia total de unos 30 m. (*Figura 55*).

La situación del minado, que muestra la figura, es que el relleno en las cámaras sobre la zona de arranque no está cementado. Existe el peligro potencial de que este relleno penetre en el hueco de arranque del pilar, ocasionando el abandono de los cargaderos e incluso la pérdida del mineral



Seccion longitudinal *Sección transversal*

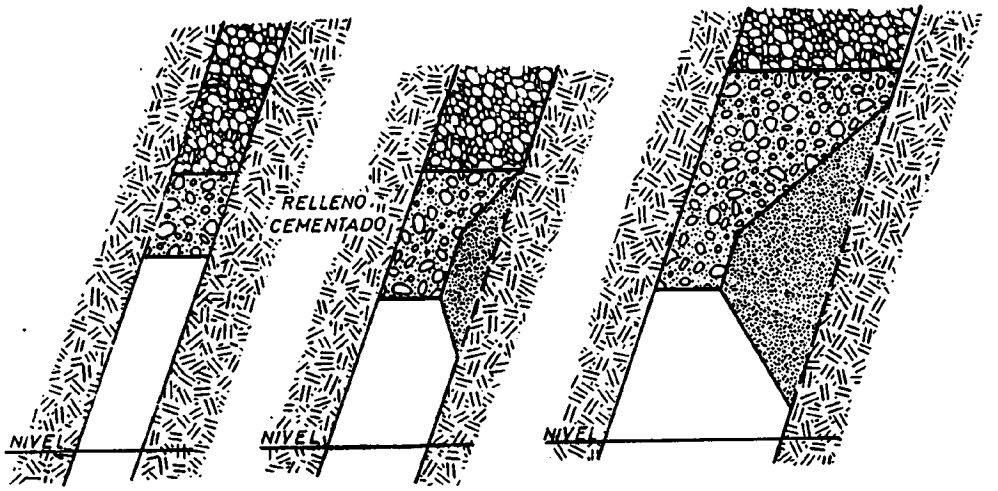
RECUPERACION DE PILARES HORIZONTALES
EN CAMARAS RELLENAS

FIG. 55

arrancado en el pilar.

El relleno se retiene solo por un estrechamiento preparado en la base del cargadero.

Otro caso se presenta en la *Figura 56*, con tres tipos de cámaras con potencias de 4 m , 4 m a 8 m. y 8 m a 11 m. En los tres casos se vierte el relleno cementado en el tragante del cargadero de la cámara superior al pilar que se trata de arrancar. Debido al retraso que pueda ocasionarse para la cementación del tapón indicado y las ventajas que, en compensación, se consiguen al trabajar con más facilidad, deberá realizarse un análisis económico del diseño de las operaciones mineras.

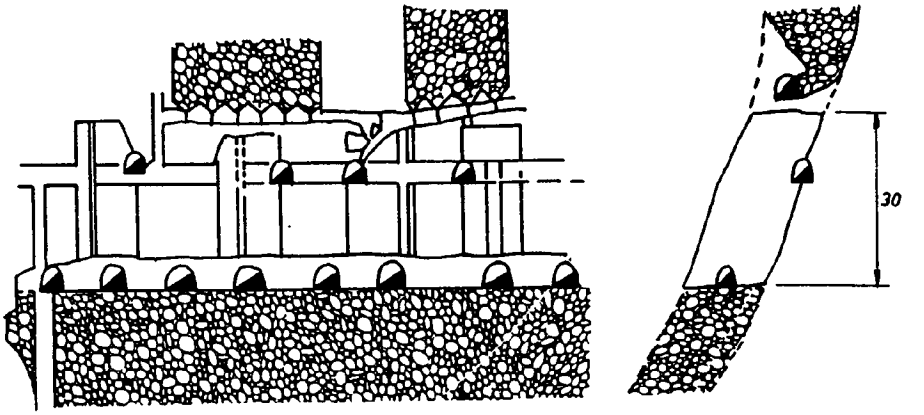


Secciones transversales
(según potencias)

CARGADERO CEMENTADO

FIG. 56

El fin principal del relleno cementado vertido es servir como un tapón eficaz para prevenir movimientos del relleno no cementado encima de la zona de trabajos de recuperación del macizo.



Seccion longitudinal *Sección transversal*

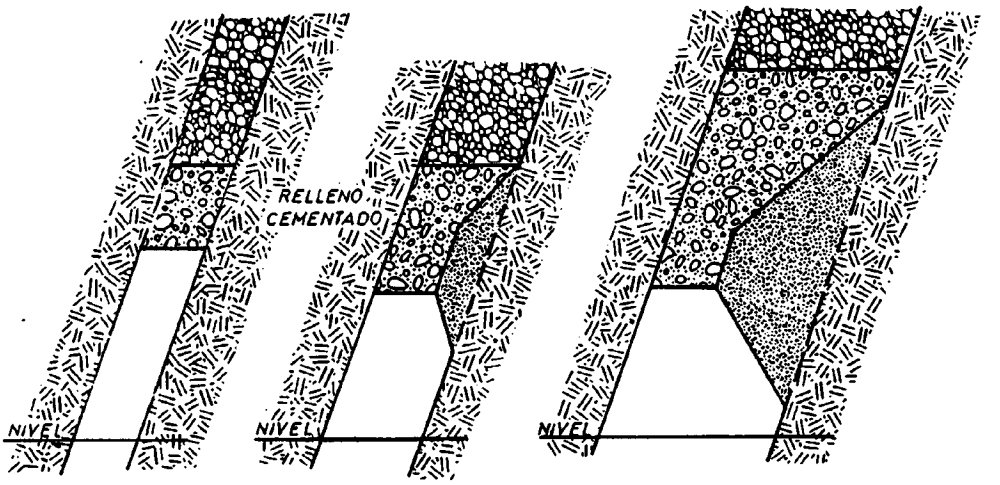
RECUPERACION DE PILARES HORIZONTALES
EN CAMARAS RELLENAS

FIG. 55

arrancado en el pilar.

El relleno se retiene solo por un estrechamiento preparado en la base del cargadero.

Otro caso se presenta en la *Figura 56*, con tres tipos de cámaras con potencias de 4 m , 4 m a 8 m. y 8 m a 11 m. En los tres casos se vierte el relleno cementado en el tragante del cargadero de la cámara superior al pilar que se trata de arrancar. Debido al retraso que pueda ocasionarse para la cementación del tapón indicado y las ventajas que, en compensación, se consiguen al trabajar con más facilidad, deberá realizarse un análisis económico del diseño de las operaciones mineras.



Secciones transversales
(según potencias)

CARGADERO CEMENTADO

FIG. 56

El fin principal del relleno cementado vertido es servir como un tapón eficaz para prevenir movimientos del relleno no cementado encima de la zona de trabajos de recuperación del macizo.

Aun en el caso de que el hormigón pobre del tapón falle, bajo cargas normales en las direcciones del buzamiento o la corrida, tales fallos se producen por arqueado progresivo. Cualquier relleno que falle se coloca como un bloque sobre el mineral quebrantado del pilar y la extracción del mineral del pilar se completa antes de que el proceso de arqueamiento llegue a repercutir en el relleno sin cemento.

Este método es más positivo que el descrito anteriormente, pero tiene varios inconvenientes: algún mineral se pierde si el muro se acuña y además las extensas preparaciones horizontales para cargaderos, y conexiones con coladeros son necesarias como en el primer caso.

El método más moderno utilizado para la recuperación de estos macizos horizontales se basa sobre el empleo de cables anclados en el macizo mineral cuando la labor se acerca al final del agotamiento del mineral contenido en el bloque de la cámara.

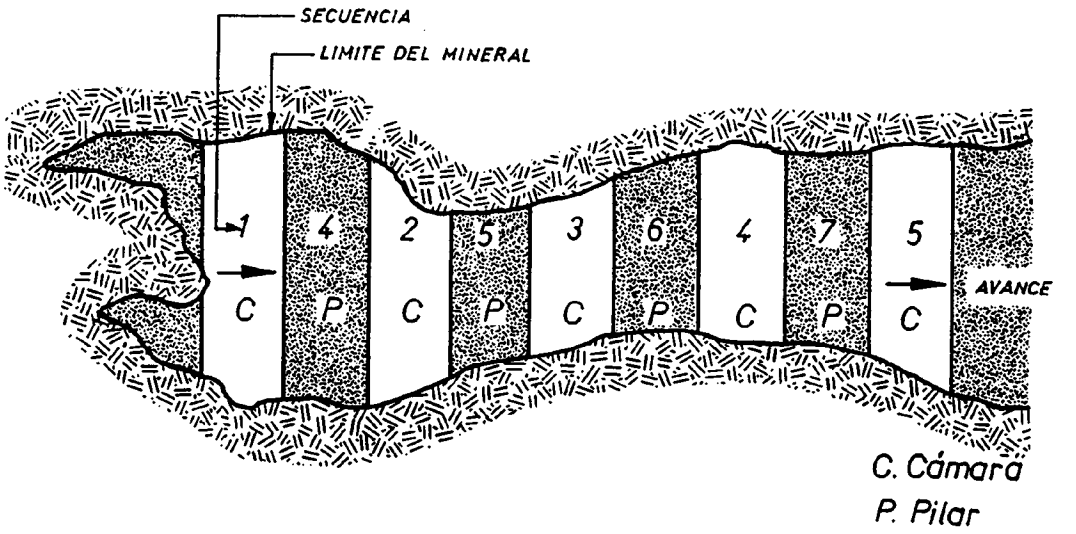
Esta proximidad permite continuar con las rebanadas rellenas sin interrupción, no necesitando cambiar de método para el arranque del pilar. Ello elimina también la necesidad de preparaciones y pérdidas de mineral en la zona de los cargaderos para situar el relleno.

Sin embargo el método de voladura del pilar, descrito en primer lugar, es un método seguro y de elevada productividad y capaz de recuperaciones de mineral buenas. Queda por probar si el método de anclado con cables es técnica y económicamente competitivo, especialmente para criaderos anchos y múltiples.

4. Recuperación de pilares verticales.

4.1. *En Cámaras Vacías.*

El caso general de un criadero extenso, de ley media a baja, que encaja en un terreno razonablemente resistente que ha sido minado por el método de cámaras vacías se muestra en la *Figura 57*. Este tipo de criaderos y estos sistemas de minerías son cada vez más corrientes, con lo que los métodos de recuperación son más aplicados cada vez en ellos.



SECUENCIA DE EXPLOTACION DE RECUPERACION DE PILARES VERTICALES

FIG. 57

La antigua planificación general de esta minería de arranque de cámaras y recuperación de pilares se ha regido por la secuencia siguiente :

- Arranque de las cámaras 1 y 2.
- Arranque de las cámaras 3 y 4.
- Voladura del pilar 4 y extracción del mineral con la mayor velocidad antes de que los hastiales cedan en exceso.
- Relleno del hueco completo de las cámaras 1 y 2 y del pilar 4, tan rápidamente como fuera posible.
- Voladura del pilar 6. Extracción lo más rápida posible del mineral y relleno igualmente del hueco conjunto de las cámaras 3 y 4 y pilar 6.
- Extracción del pilar 5, entre relleno seco de poca cohesión y rellenado a medida que se arranca por niveles hundidos.
- Luego se repetía la secuencia, arrancando en dirección.

Esta forma de trabajar tiene varios inconvenientes :

- Mala recuperación del mineral del pilar.
- Dilución muy alta del mineral tanto por la roca de hastiales como del relleno.
- Imprecisión para la planificación del trabajo.
- Dificultades para el control del terreno.
- Necesidades de exceso de medios en momentos puntas de carga de mineral y relleno.

El sistema más empleado en la actualidad se rige por la secuencia siguiente :

- Arranque del mineral en las cámaras 1, 2, 3, ...
- Relleno de las mismas, con relleno-cementado.
- Recuperación de los pilares en el mismo orden y en dirección, manteniendo el debido intervalo entre relleno y la recuperación.
- Rellenar el hueco del pilar con relleno cementado o dejarlo sin rellenar.

Estos últimos sistemas pueden en lo posible eliminar los inconvenientes de los antiguos. Mejora la recuperación, reduce el ensuciamiento y se pueden prever mejor la planificación, los trabajos y el control del terreno.

Los sistemas de relleno de las cámaras vacías con relleno cementado antes de recuperar los pilares, son los siguientes :

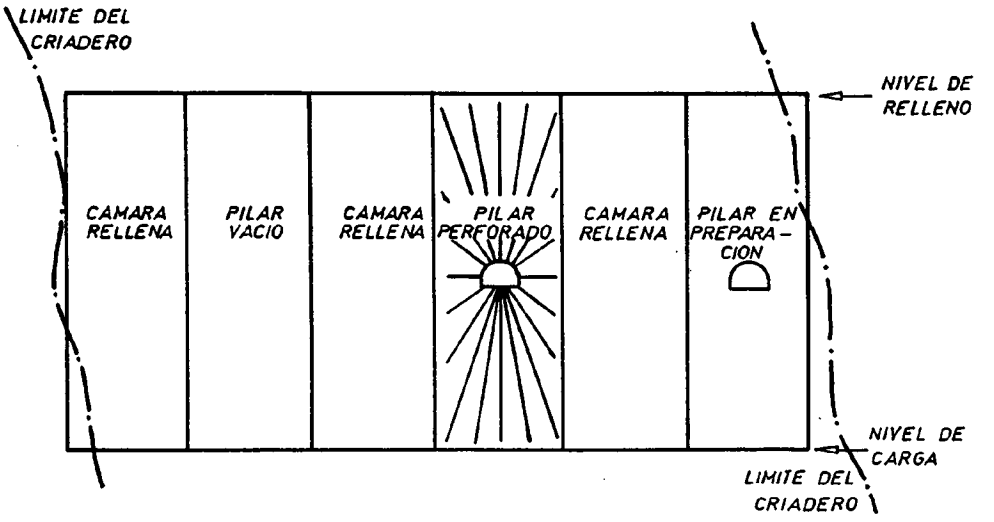
- Vaciar la cámara y rellenarla con relleno hidráulico cementado.
- Vaciar la cámara y rellenar con una mezcla de relleno hidráulico cementado y relleno de rocas estériles.
- Arrancar el mineral de la cámara, rellenando con estériles hasta arriba a medida que se extrae. Cementar la parte de las paredes de la cámara, vertiendo relleno hidráulico cementado, para crear unos muros cementados en los costados del macizo del pilar (Método Geco).

Es muy variable el criterio de selección del método de explotación, en la recuperación de pilares. Pueden elegirse :

- Niveles hundidos entre paredes laterales de relleno cementado.
- Cámaras Vacías entre paredes de relleno cementado, que pueden llegar hasta alturas de 100 m.

La sección esquemática de la *Figura 58* muestra los aspectos básicos más importantes de una recuperación de pilares entre rellenos cementados.

Según los casos, hay mucha variedad para seleccionar las dimensiones de cámaras y pilares, porcentajes de cemento, detalles del método minero y otros.



ESQUEMA DE RECUPERACION DE PILARES
CON RELLENO CEMENTADO

FIG. 58

4.2. *En Rebanadas Rellenas.*

El método tradicional de recuperar los pilares por rebanadas horizontales ha sido el empleo del sostenimiento con mallas cúbicas, pero más recientemente se ha ido cambiando al método de rebanadas rellenas.

Para prevenir el desplazamiento del relleno desde las cámaras primarias a los huecos de la recuperación de los pilares, se suele emplear la entibación o mejor el relleno cementado. Lo primero tiene la ventaja de contar con una barrera rápidamente; sólo donde ello sea necesario y no en todos los puntos de la cámara. Los inconvenientes son, no obstante, el elevado consumo de madera y de mano de obra muy especializada y cara, por lo que los costos aumentarán en proporción. Empleando relleno cementado, mejor que la entibación, se abarata el costo.

5. Recuperación de pilares por hundimiento.

Los métodos de sostenimiento natural, cuando los huecos o cámaras tienen dimensiones grandes, son muy sensibles a las presiones del terreno, ya que el ideal teórico que se basa en el dimensionado de los pilares es difícil que se pueda mantener en criaderos de mucha potencia, corrida y profundidad; en ellos hay que tener en cuenta los efectos del tiempo y de la explotación de los pisos siguientes en la estabilidad de los pisos superiores. Como para equilibrar esta será preciso ampliar los pilares hasta límites que pasarán del 50 por ciento del mineral del criadero, puede ser preferible aplicar una secuencia mixta de cámaras vacías seguida de hundimiento de los pilares y

La antigua planificación general de esta minería de arranque de cámaras y recuperación de pilares se ha regido por la secuencia siguiente :

- Arranque de las cámaras 1 y 2.
- Arranque de las cámaras 3 y 4.
- Voladura del pilar 4 y extracción del mineral con la mayor velocidad antes de que los hastiales cedan en exceso.
- Relleno del hueco completo de las cámaras 1 y 2 y del pilar 4, tan rápidamente como fuera posible.
- Voladura del pilar 6. Extracción lo más rápida posible del mineral y relleno igualmente del hueco conjunto de las cámaras 3 y 4 y pilar 6.
- Extracción del pilar 5, entre relleno seco de poca cohesión y rellenado a medida que se arranca por niveles hundidos.
- Luego se repetía la secuencia, arrancando en dirección.

Esta forma de trabajar tiene varios inconvenientes :

- Mala recuperación del mineral del pilar.
- Dilución muy alta del mineral tanto por la roca de hastiales como del relleno.
- Imprecisión para la planificación del trabajo.
- Dificultades para el control del terreno.
- Necesidades de exceso de medios en momentos puntas de carga de mineral y relleno.

El sistema más empleado en la actualidad se rige por la secuencia siguiente :

- Arranque del mineral en las cámaras 1, 2, 3, ...
- Relleno de las mismas, con relleno-cementado.
- Recuperación de los pilares en el mismo orden y en dirección, manteniendo el debido intervalo entre relleno y la recuperación.
- Rellenar el hueco del pilar con relleno cementado o dejarlo sin rellenar.

Estos últimos sistemas pueden en lo posible eliminar los inconvenientes de los antiguos. Mejora la recuperación, reduce el ensuciamiento y se pueden prever mejor la planificación, los trabajos y el control del terreno.

Los sistemas de relleno de las cámaras vacías con relleno cementado antes de recuperar los pilares, son los siguientes :

- Vaciar la cámara y rellenarla con relleno hidráulico cementado.
- Vaciar la cámara y rellenar con una mezcla de relleno hidráulico cementado y relleno de rocas estériles.
- Arrancar el mineral de la cámara, rellenando con estériles hasta arriba a medida que se extrae. Cementar la parte de las paredes de la cámara, vertiendo relleno hidráulico cementado, para crear unos muros cementados en los costados del macizo del pilar (Método Geco).

Es muy variable el criterio de selección del método de explotación, en la recuperación de pilares. Pueden elegirse :

- Niveles hundidos entre paredes laterales de relleno cementado.
- Cámaras Vacías entre paredes de relleno cementado, que pueden llegar hasta alturas de 100 m.

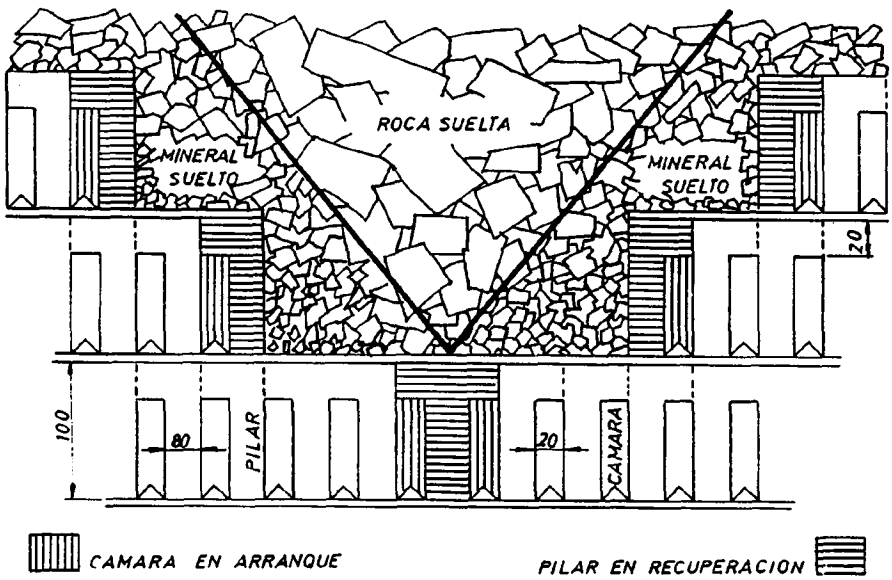
macizos de base y corona, con lo que se consigue una recuperación completa del mineral del criadero.

Estos métodos se aplicarán en caso de no importar los daños violentos en la superficie, como en el caso de los hundimientos totales. El arranque por este método no puede ser selectivo y su aplicación acarrea una dilución importante.

En la *Figura 59* se indica este método aplicado a un filón profundo, vertical y de gran potencia y corrida. Se ve en ella que los primeros pisos, que ya se han hundido y propagado su hundimiento a superficie, o a la labor previa a cielo abierto si existe, se inician con una secuencia de arranque descendente,, de modo que el perfil de la zona de mineral quebrantado tiene una sección transversal en forma de V. Con ello se consigue un terreno firme debajo de cada cámara en arranque y pilares en recuperación por voladura.

La figura es una sección longitudinal esquematizada en la que se ve el proceso del método. Primero se ha preparado el criadero en pisos de 100 m de altura y en cada piso se preparan cámaras de techo a muro, con 20 m de ancho, separadas por pilares de 25 m. Entre piso y piso, se deja un macizo de corona de 20 a 25 m.

Se empieza por arrancar las cámaras por el sistema de grandes barrenos ya expuesto. Terminado el arranque de las cámaras más próximas al hundimiento, se perforan los pilares de corona y los de separación de entrecámaras en contacto con la voladura anterior, volando a continuación estos pilares longitudinales y verticales. [2] [25]



Sección longitudinal

RECUPERACION DE LOS PILARES

CON HUNDIMIENTO

FIG. 59

5.1. *Aplicaciones en España.*

Las aplicaciones de los diversos sistemas de recuperación de pilares son numerosas en las minas metálicas españolas.

En los Distritos Mineros de Huelva, Galicia y Vizcaya, se están aplicando, o están en investigación varios de los casos de recuperación de pilares que se han considerado en este capítulo.

CAPITULO VII

MODELIZACION DE LA MINA

1. Introducción.

Para diseñar minas metálicas subterráneas, hay que acudir a modelos de los macizos rocosos, constituidos por elementos estructurales bien definidos. Sin embargo, los modelos son siempre una simplificación de la realidad; por este motivo hay que comparar los resultados obtenidos en estos estudios con experiencias anteriores y someterlos a un período de comprobación en la propia mina antes de dar por válidos los resultados procedentes de los modelos. El dimensionado de una mina requiere, en general, la realización de tres modelos :

a) Modelo geológico. En este modelo se representan esquemáticamente los caracteres litológicos, estructurales e hidrogeológicos del macizo rocoso.

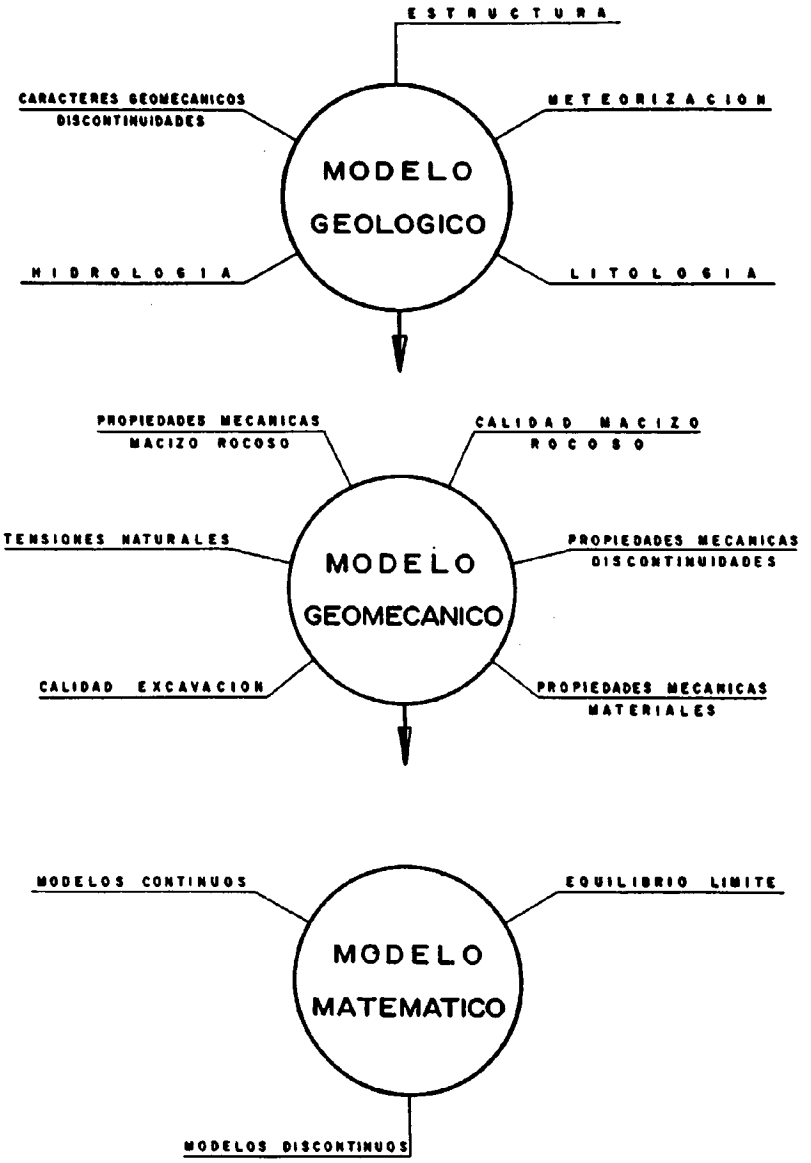
b) Modelo geomecánico. Aquí se representan las propiedades mecánicas de las rocas y de los macizos rocosos, así como las propiedades mecánicas de las discontinuidades. En este modelo se incluyen también los ensayos para determinar las mencionadas propiedades y las tensiones existentes en el macizo rocoso.

c) Modelo matemático. En este modelo se integran los dos anteriores, obteniéndose como resultado de las formulaciones matemáticas utilizadas, una visión del comportamiento de la mina.

Como ya se ha mencionado, al ser los modelos una simplificación de la realidad, es imprescindible realizar, una vez abierta la mina, un programa de instrumentación, para comprobar la validez de los resultados obtenidos del modelo matemático.

Para dimensionar una nueva explotación minera, se procede por etapas. Aunque se puede excluir alguna, estas etapas son : viabilidad, anteproyecto, proyecto y explotación. Las tres primeras fases son anteriores a la apertura de la mina, por lo que su duración es pequeña. En cada una de estas fases se realizan los tres modelos anteriormente mencionados, siendo de especial importancia los de la cuarta etapa de la mina.

A continuación se hace una somera descripción de los tres modelos mencionados. (Véase la *Figura 60*).



MODELOS PARA EL DIMENSIONADO DE UNA MINA

FIG. 60

2. Modelo Geológico.

Para confeccionar el modelo geológico, en primer lugar se hace una recopilación de la información geológica existente sobre la zona en estudio. Esta información se esquematiza en un plano geológico de superficie del yacimiento, cuya escala debe estar comprendida entre 1 : 100.000 y 1 : 10.000. Para proporcionar información más detallada, necesaria para el diseño de la mina, hay que confeccionar mapas y planos a escala 1 : 1000 e incluso 1 : 100. En estos mapas se incluyen también diversos cortes geológicos en profundidad.

A continuación se procede al levantamiento geológico de la zona situada sobre la masa mineral, a una escala del orden de 1 : 5000. En este levantamiento se pone especial énfasis en la parte estructural, determinándose los diversos dominios estructurales, que son las zonas delimitadas por discontinuidades geológicas dentro de las cuales la estructura del macizo rocoso es prácticamente homogénea; también se obtienen los elementos de la estructura del macizo rocoso, como fallas, diaclasas, pliegues, estratificación, etc.; asimismo se determina el tipo de rocas y mineralizaciones y se hacen las observaciones pertinentes sobre las discontinuidades geológicas del yacimiento, tales como orientación, espaciado, dimensiones, rugosidad, apertura, relleno, circulación de agua, número de familias y tamaño de los bloques que aquéllas definen.

El levantamiento geológico en superficie, normalmente, debe ir complementado por un estudio en profundidad del macizo rocoso. Los datos en profundidad se toman desde galerías o mediante sondeos desde la superficie. La toma de datos en galerías, se realiza de una forma análoga a la seguida en los afloramientos. Los sondeos,además de servir para delimitar el yacimiento en profundidad y determinar las reservas y leyes de mineral, se deben utilizar para obtener toda la información geológica posible, reconstruyendo la muestra completa del testigo del macizo rocoso en un estado lo más próximo posible a su condición original. El testigo se describe cuidadosamente, para obtener información sobre los caracteres geomecánicos de las discontinuidades.

El estudio del macizo rocoso en profundidad es muy importante a la hora de dimensionar la mina y decidir el método de explotación más adecuado. Para este fin, los testigos deben tener un diámetro de 54 mm como mínimo y la perforación debe realizarse con corona de diamantes.

En las fases preliminares de la elaboración del mapa geológico, no se suele disponer de testigos; sin embargo, en estas fases,se indica el número de sondeos que hay que realizar, así como sus emplazamientos y orientaciones, una vez obtenida la información pertinente para determinar la probable orientación de las discontinuidades. En la fase de proyecto hay que realizar un número bastante elevado de sondeos.

En la fase de explotación se seguirán realizando sondeos, pero desde las galerías, obteniéndose así nuevos datos para completar el modelo geológico.

Por último, para concluir el modelo geológico, toda la información geológica recopilada y las medidas de campo anotadas en el cuaderno de campo o registradas en una grabadora, se transfieren a mapas, planos, etc., a intervalos de tiempo regulares, preferiblemente cada día; esto es especialmente importante en las fases iniciales del diseño de la explotación minera, para detectar y eliminar la información errónea que podría transferirse a otras fases posteriores del proyecto. En el modelo geológico,también se obtendrán las distintas familias de discontinuidades y su orientación media, mediante la proyección equiareal de los polos de los planos, determinándose, asimismo, la dispersión de las familias de discontinuidades.

3. Modelo Geomecánico.

El modelo geomecánico es el elemento de enlace entre los modelos geológico y matemático; en él se cuantifican los parámetros del modelo geológico con objeto de que puedan ser procesados en el modelo matemático.

Para elaborar este modelo hay que definir las propiedades mecánicas de los materiales rocosos y de las discontinuidades. En el modelo geomecánico también se evalúan las tensiones existentes en el macizo rocoso.

Las propiedades mecánicas de los materiales rocosos deben incluir el estudio del comportamiento de las rocas en compresión y su anisotropía. Una parte muy importante de este modelo es el estudio de la influencia del tamaño y forma de las probetas sobre su resistencia, para obtener, al final, unas relaciones que permitan extrapolar los resultados obtenidos sobre probetas de pequeña escala, en laboratorio, a escala real, y así poder dimensionar los pilares de la mina. Asimismo,se procederá a un estudio de la rotura de las rocas, definiéndose los distintos criterios de rotura.

Los ensayos que se suelen realizar para determinar las propiedades mecánicas de las rocas son los de compresión simple, tracción (brasileño) y triaxial, mediante los cuales se pueden determinar las resistencias a compresión y tracción, los módulos de elasticidad y coeficientes de Poisson y las cohesiones y fricciones internas de los materiales. Hay que hacer notar que, a excepción de la fricción, las demás propiedades de los materiales dependen de la escala del ensayo y de la esbeltez de la probeta ensayada. Este hecho es fundamental cuando se trata de estimar la resistencia de pilares que no presentan discontinuidades geológicas.

Cuando cabe la posibilidad de que la rotura se produzca según discontinuidades geológicas preexistentes, es esencial conocer su resistencia al corte para estimar la estabilidad de la mina.

Los ensayos de laboratorio para determinar las propiedades mecánicas de los materiales rocosos y de las discontinuidades deben dar comienzo en la fase de viabilidad e irse intensificando en las ulteriores fases.

Las propiedades mecánicas de los macizos rocosos deben incluir el estudio de los módulos de elasticidad, coeficientes de Poisson, cohesión y fricción. La determinación de estos parámetros sólo puede ser una aproximación y se realiza mediante ensayos de laboratorio, modificándose los resultados en función de las características del macizo rocoso deducidas del levantamiento geológico.

También se pueden estimar las propiedades mecánicas de los macizos rocosos con la ayuda de las clasificaciones geomecánicas de los mismos, por ejemplo, las propuestas por Barton, Lien y Lunde y por Bieniawski.

El estudio de las propiedades mecánicas de los macizos rocosos debe dar comienzo en la fase de viabilidad y continuar en las de anteproyecto, proyecto y explotación, aunque los ensayos "in situ" no se suelen realizar hasta las fases de proyecto y explotación.

En este punto, cabe mencionar también las técnicas utilizadas para la medida de tensiones existentes en el macizo rocoso, basadas en métodos de perforación de un sondeo concéntrico al sondeo inicial para liberar el campo natural de tensiones. Estos ensayos no se suelen realizar hasta la fase de proyecto, excepto cuando se presupone que el campo tensional natural es muy anisotrópico.

4. Modelo Matemático.

Con el modelo matemático se trata de calcular las tensiones y deformaciones en una mina, tomando en consideración las discontinuidades del macizo rocoso.

En la mayoría de los casos no es posible encontrar una solución exacta de los sistemas de ecuaciones que se plantean, por lo cual se recurre al cálculo numérico.

El macizo rocoso puede considerarse como un medio continuo, cruzado por distintas familias de discontinuidades, o bien, como un medio discontinuo, de tal forma que se asimila a un conjunto de bloques individuales.

Los métodos continuos pueden ser de dos tipos: los que consideran todo el sólido alrededor de la mina y los que sólo subdividen el contorno de la mina. Al primer grupo pertenecen los métodos de diferencias finitas y elementos finitos, que permiten la introducción de interfases en el sólido continuo para representar las discontinuidades geológicas del macizo rocoso. Al segundo grupo pertenecen los métodos de desplazamiento discontinuo, elementos de contorno e integrales de contorno, en los que los contactos entre diferentes materiales y las discontinuidades se tratan como contornos internos que hay que subdividir. Si se puede hacer la suposición de que el macizo rocoso es homogéneo, isótropo y elástico, los métodos continuos, que solo consideran el contorno de la mina, son los más económicos.

Cuando se está en presencia de un campo tensional de baja intensidad, como en el caso del análisis del flujo del material en una explotación por hundimiento, los modelos discontinuos son muy útiles, ya que la deformación del terreno tiene lugar principalmente como consecuencia del movimiento de bloques de roca delimitados por discontinuidades. En un principio, los programas disponibles consideraban que los bloques eran rígidos, suposición que no es válida en la mayoría de los casos; en la actualidad, ya se puede disponer de programas que consideran que los bloques son deformables, con la posibilidad de rotura.

Los modelos matemáticos se empiezan a utilizar en la fase de viabilidad del proyecto del dimensionado de una mina metálica subterránea, pero de una forma simplificada, de tal forma que en la mayor parte de los casos se pueden obtener soluciones exactas. En la fase de proyecto, se utilizan modelos numéricos complejos.

La validez de los modelos matemáticos debe corroborarse mediante medidas "in situ", realizadas al comienzo de la explotación. Según la concordancia de estos resultados, puede ser conveniente modificar el modelo inicialmente utilizado o variar los parámetros del macizo rocoso introducidos en éste.

El dimensionado de la mina queda finalizado cuando al comparar las tensiones y deformaciones previstas por el modelo matemático con las admitidas por el macizo rocoso en el que se encuentra situada la mina, se obtienen probabilidades de rotura o coeficientes de seguridad admisibles.

CAPITULO VIII

MODELO GEOLOGICO

1. Introducción.

Se ha denominado modelo geológico de un macizo rocoso a la representación simplificada de los factores de tipo geológico que lo definen, de cara a la resolución de los problemas geotécnicos que plantea el diseño de las minas metálicas subterráneas.

En el modelo geológico se pondrá especial atención en la parte estructural del macizo rocoso.

El proceso que se va a seguir para llegar a la representación final de los factores geológicos que definen el modelo, partiendo de la información geológica disponible del macizo rocoso, consta de una fase preliminar de recogida de toda la información sobre topografía, fotografías aéreas y geología. Los factores geológicos a tener en cuenta son los siguientes :

- Litología y meteorización.
- Estructura del macizo rocoso.
- Caracteres de las discontinuidades.
- Flujo de agua en el macizo rocoso.

A continuación, en los siguientes epígrafes, se hará una descripción en detalle de todos estos factores, así como de la metodología a seguir para su estudio, tanto en superficie como en profundidad, por medio de sondeos o en galería en la mina.

Por último, se indica la forma de representar dichos factores para que puedan ser utilizados por el ingeniero; asimismo, se mencionan las fuentes de error más frecuentes en el registro de los datos estructurales.

Toda esta información se utiliza para realizar un levantamiento geológico, a escala 1 : 5000 o similar, de los factores geológicos anteriormente mencionados. En este levantamiento geológico se utilizarán observaciones dirigidas principalmente a las discontinuidades presentes en el yacimiento.

Estos levantamientos geológicos irán acompañados de cortes, gráficos, diagramas, tablas, etc. También se analizará la orientación media y la dispersión de las familias de discontinuidades, mediante la proyección equiareal, cuyo fundamento se explica en un epígrafe posterior.

Para la realización de este capítulo, se han seguido las orientaciones de la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas. [27] y [28]

2. Identificación del material.

2.1. *Litología.*

Este apartado comprende el estudio de las Rocas.

El concepto "roca" no se ha definido con tanta precisión como otros conceptos, por ejemplo, el de mineral; por tanto, los límites que comprende este término no están bien determinados. Así, se puede considerar la roca como el elemento constructivo fundamental de la litosfera o, también, como un conjunto de agregados mono o poliminerales.

El ciclo geoquímico de las rocas es el siguiente :

Primero se formó la corteza rocosa; los materiales fluídos procedentes de zonas profundas han seguido y siguen actualmente su camino de ascenso hacia la superficie terrestre. Estos materiales, que consisten en una masa rocosa fluída, en la que pueden coexistir fases sólidas, líquidas y gaseosas, se denominan magmas. Cuando los magmas ascienden a zonas superiores, se produce su consolidación. Esta consolidación puede producirse bien en superficie o bien a una determinada profundidad.

En caso de producirse la consolidación en superficie, ésta tiene lugar de manera brusca y, por tanto, no se forman cristales grandes; a veces la roca queda vitrificada. Así se originan las rocas volcánicas.

Cuando la consolidación se produce en profundidad, los cristales se pueden ir desarrollando, debido al enfriamiento lento; así se forman las rocas intrusivas.

El conjunto de rocas volcánicas e intrusivas constituye las rocas ígneas.

Las rocas quedan expuestas a la erosión; sus componentes son destruidos y transportados en disolución o llevados en suspensión por las aguas superficiales, hasta que, por último, llegan al mar, donde se depositan. Los materiales, más o menos ordenados, depositados en los fondos marinos van sufriendo una compactación bajo el efecto de nuevos sedimentos. Mediante este proceso, se forman las rocas sedimentarias.

En ciertas zonas, al acumularse los sedimentos, se produce un hundimiento del fondo marino y una elevación del grado geotérmico; de esta forma, las fases que en superficie estaban en equilibrio, pasan a ser inestables al ir ganando profundidad, produciéndose una recristalización. Además, las rocas preexistentes, debido a las fuertes presiones laterales que existen en profundidad, se pliegan. En este proceso se originan las rocas metamórficas, que se caracterizan por su orientación mineral, que les dá un aspecto foliado.

2.2. *Meteorización de las rocas. Escalas.*

La meteorización de las rocas se refiere a la modificación sufrida en la composición o estructura de una roca situada en la superficie terrestre o en sus proximidades, debido a la acción de agentes atmosféricos.

Existen dos clases de meteorización, según se produzca una desintegración de la roca por agentes físicos, o una descomposición por agentes químicos, incluyendo esta última la disolución. Generalmente los efectos físicos y químicos de la meteorización se producen simultáneamente, pero depende del clima el hecho de que una u otra sea predominante.

La meteorización física comprende :

1.– Arranque directo de partículas por erosión.

2.– Congelación del agua en grietas y fracturas.

3.– Cambios de volumen en la roca, debidos a variaciones de la temperatura.

4.– Acción de las plantas, especialmente de las raices de los árboles.

La meteorización química comprende una serie de reacciones de oxidación, hidratación, hidrólisis, carbonatación y disolución, en las cuales los reactivos más importantes son : el agua, el oxígeno , el dióxido de carbono y los ácidos orgánicos.

El clima es el factor que condiciona el tipo de meteorización que se produce :

a) Meteorización física en climas cálidos y secos, o fríos y secos.

b) Meteorización química en climas cálidos o templados y húmedos.

La desintegración afecta a la zona más superficial, favoreciendo la descomposición posterior en climas templados.

La descomposición produce cambios de composición de la roca y alcanza mayor profundidad en el macizo rocoso.

En España, debido al clima, la meteorización más frecuente es la que produce una descomposición del macizo rocoso, especialmente en la zona norte del país.

La meteorización no llega normalmente a la profundidad de las minas subterráneas, pero una vez abierta la mina, sí se puede meteorizar ligeramente la roca.

A causa de la meteorización, la roca sana pasa a suelo, normalmente a través de una serie de estados intermedios; las escalas de meteorización están basadas en la clasificación de estos estados intermedios.

Se han creado una serie de escalas empíricas para el trabajo de campo. Pueden establecerse otras escalas más precisas, utilizando, por ejemplo, la alteración de la dureza, que se puede determinar mediante el martillo de Schmidt; también se puede emplear la variación de velocidad de propagación de las ondas P.

A continuación se presentan dos escalas de meteorización, una propuesta por D.G. Moye para el granito (*Tabla 2*) y otra basada en ella, que se utiliza sobre todo para las rocas sedimentarias de origen detrítico: areniscas, limolitas y argilitas (*Tabla 3*). Ambas tablas se han obtenido de la publicación "Propiedades Mecánicas de las Rocas y de los Macizos Rocosos" [29]

Existe también un perfil tipo de meteorización de rocas metamórficas e ígneas intrusivas, propuesto en 1971 por Deere y Patton, que comprende cinco niveles que se corresponden aproximadamente con los cinco grados de meteorización de la escala de D.G. Moye.

TABLA 2
ESCALA DE METEORIZACION DEL GRANITO
(Según D.G. Moye)

GRADO DE METEORIZACION	DENOMINACION	CRITERIOS DE RECONOCIMIENTO
I	Sana	Roca no meteorizada. Las micas y los feldespatos están lustrosos.
II	Sana con juntas teñidas de óxidos.	Las caras de las juntas están manchadas o cubiertas con hematites y limonita, pero el bloque de roca entre juntas no está meteorizado.
III	Moderadamente meteorizada	Claramente meteorizada a través de la petrofábrica que se observa por manchas de óxidos de hierro y ligera descomposición de los feldespatos, pero la resistencia es muy similar a la roca sana.
IV	Muy meteorizada	Meteorización acusada de conjunto, pero con resistencia tal, que piezas aproximadamente de 25 cm^2 de sección transversal no pueden romperse a mano.
V	Completamente meteorizada	Roca intensamente meteorizada con aspecto de suelo que puede romperse y desmenuzarse a mano, pero se puede reconocer todavía la fábrica original.

TABLA 3
ESCALA DE METEORIZACION DE LAS ROCAS SEDIMENTARIAS DETRITICAS
(Basada en la de D.G. Moye)

GRADO DE METEORIZACION	DENOMINACION	CRITERIOS DE RECONOCIMIENTO
I	Sana	Roca no meteorizada. Conserva el color y el lustre en toda la masa.
II	Sana con juntas teñidas de óxido	Las caras de las juntas están manchadas de óxidos pero el bloque unitario entre juntas mantiene el color y el lustre de la roca sana.
III	Moderadamente mateorizada	Claramente meteorizada a través de la petrofábrica, reconociéndose el cambio de color respecto de la roca sana. El cambio de color puede ser desde simples manchas a variación de color en toda la masa, generalmente a colores típicos de óxidos de hierro. La resistencia de la roca puede variar desde muy análoga a la roca grado II a bastante más baja, pero tal que trozos de 25 cm^2 de sección no pueden romperse a mano.
IV	Muy meteorizada	Roca intensamente meteorizada, que puede desmenuzarse a mano y romperse, aunque sus elementos son perfectamente reconocibles.
V	Completamente meteorizada.	Material con aspecto de suelo, completamente descompuesto por meteorización "in situ", pero en el cual se puede reconocer la estructura de la roca original. Los elementos constitutivos de la roca se encuentran diferenciados, aunque totalmente transformados.

El grado de meteorización del macizo rocoso ha quedado descrito en las escalas de meteorización del granito y en la de las rocas sedimentarias detríticas de D.G. Moye. En cuanto al grado de meteorización (o alteración) del material rocoso en los labios de las discontinuidades, se puede describir tal como se presenta en la *Tabla 4*.

TABLA 4
GRADO DE METEORIZACION DE LOS LABIOS DE LAS DISCONTINUIDADES

TERMINO	DESCRIPCION
Fresco	No hay signos visibles de meteorización del macizo rocoso.
Descolorido	El color es distinto del que tenía el material original sano. Hay que indicar el grado de cambio de color original. También hay que mencionar el caso en el que el cambio de color sólo afecta a determinados minerales.
Descompuesto	La roca está meteorizada hasta alcanzar el grado de un suelo en el que la fábrica del material todavía permanece intacta, pero algunos o todos los granos minerales están descompuestos.
Desintegrado	La roca está meteorizada hasta alcanzar el grado de un suelo en el que la fábrica del material original todavía permanece intacta. La roca es friable, pero los granos del mineral no están descompuestos.

2.3. *Características resistentes.*

Durante el levantamiento geotécnico es preciso identificar las propiedades resistentes de suelos y rocas.

2.3.1. *Consistencia de los suelos.*

Para identificar los suelos cohesivos, por ejemplo arcillas, limos arcillosos y combinaciones de arcillas y limos con arena, generalmente poco drenados, se utilizan ensayos manuales; estos ensayos se emplean sobre todo, en minería subterránea, para material de relleno de las discontinuidades. (*Tabla 5*).

TABLA 5
IDENTIFICACION DE LOS SUELOS COHESIVOS

GRADO	DESCRIPCION	IDENTIFICACION DE CAMPO	TENSION DE COMPRESION SIMPLE EN MPa
S 1	Arcilla muy blanda	El puño de la mano penetra fácilmente varios centímetros.	< 0,025
S 2	Arcilla blanda	El dedo pulgar penetra fácilmente varios centímetros.	0,025–0,05
S 3	Arcilla firme	El dedo pulgar puede penetrar varios centímetros pero con esfuerzo moderado.	0,05–0,10
S 4	Arcilla rígida	El dedo pulgar puede penetrar pero con mucho esfuerzo.	0,10–0,25
S 5	Arcilla muy rígida	Se puede clavar una chincheta.	0,25–0,50
S 6	Arcilla dura	Se puede clavar una chincheta pero con dificultad.	> 0,50

2.3.2. *Dureza de las rocas. Martillos de Schmidt y geólogo.*

El martillo de Schmidt consiste en un dispositivo sencillo que registra el rebote de un cilindro metálico que, impulsado por un muelle, choca contra la superficie de la roca.

El martillo L permite medir valores de la resistencia a compresión simple de la roca, comprendidos entre 20 MN/m^2 y 300 MN/m^2.

Barton y Choubey han propuesto la siguiente fórmula para calcular la resistencia a compresión simple de la roca, partiendo del índice de rebote :

$\text{Log}(\sigma_c) = 0{,}00088\ \gamma R + 1{,}01$, donde :

σ_c = resistencia a compresión simple de la capa superficial de la Roca (MN/m^2)
γ = densidad seca de la roca (KN/m^3)
R = índice de rebote

Para la utilización correcta de esta fórmula, el martillo debe colocarse verticalmente hacia abajo sobre una superficie horizontal, es decir, en la condición de rebote mínimo.

En la *Figura 61*, se representa gráficamente la ecuación de Barton y Choubey para distintos pares de valores de R y γ [29]

A continuación se presentan las correcciones para reducir el rebote (r) del martillo de Schmidt cuando éste no está colocado verticalmente hacia abajo.

REBOTE r	HACIA ABAJO $a = -90°$	$a = -45°$	HACIA ARRIBA $a = +90°$	$a = +45°$	HORIZONTAL $a = 0°$
10	0	– 0,8	–	–	– 3,2
20	0	– 0,9	– 8,8	– 6,9	– 3,4
30	0	– 0,8	– 7,8	– 6,2	– 3,1
40	0	– 0,7	– 6,6	– 5,3	– 2,7
50	0	– 0,6	– 5,3	– 4,3	– 2,2
60	0	– 0,4	– 4,0	– 3,3	– 1,7

Los números de rebote en la práctica van de 10 a 60. El número más bajo se aplica a las rocas más débiles (resistencia a compresión simple σ_c < 20 MPa), mientras que el número más alto se aplica a las rocas muy duras y extremadamente duras (σ_c > 150 MPa). Las rocas muy débiles y extremadamente débiles no se pueden ensayar con el martillo de Schmidt tipo L. Para una resistencia de la roca determinada, el número de rebotes es mínimo cuando el martillo se utiliza verticalmente hacia abajo (rebote contra la gravedad) y máximo cuando se coloca verticalmente hacia arriba.

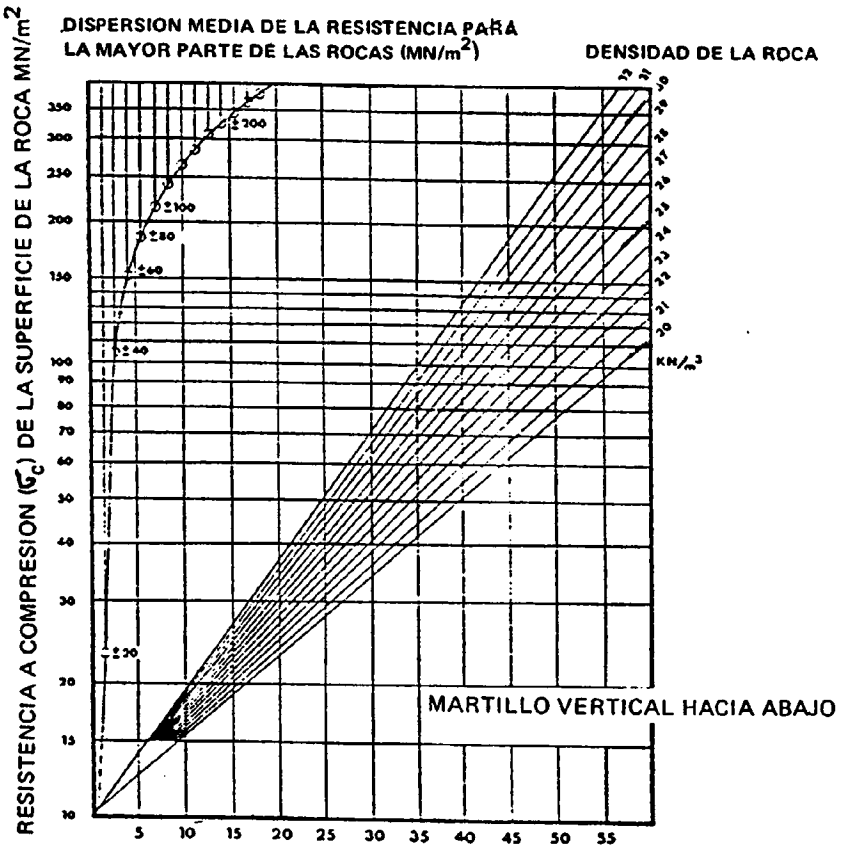


GRAFICO DE CORRELACION PARA EL MARTILLO DE SCHMIDT (L). RELACION ENTRE LA DENSIDAD DE LA ROCA, LA RESISTENCIA A COMPRESION Y EL NUMERO DE REBOTE. SEGUN MILLER (1945)

FIG. 61

La correlación dada en la figura anterior se aplica solamente a ensayos con el martillo vertical hacia abajo.

El movimiento del bloque cuando se le golpea puede ser una de las causas que expliquen los rebotes muy bajos obtenidos en un determinado conjunto de resultados. Raras veces se obtienen lecturas altas. En el siguiente ejemplo se ve la manera de obtener un valor medio real de los valores

obtenidos para dos familias de discontinuidades.

a) Juntas en granito, rugosas y planas.
44, 36, 38, 44, 32, 44, 40, 34, 42, 44
Media de las cinco más altas: r = 42,8
(media de 8 conjuntos de 10 ensayos: r = 43)

b) Juntas onduladas cubiertas de calcita en rocas corneanas rugosas.
28, 28, 30, 30, 28, 24, 24, 28, 30, 20
Media de las cinco más altas: r = 29
(media de 3 conjuntos de 10 ensayos: r = 30)

Martillo de geólogo. Se presenta en la *Tabla 6* una clasificación de la dureza de las rocas en seis grupos, según su comportamiento frente al martillo de geólogo.

TABLA 6
DUREZA DE LAS ROCAS FRENTE AL MARTILLO DE GEOLOGO

GRADO	DESCRIPCION	IDENTIFICACION DE CAMPO	VALOR APROXIMADO DE LA RESISTENCIA A COMPRESION SIMPLE MPa
R 1	Roca muy débil	Deleznable bajo golpes fuertes con la parte puntiaguda del martillo geológico; puede desconcharse con una navaja.	1,0 – 5,0
R 2	Roca débil	Puede desconcharse con dificultad con una navaja; se pueden hacer marcas poco profundas golpeando fuertemente la roca con la punta del martillo.	5,0 – 25
R 3	Roca media	No se puede rayar o desconchar con una navaja; las muestras se pueden romper con un golpe firme con el martillo.	25 – 50
R 4	Roca dura	Se necesita más de un golpe con el martillo geológico para romper la muestra.	50 – 100
R 5	Roca muy dura	Se necesitan muchos golpes con el martillo geológico para romper la muestra.	100 – 250
R 6	Roca extremadamente dura	Sólo se pueden romper esquirlas de la muestra con el martillo geológico.	>250

3. Estructura del macizo rocoso.

3.1. *Estructura y dominio estructural.*

Dominio estructural es la masa de roca delimitada por discontinuidades geológicas dentro de la cual la estructura es prácticamente homogénea.

Estructura del macizo rocoso es el conjunto de fallas, diaclasas, pliegues y demás características geológicas que definen una determinada región, en la que existen una serie de dominios estructurales perfectamente definidos y diferenciados entre sí.

3.2. *Superficies de discontinuidad.*

Las superficies de discontinuidad pueden aparecer durante la formación de la roca o bien posteriormente, por causas tectónicas. Al primer tipo de superficies de discontinuidad corresponden

los planos de estratificación, los planos de laminación y la foliación primaria de las rocas plutónicas. Al segundo tipo de superficies de discontinuidad corresponden la esquistosidad, la pizarrosidad y las fracturas, que comprenden las fallas y las diaclasas. Cuando se mencione el vocablo "junta", éste estará referido solamente a las diaclasas.

A continuación se van a definir los conceptos anteriormente mencionados.

1.– Estrato

Es un nivel simple de litología homogénea o gradacional, depositado de forma paralela a la inclinación de la formación. Está separado de los estratos adyacentes por superficies de erosión. Donde aparece un sólo tipo litológico, pueden ser difíciles de reconocer.

2.– Planos de laminación

Estas superficies de discontinuidad le dan a la roca un aspecto laminar de lechos muy delgados. Son debidos a la presión orogénica.

3.– Foliación

Se debe al paralelismo de pequeños lechos compuestos por uno o varios elementos dominantes de la estructura, cuando esta estructura no es debida a la estratificación.

4.– Esquistosidad

Una roca presenta esquistosidad cuando tiene una estructura en láminas u hojas paralelas, de origen tectónico, que puede corresponder a :

a) "Esquistosidad de fractura" o "pliegue–fractura". Está producida por una multitud de microfallas o micropliegues-falla muy próximos (espaciados del orden de algunos milímetros), que se superponen a una deformación continua apreciable y que separan láminas sin producir orientación de los minerales. Es sub-paralela al plano axial de los pliegues.

b) "Esquistosidad de flujo". Es un fenómeno debido a un aplastamiento que origina un reajuste de la textura de la roca, con orientación paralela de todos los minerales, planos, recristalizaciones y disoluciones orientadas. El resultado es la aparición de una anisotropía general, pero sin que existan discontinuidades. Es subparalela a la estratificación.

c) "Foliación". Se produce a continuación de la esquistosidad de flujo, cuando aumentan las condiciones de presión y temperatura, alcanzándose el metamorfismo; así se generan minerales metamórficos orientados, cada vez de talla mayor y la roca se convierte en una serie de hojas con diferenciación mineralógica entre cada dos planos. Es subparalela a la estratificación.

5.– Pizarrosidad

Es la propiedad de las rocas de aspecto laminar, tales como las pizarras, que pueden dividirse en hojas delgadas.

6.– Fracturas

Son planos de discontinuidad originados cuando la roca ha estado sometida a un esfuerzo tectónico que sobrepasó su límite de rotura.Dentro de las fracturas tenemos las fallas y las juntas.

a) Falla. Se origina cuando las dos secciones que separa la fractura han sufrido desplazamiento, una respecto a la otra, paralelamente a la fractura. La magnitud del desplazamiento puede variar entre milímetros y decenas de kilómetros.

b) Junta. La discontinuidad se denomina junta cuando el desplazamiento relativo de las dos secciones que separa la fractura es nulo o prácticamente nulo.

4. Caracteres geomecánicos de las discontinuidades.

4.1. *Orientación.*

La orientación de una discontinuidad en el espacio viene dada por la pendiente de la línea de máxima pendiente, medida desde la horizontal, buzamiento, y por la dirección de la pendiente medida desde el norte verdadero en el sentido de las agujas del reloj, acimut. (Véase *Figura 62*).

La tendencia de los ingenieros que trabajan en geotecnia es definir una discontinuidad mediante la dirección de buzamiento y el buzamiento, en lugar del rumbo y buzamiento. Así, por ejemplo, 240/20 indica que la dirección de buzamiento es 240° y el buzamiento 20°, de esta forma no hay confusión posible y es bastante útil cuando se procesan los datos con un ordenador.

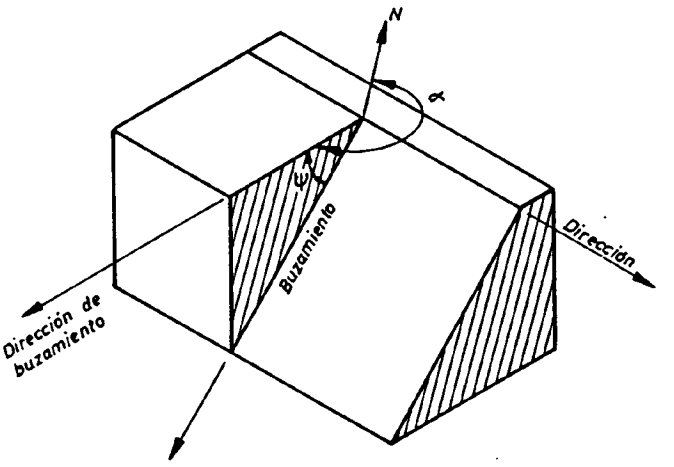


FIG. 62

La orientación de las discontinuidades en una determinada estructura es un indicador de las condiciones que originan inestabilidad o deformaciones excesivas. La orientación de unas discontinuidades respecto a otras determinará la forma de los bloques.

Es conveniente medir un número suficiente de orientaciones para definir las diversas familias de juntas. Se suelen hacer alrededor de 150 medidas.

4.2. *Espaciado.*

El espaciado de las discontinuidades adyacentes es el factor determinante del tamaño de los bloques de roca. Si las familias de discontinuidades presentes tienen una separación pequeña, la cohesión del macizo rocoso es pequeña, mientras que aquellas discontinuidades que están muy separadas originan bloques de gran tamaño engranados entre sí.

La importancia del espaciado es mayor cuando existen otros factores condicionantes de la deformación del macizo rocoso, como, por ejemplo, una resistencia al corte pequeña y un número suficiente de discontinuidades para que se produzca el deslizamiento.

El espaciado también tiene gran influencia en la permeabilidad del macizo rocoso y en las características internas que condicionan la circulación de agua.

4.3. *Dimensiones.*

Este apartado se refiere a la extensión o tamaño de una discontinuidad. Este parámetro se puede cuantificar observando las longitudes de las superficies estudiadas en los afloramientos.

Normalmente los afloramientos rocosos son pequeños comparados con el área o longitud de las discontinuidades y las dimensiones reales de éstas sólo se pueden estimar de una forma aproximada. Algunas veces se puede medir la longitud según el buzamiento y la longitud según el rumbo y

de aquí se estima el tamaño de la discontinuidad.

En cuanto a la terminología utilizada, las familias de discontinuidades pueden ser continuas, subcontinuas y discontinuas, según su tamaño relativo.

Se puede definir el tamaño de las discontinuidades de acuerdo con la siguiente tabla :

Continuidad muy pequeña	< 1 m
Continuidad pequeña	1 – 3 m
Continuidad media	3 – 10 m
Continuidad alta	10 – 20 m
Continuidad muy alta	> 20 m

4.4. *Rugosidad.*

La rugosidad de una discontinuidad es un factor muy importante, determinante de la resistencia al corte. La importancia de la rugosidad disminuye al aumentar la apertura, el espesor de relleno o cualquier desplazamiento sufrido con anterioridad.

En general la rugosidad de una discontinuidad viene caracterizada por una ondulación (las ondulaciones a gran escala que están en contacto originan una expansión cuando tiene lugar un desplazamiento cortante, ya que son demasiado grandes para que se rompan en el desplazamiento) y por una aspereza, que es una rugosidad a pequeña escala, que varía cuando se produce un desplazamiento cortante al romperse los pequeños picos de roca, a menos que la resistencia de los labios de la discontinuidad sea elevada o que la tensión aplicada sea pequeña.

En la práctica, la ondulación afecta a la dirección inicial de desplazamiento cortante relativa al plano medio de la discontinuidad, mientras que la aspereza afecta a la resistencia al corte que se obtiene en una muestra en el laboratorio o a mayor escala, "in situ", mediante un ensayo de corte directo.

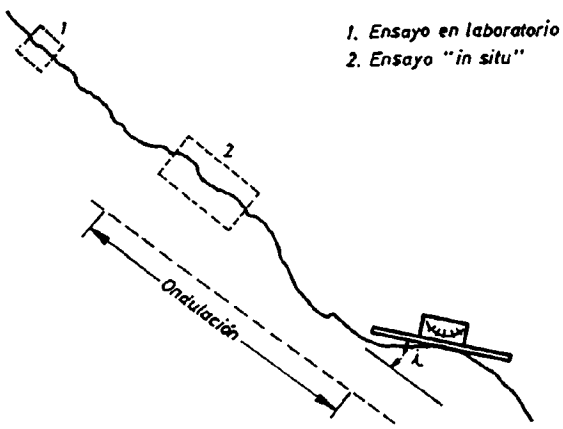


FIG. 63

La ondulación puede definirse mediante el ángulo i (Véase *Figura 63*).

En los casos en que el deslizamiento está controlado por dos planos de discontinuidad que se cortan, la dirección del desplazamiento es paralela a la línea de intersección de los dos planos.

Si no se conoce la dirección del desplazamiento más probable, se debe medir la rugosidad en tres dimensiones, en lugar de dos. Esto se puede llevar a cabo con una brújula y un clinómetro de disco.

4.5. *Apertura.*

La apertura es la distancia perpendicular que separa las paredes adyacentes de roca de una discontinuidad abierta, en la que el espacio que interviene tiene agua o aire. Por consiguiente, se distingue el término "apertura" del de "espesor de relleno" (Véase *Figura 64*).

Las discontinuidades que estaban rellenas de arcilla, por ejemplo, y en las que dicho material ha sido parcialmente lavado, entran dentro de este apartado.

Las grandes aperturas pueden ser el resultado de desplazamientos cortantes de las discontinuidades que tienen una rugosidad y ondulación apreciables, o bién pueden estar producidas por tracciones, por lavado o por disolución. Las discontinuidades verticales o inclinadas que se han abierto en tensión como resultado de la erosión de un valle o de una retirada glaciar, pueden tener aperturas muy grandes.

En la mayoría de los macizos rocosos las aperturas que existen en profundidad son pequeñas, probablemente inferiores a medio milímetro, comparadas con las aperturas de decenas, centenas o incluso miles de milímetros de aquellas que han sido lavadas. A no ser que las discontinuidades sean excepcionalmente suaves y planas, en lo referente a la resistencia al corte, el hecho de que en una junta cerrada la separación sea de 0,1 mm ó de 1 mm , apenas tiene influencia. Sin embargo, debido a la conductividad hidráulica, incluso en las juntas más cerradas, la separación puede ser significativa al cambiar las tensiones normales efectivas y, por tanto, la resistencia al corte.

El problema que se presenta es que la observación visual de pequeñas fracturas no proporciona datos suficientemente fiables, ya que las aperturas visibles vienen influídas por los movimientos producidos por voladuras o por los efectos superficiales de la meteorización. La importancia de las aperturas se pone en evidencia mediante ensayos de permeabilidad.

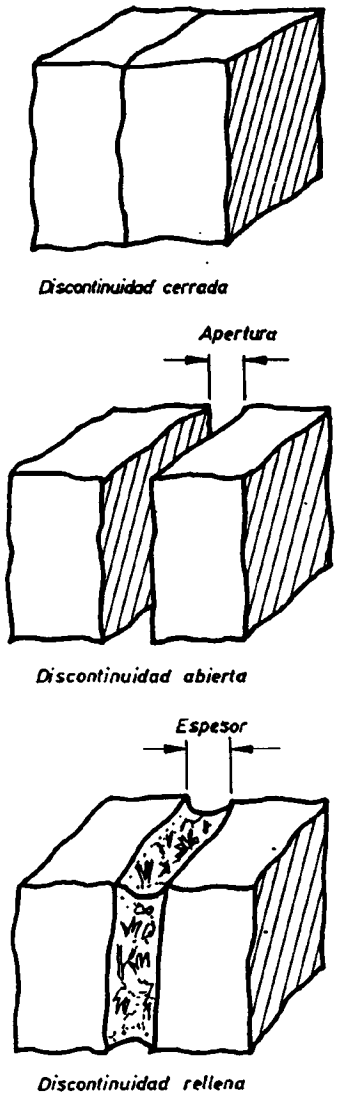


FIG. 64

4.6. *Relleno.*

El material de meteorización que rellena las discontinuidades puede tener su origen en la descomposición de la roca o en la desintegración.

DESCOMPUESTO: La roca está meteorizada hasta el grado de "suelo" en el que la fábrica original del material está todavía intacta, pero alguno de los granos minerales están descompuestos.

DESINTEGRADO: La roca está meteorizada hasta la condición de "suelo" en el que la fábrica del material está todavía intacta. La roca es friable, pero los granos del mineral no están descompuestos.

El relleno se refiere al material que separa los labios adyacentes de una discontinuidad, por ejemplo, calcita, clorita, limo, etc. La distancia perpendicular entre las paredes de la discontinuidad se denomina "espesor" de la discontinuidad rellena, diferenciándose este término del de "apertura" de una discontinuidad.

Debido a las muchas posibilidades existentes de relleno de las discontinuidades, se presentan gran número de conductas diferentes, especialmente en lo referente a la resistencia al corte, deformabilidad y permeabilidad.

Las conductas a corto plazo y a largo plazo pueden ser muy diferentes y puede inducir a error considerar condiciones favorables que se pueden producir a corto plazo.

Las diferentes conductas físicas dependen de muchos factores; los más importantes son :

1) Mineralogía del material de relleno.
2) Tamaño de las partículas y granulometría.
3) Relación de sobreconsolidación.
4) Contenido de agua y permeabilidad.
5) Desplazamientos cortantes previos.
6) Rugosidad de las paredes.
7) Espesor.
8) Fracturación o aplastamiento de los labios de la discontinuidad.

En cada ensayo se anotan los factores anteriores, utilizando descripciones cuantitativas donde sea posible, junto con esquemas y fotografías en color de los casos más importantes.

Para todos los tipos de discontinuidades de campo, debe determinarse la fracción arcillosa del relleno, ya que es de gran interés a la hora de estimar la resistencia al corte a largo plazo. Esto último es de especial importancia cuando existen arcillas expansivas. Se deben tomar muestras cuando exista duda acerca de la mineralogía y efectuar el análisis correspondiente.

Cuando se analiza la fracción más fina del relleno, hay que determinar :

1.- Fracción arcillosa (% $< 2\ \mu$)

2.- % que pasa por el tamiz 200 (74 μ)

3.- Límites de Atterberg, determinando el límite líquido y el límite plástico.

La fracción más fina de relleno, suele ser el material más débil y su consistencia se puede determinar durante el levantamiento geotécnico tal como se expuso en la tabla 5.

La resistencia al corte sin drenaje de los suelos representados con los grados S1 a S6, de la tabla anteriormente citada, es igual a la mitad de la resistencia a la compresión simple correspondiente.

Sobre este tema hay que hacer las siguientes observaciones :

1) Se pueden sustituir los ensayos manuales para determinar los grados S1 a S6 por un penetrómetro, que da lecturas más exactas.

2) La alteración hidrotermal del material arcilloso y la deposición de productos hidrotermales complicará la identificación mineralógica de los rellenos, ya que hay que indicar los productos que no están asociados con la petrografía de la roca de la discontinuidad.

3) En el caso de que haya existido un desplazamiento previo de los estratos potencialmente más débiles, por ejemplo, de la arcilla de relleno, lo que es puesto en evidencia por las estrias de deslizamiento, la relación de sobreconsolidación (OCR) de la arcilla no será importante, ya que la resistencia de la discontinuidad estará muy próxima a la resistencia residual de la arcilla.

Si no se sospecha que haya existido desplazamiento, el índice (OCR) es importante, puesto que la resistencia al corte de pico de la arcilla intacta drenada, puede ser mucho más alta que la resistencia residual.

4.7. *Circulación de agua.*

La circulación de agua a través de los macizos rocosos resulta principalmente del flujo de agua a lo largo de las discontinuidades (permeabilidad secundaria). En el caso de ciertas rocas sedimentarias, sin embargo, la permeabilidad "primaria" del material rocoso puede ser de una importancia tal que la circulación de agua se produzca principalmente por los poros de la roca.

A este respecto, hay que hacer las siguientes observaciones :

1.° Los planos de estratificación y los estratos de rocas sedimentarias tienen una permeabilidad primaria elevada, posibilitan la conexión hidráulica de grandes zonas en los macizos

rocosos sedimentarios. Estas conexiones hidráulicas tan eficientes tienen, no obstante, poca importancia en macizos rocosos ígneos o metamórficos, con ausencia de juntas o fallas de escala regional.

2.° Las fallas, a veces, contienen brechas altamente permeables adyacentes a zonas arcillosas muy impermeables. Por lo tanto, la conductividad hidráulica puede ser muy anisotrópica e incluso el flujo de agua puede quedar confinado a un plano paralelo al de la falla. De aquí se deduce que es prematuro describir una zona de falla como seca si un túnel o una galería de exploración de desagüe no ha atravesado totalmente la discontinuidad.

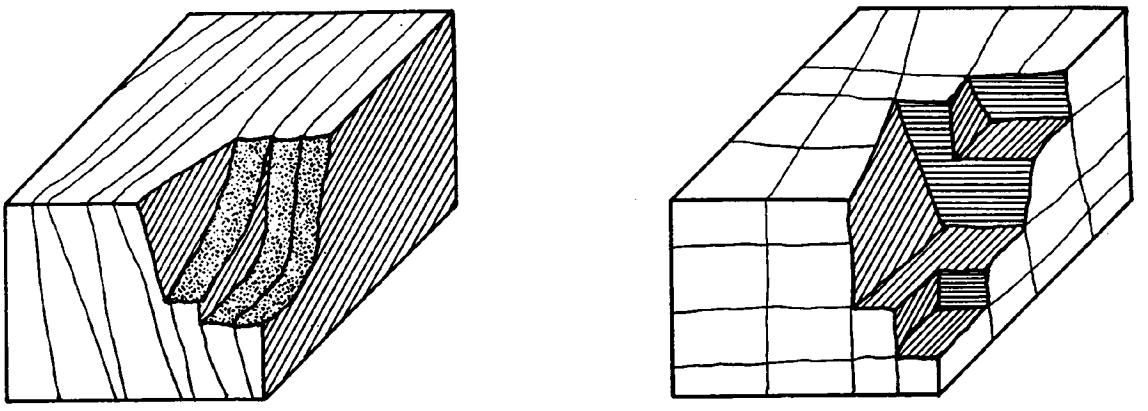
El porcentaje de agua que circula por las discontinuidades, a grandes rasgos, es proporcional al gradiente hidráulico y a la permeabilidad direccional más importante; esta proporcionalidad depende del tipo de flujo. El flujo a alta velocidad a lo largo de las discontinuidades abiertas puede originar pérdidas de presión debidas a la turbulencia.

Niveles hidrostáticos irregulares y niveles freáticos colgados pueden encontrarse en los macizos rocosos cruzados por discontinuidades permeables persistentes, tales como, diques, discontinuidades rellenas de arcilla, etc. Es de gran importancia la predicción de estas barreras potenciales de flujo y de los niveles freáticos irregulares asociados a ellas, especialmente en el caso de que dichas barreras sean atravesadas por túneles, pues pueden producirse avenidas de agua a alta presión.

Las filtraciones de agua causadas por drenaje en el interior de una excavación subterránea, pueden tener graves consecuencias en los casos en que el descenso del nivel hidrostático pueda originar un asentamiento de las estructuras apoyadas en depósitos arcillosos.

4.8. *Número de familias de discontinuidades.*

El comportamiento y el aspecto de un macizo rocoso están dominados por el número de familias de discontinuidades existentes en él. El comportamiento está especialmente afectado por el número de familias de discontinuidades, que determina el grado en el que el macizo rocoso puede deformarse sin que se produzcan roturas en la roca. El aspecto del macizo rocoso se ve afectado por el número de familias, que determinan la forma de rotura por voladura, que tiende a ocurrir a lo largo de discontinuidades preexistentes. En la *Figura 65* se puede ver el efecto del número de familias de juntas sobre el aspecto de un macizo rocoso.



(a) (b)

FIG. 65

En el caso de la estabilidad de un túnel, generalmente, tres o más familias constituyen un bloque tridimensional, que tiene más grados de libertad para la deformación que si en el macizo rocoso hay menos de tres familias.

Por ejemplo una filita con foliación muy marcada, con una sola familia de juntas muy poco espaciadas puede dar unas condiciones en la perforación de un túnel igualmente buenas que en el caso de un macizo de granito con tres familias de juntas muy espaciadas. La proporción de roturas debido a las voladuras depende principalmente del número de familias.

Cuando se anota el número de familias, hay que distinguir las familias de juntas sistemáticas de aquéllas que no lo son. En general, las juntas sistemáticas serán rasgos continuos, con juntas individuales paralelas o subparalelas, mientras que las juntas no sistemáticas aparecen al azar, tanto en planta como en sección. Los problemas que surgen en la identificación de las familias cuando no se pueden distinguir fácilmente en el campo, pueden reducirse utilizando ensayos estadísticos para identificar las tendencias de la distribución de los polos trazados en las redes polares equiareales.

Las discontinuidades secundarias tales como las que se pueden desarrollar paralelas a la estratificación, o paralelas a la foliación y clivaje, deben incluirse en la estimación "local" del número de familias, si se considera que el método de excavación utilizado alterará el macizo rocoso suficientemente para que dichas discontinuidades se pongan de manifiesto.

4.9. *Tamaño de los bloques.*

El tamaño de los bloques es un indicador muy importante de la calidad del macizo rocoso. Las dimensiones de los bloques vienen determinadas por el espaciado de las discontinuidades, por el número de familias y por el tamaño de las discontinuidades que delimitan los bloques potenciales.

El número de familias y su orientación determina la forma de los bloques resultantes, que pueden tomar una forma aproximada de cubos, romboedros, tetraedros, láminas, etc. Sin embargo, las formas geométricas regulares son la excepción, ya que las juntas de cualquier familia raras veces son constantemente paralelas. Las juntas de las rocas sedimentarias suelen producir los bloques más regulares.

Las propiedades combinadas de tamaño de los bloques y resistencia al corte entre los bloques, determinan el comportamiento mecánico del macizo rocoso bajo condiciones de tensión dadas. Los macizos rocosos compuestos de grandes bloques tienden a ser menos deformables. En casos excepcionales el tamaño del bloque puede ser tan pequeño que se produce un "flujo" del terreno.

El tamaño de los bloques puede describirse por medio de la dimensión media de los bloques característicos (índice I_b del tamaño de bloque), o por el número total de juntas que intersectan una unidad de volumen del macizo rocoso (cómputo volumétrico de juntas, J_v).

5. Flujo de agua en el macizo rocoso.

En la elaboración de este punto se han seguido las directrices dadas por el CANMET (31). La restante información se ha obtenido de la publicación "Diseño de Taludes en Rocas Competentes" (32).

5.1. *Conceptos generales.*

Se llama agua subterránea a la que se encuentra en la zona de saturación bajo el nivel freático.

Las aguas subterráneas proceden principalmente de la infiltración de las aguas meteóricas, tales como el agua de lluvia, del hielo y de nieve fundidos, y de los escapes por filtración de cursos de agua, lagos, embalses u otros depósitos de agua. Hay aguas subterráneas que ascienden de los magmas o proceden de las lavas; son las aguas juveniles. También puede encontrarse agua subterránea que quedó retenida al mismo tiempo que se formaron las rocas ígneas o sedimentarias.

Entre el nivel freático y la superficie hay una zona no saturada por la cual el agua se infiltra para pasar a la zona saturada o quedar retenida en las proximidades de ésta, debido a la capilaridad. En la zona de saturación,el agua llena todos los poros de los suelos y todas las cavidades de las rocas infrayacentes.

A veces aparecen zonas saturadas de agua por encima de la zona principal, limitadas por niveles impermeables.

La pérdida del agua subterránea, o descarga, se produce por evaporación superficial, transpiración de las plantas y manantiales.

Se puede realizar un balance hidrológico de la cuenca de la zona en estudio; el agua procedente de las lluvias es igual a la suma del agua de escorrentía, infiltración , evaporación y transpiración reales.

Para que el cálculo de la infiltración sea de cierta fiabilidad, hay que conocer con bastante aproximación las características climatológicas de la zona (pluviometría, temperaturas), así como las características topográficas, vegetación, cursos de aguas con sus caudales, etc.

En el apartado de "geología regional" hay que hacer una parte del estudio hidrogeológico, con recopilación de datos, reconocimientos de campo y fotografías aéreas; también habrá que tener muy en cuenta el aporte de agua de las zonas cercanas.

5.2. *Redes de flujo de agua en los macizos rocosos.*

5.2.1. *Generalidades*

El flujo de agua a través de los macizos rocosos se produce principalmente por las discontinuidades, es decir, por la llamada "permeabilidad secundaria". También puede ser importante, sobre todo en rocas sedimentarias, la "permeabilidad primaria" que depende del material en sí.

El flujo de agua depende de las características topográficas y geológicas del macizo rocoso.

Bajo una diferencia de presión determinada, los diversos tipos de rocas se pueden clasificar con respecto al flujo de agua según su conductividad hidráulica o permeabilidad.

La permeabilidad se define como la velocidad del flujo de agua bajo una diferencia de presión determinada.

En rocas más o menos homogéneas y régimen laminar, la permeabilidad viene definida por la ley de Darcy : $Q = A.\,k.\,i$, donde :

Q = caudal
A = sección de paso
i = gradiente hidráulico
k = coeficiente de permeabilidad

El término gradiente se emplea, normalmente, para designar la pendiente de una línea o de un plano. En general, la superficie de un nivel freático libre es curva. Considerando un punto A situado a una distancia horizontal "l" de otro punto B, se puede definir el gradiente hidráulico medio entre los puntos A y B como (Véase *Figura 66*) :

$$i = h/l$$

La carga hidráulica total en un cierto punto es la suma de la altura sobre el plano de referencia y de la altura de presión $h = \frac{P}{\gamma} + z$, donde γ es la densidad del agua.

La permeabilidad del macizo rocoso suele ser bastante superior a la de la roca intacta, debido a que, como se dijo anteriormente, el flujo se produce principalmente a lo largo de discontinuidades, diaclasas, fisuras, canales de disolución, etc.

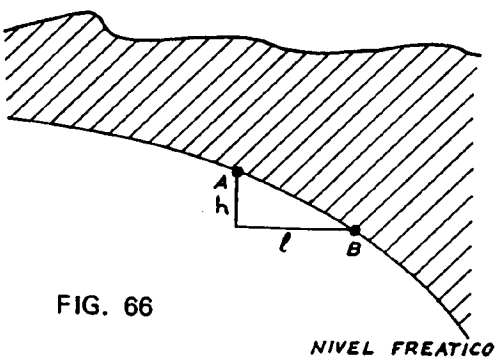


FIG. 66

La permeabilidad del macizo rocoso puede variar bastante con la dirección, ya que los planos de estratificación y los sistemas principales de diaclasas suelen tener orientaciones definidas y es precisamente a través de estas discontinuidades por donde tiene lugar una parte importente del flujo de agua. Entre las discontinuidades habrá una serie de caminos mejor o peor comunicados, con posibles rellenos arcillosos impermeables, que podrán ser más o menos continuos y abiertos. Todos estos conductos, constituyen las "redes de flujo de agua" en los macizos rocosos. Para expresar la permeabilidad a través de los conductos individuales de las redes de flujo, se utiliza la permeabilidad equivalente del conjunto del macizo rocoso en una cierta dirección.

La siguiente fórmula nos proporciona la permeabilidad equivalente de una serie de juntas paralelas y con bordes no rugosos.

$$K = \frac{N.\, e^3.\, \gamma}{12\, \mu}$$, donde :

"N" es el número de juntas por centímetro.
"e" es la abertura de las juntas.
"μ" es la viscosidad del agua.
"γ" es la densidad del agua.

A continuación se presenta en la *Tabla 7*, diversas permeabilidades para suelos, rocas y macizos rocosos, que se han definido de acuerdo con su permeabilidad, es decir, se han clasificado según que su permeabilidad sea media o alta (acuíferos), que sea intermedia (acuitardos) o que sea muy baja (acuicludos).

TABLA 7

CLASIFICACION DE SUELOS, ROCAS Y MACIZOS ROCOSOS SEGUN SU PERMEABILIDAD

Permeabilidad : K – cm/seg.		ROCA INTACTA		SUELOS
	10^{-10}	Pizarra		
Impermeable Acuicludo	10^{-9}	Granito		Arcillas
	10^{-8}			
	10^{-7}			
Poco permeable Acuitardo	10^{-6}			
	10^{-5}	Caliza y dolomia — Arenisca	Roca con juntas	Arenas arcillosas
			con rellenos	Limos
	10^{-4}		arcillosos	Arena limosa
Algo permeable Acuitardo	10^{-3}		Roca algo fracturada	Arena fina
	10^{-2}			Arenas limpias
Permeable Acuífero regular	10^{-1}		Roca bastante fracturada	Arenas gruesas limpias, gravas con arenas limpias
	1			
Muy permeable Acuífero excelente	10^{1}		Roca intensamente fracturada	Gravas limpias
	10^{2}			

Las rocas ígneas intrusivas suelen ser bastante impermeables en profundidad, con excepción de las zonas de falla.

Las areniscas pueden tener permeabilidad intergranular, aunque ésta no suele ser muy elevada, y también tienen permeabilidad debido a la fracturación.

En las calizas, dolomias y yesos puede haber conductos de disolución o cavernas, originándose permeabilidades muy altas. Las dolomías pueden tener permeabilidad intergranular o también debida a brechificación interna cuando proceden de calizas.

Cuando existe una alternancia de rocas más o menos duras, se produce una gran anisotropía, ya que la permeabilidad de los estratos más duros es mucho mayor, debido a que suelen estar más fracturados. Las alternancias más frecuentes son de calizas y margas o areniscas y pizarras. Las alternancias de bancos muy finos, tipo flysch, son en general muy impermeables en profundidad.

La permeabilidad también puede verse muy aumentada en zonas de fallas sin relleno y con fracturación intensa en sus bordes.

Para tener una visión del comportamiento del agua subterránea, hay que conocer la dirección de la estratificación, presencia de fallas con o sin relleno, zonas fracturadas y alteradas, conductos de disolución, la mayor o menor permeabilidad de los diferentes niveles, etc, que gobiernan la magnitud y dirección del flujo de agua en el macizo rocoso.

5.2.2. *Redes de flujo, utilización y representación gráfica.*

Las redes de flujo sirven para la representación gráfica del flujo de agua subterránea y de la distribución de las presiones en el terreno. Las redes de flujo también son útiles para el proyecto de los drenajes y sistemas de desagüe y permiten evaluarse así los caudales de infiltración y los gradientes hidráulicos.

Se construyen mediante una serie de líneas de corriente o de flujo, que son los caminos que sigue el agua, y las líneas equipotenciales, que son las que unen los puntos que tienen la misma carga hidráulica total, $h = \frac{P}{\gamma} + z$; estas líneas son perpendiculares a las líneas de flujo (Véase *Figura 67*).

Por lo tanto, las presiones de agua a lo largo de una línea equipotencial no serán iguales, aumentando con la profundidad, ya que al disminuir "z" aumentará $\frac{P}{\gamma}$. En los piezómetros situados a lo largo de una misma línea equipotencial los niveles de agua serán iguales.

El valor de cada línea equipotencial vendrá dado por su altura sobre el plano de referencia cuando $\frac{P}{\gamma}$ es nulo, o sea, en el punto de intersección con el nivel freático.

En los terrenos homogéneos e isótropos la red de flujo tendrá líneas de flujo y equipotenciales perpendiculares.

En terrenos anisótropos y heterogéneos, las variaciones de permeabilidad tienen mucha influencia en la distribución de presiones. En este caso no serán perpendiculares las líneas de la red de flujo.

Cuando el flujo es horizontal en materiales isótropos y bajo superficies planas, las líneas equipotenciales serán practicamente verticales. En este caso, la medida del nivel freático en sondeos puede dar suficiente información para determinar la distribución del flujo y de las presiones, siempre que la permeabilidad sea tal que al perforar el sondeo no descienda el nivel freático ni tampoco suba debido al agua de perforación.

Cuando no ocurre lo anteriormente expuesto, o sea, con materiales anisótropos o heterogéneos y con superficies no horizontales, la distribución de presiones dentro del macizo rocoso se mide con piezómetros o se determina por medio de técnicas analíticas a partir de los datos de permeabilidad, geoló-

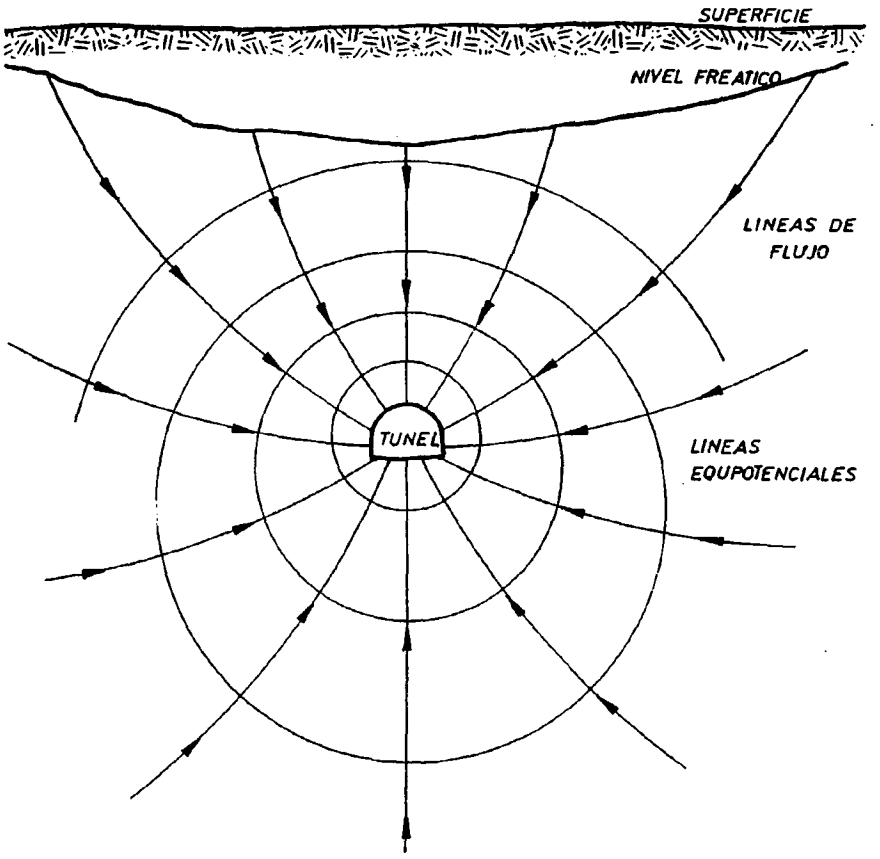


FIG. 67

gicos, etc., obtenidos con anterioridad.

En igualdad de circunstancias, la velocidad de las aguas subterráneas es máxima donde las líneas de corriente se encuentran más apretadas.

El flujo de agua a través de terrenos con permeabilidades diferentes se produce de forma parecida a la de los rayos de luz cuando atraviesan materiales con diferentes velocidades de propagación. Las líneas de flujo cambian de dirección en los contactos entre terrenos siguiendo la ley del mínimo esfuerzo y el agua fluye la mayor distancia en terrenos más permeables. Los ángulos de entrada "α" y de salida "β" en el límite de dos terrenos de permeabilidades diferentes siguen la relación (Véase *Figura 68*) :

$$\frac{\operatorname{tg}\beta}{\operatorname{tg}\alpha} = \frac{k_1}{k_2} \quad \text{donde,}$$

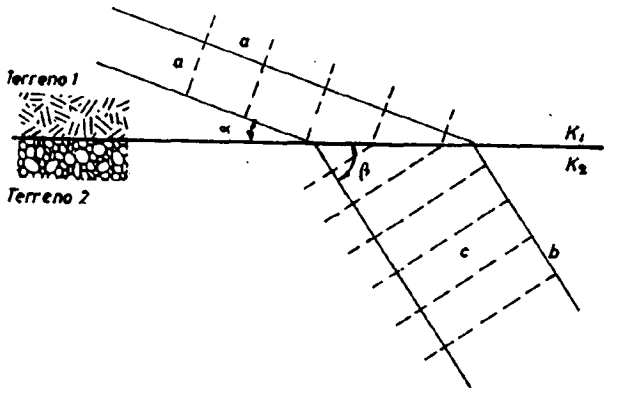
k_1 es el coeficiente de permeabilidad del primer terreno
k_2 es el coeficiente de permeabilidad del segundo terreno

A partir de las redes de flujo se pueden calcular los caudales de infiltración. En los terrenos isótropos, el caudal que fluirá entre las líneas de corriente será ΔQ, siendo el mismo a lo largo de todos los canales. El caudal total Q es :

$$Q = \Sigma \Delta Q = N_f \cdot \Delta Q$$

donde N_f es el número de canales de flujo

Siendo Δh la pérdida de carga entre dos líneas equipotenciales, la diferencia de carga entre



$$\frac{K_1}{K_2} = \frac{c}{b} = \frac{t_g\,\beta}{t_g\,\alpha}$$

$$K_1 > K_2$$

FIG. 68

dos puntos separados por N_e líneas equipotenciales será :

$$h = \Delta h . N_e \qquad (1)$$

Al ser el terreno isótropo, la distancia entre líneas contíguas de flujo y equipotenciales es similar (a) en la *Figura 68*; aplicando la ley de Darcy se tiene que :

$$\Delta Q = K.i.a = K. \frac{\Delta h}{a} . a = K. \Delta h \qquad (2)$$

por tanto, sustituyendo Δh de (1) :

$$Q = K . h . \frac{N_f}{N_e}$$

Si el terreno es anisótropo, se toma la permeabilidad efectiva. $K_e = \sqrt{K_X . K_Z}$; K_X y K_Z pueden ser las permeabilidades horizontal y vertical K_H y K_V, o también la máxima y la mínima, $K_{máx.}$ y $K_{mín.}$

El gradiente hidráulico "i" está relacionado con la velocidad "v" del flujo de agua y con el coeficiente de permeabilidad "K", según se vió en la fórmula de Darcy (2). La velocidad "v" es proporcional al gradiente hidráulico "i" y al coeficiente de permeabilidad "K", cuando existan flujos laminares o turbulentos :

$$v = K . i$$

Para mayor facilidad en los cálculos, se admite que el coeficiente K a una determinada temperatura para un mismo material es constante.

5.2.3. *Construcción de las redes de flujo.*

Para obtener la red de flujo de un macizo rocoso, se acude a métodos gráficos, eléctricos o numéricos con un ordenador.

Los datos necesarios para obtener la red de flujo son :

Presiones en varios puntos representativos obtenidas mediante piezómetros.

Situación del nivel freático.

Valores de las distintas permeabilidades.

Disposición geológica.

A) Método gráfico.

Suponiendo que el terreno sea homogéneo e isótropo, las líneas de corriente y las equipotenciales serán perpendiculares, formando una malla.

Primero hay que definir los límites del dominio de flujo, tales como una posible base impermeable, el nivel freático y los límites del área en estudio. La situación del nivel freático, cuyo conocimiento es fundamental, tiene que estimarse mediante los datos obtenidos de los piezómetros, pozos o sondeos.

A continuación se dibujan las líneas de corriente. Después se dibujan las líneas equipotenciales, comenzando desde la parte de aguas arriba. Se divide la superficie freática en alturas iguales de tal forma que esta división origine una distancia entre las dos primeras líneas equipotenciales igual a la existente entre las de corriente. Cuando se ha hecho esta división, las siguientes líneas equipotenciales se comienzan a dibujar desde la intersección del nivel freático con esas divisiones.

Como comprobación de que la red así obtenida está bien dibujada, se pueden trazar líneas diagonales a los cuadrados debiendo obtenerse otra red ortogonal.

En medios anisótropos, antes de dibujar la red de flujo, hay que modificar la escala según una dirección en la cantidad $\sqrt{\frac{K_x}{K_z}}$; por ejemplo, si la permeabilidad horizontal es mayor que la vertical, el dibujo deberá comprimirse en sentido horizontal o ser exagerado en vertical según la relación $\sqrt{\frac{K_v}{K_h}}$, debiendo volver todo a la escala natural, no quedando ya una red ortogonal.

En los terrenos anisótropos las líneas cambian de dirección en los contactos de terrenos de diferente permeabilidad, según la relación anterior, variando las dimensiones de los rectángulos curvilíneos de la red de flujo.

B) Métodos eléctricos.

Se basan en la analogía entre la ley de Darcy y la de Ohm. La equivalencia que se plantea es :

Caudal unitario ——→ intensidad

Gradiente hidráulico ——→ diferencia de potencial.

Permeabilidad ——→ conductancia (inversa de la resistencia).

Para obtener las redes de flujo se puede utilizar un papel conductor o bien cuadrados de líneas de tinta conductora o también se pueden utilizar resistencias entre diversos puntos.

En el caso de papel conductor, las redes de flujo en medios anisótropos se obtienen cambiando una escala del papel de forma similar al método gráfico.

Con la tinta conductora se simulan la anisotropía y la heterogeneidad mediante mayores espesores de líneas, cuadrados o rectángulos de dimensiones variables, orientando la malla en la dirección de mayor a menor permeabilidad. Si se utilizan resistencias se pueden variar de forma análoga a lo anteriormente expuesto.

Los límites de agua arriba y abajo, así como los drenajes, galerías de drenaje, etc., se simulan mediante tiras metálicas. Entre los dos límites se establece una diferencia de potencial y con un electrodo conectado a un voltímetro se va recorriendo el papel resistivo o con tinta conductora, pudiendo dibujar las líneas de igual diferencia de potencial eléctrico, que equivalen a las líneas equipotenciales de la red de flujo.

C) Métodos numéricos.

Se utilizan cuando la estructura es muy compleja. Los métodos más usuales son el de elemetos finitos y el de diferencias finitas.

5.3. *Investigación hidrológica del macizo rocoso.*

1.– Estudios geofísicos.

Los métodos geofísicos que se utilizan principalmente son los eléctricos; de esta forma se localizan fallas o niveles de distinta resistividad; en algunos casos se pueden obtener directamente indicaciones sobre la permeabilidad.

2.– Sondeos.

En los sondeos se pueden hacer ensayos de permeabilidad y posteriormente se colocan piezómetros. El inconveniente que existe con este método es que como los ensayos de permeabilidad en los sondeos afectan a zonas pequeñas, para obtener una permeabilidad representativa del macizo rocoso hay que hacer una malla de sondeos muy cerrada.

Los sondeos también se pueden utilizar para hacer diagrafías.

3.– Pozos de mayor diámetro.

Se utilizan fundamentalmente para ensayos de bombeo; con piezómetros auxiliares se puede obtener un valor representativo de la permeabilidad.

4.– Galerías de investigación.

Además de llevarse a cabo en ellas una investigación geológica, se pueden hacer ensayos de permeabilidad.

5.3.1. *Medida de las presiones.*

El valor de las presiones de agua subterránea es un dato fundamental para la obtención de las propiedades hidráulicas del macizo rocoso.

Las presiones se miden con unos aparatos llamados piezómetros, que se instalan en los sondeos, generalmente uno por sondeo, aunque, si el diámetro de éste es suficiente, se puede instalar más de un piezómetro por sondeo, aunque esto no es recomendable para profundidades mayores de 10 metros.

El piezómetro debe medir las presiones en un punto o en un pequeño entorno alrededor del punto elegido, para lo cual se sella bien en la zona en estudio. Este sellado debe ser comprobado, aunque para sondeos de gran longitud esta comprobación es muy difícil.

El volumen de agua necesario para que funcione un determinado tipo de piezómetro no debe alterar las presiones del entorno del punto de medida; esto indica la necesidad de elegir el piezómetro adecuado para cada punto, dependiendo de la permeabilidad del terreno. Así pues, no se deben utilizar piezómetros que requieren mucho volumen de agua, como son,por ejemplo,los piezómetros usuales de columna de agua, en terrenos poco permeables.

Los tipos de piezómetros existentes en el mercado son :

Piezómetro abierto o de columna de agua.

Piezómetro de manómetro o tubo cerrado.

Piezómetro de diafragma.

Piezómetro eléctrico.

Piezómetro de medida contínua.

1.– Piezómetro abierto o de columna de agua.

Mide la presión según la altura de la columna de agua dentro del tubo; esta altura se puede medir con una sonda eléctrica, que consiste en dos electrodos que cierran un circuito al entrar en contacto con el agua, o también se puede medir mediante sondas mecánicas.

Las ventajas de este piezómetro son su bajo costo y la facilidad de lectura; sus inconvenientes son las dificultades que presenta en la lectura en sondeos inclinados y profundos y también la falta de utilidad en terrenos de baja permeabilidad, ya que al necesitar mucho volúmen de agua, el tiempo de respuesta es muy alto. Se utilizan cuando la permeabilidad es mayor de 10^{-6} cm/s. El diámetro del tubo debe ser el menor posible, sin entorpecer la lectura de los niveles.

2.– Piezómetro de manómetro o tubo cerrado.

Necesita un volumen de agua medio o bajo. Casi no se utiliza, debido al gran inconveniente que se presenta en la lectura al existir la condición de que la lectura del manómetro no pueda estar muy por encima del punto más bajo de agua.

3.– Piezómetro de diafragma.

Necesita poco o muy poco volumen de agua. La presión sobre el diafragma hace que éste cierre o abra una válvula, debiéndose dar otra presión, desde la superficie a través de tubos, por medio de aire o aceite, para abrirla o cerrarla de nuevo. Así se puede deducir la presión sobre el diafragma.

4.– Piezómetro eléctrico.

Necesita un volumen de agua muy pequeño. La presión del agua sobre el diafragma origina deflexiones, que son medidas mediante bandas extensométricas de diversos tipos. La ventaja de este piezómetro es su aplicación para control remoto; el inconveniente es su alto costo.

Instalación del piezómetro.

La zona de medida en el sondeo en donde se instala el piezómetro se llena con arena o gravilla, cementando el resto; se pone en el borde de la arena un obturador o bien un filtro de arena más fina y un tapón de arcilla, hecho por ejemplo a base de bolas de bentonita, para evitar cementar dicha arena. (Véase *Figura 69*).

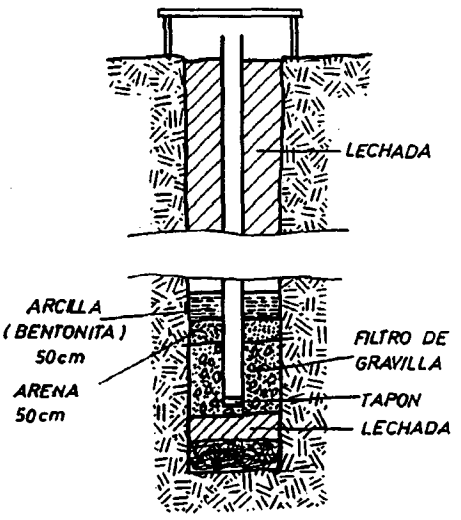


FIG. 69

5.3.2. *Medida de las permeabilidades.*

La medida de las permeabilidades se realiza en sondeos, pozos y túneles.

Como se verá en el apartado de registro de sondeos, al realizar la perforación hay que anotar las pérdidas de agua o aire de circulación, las zonas fracturadas, los niveles más o menos duros, etc. Hay que registrar los niveles de agua varias veces al día, sobre todo al comenzar por la mañana y al finalizar por la tarde; conviene observar estos niveles durante varios días. Se puede utilizar un gráfico para dibujar los niveles en el comienzo diario de la perforación y a lo largo de ella, y así observar su evolución relativa a la profundidad, etc. (Véase *Figura 70*).

A continuación se realizan las observaciones anteriores en una serie de sondeos y se correlacionan entre ellas, de forma que se puedan estimar las zonas más o menos permeables, elegir las zonas

de apoyo de los obturadores en las pruebas de agua, evitando las zonas blandas o fracturadas, y comparar los tramos ensayados con los testigos.

Hay que hacer notar que, debido al alto costo de los sondeos con recuperación de testigo, muchas veces se sustituyen éstos por sondeos efectuados a percusión y completados posteriormente con registros eléctricos, radiactivos, sónicos, etc, que son las llamadas "diagrafías" o "logs", que suministran datos sobre la litología, fracturación, porosidad, permeabilidad, etc.

En las galerías de investigación o drenaje, se miden las características geológicas y de afluencias de agua en varios puntos, observándose el descenso del nivel freático, originado por el efecto de drenaje que produce la galería en piezómetros colocados para este fin.

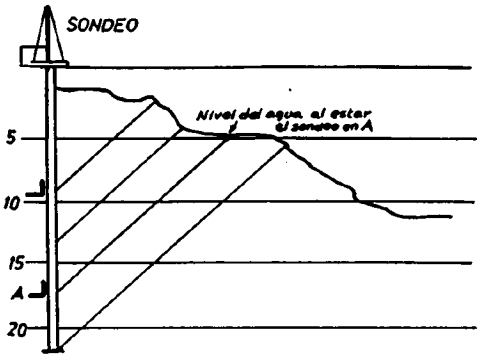


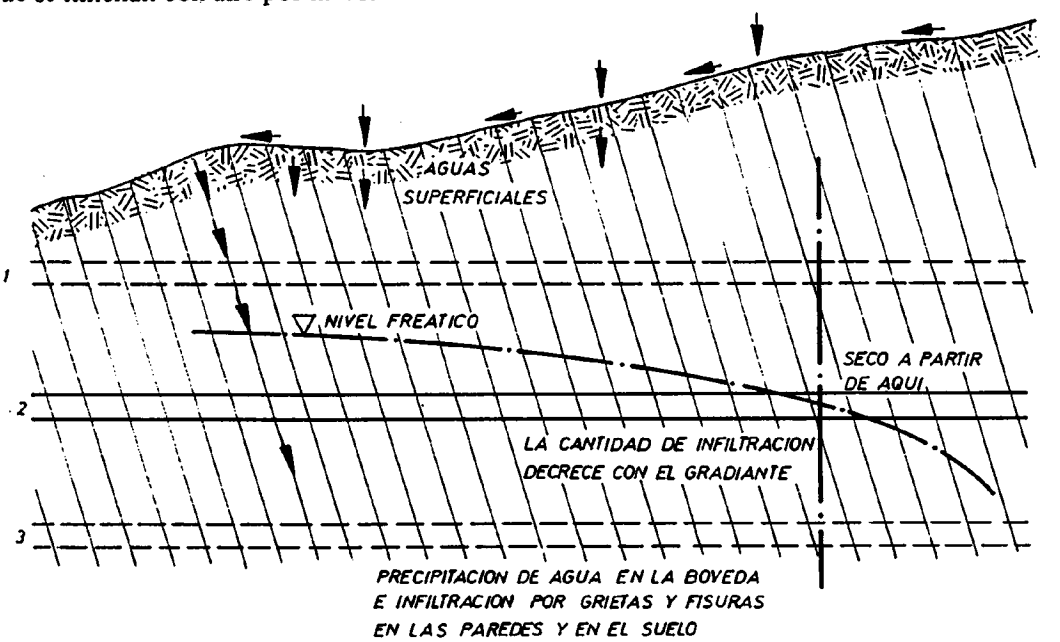
FIG. 70

5.3.3. *Ensayos de permeabilidad.*

5.3.3.1. *Ensayos de permeabilidad en sondeos.*

Para realizar este tipo de ensayos, se aplica una carga hidráulica, normalmente positiva, y a continuación se mide el caudal que se origina hacia dentro o fuera de la formación. Estos ensayos se efectúan entre la entubación y el fondo, entre éste y un obturador, entre dos obturadores, etc. Pueden ser de carga variable o constante, debiéndose hacer siempre por debajo del nivel freático, que es el caso normal en las galerías de minas (30), ya que lo que impone la situación de las galerías es la localización del yacimiento mineral (Véase *Figura 71*).

Los obturadores pueden ser mecánicos, que se ensanchan con el peso del varillaje, o neumáticos, que se hinchan con aire por medio de un tubo auxiliar.



1.— Situación razonable de una galería. - 2.— Situación media de una galería. 3.— Situación desfavorable obligada por el emplazamiento de la masa mineral.

FIG. 71

Debido al hecho de que la entubación no ajusta perfectamente al terreno, deben utilizarse obturadores entre la zapata que sujeta la tubería de entubación y el terreno, cuando las pruebas se realizan por debajo de la entubación.

1.– Ensayos de carga variable.

La zona del sondeo que se va a ensayar, limitada por el fondo del mismo, entubaciones u obturadores, se somete a una columna de agua por encima del nivel estático. Se va midiendo el descenso de la columna con respecto al tiempo, calculándose así la permeabilidad.

La longitud de la zona a ensayar depende del tipo de terreno y de su supuesta permeabilidad. En suelos o rocas muy fracturadas y permeables se utiliza el método Lefranc, que se puede emplear tanto para carga variable, como para carga constante, y consiste en dejar una cavidad de 20 ó 30 cm de longitud vacía o con grava.

En rocas que no están muy fracturadas, el tramode ensayo debe ser superior a 3 metros, pudiéndose hacer sobre longitudes cada vez mayores y solapadas del sondeo.

La permeabilidad de un medio continuo equivalente al ensayado es:

$$K_c = \frac{2{,}3 \cdot \log\left(\frac{h_1}{h_2}\right)}{t_2 - t_1} \cdot \frac{r_w^2}{2\,L \operatorname{sen} a} \cdot \operatorname{Ln} \frac{r_e}{r_o} \quad \text{donde,}$$

L = Longitud de la cavidad de ensayo.

r_w = diámetro de la tubería.

a = inclinación del sondeo con la horizontal.

r_o = radio de sondeo.

r_e = radio de influencia (es la distancia a la cual la influencia del ensayo ya no es perceptible).

h_1 y h_2 = alturas de agua en los tiempos t_1 y t_2

Con las alturas y tiempos se hace un gráfico, en escala logarítmica el cociente de las alturas y en escala normal, los tiempos, obteniendo así la pendiente S del gráfico, debiendo ser tomada la mayor (Véase *Figura 72*).

La relación $\frac{r_e}{r_o}$ varía entre 100 y 1000. En terrenos muy permeables se puede tomar la cifra más alta, con lo cual $\operatorname{Ln} \frac{r_e}{r_o} \simeq 7$. Así, para sondeos verticales, la fórmula de la permeabilidad queda simplificada:

$$K_c = 0{,}133 \cdot S \cdot \frac{r_w^2}{L} \text{ m/s}$$

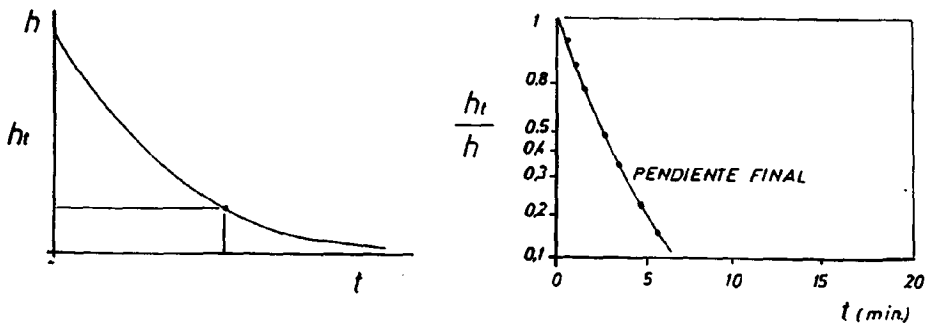


FIG. 72

2.– Ensayos de carga constante.

La zona del sondeo que se va a ensayar es sometida a una presión constante de bombeo o también se puede aplicar una altura de columna de agua por encima (o debajo) del nivel estático. La presión de inyección se mide en superficie en el caso de bombeo o en el sondeo en el caso de columna de agua.

Cuando las rocas no están muy fracturadas, se utiliza la inyección por bombeo en tramos de unos 5 metros, en escalones crecientes y decrecientes, sin que la presión máxima exceda la mitad de la presión del recubrimiento (H. γ).

Ensayo Lugeon. En sondeos profundos, los escalones de presión utilizados normalmente son, por ejemplo: 2, 5, 10, 5 y 2 kg/cm^2, anotándose las admisiones en cada etapa y dibujándose un gráfico, que puede indicar si se está lavando el relleno de las juntas, o ensanchándolas por la presión, etc. (Véase *Figura 73*).

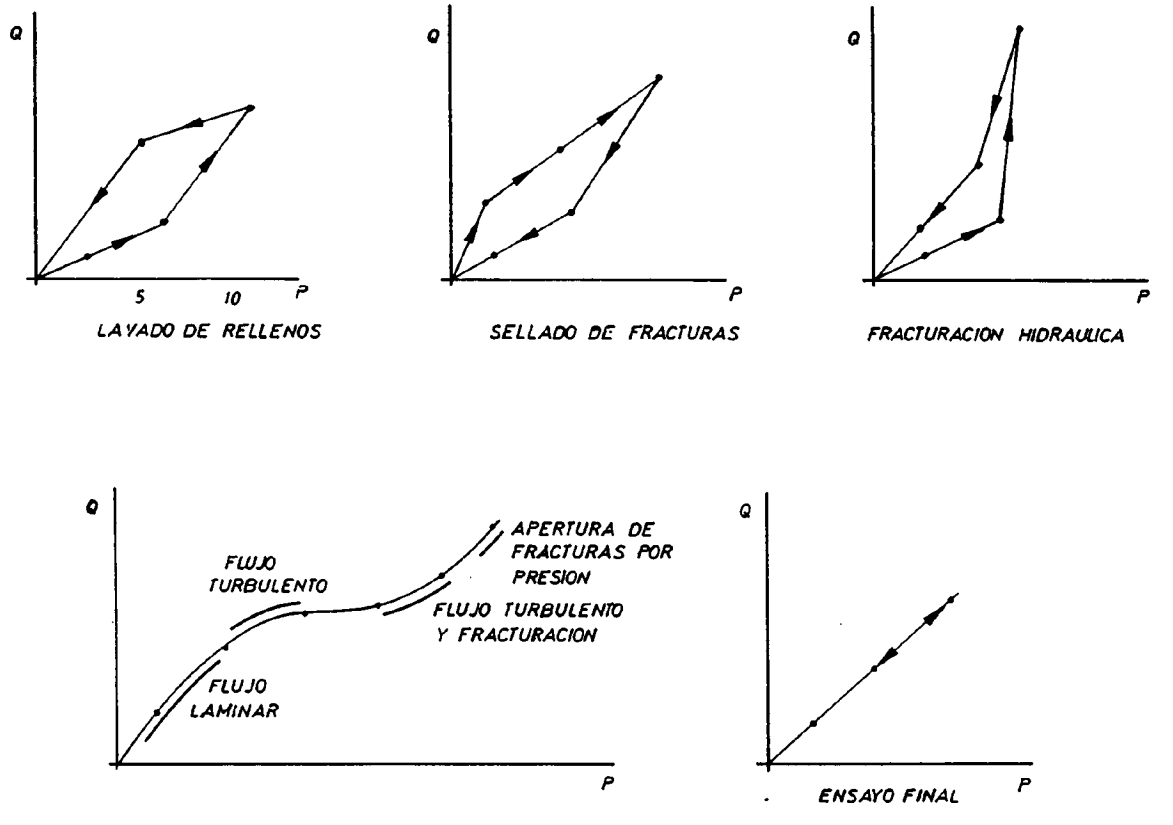


FIG.· 73

Ensayo Lefranc. Se utiliza en rocas muy fracturadas o permeables para tramos cortos y sin bombeo a presión.

La permeabilidad de un medio equivalente viene dada por :

$$Kc = \frac{Q}{2\,\pi\,L\,h_e} \cdot Ln\,\frac{r_e}{r_o}$$ donde,

L = longitud del tramo ensayado.

Q = admisión.

h_e = altura de agua sobre el nivel estático.

r_e = radio de influencia.

r_o = radio de la cavidad.

Como la relación Q/h_e suele variar para cada escalón de ensayo, si se usan diferentes presiones, se puede tomar la pendiente de la secante del grágico $Q - h_e$ para un determinado porcentaje de la presión máxima.

La fórmula anterior se puede simplificar considerando: $\text{Ln} \frac{r_e}{r_o} = 7$, Q en litros/min y las demás dimensiones en metros, resulta :

$$Kc = \frac{1{,}857}{L} \cdot \frac{Q}{h_e} \cdot 10^{-3} \quad \text{cm/s}$$

El valor de h_e será :

$$h_e = \frac{P}{\gamma} + h_m - h_g \text{ , donde,}$$

P = lectura del manómetro en superficie

γ = densidad del agua

h_m = altura del manómetro sobre el nivel estático del agua en el terreno

h_g = pérdida de carga en las tuberías

La unidad Lugeón es el equivalente a una admisión de 1 litro/min/m, a 10 kg/cm² de presión de inyección en el manómetro exterior.

Según la fórmula anterior, para 1 Lugeón resultaría una permeabilidad $Kc = 1{,}857 \cdot 10^{-5}$ cm / s. Sin embargo, esta equivalencia no suele ser correcta, ya que para obtener la unidad "Lugeón" no se ha tenido en cuenta la altura del manómetro sobre el nivel estático ni se han considerado las pérdidas de carga a lo largo de la tubería.

Considerando una mayor carga de agua que la real, debido a la altura entre la superficie y el nivel estático, o un valor algo inferior de $\text{Ln} \frac{r_e}{r_o}$, se obtiene $1 \text{ L} \simeq 1.10^{-5}$ cm/s, que es valor que se considera en la práctica.

5.3.3.2. *Ensayos de bombeo en pozos.*

Tienen la particularidad de que afectan a un gran volumen de terreno, pero son caros y difíciles de interpretar. Se utilizan sobre todo en acuíferos horizontales.

El procedimiento que se sigue en estos ensayos es colocar una serie de piezómetros a distintas distancias del pozo, que varían logarítmicamente, debiendo estar el piezómetro más cercano al pozo a menos de 6 metros. Se observan los descensos de aguas producidos en los puntos donde se han colocado los piezómetros al bombear agua del pozo. De esta forma se puede tener una idea de la permeabilidad.

6. Toma de datos.

6.1. *Toma de datos en superficie.*

6.1.1. *Geología regional.*

Las condiciones geológicas estructurales que definen una zona determinada, son producto de

la historia geológica de la región circundante. Por lo tanto, los tipos de roca, fallas, pliegues y juntas, en el área relativamente pequeña en que se mueve el ingeniero, forman parte de un modelo mucho mayor que refleja el proceso geológico a gran escala a que estuvo sometida la región. A veces, puede ser muy interesante conocer el proceso geológico de la región, ya que de él se pueden deducir las tendencias estructurales que pueden pasar inadvertidas si sólamente se tiene en cuenta la información detallada procedente del macizo rocoso a nivel local.

Se han llevado a cabo estudios geológicos en la mayor parte del mundo y estos estudios se pueden encontrar en revistas científicas o en planos que son propiedad de bibliotecas locales, universidades u organismos gubernamentales. Es importante localizar la información ya existente que cubre el área en estudio y conviene estudiar esta información tan pronto como sea posible en el proyecto.

También se han realizado fotografías aéreas de muchas partes del mundo. Las fotografías de buena calidad pueden proporcionar una información muy útil de las características estructurales y de algunos fenómenos bajo la superficie terrestre. Las fallas y otras discontinuidades lineales de mayor orden, normalmente son muy fáciles de identificar, pero es necesario ser un especialista para localizar zonas de hundimiento o roturas que han tenido lugar en cavidades que han alterado el drenaje local, que dan como resultado pequeños cambios en el color o distribución de la vegetación superficial. El examen estereoscópico de pares adyacentes de fotografías aéreas es bastante útil en zonas donde existe un relieve topográfico importante, ya que puede darse el caso de que se localicen antiguos deslizamientos u otras características que pueden ser importantes a la hora de diseñar el proyecto en su conjunto.

6.1.2. *Observación de afloramientos.*

En una primera etapa en el proyecto de una excavación subterránea, puede darse el caso de que no se pueda tener acceso al macizo rocoso a la profundidad a la que se va a construir la excavación; bajo estas circunstancias, se debe utilizar la roca que aflora en superficie para obtener la máxima cantidad de información sobre los tipos de rocas y características estructurales del macizo rocoso. Habitualmente, los lechos de los ríos son una fuente importante de información sobre los afloramientos, particularmente donde fluyen corrientes fuertes que han erosionado el material superficial y que han dejado la roca interior al descubierto. Cuando el área que aflora a la superficie es limitada, o cuando se considera que los afloramientos que son accesibles se han visto alterados intensamente por la meteorización, puede ser recomendable proceder a la excavación de trincheras o pozos. A veces, también puede ser necesario una excavación posterior, por medio de voladura, en el lecho rocoso; en tales casos, hay que tener mucho cuidado de no destruir la información en el proceso de voladura. Otras veces, es suficiente limpiar la superficie del afloramiento con un chorro presurizado de agua o de aire para poner al descubierto el macizo rocoso.

Además de la identificación de los tipos de roca, los afloramientos de superficie se utilizan para la medida de la inclinación (buzamiento) y orientación (dirección de buzamiento) de las características estructurales, tales como: planos de estratificación, clivaje y planos de juntas.

Se puede ahorrar mucho tiempo y energía si estas medidas se efectúan con los instrumentos que están diseñados específicamente para ello. El equipo que hay que utilizar debe incluir los siguientes instrumentos:

- Brújula geológica tipo Clark, con nivel de burbuja incorporado.
- Clinómetro.
- Cinta métrica de 10 m de longitud mínima.
- Regla plegable de 2 m de longitud mínima, graduada en mm.

- 10 m de alambre ligero o hilo de nylon con marcas dibujadas en rojo a intervalos de 1 m, y en azul a intervalos de 10 cm.
- Cuatro discos circulares delgados de varios centímetros, hechos de aleación ligera.
- Lámina calibrada para estimar la anchura de las aberturas más delgadas.
- Spray de pintura blanca.
- Equipo de lavado de afloramientos.
- Bolsas de plástico para la toma de muestras de 1 ó 2 kg de material de relleno de discontinuidades.
- Tubos portamuestras.
- Martillo de geólogo.
- Cuchillo duro u otra herramienta análoga.
- Cámara fotográfica.
- Martillo de Schmidt tipo L, con tabla de conversión.

6.1.2.1. *Procedimiento operativo para estimar los valores de los caracteres geomecánicos de las discontinuidades.*

A continuación se describen los métodos para realizar el levantamiento geotécnico de los caracteres geomecánicos de los macizos rocosos que han sido mencionados anteriormente :

1.– *Orientación*

Se mide la inclinación (buzamiento) del plano medio de la discontinuidad, con el clinómetro, y se expresa en grados, con dos cifras (00° – 90°).

Se mide al acimut del buzamiento (dirección de buzamiento), en grados, contando en el sentido de las agujas del reloj desde el norte verdadero, con tres cifras (000° – 360°).

La dirección del buzamiento y el buzamiento se anotan en este orden, con el número de tres cifras, separado con una barra del de dos cifras, ej.: 010°/05°.

Es conveniente medir un número suficiente de orientaciones para definir las diversas familias de juntas de los dominios estructurales dados. Se deben tomar entre 80 y 300 medidas; este número varía con el área y con la dispersión de las discontinuidades.

2.– *Espaciado*

Donde sea posible, se coloca la cinta métrica perpendicular a la traza del afloramiento de la discontinuidad. Si esto no es posible, hay que hacer correcciones para obtener el espaciado verdadero.

El espaciado más frecuente se calcula mediante :

$$S = d_m \operatorname{sen} \alpha \text{ , donde}$$

"d_m" es la distancia más frecuente obtenida. (Véase *Figura 74*).

Es conveniente presentar la variación del espaciado mediante un histograma.

Hay que tener en cuenta que las fracturas producidas por las voladuras deben excluirse cuando se procede a medir el espaciado de las discontinuidades.

En los casos en que existan afloramientos limitados o nulos, para estimar el espaciado se pueden utilizar métodos sísmicos de refracción, hasta 20 ó 30 m de profundidad. Se ha encontrado que existe una relación entre el número de discontinuidades por metro y la velocidad V_p de la onda longitudinal o de compresión, P.

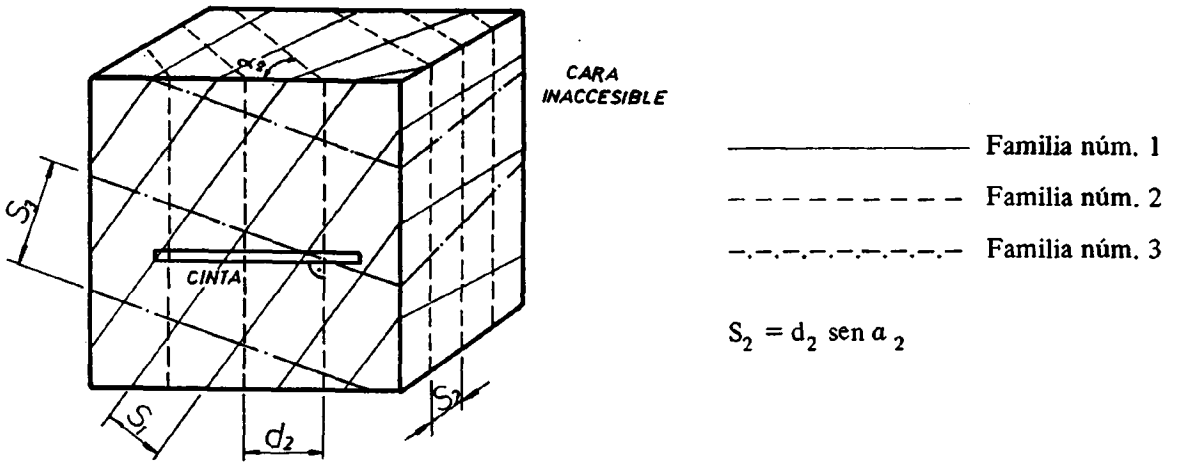


FIG. 74

Para cada familia de discontinuidades se anota el espaciado máximo S (máx), el mínimo S (mín) y el modal S. Las distribuciones se presentan en histogramas, para cada familia de juntas. Se utiliza la siguiente terminología :

DESCRIPCION	ESPACIADO
Espaciado extremadamente cerrado	< 20 mm.
Espaciado muy cerrado	20–60 mm.
Espaciado cerrado	60–200 mm.
Espaciado moderado	200–600 mm.
Espaciado abierto	600–2000 mm.
Espaciado muy abierto	2000–6000 mm.
Espaciado extremadamente abierto	> 6000 mm.

3.– *Dimensiones*

Se describen los afloramientos de roca o dominios reconocidos según el tamaño relativo de las diferentes familias de discontinuidades presentes. Es interesante disponer de un pequeño esquema que nos refleja gráficamente estos términos, para ver el tamaño relativo de las diversas familias de discontinuidades (Véase *Figura 75*).

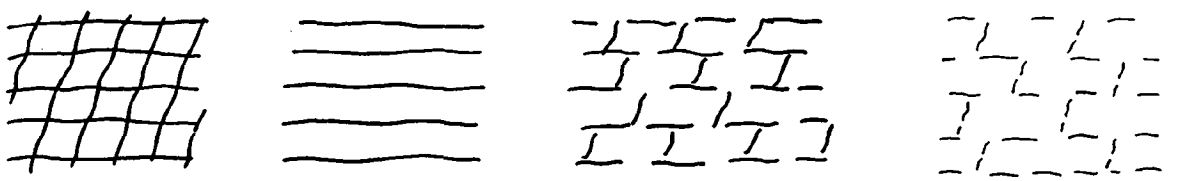


FIG. 75

Según su tamaño, las diversas familias de discontinuidades se describen como sistemáticas, sub-sistemáticas y no sistemáticas.

Las discontinuidades que se extienden fuera del afloramiento se deben diferenciar de aquellas que terminan en roca en el afloramiento y de las que terminan contra otras discontinuidades.

Las longitudes medias de las trazas medidas para cada familia pueden describirse según el siguiente esquema :

Persistencia muy baja	< 1 m.
Persistencia baja	1 – 3 m.
Persistencia media	3 – 10 m.
Persistencia alta	10 – 20 m.
Persistencia muy alta	> 20 m.

Una familia sistemática de discontinuidades con muchas discontinuidades que se extienden fuera del afloramiento es más persistente que otra familia sub-sistemática de discontinuidades con predominio de terminaciones contra otras discontinuidades. Las discontinuidades no sistemáticas tenderán a tener muchas terminaciones en roca.

4.– *Rugosidad*

a) Perfiles lineales

Se seleccionan las discontinuidades accesibles y que se supone que vayan a intervenir en caso de que exista una rotura cortante.

Según las dimensiones de cada plano de discontinuidad en estudio, se coloca, o bien la regla plegable de 2 metros, o el alambre de 10 metros, sobre el plano de discontinuidad paralelo a la dirección media del deslizamiento potencial. Las distancias perpendiculares (y) desde la regla plegable (o alambre) hasta la superficie de discontinuidad se anotan con una precisión de 1 milímetro para distancias tangenciales (x) dadas. (Véase *Figura 76*).

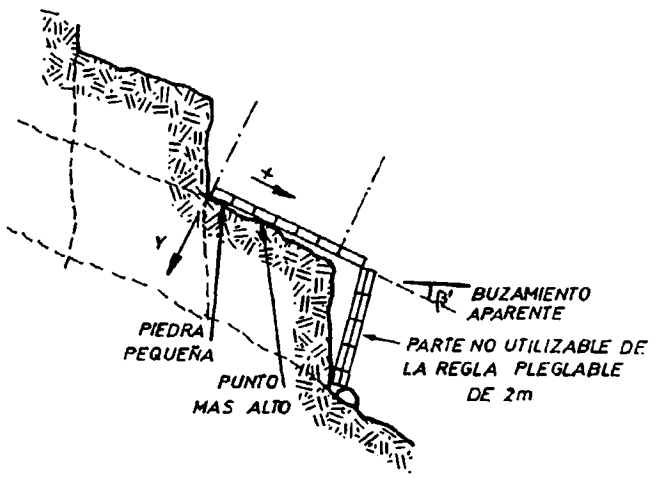


FIG. 76

Para dar un valor correcto de la rugosidad se toman los intervalos (x) aproximadamente de un 2 por ciento de la longitud total medida

Se anotan juntas las lecturas x e y, con el acimut y el buzamiento de la dirección medida.

Hay que observar, sobre todo, los perfiles de rugosidad máxima, mínima y media.

En caso de que el perfil sea tan corto que no se pueda obtener directamente la ondulación, se anota ésta utilizando la regla plegable y el clinómetro.

Por último, se toman fotografías representativas de las superficies de rugosidad máxima, mínima y media, con una regla de un metro colocada en la superficie fotografiada.

b) Brújula y clinómetro de disco

Se seleccionan las discontinuidades que sean accesibles y que se supone que vayan a interve-

nir en caso de una rotura por cortante.

Los ángulos de rugosidad (i) a pequeña escala se miden colocando el disco mayor (por ejemplo de 40 cm de diámetro) sobre la superficie de discontinuidad en 25 posiciones diferentes, por lo menos, anotando el buzamiento y la dirección del buzamiento para cada posición. Se repite este mismo procedimiento con los discos de otros diámetros. A continuación se anotan los datos en forma de polos en una red equiareal y se dibujan líneas de contorno de igual número de polos.

Los ángulos máximos de rugosidad para un tamaño de disco dado, se pueden trazar para cualquier dirección de deslizamiento potencial. La tangente de estos ángulos máximos de rugosidad multiplicada por la longitud de la base (diámetro del disco dado) da el desplazamiento (expansión) que tiene lugar perpendicular a la discontinuidad, para un desplazamiento cortante igual a la longitud de base dada. Se analizan así diversas longitudes de la línea de base (diferentes diámetros de los discos) y de esta forma se obtiene una curva de expansión. Esta curva dará una visión general del proceso de corte cuando existen unas roturas mínimas de las asperezas. Por tanto, este método es más apropiado en rocas duras con bajos niveles de tensiones de corte.

c) Términos descriptivos

A veces pueden existir limitaciones de tiempo para determinar la rugosidad (por ejemplo, durante la fase de viabilidad del proyecto); en este caso se utilizan dos escalas descriptivas de observación de la rugosidad: escala pequeña (varios centímetros) y escala intermedia (varios metros).

La escala intermedia de rugosidad se divide en tres grados: escalonada, ondulada y plana. La escala pequeña tiene tres grados para cada una de las divisiones de la escala intermedia: rugosa, lisa y pulida. El término "pulida" sólo se utiliza si existe una evidencia clara de desplazamiento cortante previo a lo largo de la discontinuidad.

De esta forma, tenemos una escala con 9 grados de rugosidad :

I Rugosa (o irregular), escalonada
II Lisa, escalonada
III Pulida, escalonada
IV Rugosa (o irregular), ondulada
V Lisa, ondulada
VI Pulida, ondulada
VII Rugosa (o irregular), plana
VIII Lisa, plana
IX Pulida, plana

Esta escala queda ilustrada en la *Figura 77*

También puede haber ondulaciones a gran escala, de varias decenas de metros, superpuestas a las escalas pequeña e intermedia. En tales casos hay que anotar estas características, por ejemplo, lisa ondulada (clase V), con ondulaciones a gran escala de 10 metros de longitud de onda y 50 cm de amplitud.

Existe otra escala de rugosidad, que presenta 10 perfiles de 10 centímetros cada uno, relacionados con el JRC, que es el coeficiente de rugosidad de la junta,que, en posteriores fases del estudio, se utilizará para calcular la resistencia al corte de la discontinuidad. (Véase *Figura 78*).

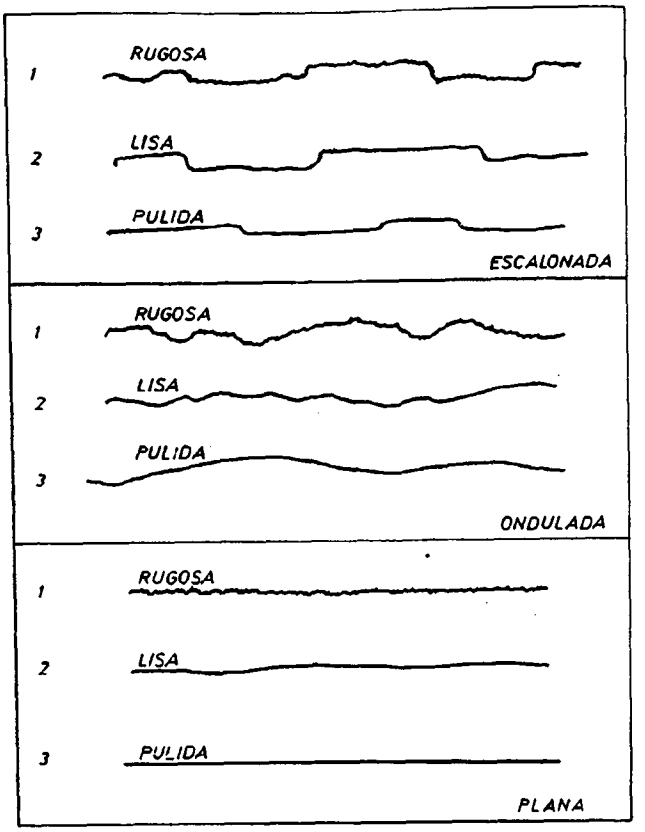


FIG. 77

5.– *Resistencia de los labios de la discontinuidad*

La resistencia de los labios de las discontinuidades puede expresarse de la siguiente forma:

a) Grado de meteorización del macizo rocoso y del material rocoso. Viene descrito bajo el apartado de meteorización.

b) Ensayos manuales. Los índices de los ensayos manuales vienen detallados en la Tabla 4 Se debe tomar el material de las paredes de las discontinuidades o en todo caso material representativo de las paredes.

c) Ensayo del martillo de Schmidt. El martillo de Schmidt se aplica en dirección perpendicular al labio de la discontinuidad que nos interesa ensayar. Se debe ensayar la superficie de la roca bajo condiciones de saturación para dar el resultado con más margen de seguridad. La superficie debe estar limpia de materiales sueltos, por lo menos debajo del martillo.

Si el impulso del proyectil por el muelle del martillo de Schmidt es suficiente para mover la superficie ensayada, el rebote resultante será artificialmente bajo. Esto se puede notar también por el ruido producido, ya que se produce un sonido hueco. Estos resultados no se deben tener en cuenta. Por esta misma razón, este índice de campo no es conveniente en macizos rocosos sueltos, que contienen discontinuidades muy poco espaciadas. (En estos casos, se debe extraer un bloque de roca y realizar el ensayo sobre una superficie firme).

En cada superficie de interés se realiza un número de ensayos tal que los resultados sean representativos, por ejemplo 10 ensayos por discontinuidad o 10 ensayos por unidad de área de una discontinuidad grande, etc. No se toman en consideración las cinco lecturas más bajas de cada grupo

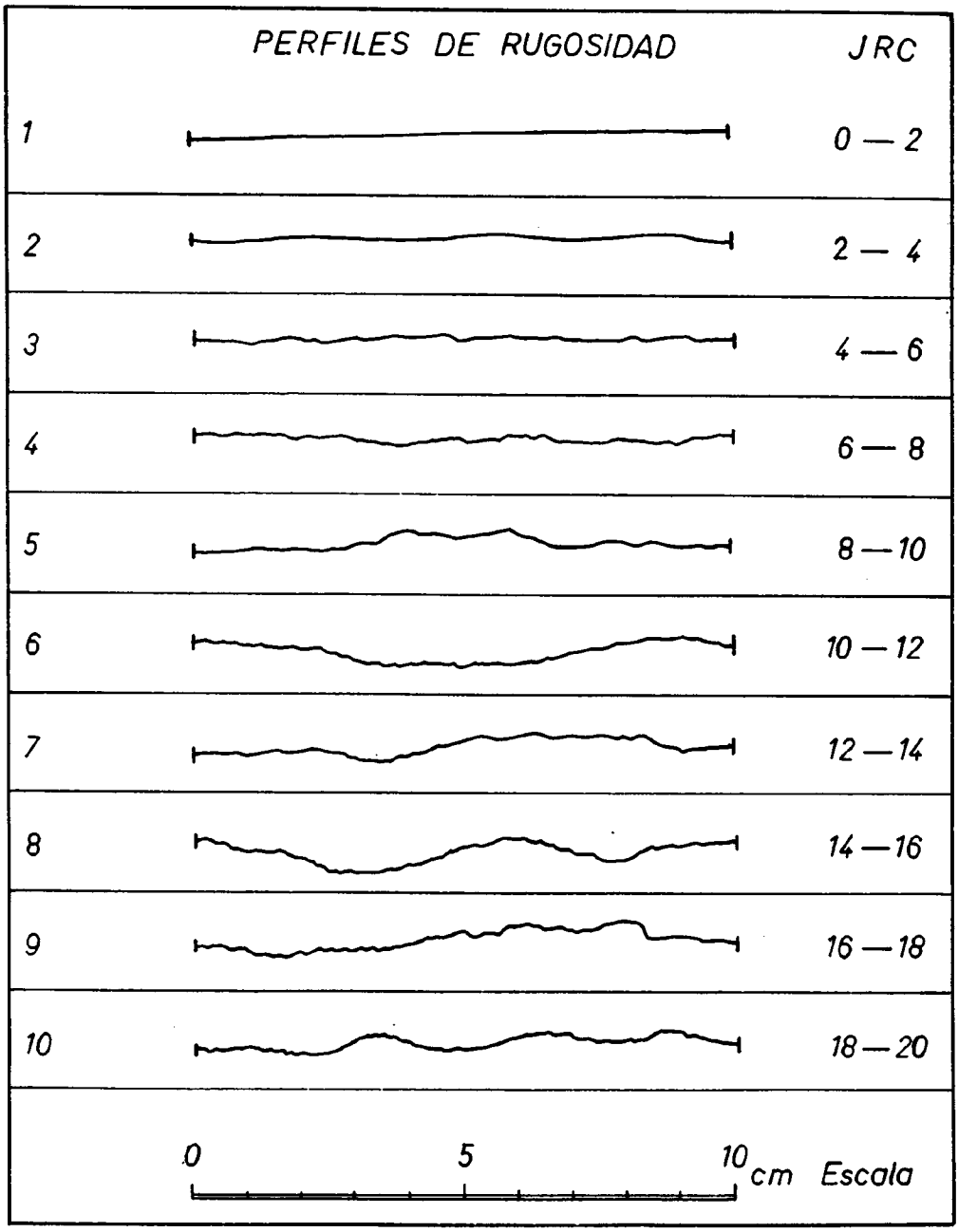

PERFILES DE RUGOSIDAD
JRC
1
0 — 2
2
2 — 4
3
4 — 6
4
6 — 8
5
8 — 10
6
10 — 12
7
12 — 14
8
14 — 16
9
16 — 18
10
18 — 20
0
5
10 cm Escala

FIG. 78

de 10 y se anota el valor medio (r) de las cinco lecturas mayores.

6.– *Apertura*

Hay que lavar los afloramientos sucios cubiertos de tierra. Es bastante útil rociar pintura blanca a lo largo de las líneas de medida deseadas; de esta forma, las discontinuidades más delgadas son más fácilmente visibles. Es fundamental disponer de una buena iluminación.

Las aperturas más delgadas se miden aproximadamente con láminas calibradas, mientras que las aperturas mayores se miden con una regla graduada en mm. Se anotan las aperturas de todas las discontinuidades que intersectan a la línea de medida. Por otro lado, las variaciones de la apertura de las mayores discontinuidades se miden a lo largo de la traza de la discontinuidad.

Es importante tener en cuenta que las aperturas visibles en un afloramiento rocoso son aperturas alteradas, debido a la superficie de meteorización o al modo de excavación. Por estas razones, las aperturas medidas son probablemente mayores que aquellas que existen dentro del macizo rocoso.

7.– *Relleno*

Se miden los espesores máximo y mínimo de las discontinuidades rellenas y se estima el espesor más frecuente (promedio). Si existen grandes diferencias entre los espesores máximo y mínimo, esto puede ser indicio de que han existido desplazamientos cortantes, especialmente si las paredes están alternadas o sin meteorizar.

En los casos importantes, es conveniente hacer esquemas de campo en los que se indican las condiciones de los labios de la discontinuidad (o sea, grado de fracturación o alteración asociados). En la *Figura 79* se muestran algunos ejemplos.

Cuando se sospecha que existen arcillas expansivas o se identifican éstas, como, por ejemplo, montmorillonita, y donde la condición de expansión es crítica para la estabilidad, se toman muestras para realizar los ensayos de hinchamiento libre y de hinchamiento bajo presión. Donde sea posible, se registra el contenido de agua "in situ" y se toman las muestras en bolsas selladas.

En cuanto al tamaño de las partículas, el método de descripción de la granulometría dependerá del caso. Para estimar el porcentaje de arcilla, limo, arena y partículas de roca, es suficiente una somera descripción cuantitativa de la granulometría.

Los tamaños de las partículas se pueden clasificar de acuerdo con la escala modificada de Wentworth (Véase *Tabla 8*):

TABLA 8

ESCALA MODIFICADA DE WENTWORTH

1. Cantos	200 – 600 mm.
2. Guijarros	60 – 200 mm.
3. Grava de grano grueso	20 – 60 mm.
4. Grava de grano medio	6 – 20 mm.
5. Grava de grano fino	2 – 6 mm.
6. Arena de grano grueso	0,6 – 2 mm.
7. Arena de grano medio	0,2 – 0,6 mm.
8. Arena de grano fino	0,06 – 0,2 mm.
9. Arcilla, limo	$<$0,06 mm.

Hay que determinar cuidadosamente si ha existido desplazamiento cortante previo en la discontinuidad (superficies de deslizamiento, juntas cruzadas, desplazadas, etc.) Esto debe anotarse junto con una estimación aproximada de la relación de consolidación (OCR) de cualquier relleno arcilloso.

En lo que se refiere al contenido de agua y a la permeabilidad de una discontinuidad rellena, y en particular con relleno arcilloso, se verá el procedimiento del estudio en el próximo punto.

8.– *Circulación de agua*

Además de la descripción de la hidrogeología local, hay que describir la circulación de agua en las juntas o familias de juntas más relevantes, con relación a la estabilidad. Es conveniente obtener una información meteorológica adicional con datos sobre lluvias, temperaturas, etc.

También es conveniente estudiar la posibilidad de formación de hielo, de especial importancia en las boquillas, que origina un bloqueo de los canales de drenaje y, por lo tanto, produce una elevación de la presión de agua.,

Se estudian las fotografías aéreas para obtener una visión del tipo de drenaje en conjunto y deducir los niveles hidrostáticos probables. (Los niveles hidrostáticos pueden venir indicados por el desarrollo de la vegetación a lo largo de fallas y diques). También hay que tratar de averiguar las variaciones estacionales de los niveles hidrostáticos.

En las fases preliminares de la elaboración del mapa geológico, la descripción de la hidrogeología local se realiza de una forma bastante limitada. Probablemente no se dispondrá de sondeos para realizar ensayos de bombeo, ni pozos para la determinación de los niveles de agua, ni instalaciones piezométricas.

Por lo tanto, la hidrogeología tendrá que ser interpretada a partir de las predicciones geológicas de las situaciones de los acuíferos, de la orientación probable y situación de las barreras impermeables al flujo y de las direcciones probables de circulación de agua y niveles hidrostáticos. De todos estos datos se decidirá la situación de una serie de sondeos para realizar los ensayos precisos para la determinación de los niveles de agua, instalaciones piezométricas y bombeo.

A continuación se presenta, en la *Tabla 9*, una serie de escalas descriptivas para evaluar el grado de filtración de una discontinuidad.

La circulación de agua en una discontinuidad individual rellena o no rellena, o en familias específicas de discontinuidades, se describe con detalle en el apartado de "toma de datos en galerías".

9.– *Número de familias de discontinuidades.*

Frecuentemente, el número de familias es función del tamaño del área observada para elaborar el mapa geológico. En la investigación preliminar conviene anotar todas las familias presentes. El reconocimiento de familias individuales se

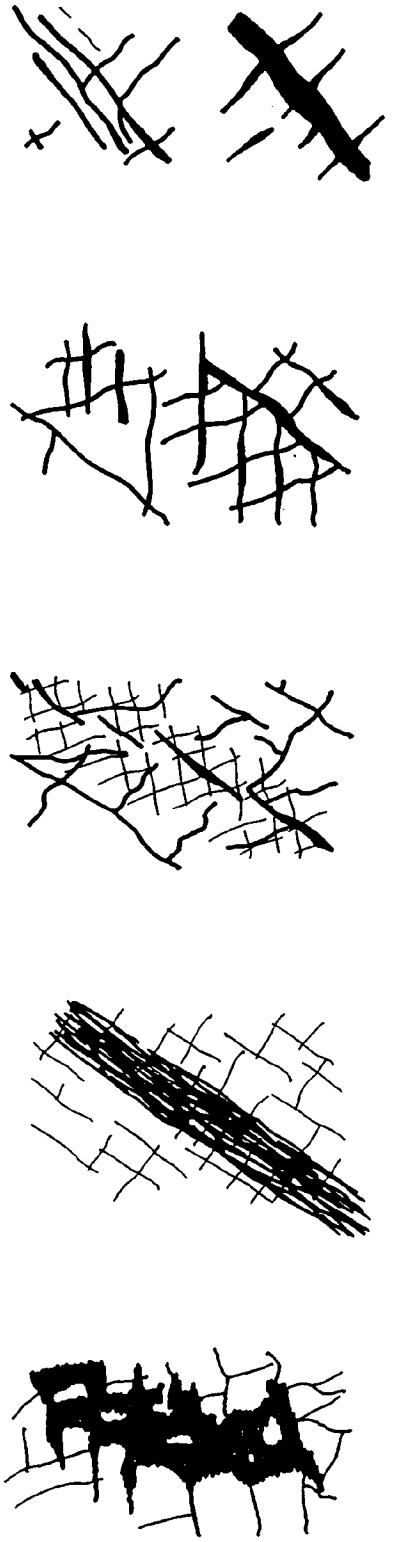


FIG. 79

TABLA 9
GRADO DE FILTRACION DE UNA DISCONTINUIDAD

DISCONTINUIDADES SIN RELLENO

Grado de filtración	DESCRIPCION
I	La discontinuidad está muy cerrada y seca. El flujo de agua a través de la misma no parece posible.
II	La discontinuidad está seca, sin evidencia de flujo de agua.
III	La discontinuidad está seca, pero muestra evidencia de flujo de agua, por ejemplo, moho descolorido, etc.
IV	La discontinuidad está húmeda, pero no se observa circulación de agua.
V	La discontinuidad muestra filtraciones de agua, gotas de agua ocasionales, pero no flujo continuo.
VI	La discontinuidad muestra un flujo continuo de agua. (Hay que estimar el caudal en litros/minuto y describir la presión, por ejemplo : baja, media o alta).

DISCONTINUIDADES CON RELLENO

Grado de filtración	DESCRIPCION
I	Los materiales de relleno están fuertemente consolidados y secos, parece muy improbable la aparición de un flujo debido a la permeabilidad muy baja.
II	Los materiales de relleno están húmedos, pero no hay agua en circulación.
III	Los materiales de relleno están húmedos, con gotas ocasionales de agua.
IV	Los materiales de relleno muestran signos de lavado, con flujo de agua continuo. (Se estima el caudal en litros/minuto).
V	Los materiales de relleno están lavados localmente, con un considerable flujo de agua a lo largo de los canales de erosión. (Estimación del caudal litros/minuto y de la presión, baja, media o alta).
VI	Los materiales de relleno están completamente erosionados por el agua; se experimentan presiones de agua muy elevadas, especialmente sobre el primer afloramiento. (Estimación del caudal en litros/minuto y descripción de la presión).

lleva a cabo a la vez que se realizan las medidas de orientación. Puede ser necesario medir más de 150 juntas y el número de familias se determina contorneando los polos trazados en una red polar equiareal. Si las orientaciones son persistentes, se puede reducir bastante el número de medidas de juntas a realizar para definir el número de familias.

En las fases más detalladas de las investigaciones de campo, se anota el número de familias presentes localmente. El reconocimiento visual del número de familias debe ir acompañado de un sistema de numeración con fines de identificación. Por ejemplo, la familia más sistemática y persistente puede marcarse como "familia núm. 1", y así sucesivamente. También se pueden numerar las familias en orden de importancia respecto de la estabilidad.

10.– *Tamaño de los bloques*

El tamaño de los bloques se puede expresar de las formas que se presentan a continuación :

1) Indice del tamaño del bloque (I_b). El índice puede estimarse seleccionando, a simple vista, una serie de bloques de tamaño medio y tomando sus dimensiones medias. El índice puede alcanzar desde milímetros hasta varios metros. La precisión se da con un margen de error del 10 por ciento.

   Cada dominio estructural se caracteriza por una I_b media, junto con la extensión del dominio.

2) Cómputo volumétrico de juntas (J_v). Se define como la suma del número de juntas por metro para cada familia de juntas presente. También se pueden incluir las discontinuidades que están al azar, pero generalmente influirán poco en los resultados.

   El número de juntas de cada familia se cuenta a lo largo de la familia pertinente perpendicular a la primera. Se sugiere un muestreo de 5 ó 10 m. Después se presentan los resultados en juntas/metro.

   Un resultado corriente para tres familias de juntas y algunas juntas al azar, contadas a lo largo de 5 ó 10 m, perpendiculares a la línea de muestreo, puede ser el siguiente :

$$J_v = 6/10 + 24/10 + 5/5 + 1/10$$

$$J_v = 0{,}6 + 2{,}4 + 1{,}0 + 0{,}1 = 4{,}1/m^3 \text{ (bloques de tamaño medio)}$$

   Los siguientes términos descriptivos dan una idea del tamaño del bloque correspondiente.

DESCRIPCION	J_v (Juntas/m^3)
Bloques muy grandes	$< 1{,}0$
Bloques grandes	$1 - 3$
Bloques medios	$3 - 10$
Bloques pequeños	$10 - 30$
Bloques muy pequeños	> 30

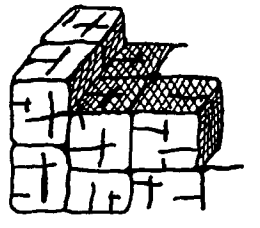
   Los valores de J_v >60 representan la roca triturada, típica de una zona triturada libre de arcilla.

3) Macizos rocosos. Los macizos rocosos se describen según la siguiente terminología, para dar una impresión del tamaño de los bloques.

I	Masivo	Pocas juntas o espaciado muy amplio
II	En bloques	Aproximadamente equidimensional.
III	Tabular	Una dimensión considerablemente más pequeña que las otras dos.
IV	Columnar	Una dimensión considerablemente más grande que las otras dos.

V Irregular Grandes variaciones del tamaño y forma de los bloques.
VI Triturado Muy análogo al "cubo de azucar".

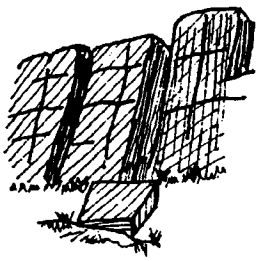
En la *Figura 80* se pueden apreciar cuatro esquemas de configuración: en bloques (a), irregular (b), tabular (c) y columnar (d).



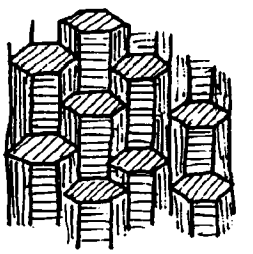
a



b



c



d

FIG. 80

Observaciones

1.– Indice del tamaño de los bloques (I_b).

El valor promedio de los espaciados individuales medios S_1, S_2, etc. (ver "espaciado") puede no dar un valor realista de I_b si hay más de tres familias, ya que si la cuarta familia está ampliamente espaciada, aumentará artificialmente el valor de I_b.

En el caso de rocas sedimentarias, dos familias de juntas perpendiculares entre sí, más estratificación, constituyen una forma muy común de bloques cúbicos o prismáticos. En tales casos, I_b se define con mucha precisión :

$$I_b = \frac{S_1 + S_2 + S_3}{3}$$

2.– Cómputo volumétrico de juntas (J_v).

Hay que hacer notar que :

$$J_v \text{ no es igual a } \frac{1}{S_1} + \frac{1}{S_2} + ... + \frac{1}{S_n}$$

El cálculo de J_v se basa en los espaciados medios, no en los espaciados más frecuentes. Normalmente, sin embargo, los resultados serán análogos.

Las discontinuidades ocasionales al azar no afectan apreciablemente al valor de J_v, a menos que el espaciado de las juntas sistemáticas sea amplio (entre 1 y 10 m).

Existe una correlacción entre J_v y el RQD :

$$RQD = 115 - 3{,}3\ J_v$$

$$RQD = 100 \text{ para } J_v < 4{,}5$$

Estas relaciones son muy útiles para estimar el orden de magnitud del RQD cuando no se dispone de datos de sondeos.

3.– Datos de orientación

Los datos de orientación proporcionan información adicional descriptiva para tener una mejor visión de la forma de una estructura anisotrópica de bloques, por ejemplo, estratos con buzamiento muy inclinado, bloques columnares, etc. Cuando las dimensiones de los bloques son razonablemente isotrópicas, basta sólo describir la forma, por ejemplo, bloques cúbicos, romboédricos, prismáticos, tetraédricos, irregulares, etc.

6.1.2.2. *Impreso para la toma de datos en el campo*

En la *Tabla 10* se indican las características geológicas

TABLA 10

IMPRESO DE TOMA DE DATOS EN AFLORAMIENTOS

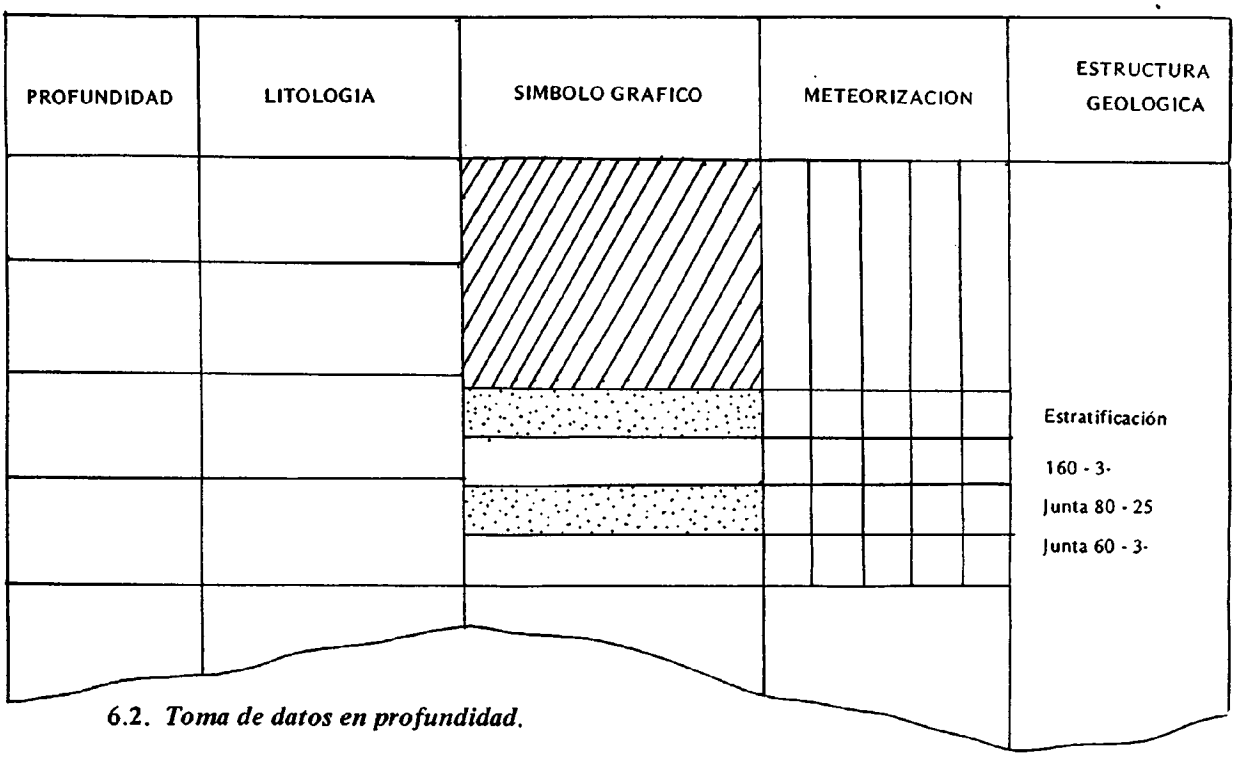
PUNTO DE OBSERVACION	TIPO DE PLANO	ORIENTACION		CONTINUIDAD					ESPACIADO							SUPERFICIE		RELLENO		METEORIZACION DE LA ROCA	METEORIZACION LABIOS DISCONTINUIDAD	CIRCULACION DE AGUA	RESISTENCIA DE LA ROCA
		ACIMUT	BUZAMIENTO	Según rumbo / Según buzamiento																			
				< 1 m	1 - 3	3 - 10	10-20	> 20 m	< 2 cm	2 6	6 - 20	cm	60-2m	m 2-6	>6m	ONDULACION	J.C.R.	TIPO	ESPESOR				
1	Falla	210	60				x	x						x		15°	4	arcilla	5 mm				
	Junta Junta Estratificación																						
2																							

que deben figurar en el impreso de toma de datos de afloramientos.

6.1.3. *Calicatas*

Cuando el macizo rocoso tiene sobre sí un delgado recubrimiento de suelos, se puede acceder al mismo mediante zanjas que permitan realizar un estudio de las características geológicas del macizo. En la *Tabla 11* se presenta el impreso de registro de una calicata

TABLA 11
IMPRESO DE REGISTRO DE UNA CALICATA



6.2. *Toma de datos en profundidad.*

Normalmente, la información recogida en superficie no es suficiente para obtener el modelo geológico de la futura mina, por lo que es necesario completarla mediante la toma de datos en profundidad. Esta toma de datos puede realizarse mediante galerías, sondeos y geofísica.

La toma de datos en galerías se lleva a cabo de una forma análoga a la explicada para la observación de afloramientos en superficie, si bien, existen ciertas diferencias que se van a explicar a continuación :

1.– *Orientación*

El equipo constará de brújula y clinómetro. Además, cuando la roca es muy magnética o existan interferencias causadas por tubos de hierro, raíles, lentejones de mineral, etc, en lugar de la brújula se utiliza una clino-regla y una cinta de 50 metros, o bien se puede utilizar un transportador de ángulos para hacer la lectura directa.

Se coloca la cinta de 50 metros paralela a los hastiales del túnel y orientada convenientemente. A continuación, para medir la dirección de la pendiente se utiliza una clino-regla colocando un lado paralelo a la cinta. Después se corrigen las lecturas respecto al norte verdadero. La pendiente de las discontinuidades se mide utilizando una longitud base de la pendiente que exceda la longi-

tud de onda de las ondulaciones superficiales, aunque esto último muy pocas veces es posible.

2.– *Persistencia*

En caso de afloramientos limitados, puede resultar imposible medir las longitudes de las discontinuidades en las direcciones del rumbo y del buzamiento; por este motivo, para obtener diagramas de frecuencia precisos para cada familia de discontinuidades, hay que aprovechar grandes huecos, como zonas de intersección de túneles, etc.

3.– *Apertura*

Los túneles perforados a máquina o realizados con precorte, proporcionan una información mucho más segura de las aperturas inalteradas.

4.– *Circulación de agua*

En el caso de una construcción que actúa como drenaje de un macizo rocoso, como ocurre con los túneles, es muy útil realizar la descripción del caudal general dividido en secciones individuales, que vienen impuestas por las diferentes estructuras rocosas atravesadas por el túnel. Esto debe llevarse a cabo con gran rapidez después de la escavación, ya que los niveles hidrostáticos o almacenamientos de agua se pueden vaciar rápidamente. Las descripciones se basan en la *Tabla 12.*

TABLA 12
CIRCULACION DE AGUA EN GALERIAS

GRADO DE FILTRACION	DESCRIPCION
I	Paredes y bóvedas secas, no se detectan filtraciones
II	Pequeña filtración; determinadas discontinuidades presentan un goteo de agua.
III	Afluencia media; determinadas discontinuidades presentan un caudal contínuo (se estima el caudal en litros/minuto/10 metros de túnel excavado).
IV	Gran afluencia; determinadas discontinuidades presentan fuertes caudales de agua (se estima el caudal en litros/minuto/10 metros de túnel excavado).
V	Afluencia excepcionalmente elevada; determinadas fuentes de caudales extraordinarios. (Se estima el caudal en litros/minuto/10 metros de túnel excavado).

Los socavones y pozos de exploración pueden no estar justificados económicamente durante el trabajo de investigación preliminar "in situ". Sin embargo, éstos se convierten en necesarios en una fase posterior del proyecto de una excavación subterránea, cuando es preciso el acceso físico a la mina.

Se puede construir un pozo o túnel de pequeño diámetro con mucho menos soporte que una gran excavación y de aquí que el costo de los accesos de exploración pueda mantenerse bajo,además de que se logra un gran avance. Una excepción a este principio de realizar túneles y pozos de exploración pequeños, tiene lugar cuando se ha tomado una decisión en firme para proceder con el proyecto y cuando se requiere un acceso para una construcción subterránea de gran tamaño, en la cual se van a introducir equipos de grandes dimensiones en una fase temprana del proyecto. En tales circunstancias, se puede excavar un pozo o túnel que, además de servir de acceso, proporcione información geológica. La única desventaja de esta solución es que el acceso al pozo o túnel tiende a ser una vía de tránsito muy ocupado y el ingeniero puede encontrar dificultades para acceder a los afloramientos de roca, que necesita para elaborar el mapa geológico. La tarea del ingeniero en esta operación se hace muy difícil cuando, en interés de la apariencia o seguridad, se procede a cubrir toda la roca con hormigón proyectado.

6.2.2. *Sondeos. Toma de datos.*

La perforación de sondeos que da mejor resultado para obtener información acerca de las discontinuidades, es la que utiliza corona de diamantes con recuperación del testigo.

A no ser que el proyecto bajo consideración forme parte de un programa de desarrollo a largo plazo, con una necesidad continua de perforación con diamante, como ocurre en una gran mina, no se recomienda comprar un equipo de perforación; en este caso, se contrata un equipo de perforación, con personal incluido, ya que la experiencia del sondista es un factor muy importante para conseguir una buena recuperación de testigos.

En cuanto a las máquinas de perforación, las hidráulicas son esenciales cuando se persigue una gran recuperación del testigo. El control independiente del empuje permite que el trépano se ajuste a la velocidad de avance más adecuada, según la dureza de la roca que se está perforando, en particular, se atraviesan rápidamente las zonas meteorizadas y de falla, antes de que hayan sido erosionadas por el agua de perforación. También es importante disponer de una serie de velocidades de perforación que permitan el ajuste de las velocidades de rotación para los diversos trépanos.

Normalmente, no se suele disponer de testigos en las fases preliminares de la elaboración del plano geológico. Sin embargo, en estas fases debe indicarse el número de perforaciones que hay que realizar, así como sus emplazamientos y orientaciones, basadas en la información existente de la probable orientación de las discontinuidades.

El propósito del programa de perforación geotécnica es reconstruir la muestra completa de testigo del macizo rocoso en un estado lo más próximo posible a su condición original; esto sólo se puede conseguir si el testigo pasa al interior de un tubo fijo (que no gira) en el tubo portatestigos, de tal forma que el giro del tubo exterior al que está unido el trépano no gire al frágil testigo. Además de describir detalladamente el testigo, se inspecciona bien el agujero del sondeo, para obtener información sobre los caracteres geomecánicos de las discontinuidades.

6.2.2.1. *Equipo*

a) Cinta métrica de 3 m de longitud como mínimo, graduada en mm.

b) Transportador de ángulos u otra escala similar para la medida de ángulos entre el eje del testigo y las discontinuidades.

c) Periscopio de perforación, cámara de TV; indicador del nivel de agua (del tipo de contacto eléctrico); además, cables y dispositivo de elevación apropiado para la longitud del sondeo y para el equipo seleccionado.

Cuando se realizan perforaciones profundas desde la superficie, se gasta mucho tiempo y energía al retirar las varillas de perforación al final de cada operación de perforación. Se puede evitar mucho esfuerzo utilizando un cable que permita que el tubo portatestigos se saque al exterior al final de cada operación. Este tubo portatestigos se baja por el centro del varillaje de perforación mediante un cable y se utilizan una serie de abrazaderas para anclar el tubo portatestigos al trépano; estas abrazaderas se sueltan cuando el tubo portatestigos se ha llenado, y mientras se recupera el testigo se mantiene inmóvil el sistema de perforación.

6.2.2.2. *Toma de datos.*

Antes de realizar las observaciones, se procede al lavado del testigo. Sin embargo, cuando existen discontinuidades con relleno y rocas arcillosas alterables con la humedad, no se debe lavar.

Antes de hacer observaciones detalladas del testigo, se debe contemplar éste en su conjunto, para determinar los límites estructurales (dominios) y las características geológicas.

Se debe medir y anotar el testigo total recuperado (r), definido como la suma de las longitudes de todos los trozos de testigo recuperado expresado en tanto por ciento respecto a la longitud to-

tal perforada. Cuando el testigo está muy fragmentado, se estima la longitud de tales trozos tratando de acoplar los diferentes fragmentos recuperados y estimando la longitud de testigo que representan los fragmentos.

El testigo recuperado se utiliza para describir capas individuales a lo largo de toda su longitud y no unidades de roca definidas estructuralmente. Los resultados obtenidos de la recuperación en un macizo rocoso de poca calidad, dependerán mucho del equipo de perforación y de la habilidad del sondista. También se debe anotar las pérdidas de testigo que se producen en la extracción de éste. Es importante darle instrucciones al sondista en el sentido de anotar cuidadosamente la profundidad al principio y al final de la perforación en zonas donde existan pérdidas de testigo. Las zonas interesantes perdidas se deben sustituir por piezas de madera con marcas en ambos extremos.

La frecuencia (f) se define como el número de discontinuidades naturales que intersectan una unidad de longitud de testigo recuperado; se tiene en cuenta para cada metro de testigo. En este cómputo se deben desconectar las fracturas producidas por un manejo poco ciudadoso del testigo o en el proceso de perforación, pero solamente cuando dichas fracturas se pueden distinguir claramente.

El R.Q.D. (Rock Quality Designation) es un factor de recuperación modificado, en el cual se anotan todos los trozos de testigos de longitud superior a 10 cm y se expresan como porcentaje de la longitud total perforada. Se descuentan los trozos más pequeños, procedentes de juntas muy próximas, fallas o meteorización.

Si se rompe el testigo durante el manejo, o en el proceso de perforación (o sea, si las fracturas son frescas más que superficies naturales), se colocan juntos los trozos rotos y se cuentan como una sóla pieza.

El material que es más débil que la roca encajante, tal como salbanda arcillosa sobreconsolidada, se descuenta, incluso si aparece en trozos de 10 cm o más de longitud.

Las longitudes de los trozos de testigos se deben medir a lo largo de su eje, de tal forma que las discontinuidades que tienen lugar paralelamente al agujero perforado, no mermen los valores del R.Q.D. obtenidos en el macizo rocoso. Se deben anotar, separadamente, los valores obtenidos en estratos individuales, dominios estructurales, zonas de debilidad, etc. y proporcionar un esquema mucho más preciso de la situación y espesor de las zonas con valores muy pequeños o nulos del R.Q.D.

Al realizar el registro del sondeo hay que tener en cuenta los aspectos que se describen a continuación :

1.– *Orientacion*

La orientación e inclinación de las discontinuidades estructurales del macizo rocoso son factores extremadamente importantes a considerar en relación con el diseño de una excavación subterránea. Por tanto, a pesar de que un programa de perforación haya tenido mucho éxito en lo referente a la recuperación del testigo, se perderá mucha información interesante en el caso de que no se haya intentado orientar el testigo.

Se anota la orientación aparente de las discontinuidades que intersectan el testigo, utilizando un transportador de ángulos para medir los ángulos agudos de intersección (θ) con respecto al eje del testigo ($\pm$ 5°). Si el sondeo es vertical, los ángulos ($90-\theta$) representarán el buzamiento verdadero de las discontinuidades, pero sin orientar el testigo no se podrá conocer la dirección del buzamiento.

Si se realizan dos o tres sondeos no paralelos en un macizo rocoso donde existen señales reconocibles, tales como estratificación o foliación, se puede deducir la dirección del buzamiento

y el buzamiento de dichas características, utilizando métodos gráficos.

Para registrar la "orientación", se utiliza la columna de "estratificación" cuando se trata de rocas sedimentarias y de rocas metamórficas que conservan la estratificación. En dicha columna se anota el buzamiento en grados de la estratificación; en las demás columnas se anota el buzamiento de los restantes planos de discontinuidad existentes en el testigo, respecto al plano de estratificación más próximo.

La orientación de los planos de discontinuidad respecto a la estratificación, se consigue orientando el testigo según unos ejes imaginarios, de forma tal que el rumbo de la estratificación coincida con la dirección AC de dichos ejes. Según este criterio, se puede ver en la *Figura 81* el rumbo y el buzamiento de la estratificación; el rumbo sería AC y el buzamiento 60° B. La junta tendría un rumbo AC y un buzamiento de 30° D.

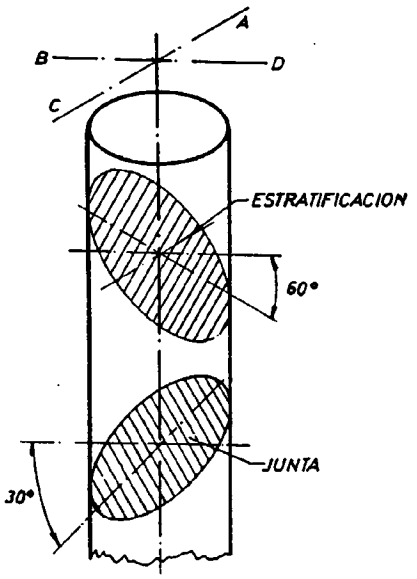


FIG. 81

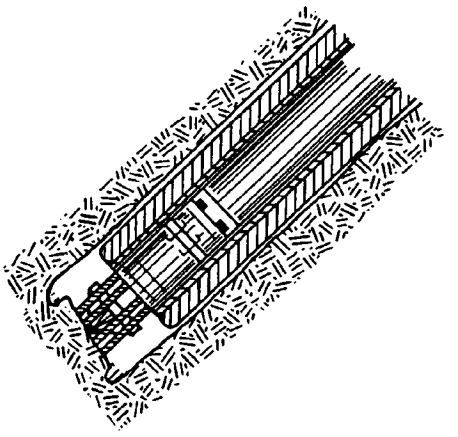


FIG. 82

Conviene anotar el valor del buzamiento de los estratos cada metro de testigo como mínimo.

En las rocas metamórficas no estratificadas y en las ígneas, se pueden orientar las fracturas relativamente al plano de discontinuidad más frecuente y que, a su vez, pudiera identificarse en los afloramientos.

Phillips y Ragan, han descrito unos métodos para establecer la orientación e inclinación de los estratos, a partir de horizontes guías o planos de estratificación que han sido atravesados por dos o más sondeos no paralelos.

La orientación del testigo en un sólo sondeo, normalmente, depende de la utilización de algún aparato de orientación, que se utiliza durante el programa de perforación.

El método Christensen–Hugel, utiliza un mecanismo de escritura que traza líneas paralelas sobre el testigo, según éste va penetrando en el tubo portatestigos.

El método Craelius, de Atlas Copco, para orientación del testigo, utiliza una herramienta que se fija en el tubo portatestigos. Se proyectan hacia el fondo del agujero perforado una serie de pernos paralelos al eje del sondeo y se toma así el perfil de la parte saliente del testigo dejado en la operación previa de perforación, según se ve en la *Figura 82*.

La orientación del aparato se determina relativamente a la varilla de perforación en el emboquillamiento del agujero, o en el caso de un agujero inclinado, se utiliza una esfera que lleva unos mar-

cadores que definen un plano vertical a través del eje del agujero. Cuando se recupera el testigo, el primer trozo se coloca según el ferfil de los pernos y se van ensamblando los otros trozos de testigo, para obtener la orientación de las características estructurales con relación al primer trozo.

Hay otros sistemas de orientación que consisten en perforar un agujero de pequeño diámetro al final del sondeo; a continuación, se introduce una brújula en el interior de este agujero de menor diámetro y se recupera en la próxima operación de testificación, o también se puede cementar una barra en el interior del agujero, para reforzar el testigo y también para obtener la orientación del mismo. Esta técnica se conoce como "método de muestreo integral", y se puede utilizar cuando se requieren testigos orientados de mucha calidad en roca muy meteorizada; sin embargo, debido a su alto costo y también al tiempo necesario para esta operación, sólo se debe utilizar para evaluar zonas extremadamente críticas en el macizo rocoso.

También se pueden utilizar sistemas de televisión o cámaras para examinar las paredes de los sondeos y, de este modo, orientar los testigos, pero los resultados obtenidos con estos aparatos pocas veces son satisfactorios; además, se puede gastar mucho tiempo debido a averías eléctricas y mecánicas en estos equipos que originalmente no fueron diseñados para operar bajo condiciones tan severas.

Se ha desarrollado también una herramienta barata para obtener una impresión del interior del agujero perforado con diamante. Por ejemplo, un impresión tomada en un agujero de 7 cm de diámetro en arenisca, muestra el grano grueso de la roca, así como muchas fisuras abiertas. El material de impresión es una película llamada parafilm M, que se presiona contra las paredes del sondeo mediante un tapón de caucho que se expansiona. Combinando este aparato con algún sistema de orientación o inspección del sondeo, se obtiene información sobre la orientación de las fracturas en el macizo rocoso, que es independiente de la alteración del testigo.

2.– *Espaciado*

El espaciado, o la frecuencia de las discontinuidades, también puede determinarse mediante el análisis de un testigo y por técnicas de visualización del sondeo, tales como cámaras de TV, cámaras fotográficas, etc.

El espaciado S depende de la longitud L, medida a lo largo del eje del testigo entre discontinuidades naturales adyacentes de una familia, y también depende del ángulo agudo θ de estas discontinuidades con el eje del testigo.

Así : $S = L \operatorname{sen} \theta$

Los ángulos θ entre el eje del testigo y las juntas individuales de una familia dada de discontinuidades, son menos precisos que los obtenidos de afloramientos, debido a la posibilidad de ondulación de las juntas y a la rugosidad.

Las zonas no recuperadas de testigo, hacen que este procedimiento no sea válido. Sin embargo, si las juntas que intersectan el testigo tienen ángulos de intersección θ muy distintos, o características superficiales muy diferentes (capas mineralizadas, rugosidad, etc.), se pueden estimar los espaciados representativos en un número suficiente de puntos a lo largo del testigo de forma que se obtengan buenos resultados.

3.– *Tamaño de las discontinuidades.*

Si no se realiza una red de sondeos muy cerrada, no será posible estimar el tamaño de las discontinuidades con los datos del testigo o con las observaciones del sondeo. Cuando los sondeos perforados están muy próximos, se necesita una correlación muy cuidadosa para tener unos resultados válidos del tamaño de la familia de discontinuidades.

4.– *Rugosidad.*

Las principales características de la rugosidad del labio de una discontinuidad y la correspon-

diente resistencia al corte a escala real, no se pueden obtener de los datos proporcionados por un sólo testigo. Sin embargo, normalmente, en una superficie se puede estimar cierto grado de planaridad (plana, curvada, irregular), y cierto grado de suavidad (liso, suave, rugoso). Este procedimiento es suficientemente bueno utilizando las escalas gráficas de rugosidad, pero con las escalas reducidas a cm y mm respectivamente.

La inspección del agujero con cámaras de TV, generalmente, no da unos resultados aceptables.

5.– *Resistencia de los labios de la discontinuidad.*

Se pueden utilizar sobre el testigo los procedimientos ya descritos, que se utilizan en las descripciones de campo, es decir: grado de meteorización del macizo rocoso, grado de meteorización del material rocoso, martillo de Schmidt, etc.

Como el testigo proporciona una línea de muestreo del macizo rocoso, pueden observarse directamente una serie de características según la penetración de la meteorización en las paredes de la discontinuidad, y, por consiguiente, se pueden describir con bastante precisión. Además, el testigo proporciona muestras preparadas para ensayos mecánicos.

Cuando se está estimando la resistencia de los labios de una discontinuidad, es preciso revisar cuidadosamente si los trozos de testigo están correctamente acoplados. La falta de acoplamiento puede indicar pérdida de material de relleno, desplazamientos cortantes o trituración de los labios de la discontinuidad, muy meteorizada, durante el proceso de perforación.

6.– *Apertura.*

La apertura de las discontinuidades intersectadas por sondeos sólo se puede estimar si se utiliza un método de testificación continuo.

Si dos piezas de testigo adyacente no pueden acoplarse estrechamente a lo largo de una discontinuidad y si son visibles ciertos vacíos se puede utilizar el término "abierto" en la descripción de las discontinuidades.

Se sabe que lo que parece ser una discontinuidad abierta o parcialmente abierta en el testigo, realmente puede haber estado cerrada "in situ", en el caso de que no se hayan recuperado materiales más blandos de relleno, o si se ha producido algún material procedente de desgaste o de meteorización durante la operación de perforación.

Se pueden utilizar cámaras de TV o periscopios con buenos resultados, para distinguir las características mencionadas de discontinuidad abierta o cerrada, aunque las aperturas de las juntas más delgadas no se pueden medir con suficiente precisión. Esto último no tiene importancia en los macizos rocosos muy permeables, ya que lo que interesa en estos casos son las discontinuidades abiertas.

7.– *Relleno*

Es poco probable recuperar en una cantidad apreciable los materiales más blandos de relleno, a menos que se utilice un método de testificación continuo, o que se utilice un equipo de perforación de mucha calidad, (ej.: doble o triple tubo de testificación, tubos interiores y flujo de agua controlado). Seguramente, sólo se verán trazas de arcilla en las paredes de una discontinuidad testificada por un método convencional. El material de relleno debe ser descrito con claridad, referente al espesor, mineralogía y resistencia.

Donde la recuperación del testigo es menor del 100 por cien y se sospeche que se han perdido cantidades de material de relleno significativas, se realizarán intentos para estimar el espesor, situación y orientación de las zonas presumiblemente rellenas. Los registros del perforador pueden ser de gran valor; en estos registros se hacen constar datos como velocidad de avance, pérdidas de agua, tipo de residuos de roca extraídos por el fluído de perforación y color de dicho fluido.

Las incertidumbres que rodean al parámetro "relleno" y su gran importancia en los casos donde aparecen deformaciones, filtraciones de agua, etc, justifican la utilización de sistemas especiales de recuperación y técnicas visuales en el agujero.

8.– *Circulación de agua.*

Las observaciones realizadas sobre el testigo, pueden proporcionar información indirecta de los niveles de infiltración de agua. El hierro teñido de un color pardo-rojizo . (Fe^{+3}), normalmente, indica la zona del macizo rocoso que está situada sobre el nivel hidrostático medio. También se puede producir una oxidación en las paredes de una discontinuidad situada debajo del nivel hidrostático, pero con poca frecuencia. Normalmente, el hierro teñido con más intensidad aparece en las zonas donde existe una variación del nivel hidrostático.

Pos supuesto, los agujeros de los sondeos proporcionan el medio de averiguar los niveles freáticos directamente, utilizando unos instrumentos con contactos eléctricos que se bajan al interior del agujero. Además, en los registros de los perforadores se puede encontrar información adicional de la situación de los niveles hidrostáticos. También se pueden inspeccionar las paredes de los sondeos utilizando periscópios y cámaras de TV para ver los horizontes de filtración de agua.

Existen varios métodos para estimar la permeabilidad del macizo rocoso, que han sido descritos anteriormente.

9.– *Número de familias.*

La cantidad de información que se puede obtener del testigo y de la observación del agujero del sondeo, depende de la orientación de los sondeos respecto a las familias existentes y de su longitud relativa respecto al espaciado de las juntas.

La observación de los testigos es más fácil si se realizan una serie de sondeos que intersecten a las diferentes familias con ángulos diferentes. Hay que realizar, por lo menos, dos sondeos no paralelos, para obtener datos fiables.

El número de familias observadas en superficie probablemente es mayor que el observado en profundidad. Al comparar las observaciones superficiales con las realizadas en un túnel, se ha visto que la afirmación anterior no sólo es debida a las limitaciones del sondeo.

10.– *Tamaño de los bloques.*

El término "tamaño del bloque" es una descripción compleja del macizo rocoso, que comprende el espaciado, número de familias, tamaño y orientación de las discontinuidades.

Para estimar con rapidez el tamaño aproximado de los bloques de las observaciones del testigo, se selecciona a simple vista una serie de trozos característicos de testigos y se toma el promedio de sus dimensiones. Se puede estimar de esta manera cada unidad de roca o dominio. Si se realiza el sondeo de forma que éste intersecte a todas las familias presentes de discontinuidades (como, por ejemplo, un sondeo diagonal en el caso de un sistema cúbico de juntas), entonces el "índice de tamaño del bloque", (I_b), se puede obtener en primera aproximación por el método descrito. Es bastante útil disponer de un registro que muestre, junto a la descripción del testigo, la variación del índice I_b.

Para anotar todos los datos descritos anteriormente, no existe un formato normalizado, ya que los datos de interés varían de un proyecto a otro y, por consiguiente, hay una serie de datos que no presentan interés, dependiendo de cada proyecto. En la *Tabla 13* se presenta un modelo de registro muy interesante.

Los datos de los sondeos pueden representarse en unos modelos de registro que están divididos en una serie de columnas, en las cuales se presentan los siguientes factores : diámetro de la batería; diámetro de la tubería; pérdida de agua durante la perforación; profundidad en metros;

TABLA 13

IMPRESO DE REGISTRO DE SONDEOS

	SONDISTA		COORDENAD	X		SONDEO Nº	
	SIST. PERF.			Y			
	ANGULO	DIREC		Z		HOJA DE	
SUPERFICIE	NIVEL FREAT.					EMPIEZA	TERMINA
	FECHA Y HORA					HORA	HORA
	PROFUNDIDAD DE LA TUBERIA					FECHA	FECHA

ϕ BATERIA	ϕ TUBERIA	PERDIDA DE AGUA 30	PERDIDA DE AGUA 60	PROFUND. m.	SIMBOLO GRAFICO	RECUP. %	DESCRIPCION	METEORIZACION 1	2	3	4	5	FRACTURAC. Nº/30 cm.					ESTRUCTURA: BUZAMIENTO EN GRADOS: ESTR.	JUNTAS: A	A-B	B	B-C	C	C-D	D	D-A	RUGOSIDAD	ESP.	TIPO	R.Q.D. 20		60		

símbolos gráficos; RQD, recuperación, tanto por ciento; descripción; meteorización; fracturación; buzamiento en grados de las juntas; rugosidad; relleno, especificando el espesor y tipo de relleno. Encabezando la hoja del registro de sondeo, también se hará constar otra serie de datos que identificarán el sondeo, y que caracterizan el tipo de operación, como son: sondista; sistema de perforación; ángulo con la horizontal; dirección; coordenadas x y z; nivel freático; fecha y hora; profundidad de la tubería y número del sondeo.

11.– *Almacenamiento del testigo.*

Habiendo gastado gran cantidad de dinero en la perforación con diamente, para recuperar testigos de alta calidad, se debe tener cuidado de que se almacenen los testigos en forma tal que estén protegidos de la influencia de los factores atmosféricos o de personas ajenas, y también de forma que sea posible acceder a un determinado testigo sin gran esfuerzo físico. Dejar el testigo sin almacenar para su inspección es razonable durante la operación de perforación, pero no se debe hacer por un período más largo.

Por último, hay que hacer mención de la utilización de la geofísica cuando se va desarrollando una red de sondeos. En este caso, las técnicas de exploración geofísica se pueden extender mucho. Muchas técnicas desarrolladas por la industria petrolífera se pueden utilizar ahora en la ingeniería civil y aplicaciones mineras. Se pueden realizar medidas sísmicas en los sondeos y, correlacionando las medidas de diferentes sondeos, se puede obtener una información muy útil de las características locales del macizo rocoso.

6.2.3. *Métodos geofísicos.*

Debido al alto costo de la exploración del subsuelo mediante perforación con diamante o excavando trincheras o pozos de reconocimiento, el emplazamiento de una excavación subterránea pocas veces se investiga tan completamente como sería de desear.

Los métodos geofísicos se pueden utilizar para obtener una interpretación inicial de la zona en su conjunto, que puede ayudar a los técnicos en la optimización del programa de exploración de la zona.

Mossman y Heim han recopilado una serie de técnicas geofísicas que son aplicables a excavaciones subterráneas (véase *Tabla 14*).

Los métodos geofísicos que comprenden el uso de gravímetros, magnetómetros y resistividad eléctrica, pueden utilizarse para obtener estimaciones de las propiedades de las rocas tales como la porosidad y densidad; sin embargo, estos métodos dan una información relativamente pequeña de las características estructurales del macizo rocoso y, a veces, puede ser muy difícil interpretar los resultados.

Los métodos sísmicos no dan resultados satisfactorios en todas las zonas y son los más caros de entre los métodos geofísicos. Por otro lado, cuando las condiciones geológicas son adecuadas, los métodos sísmicos pueden dar una buena información acerca de la disposición estructural y configuración de los estratos rocosos y sobre la situación de las discontinuidades geológicas mayores, tales como fallas.

La interpretación de las medidas geofísicas y sísmicas es un proceso complejo y se requiere mucha experiencia práctica por parte del técnico antes de que los resultados puedan tomarse con suficiente confianza. Por esta razón, cuando sea posible, conviene contratar a un especialista.

7. Representación gráfica de la información geológica.

Los mapas producidos como resultado de los estudios geológicos regionales descritos anterior-

TABLA 14

TECNICAS DE EXPLORACION GEOFISICA PARA EXCAVACIONES SUBTERRANEAS

METODO	PRINCIPIO	ZONA GEOLOGICA DE UTILIZACION	APLICACIONES	LIMITACIONES	COSTO
GRAVIMETRICO	Mide la densidad total de las rocas. Medidas en 10^{-8} gals. Precisión $\pm 1 \times 10^{-7}$ gals. La cobertura es esférica alrededor de un punto.	Cualquiera. Profundidad efectiva en exceso 1000 m. La intensidad de la señal decrece con el cuadrado de la profundidad.	Medidas de cambios laterales de tipos de rocas. Situación de cavidades subterráneas.	No proporciona medidas directas de la geometría de las rocas.	Intermedio
MAGNETOMETRICO	Mide las intensidades magnéticas totales en gammas para un campo total de ± 1 gamma, 2,5 – 10 gammas para el campo vertical y ± 10 gammas para el campo horizontal. La cobertura es puntual, mide las intensidades de campo.	Cualquiera, pero principalmente ígnea. La profundidad no es selectiva, pero la intensidad de campo decrece con el cuadrado de la distancia desde la situación del observador.	Detecta la presencia de cuerpos metálicos locales Es útil para detectar fallas e intrusiones ígneas de menor importancia.	No proporciona medidas directas de la geometría de las rocas.	Bajo intermedio
REGRESIVIDAD ELECTRICA	Medidas de la conductividad eléctrica relativa de las rocas en ohmios desde 3 x 19^4 ohms. Cobertura lineal en distancias cortas.	Cualquiera, pero principalmente para evaluación de recubrimientos y alturas piezométricas. Profundidad efectiva 1000 m.	Exploración de masas minerales, localización de acuíferos, depósitos de grava y perfiles de lechos rocosos.	Resultados a menudo ambíguos.	Intermedio
ELECTROMAGNETICOS	Mide la amplitud y el ángulo de fase del campo electromagnético. Cobertura puntual.	Cualquiera	Localización de acuíferos	Aplicación restrictiva. Resultados ambíguos.	Bajo a intermedio

TABLA 14 (CONTINUACION)

METODO	PRINCIPIO	ZONA GEOLOGICA DE UTILIZACION	APLICACIONES	LIMITACIONES	COSTO
RADIOMETRICO (ESCINTILOMETRO)	Medidas de readición de rayos γ, 2,5 x 10^{-2} miliroentgens/hora, a unas 4000 lecturas/seq. Cobertura puntual.	Cualquiera	Prospección de mineral radiactivo.	Solo mide manifestaciones superficiales . A menudo se utiliza en sondeos.	Bajo
REFRACCION SISMICA	Mide los tiempos de tránsito de la energía inducida con explosivos, vibraciones en 10^{-3} segundos. Presión ± 2 x 10^{-3} seg = ± 10 a 10 m. La cobertura es lineal para cualquier espaciado horizontal deseado.	Rocas ígneas, metamórficas o sedimentarias. Profundidad efectiva de 0 a 200 m. Para profundidades mayores se necesita una gran extensión horizontal de la operación.	Medida de la profundidad del lecho rocoso. Determinación de las velocidades de las ondas S y P en la zona de refracción, para obtención de las propiedades de las rocas. Configuración y continuidad de las superficies rocosas.	Se requiere una calibración de la velocidad para determinaciones profundas. No da buenos resultados en taludes inclinados. No es rentable para pequeños trabajos.	Alto, pero cubre una zona amplia
REFLEXION SISMICA	Mide los tiempos de tránsito de la energía inducida de varias fuentes en 10^{-3} segundos. Presión ± 2 x 10^{-3} seg. = ¹ a 8 m decreciendo con la profundidad. Cobertura lineal para cualquier espaciado horizontal deseado.	Principalmente rocas sedimentarias. Profundidad efectiva ± 200 m hasta profundidad ilimitada.	Mide la profundidad y continuidad de los estratos rocosos. Localiza discontinuidades tales como fallas. Proporciona datos sobre las condiciones de estratificación.	Se requiere una calibración de la velocidad para determinar la profundidad.	Alto

mente, normalmente se presentan a una escala entre 1 : 100.000 y 1 : 10.000. Para proporcionar información más detallada necesaria para el diseño de una excavación subterránea hay que realizar mapas y planos a una escala de alrededor de 1 : 1000 o incluso 1 : 100. Además, el tipo de información incluida en tales planos y los registros y notas que le acompañan deben ser tales que se pueda realizar una clasificación del macizo rocoso.

Normalmente, las medidas de campo se tienen anotadas en un cuaderno de campo o bien registradas en una grabadora, que es un excelente medio de recopilación de notas de campo. Es importante que esta información sea transferida a mapas, planos, etc, a intervalos de tiempo regulares, preferiblemente cada día. Esto asegura la detección de anomalías aparentes mientras que el acceso al afloramiento todavía sea fácil y así se pueda eliminar la información errónea que de otra forma podría ser peligrosamente transferida a una fase ulterior del proyecto.

Es fundamental que los datos anotados en los mapas sean inteligibles para los ingenieros que trabajen en otros aspectos del proyecto.

7.1. *Presentación de los resultados.*

A) Orientación.

1.– El método más sencillo de presentación de los datos es la utilización de símbolos de rumbo y buzamiento colocados en su adecuada situación sobre el plano geológico de la zona. El único problema que presenta este método es la limitación de espacio sobre el plano geológico para representar muchas discontinuidades.

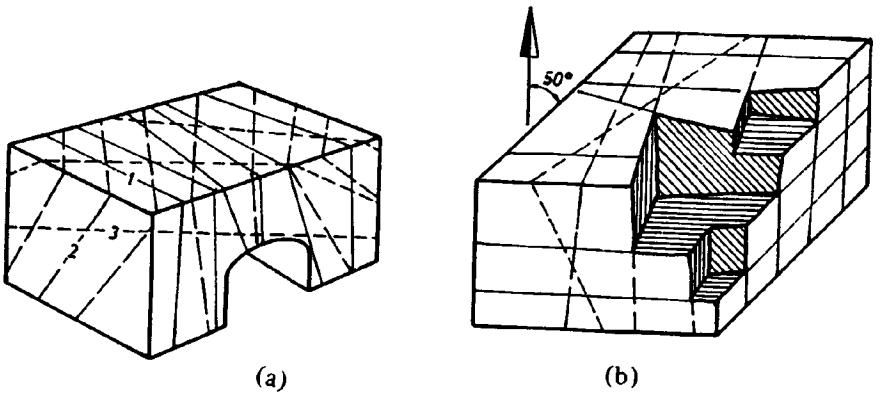
Se utilizan diferentes símbolos para completar la información, por ejemplo :

juntas estratificación foliación

También se dibujan en el plano geológico los afloramientos de las mayores discontinuidades. Por ejemplo, se pueden utilizar líneas gruesas continuas para representar las discontinuidades persistentes que son visibles y líneas gruesas discontinuas para discontinuidades supuestamente persistentes pero que están cubiertas localmente.

2.– Bloques-diagrama

En este método se presentan diseños en perspectiva de la zona en estudio. Es interesante cuando se quiere ver una relación entre la estructura de la labor de ingeniería y la estructura rocosa. (Véase *Figura 83*). En estos diagramas también se puede dibujar un elipsoide que da los vectores de las tensiones principales, que ayuda a la orientación óptima de la estructura.



(a) (b)

FIG. 83

De esta forma se pueden representar muchos tipos de estructura, por ejemplo, emboquillado de túneles, taludes rocosos, etc.

En la *Figura 83* (b), los vértices excavados dan una impresión visual de la estructura rocosa. Los juegos de juntas se numeran y se orienta el bloque respecto al norte verdadero.

3.– Rosetas de juntas

En este método se presentan un gran número de medidas de orientación de una forma más cuantitativa que en el método anterior (Véase *Figura 84*).

Las medidas se representan en un círculo graduado de 0° a 360° mediante líneas radiales, con intervalos de 10°. El número de observaciones se representan a lo largo de los radios utilizando círculos concéntricos que representan 5, 10, 15 observaciones, o las que sean necesarias. El intervalo de las observaciones del buzamiento, no puede representarse en el interior de la roseta, por lo tanto, se coloca exteriormente al círculo.

En general, las medidas de rumbos, o dirección de buzamientos de las discontinuidades subhorizontales no tienen mucha precisión y, por lo tanto, no se representan en este diagrama.

4.– Proyección esférica.

Hay diversos tipos de proyección esférica; la más usual es la "proyección esférica equiareal". La distribución espacial de los datos se hace sobre la red de Lambert o de Schmidt. La red de Wulf se utiliza en el caso de que la proyección conserve los ángulos (proyección conforme).

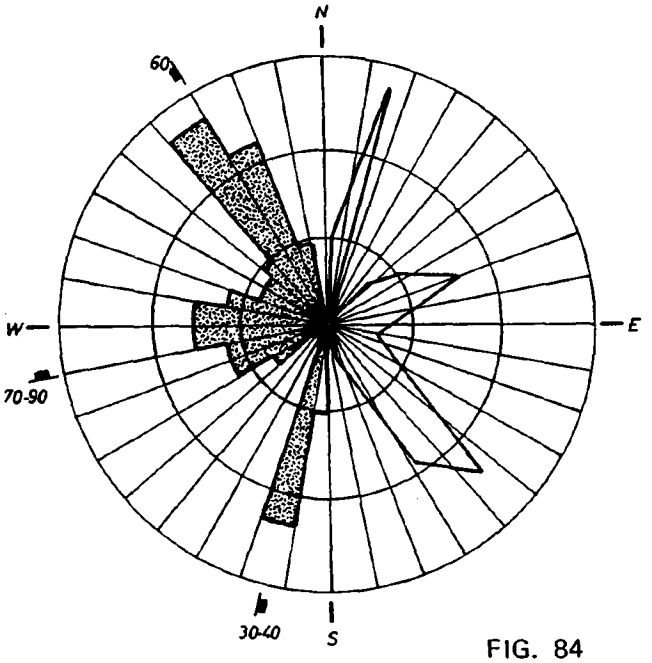
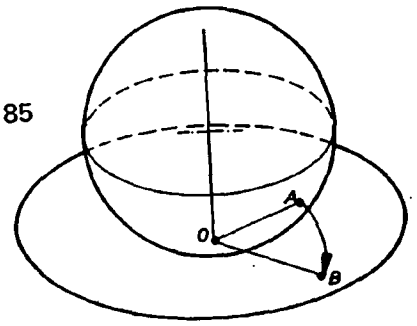


FIG. 84

– Proyección equiareal.

Un punto A de la superficie de la esfera se proyecta hasta B, siguiendo un arco de circunferencia de radio OA y centro O, siendo O el punto de contacto entre la esfera y una superficie horizontal sobre la que la esfera está apoyada (Véase *Figura 85*). Repitiendo este proceso para un número de puntos definidos por la intersección de paralelos y meridianos, con el mismo espaciado sobre la superficie de la esfera, se obtiene una red equiareal. Esta red tiene un diámetro mayor que el de la esfera, y para que el diámetro de la red sea igual que el de la esfera, el radio de cada punto de la red se reduce mediante el coeficiente $1/\sqrt{2}$.

FIG. 85



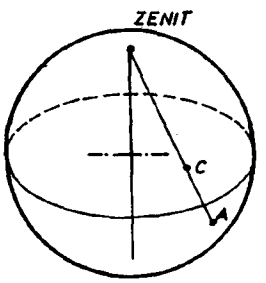


FIG. 86

– Proyección conforme

La proyección conforme (conserva los ángulos), se obtiene de la siguiente forma : La proyección C de un punto A de la superficie de la esfera se define mediante la intersección de la recta ZA con el plano horizontal que pasa por el centro de la esfera, siendo Z el zénit de la esfera. (Véase *Figura 86*).

Aunque se utilizan ambas proyecciones para el análisis de datos geológicos estructurales, en general, se prefiere la proyección esférica equiareal, ya que la red está dividida en unidades de igual área y esto permite la interpretación estadística de los datos estructurales.

Hay que hacer notar que una vez decidida la proyección que se va a utilizar, hay que continuar con la misma representación a lo largo del análisis en cuestión.

– Proyección estereográfica de un plano y su polo.

Un plano de discontinuidad α/β tiene una representación única por medio de un círculo máximo o también mediante un polo en una semiesfera de referencia cuando el centro de la esfera está situado sobre el plano de discontinuidad. Se utiliza como referencia el hemisferio inferior. (Véase *Figura 87*).

Los datos anteriores se proyectan sobre una red equiareal para tener una representación bidimensional de las discontinuidades.

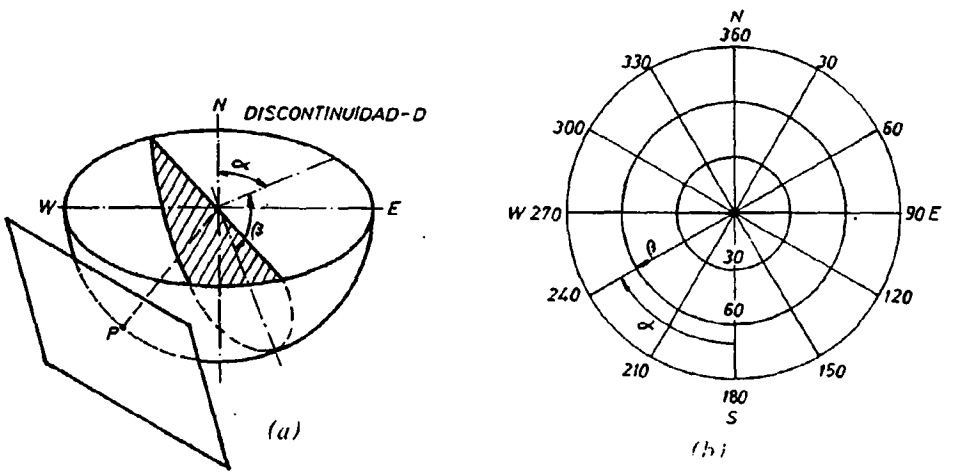


FIG. 87

El polo P de la discontinuidad D es el punto de intersección de la normal al plano con el hemisferio inferior. El polo se traza en una red equiareal polar, llevando el buzamiento β desde el centro de la red hacia la periferia sobre la línea que define el rumbo. Los ángulos se miden en el sentido de las agujas del reloj.

Para trazar el plano como un círculo máximo en una red ecuatorial equiareal, el rumbo ($\alpha + 90$) se encuentra desde el norte sobre la periferia en el sentido de las agujas del reloj, utilizando un papel transparente superpuesto en el que se marca el N, que se puede girar sobre el centro de la circunferencia. El buzamiento se traza medido desde la periferia hacia el centro.

Para determinar la densidad de polos, se pueden trazar líneas de igual número de polos sobre la red de Schmidt. (Véase *Figura 88*).

B) Tamaño de las discontinuidades.

A la hora de registrar en el plano geológico el tamaño de las discontinuidades, es bastante

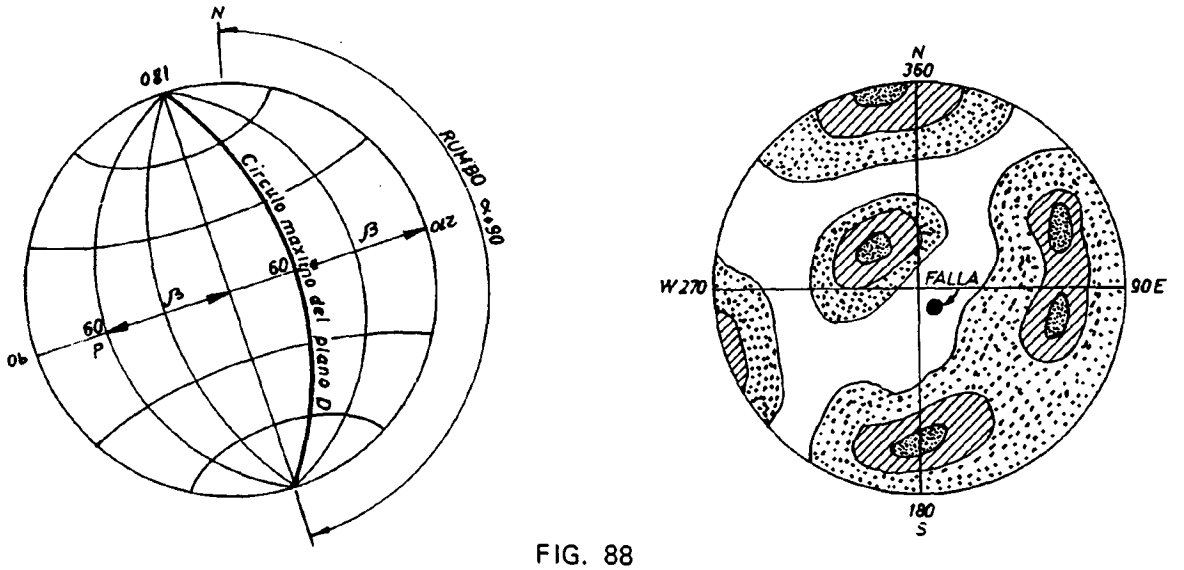


FIG. 88

útil anotar el tipo de terminación. Las discontinuidades que se extienden fuera del afloramiento (x) deben distinguirse de aquéllas que visiblemente terminan en roca en el afloramiento (r) y de aquéllas que terminan contra otras discontinuidades (d).

Una familia de discontinuidades con un gran número de terminaciones (x) es más continua que otra que tenga muchas terminaciones (d). Una familia de discontinuidades de pequeño tamaño tendrá muchas terminaciones (r). Por lo tanto, a la hora de registrar las discontinuidades en el plano geológico, se hace constar un número que es la longitud en metros de la discontinuidad, seguido de las letras x, r, ó d. Por ejemplo, 8 (dx) es una discontinuidad de 8 metros de longitud con una terminación contra otra discontinuidad y la otra terminación invisible, porque se extiende más allá del afloramiento. Todos estos datos también se anotan en los bloques diagramas o en las fotografías.

Donde los afloramientos tienen dimensiones adecuadas, se dibujan histogramas de frecuencia con las longitudes de las trazas de los planos de las discontinuidades para cada familia.

Los datos de las terminaciones que se han anotado en cada discontinuidad, se presentan en forma de un índice de terminación T_r, para el macizo rocoso en su conjunto o para determinados dominios elegidos previamente.

Se define T_r como el porcentaje de las terminaciones de las discontinuidades que acaban en roca (Σr) en relación al número total de terminaciones ($\Sigma r + \Sigma d + \Sigma x$). Como cada traza tiene dos terminaciones, hay que multiplicar por dos el número total de discontinuidades observadas para tener el número total de terminaciones.

$$T_r = \frac{(\Sigma r) \times 100}{2 \times (\text{núm. de discontinuidades observadas})} \quad \%$$

C) Rugosidad.

a) Perfiles lineales

Se trazan las lecturas (x) e (y) a la misma escala. Los perfiles que representan la rugosidad máxima, mínima y media se dibujan en la misma página para hacer más fácil la comparación. En las gráficas se debe incluir una escala. Además, hay que presentar, con los perfiles, fotografías de las superficies pertinentes que muestran la rugosidad máxima, mínima y media.

b) Brújula y clinómetro de disco

Las medidas de campo del buzamiento y dirección de buzamiento obtenidas con los dife-

rentes diámetros de discos, se trazan como polos en una red equiareal para cada disco. Esto se puede combinar y presentar en una sóla red.

D) Apertura

a) Se utilizan los siguientes términos para describir las aperturas :

APERTURA	DESCRIPCION	
< 0,1 mm	Muy cerrada	
0,1 – 0,25 mm	Cerrada	Aspecto "cerrado"
0,25 – 0,5 mm	Parcialmente abierta	
0,5 – 2,5 mm	Abierta	
2,5 – 10 mm	Moderadamente ancha	Aspecto "de brecha"
> 10 mm	Ancha	
1 – 10 cm	Muy ancha	
10 – 100 cm	Extremadamente ancha	Aspecto "abierto"
> 1 m	Cavernosa	

b) En cada familia de discontinuidades se anotan las aperturas medias (las más frecuentes)

c) Las discontinuidades individuales que tienen aperturas notablemente más anchas o grandes que el valor medio, se deben describir con precisión, junto con los datos de orientación y situación.

d) También hay que adjuntar fotografías de las aperturas extremadamente amplias o cavernosas.

E) Espaciado

A continuación se presenta en la *Figura 89* un ejemplo de histograma en el que se ve la distribución del espaciado.

F) Meteorización

Se anotan los grados de meteorización reconocibles del macizo rocoso en croquis simplificados y en secciones verticales, con una explicación suficientemente clara de los grados de meteorización : I, II, III, etc.

El grado de meteorización del material rocoso de las discontinuidades individuales o de familias específicas de discontinuidades, se describe del siguiente modo, por ejemplo : "familia de juntas núm. 1; mayoría de paredes moderadamente descoloridas, aproximadamente 20 por ciento inalteradas".

G) Relleno

Se presentan los siguientes resultados :

a) Geometría – espesor

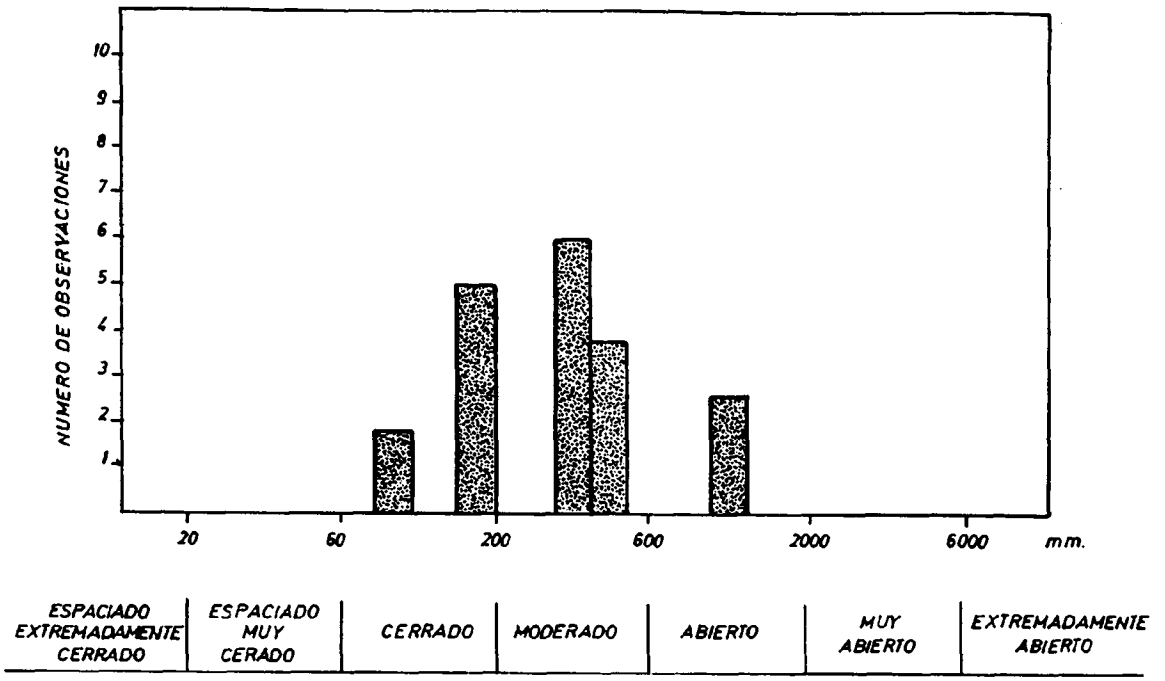


FIG. 89

– rugosidad de los labios de la discontinuidad
– esquemas de campo

b) Tipo de relleno
– mineralogía
– tamaño de las partículas
– grado de meteorización
– parámetros índice de tipo de suelo

c) Resistencia del relleno
– índice manual (S1 a S6)
– resistencia al corte
– relación de sobreconsolidación
– desplazado/no desplazado

d) Filtraciones de agua – (W1 – W6)

H) Circulación de agua

a) Las fotografías aéreas, mapas geológicos o planos de escala adecuada, se señalan con flechas para indicar el nivel hidrostático general que se ha obtenido con la interpretación de los datos hidrogeológicos disponibles. Si se considera oportuno, se presentan conjuntamente los datos de lluvias y temperaturas.

b) Se dibujan las barreras de caudal previstas, tales como diques, discontinuidades rellenas de arcilla y estratos impermeables. Se presentan en mapas geológicos simplificados y en secciones verticales, junto con los niveles hidrostáticos previstos. Se indica también la situación óptima de las perforaciones que servirán para la investigación.

c) Se describe, donde sea posible, la interacción mutua previsible entre el proyecto

de ingeniería a realizar y el régimen hidrostático de flujo supuesto. Si existen datos suficientes para realizar predicciones con cierta seguridad, se esquematizan las superficies freáticas supuestas. También, donde sea posible, se indicará la influencia de las condiciones climatológicas extremas. Se anotarán los posibles efectos del hielo y se adjuntarán medidas de drenaje artificial.

d) Las observaciones locales de circulación de agua para discontinuidades individuales, familias específicas, o para el macizo rocoso en su conjunto, se presentan teniendo en cuenta los grados I a VI de filtración.

Si hay suficientes observaciones disponibles, se realizan esquemas que muestran las distribuciones de los grados de filtración, y en los túneles, se presentan en secciones longitudinales en paralelo con los datos estructurales.

I) Número de familias de discontinuidades

Se pueden representar visualmente el número de familias presentes como parte de los datos de orientación (Véase el apartado de "orientación").

El número de familias de juntas que existen localmente (por ejemplo, a lo largo del túnel), pueden describirse de acuerdo con el siguiente esquema :

I	Macizo con juntas ocasionales al azar
II	Una familia de juntas
III	Una familia de juntas y otras juntas al azar
IV	Dos familias de juntas
V	Dos familias de juntas y otras al azar
VI	Tres familias de juntas
VII	Tres familias de juntas y otras al azar
VIII	Cuatro o más familias de juntas
IX	Roca triturada, análoga a un suelo

También se toma nota de las mayores discontinuidades individuales.

J) Tamaño de los bloques

1.- Se anota el índice medio del tamaño de los bloques (I_b) y los valores de I_b representativos de los mayores y menores bloques para el dominio o dominios de interés. (También se anota el número de familias y se describe su continuidad).

2.- Se anota el cómputo volumétrico de juntas (J_v) para el dominio o dominios de interés.

3.- Se describe el macizo rocoso y el tipo de bloques en términos generales, como: masivo, en bloques, tabular, columnar, triturado, etc.

Donde sea posible, el tamaño y la forma de los bloques se presenta por medio de fotografías y esquemas de campo.

PRESENTACION GRAFICA DE LA INFORMACION GEOLOGICA PROCEDENTE DE SONDEOS

Los datos de los sondeos se presentan en una serie de cortes geológicos, en los cuales se representan todos los datos disponibles del sondeo, que están anotados en los logs de registro, tal y como se presentaron en el apartado de "toma de datos en sondeos".

Los sondeos se ubican en el mapa geológico, según sus coordenadas; a cada sondeo se le asigna un número y una letra para su identificación.

7.2. *Fuentes de error en el registro de los datos estructurales.*

Una fuente de errores frecuente en el estudio de juntas es la inclusión en el mismo trazado de polos de diferentes dominios estructurales. Así, elaborando el mapa de un túnel, un geólogo puede pasar de una familia de determinadas condiciones geológicas a otra distinta. Trabajando en condiciones de mala visibilidad, esta transición puede pasar inadvertida a menos que el geólogo haya realizado un reconocimiento preliminar para establecer los límites de cada dominio estructural. Es muy importante anotar en la misma red de proyección estereográfica solamente aquellos polos que representan las características geológicas de un solo dominio estructural.

La segunda fuente de error más frecuente se encuentra en la dirección del plano de la discontinuidad, que se va a registrar en el mapa geológico, con relación a la orientación de la superficie de medida. Si sólo se van a registrar los datos obtenidos de una trinchera de reconocimiento, no se puede detectar una discontinuidad de gran tamaño que vaya paralela a la trinchera, hasta que aparece inesperadamente en el frente de una excavación que es mayor que la trinchera. Este problema del muestreo de juntas ha sido tratado por Terzaghi, que ha sugerido un método para corregir este error, ponderando las medidas de las juntas en favor de aquéllas casi paralelas a la dirección del afloramiento en el que se realizan las medidas.

Esta corrección es bastante recomendable para medidas de juntas por medio de sondeos y cuando el único acceso subterráneo es un túnel recto con paredes lisas.

Otro método mejor es llevar a cabo el registro de las discontinuidades en túneles con distintas direcciones o también completar la información obtenida del túnel con sondeos que forman un ángulo recto con la dirección del túnel. De esta forma se reducirá al mínimo el riesgo de encontrar discontinuidades inesperadas.

CAPITULO IX

MODELO GEOMECANICO

1. Propiedades mecánicas de los materiales rocosos

1.1. *Introducción*

El modelo geomecánico tiene por objeto cuantificar los diversos parámetros que componen el modelo geológico para que puedan utilizarse en los cálculos propios del modelo matemático.

Para construir el modelo geomecánico de una mina, se parte de las propiedades mecánicas de las rocas y de las discontinuidades, de las que es esencial conocer su resistencia al corte para estimar la estabilidad de la mina. Estas propiedades mecánicas se estiman y cuantifican mediante una serie de ensayos llevados a cabo en laboratorio.

El modelo geomecánico incluye también un estudio de las tensiones naturales existentes en el yacimiento no alterado por la explotación; los métodos que parece que están dando mejores resultados en la determinación de tensiones son los de pequeños gatos planos y los de sobreperforación de sondeos; en estos últimos se obtienen las tensiones existentes "in situ", a través de las deformaciones producidas en un sondeo cuando éste se reperfora con un sondeo de mayor diámetro.

Asímismo, es necesario conocer las propiedades mecánicas del macizo rocoso, en cuanto a su resistencia y a su deformabilidad. Las propiedades del macizo rocoso, cuyo conocimiento presenta más interés son, el módulo de elasticidad, el coeficiente de Poisson, la cohesión y la fricción. Sin embargo, estos parámetros sólo pueden ser estimados aproximadamente, a partir de ensayos de laboratorio, modificando los resultados de éstos según las características del macizo rocoso aportadas por el modelo geológico.

Por último, se incluyen en este modelo las clasificaciones geomecánicas tradicionales de los macizos rocosos y las más modernas clasificaciones, propuestas por Barton y Bieniawski.

1.2. *Comportamiento de las rocas en compresión. Comportamiento frágil y comportamiento dúctil.*

1.2.1. *Comportamiento de las rocas en compresión.*

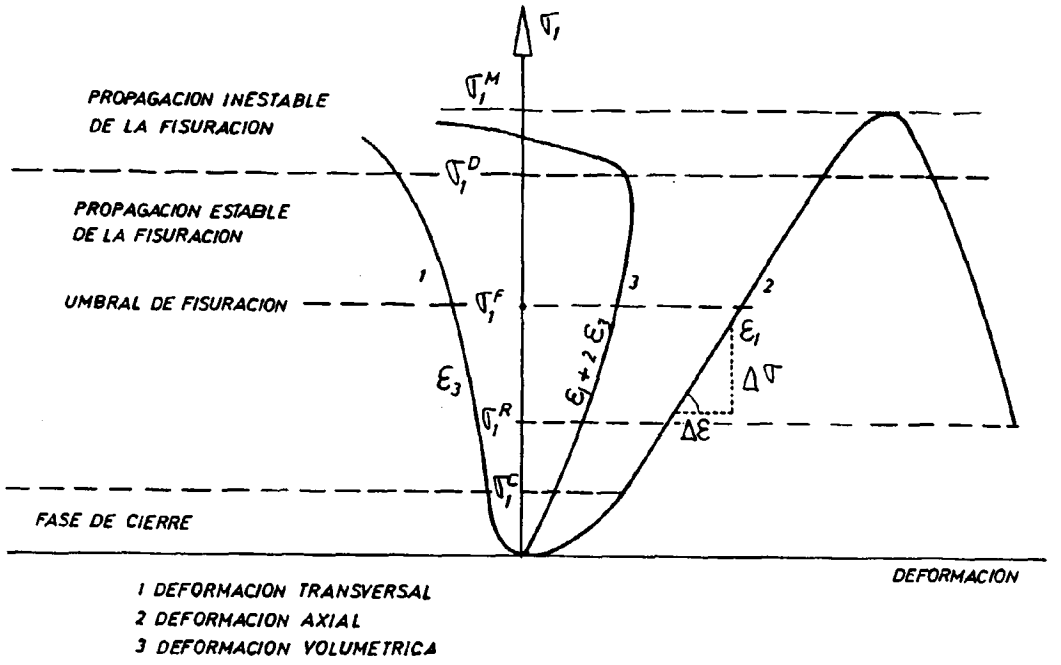
Según exista confinamiento lateral o no, las rocas pueden ensayarse a compresión triaxial o simple respectivamente.

A continuación se va a estudiar la curva tensión-deformación de una probeta de roca sometida a una tensión vertical σ_1 y de confinamiento $\sigma_2 = \sigma_3$; las deformaciones respectivas son ϵ_1. ϵ_2 y ϵ_3, siendo $\epsilon_2 = \epsilon_3$.

Si las deformaciones son pequeñas, la variación volumétrica es la siguiente:

$$\frac{\Delta V}{V} = 2\,\epsilon_3 + \epsilon_1$$

Cuando el confinamiento lateral es menor que la tensión de cierre de las fisuras de la roca, al aplicar la carga vertical, se cierran las grietas que son más o menos perpendiculares a la tensión axial σ_1. El cierre de las fisuras se produce cuando $\sigma_1 = \sigma_1{}^c$. Por consiguiente, al principio de este tramo de la curva $\sigma_1 = \psi(\epsilon_1)$, la variación de la deformación con respecto a la tensión es mayor que en la zona próxima a $\sigma_1{}^c$ y la curva es cóncava respecto al semieje σ_1, positivo. (Ver *Figura 90*).



CURVAS TENSION AXIAL–DEFORMACION TRANSVERSAL, AXIAL Y VOLUMETRICA

FIG. 90

Hasta alcanzar el valor de σ_1^c la deformación de la probeta es mayor que la deformación elástica.

A continuación, $\sigma_1 > \sigma_1^c$ y $\sigma_1 = \psi(\epsilon_1)$ es una recta, que representa el comportamiento elástico de la probeta, aunque al realizar una descarga al final de este tramo, se comprueba que no es perfectamente elástico, quedando una pequeña deformación, denominándose este fenómeno histéresis.

Dentro de la zona elástica, se alcanza un valor de $\sigma_1 = \sigma_1^F$ a partir del cual la deformación transversal ϵ_3 y la volumétrica dejan de ser lineales, ya que entonces empieza a fisurarse la roca en dirección paralela al eje de la probeta.

El coeficiente de Poisson deja de ser constante a partir de σ_1^F (ver *Figura 90*).

La propagación de la fisuración al principio es estable, y la función $\sigma_1 = \psi(\epsilon_1)$ sigue siendo lineal. A continuación se propagan rápidamente las fisuras, produciéndose posteriormente la rotura. El límite entre la propagación estable e inestable de la fisuración viene definido por σ_1^D; este valor indica la resistencia a largo plazo de la roca. La resistencia máxima viene definida por σ_1^M, que es cuando el desarrollo de la fisuración alcanza su velocidad límite. Cuando la tensión de confinamiento es nula, la resistencia máxima σ_1^M es la resistencia a compresión simple de la roca, llamada σ_c. Basándose en este parámetro, se desarrollan la mayor parte de las clasificaciones geotécnicas de las rocas.

La clasificación propuesta por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas basada en la resistencia de las rocas es la siguiente:

σ_c MPa	RESISTENCIA
$\sigma_c > 200$	Muy alta
$60 < \sigma_c < 200$	alta
$20 < \sigma_c < 60$	media
$6 < \sigma_c < 20$	baja
$\sigma_c < 6$	muy baja

Si se utiliza una máquina de ensayo de tipo rígido, en compresión simple la resistencia residual de la probeta es nula y la σ_1^R es cero, y en el ensayo triaxial la resistencia residual corresponde al rozamiento de las partículas. (Ver *Figura 90*).

1.2.2. *Comportamiento frágil y comportamiento dúctil*

Una roca presenta comportamiento frágil cuando su capacidad para resistir cargas disminuye al aumentar la deformación.

La rotura frágil se asocia con una deformación permanente muy pequeña o casi nula de la roca antes de la rotura, que según las condiciones de ensayo, puede producirse repentinamente. El fenómeno de rotura explosiva frágil se pone de manifiesto especialmente en minas profundas excavadas en roca resistente.

El comportamiento dúctil aparece cuando la roca conserva su resistencia a pesar de estar sujeta a deformaciones permanentes.

La mayoría de las rocas presentan un comportamiento frágil, más que dúctil, en las condiciones de presión y temperatura que normalmente aparecen en minería. La ductilidad puede ser mayor en rocas meteorizadas, macizos rocosos diaclasados y rocas poco persistentes, tales como evaporitas.

Al ir aumentando la presión de confinamiento, se pasa de un comportamiento frágil de la probeta a un comportamiento dúctil.

La rotura frágil que se produce en rocas sometidas a tensiones en ensayos de laboratorio o en mina, es de naturaleza violenta e incontrolada cuando la rigidez de la prensa es menor que la de la probeta, caso normal, o cuando los estratos que cargan sobre los pilares son menos rígidos que éstos; la rotura frágil se produce al alcanzar la resistencia máxima. En otras situaciones, se puede controlar la rotura de los pilares de tal forma que sigan trabajando aún después de haber alcanzado su resistencia máxima. (Ver *Figura 91*).

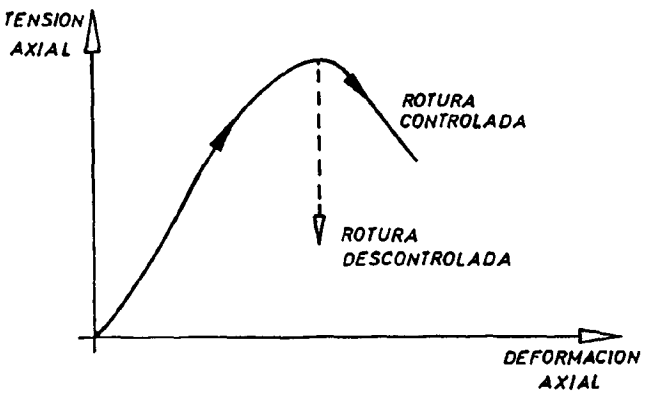


FIG. 91

Al alcanzar la resistencia máxima se presentan dos comportamientos distintos del pilar según el tipo de techo. (ver *Figura 92).*

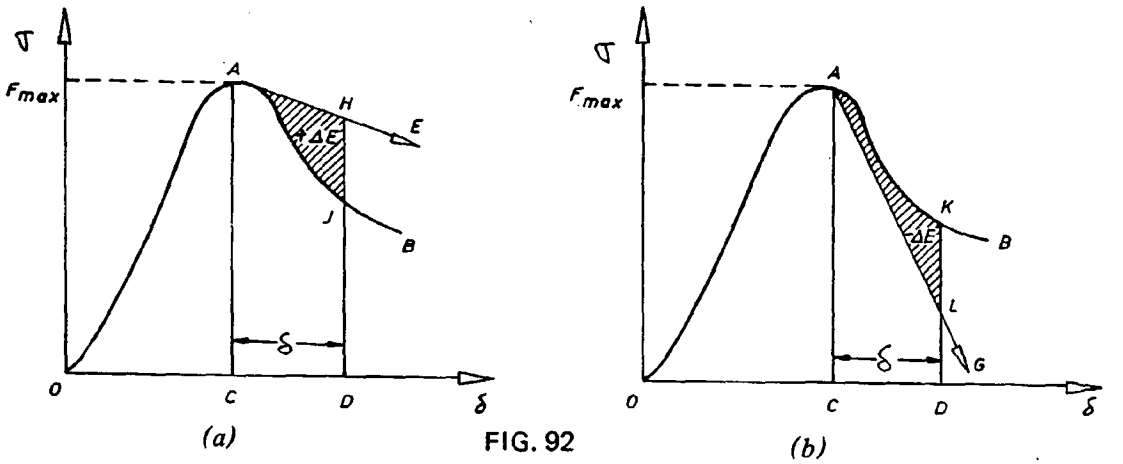


FIG. 92

Las rectas *AE* y *AG* representan la rigidez del techo o muro para un determinado pilar.

En la *Figura 92 a,* al aumentar la deformación desde el punto *C,* correspondiente a la resistencia máxima del pilar, al punto *D,* la mina libera una energía dada por el área *ACDH* y el pilar sólo puede absorber la energía equivalente al área *ACDJ.* Por consiguiente queda un exceso de energía equivalente al área *AJH.* Esta energía provocará una rotura explosiva del pilar.

En la *Figura 92 b* el techo libera menos energía de la que puede absorber el pilar y la situación es estable. De esta forma, la resistencia del pilar va disminuyendo, pero controladamente, produciéndose, en todo caso, algunos desprendimientos en los paramentos.

La rigidez local del techo es variable con el tiempo, por lo cual un pilar que en un determinado momento está en una situación estable, puede alcanzar un estado inestable después de cierto tiempo.

El hecho de que el comportamiento sea frágil o dúctil depende de la rigidez relativa de la roca que soporta la carga y del sistema de aplicación de la carga; así, en los ensayos de laboratorio, la probabilidad de rotura frágil se reduce utilizando prensas rígidas.

El conocimiento de las curvas completas tensión – deformación de las rocas y macizos rocosos frágiles, es fundamental para analizar el comportamiento de los pilares de roca sometidos a altas tensiones en las excavaciones subterráneas.

En los ensayos a compresión simple y en los triaxiales con presiones de confinamiento, σ_3, pequeñas, se podrá observar una caída muy rápida de la resistencia de la roca en el momento de sobrepasar la resistencia máxima, si la prensa es suficientemente rígida.

La fragilidad de la roca viene definida por la pendiente de la curva tensión-deformación a partir del punto de resistencia máxima. Por consiguiente, la fragilidad viene dada por:

$$\frac{\sigma_1^M - \sigma_1^R}{\epsilon_1^R - \epsilon_1^M} \quad , \text{ donde:}$$

σ_1^M = resistencia máxima

σ_1^R = resistencia residual

ϵ_1^R y ϵ_1^M son las respectivas deformaciones.

En los ensayos efectuados en laboratorio, se ha encontrado que la fragilidad disminuye

al aumentar la presión de confinamiento σ_3.

Por otra parte, la fragilidad disminuye al aumentar la temperatura. A continuación se presenta en la *Figura 93*, las curvas de tensión-deformación de una serie de ensayos triaxiales realizados por Von Karman sobre mármol de Carrara.

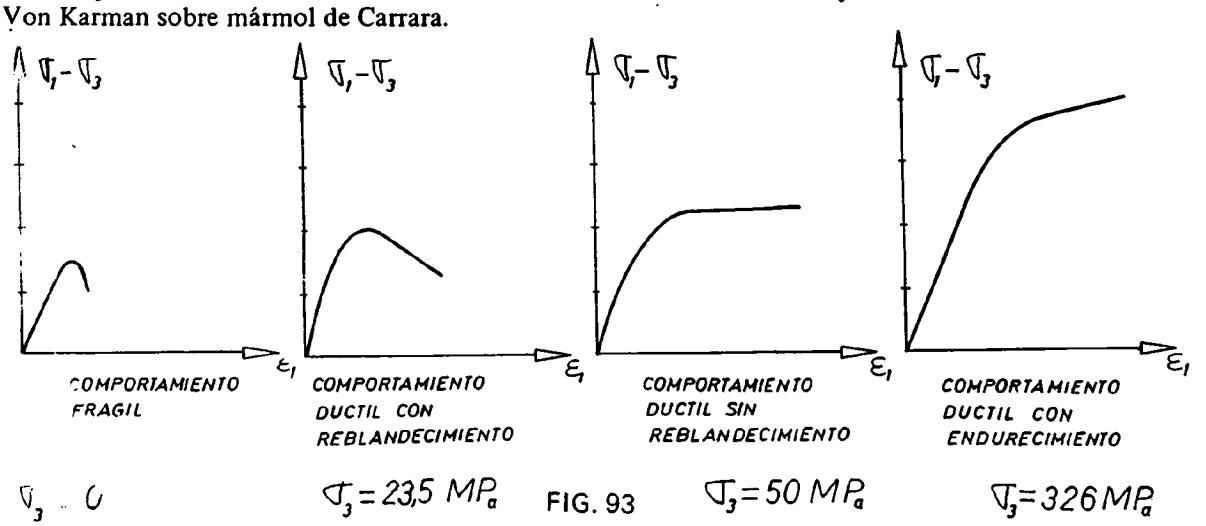


FIG. 93

1.3. Velocidad de carga

La resistencia de las rocas es una propiedad que depende del tiempo. Considerando este factor, por una parte se tiene que la magnitud de la tensión que ocasiona la rotura, desciende exponencialmente a un valor límite cuando el tiempo tiende a infinito. Por otra parte está la capacidad de la roca de soportar una tensión mayor pero durante un corto espacio de tiempo, siendo éste, por ejemplo, el tiempo de paso de la onda de tensión producida por una voladura. Al realizar en el laboratorio el ensayo de compresión simple, normalmente no se está en ninguna de estas dos situaciones límite, sino en una intermedia.

El ensayo se realiza aplicando la carga sobre la muestra de una forma progresiva, partiendo de cero; estudiando una serie de ensayos llevados a cabo con distintas velocidades de aplicación de la carga, se observan distintos valores para la resistencia de la roca. De esto se desprende que es necesario normalizar el proceso, lo cual se puede conseguir normalizando o bien la velocidad de carga o la velocidad de deformación. En un material elástico, ambas velocidades son iguales, pero para la mayoría de las rocas esta propiedad no se cumple.

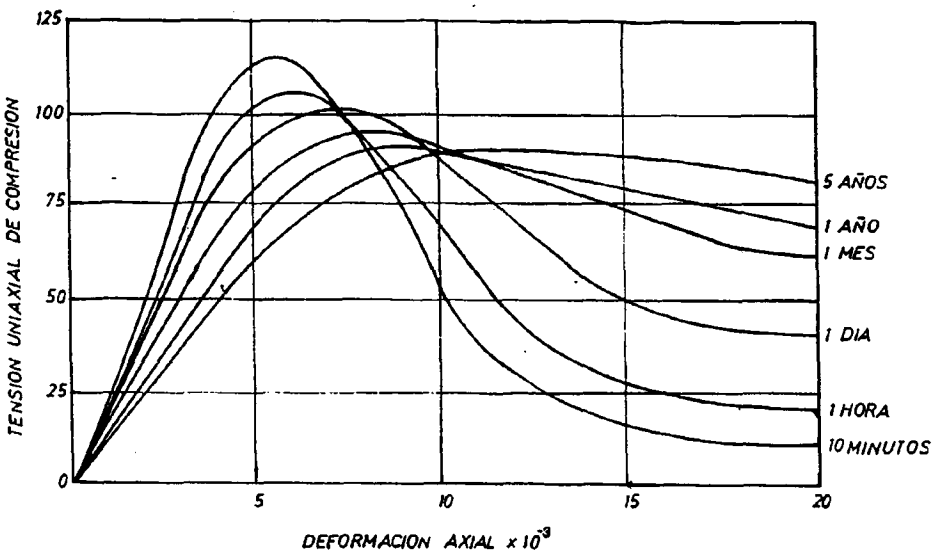
En una serie de ensayos llevados a cabo en granito de Westerley, se ha recogido la información referente a la influencia de la velocidad de carga sobre la resistencia a la compresión triaxial de la roca y se ha llegado a la conclusión de que la resistencia puede descender hasta un 50 por ciento disminuyendo la velocidad de carga en 4 órdenes de magnitud. En general, al ser más rápida la aplicación de la carga, la muestra de roca ensayada será más resistente. Normalmente las velocidades de aplicación de las cargas que aparecen en minas subterráneas no alcanzan el límite a partir del cual habría que tener en cuenta los efectos producidos por dichas velocidades.

El hecho de que se produzca una disminución de la resistencia de la roca al disminuir la velocidad de aplicación de la carga, se explica según Manrique (74) mediante la teoría de la microfisuración de Mc Clintock y Walsh. (33).

Al disminuir la velocidad de aplicación de la carga, también disminuye la velocidad de deslizamiento de las superficies de las microfisuras ya cerradas, con lo cual aumenta su resistencia a la fricción y como consecuencia de ello, aumenta la concentración de tensiones en los extremos de las microfisuras. De este modo la propagación de las microfisuras es más rápida, haciendo que la resistencia de la roca sea menor.

También puede observarse que la variación de la resistencia a la fricción se hace más acusada cuando aumentan las tensiones normales o laterales.

A continuación se presentan, en la *Figura 94* , las curvas tensión-deformación obtenidas por Bieniawski sobre arenisca de grano fino para distintas velocidades de aplicación de la carga.



TENSIONES-DEFORMACIONES EN ARENISCAS
PARA DISTINTAS VELOCIDADES CONSTANTES DE DEFORMACION

FIG. 94

1.4. Anisotropía

Los materiales isotrópicos son aquellos cuyas propiedades físicas no varían respecto a la dirección considerada para su medida.

La anisotropía de las rocas puede considerarse tanto desde el punto de vista de la textura como de la deformación y la resistencia.

1.4.1. *Anisotropía textural*

En cuanto a la textura, la isotropía perfecta de la roca aparece en muy raras ocasiones, ya que para que esto suceda, los cristales y las fisuras de la roca deben estar distribuidos de una forma aleatoria.

Las anisotropías texturales pueden tener un origen en el proceso de sedimentación, consistente en la deposición de capas sucesivas. Otra causa de anisotropía textural son las deformaciones que producen una orientación de los granos minerales según los planos de esquistosidad.

Desde el punto de vista mecánico, la anisotropía más importante es la producida por la fisuración. Al aumentar la tensión de confinamiento, el cierre de las fisuras hace que este tipo de anisotropía sea menos importante.

1.4.2. *Anisotropía de resistencia*

La distribución no aleatoria de las fisuras produce una anisotropía de resistencia en las rocas de comportamiento frágil.

La anisotropía de resistencia se determina mediante ensayos a tracción, ya que la resistencia a la tracción es máxima cuando ésta se ejerce paralelamente a los planos de fisuración y mínima cuando se ejerce perpendicularmente a dichos planos.

La variación de la resistencia a compresión simple puede estudiarse por medio de ensayos realizados con probletas talladas con orientaciones diferentes respecto de los ejes de anisotropía.

En los esquistos que sólo tienen una dirección de esquistosidad, la orientación de la probeta viene determinada por el ángulo β que forma la normal a la dirección de la tensión de compresión máxima con el plano de esquistosidad. Cuando el ángulo β es menor de 30° se produce una rotura frágil; cuando β es mayor de 30°, hasta 90°, se produce una rotura por cizallamiento según los planos de esquistosidad.

La resistencia a compresión simple es muy distinta dependiendo del tipo de rotura que se produce.

En los ensayos triaxiales, al aumentar la presión de confinamiento, aumenta la resistencia al cizallamiento según los planos de esquistosidad y aumenta la resistencia a rotura frágil, aunque siguen apareciendo ambos tipos de rotura.

Jaeger (34) ha determinado las condiciones bajo las cuales se produce el deslizamiento a lo largo de la discontinuidad AB, para la situación que se presenta en la *Figura 95.*

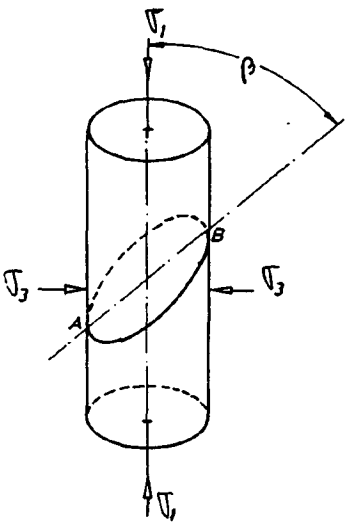


FIG. 95

Si la discontinuidad tiene una resistencia al corte dada por:

$$\tau = C + \sigma \operatorname{tg} \phi \qquad (1)$$

donde:

C es la cohesión de la superficie

ϕ es el ángulo de fricción;

el deslizamiento tendrá lugar cuando:

$$\sigma_1 \geq \sigma_3 + \frac{2\,(C + \sigma_3 \operatorname{tg} \phi)}{(1 - \operatorname{tg} \phi \operatorname{tg} \beta) \operatorname{sen} 2\,\beta} \qquad (2)$$

Cuando la desigualdad (2) no se cumple para determinados valores de C, ϕ, σ_3 y β, en estos casos no puede existir deslizamiento a lo largo de la discontinuidad y la única alternativa es la rotura de la roca, independientemente de la discontinuidad.

En la *Figura 96* se puede ver gráficamente los márgenes del ángulo β para los que se produce la rotura por deslizamiento sobre la discontinuidad.

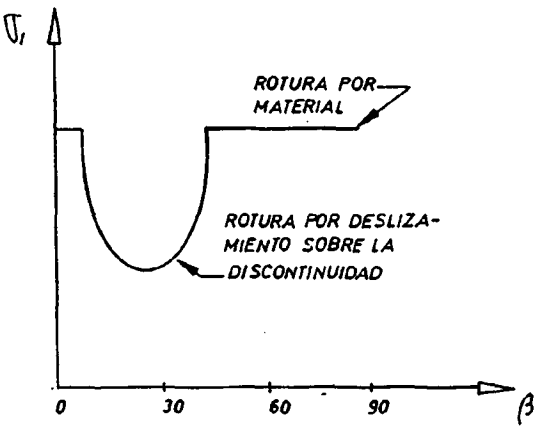


FIG. 96

Se ha comprobado experimentalmente que la relación (2) sólo es válida para los casos en que la discontinuidad está bien definida en una muestra de rocas; sin embargo, dicha relación no es válida para rocas cuya anisotropía es una característica propia del material, tal como en el caso de las pizarras.

A continuación se va a estudiar el caso de dos discontinuidades y su efecto sobre la resistencia de la roca (ver *Figura 97).*

En la *Figura 98* se representa, en coordenadas polares, la variación de la resistencia σ_1 de la probeta en función del ángulo β de la discontinuidad AB con la vertical.

La variación de la resistencia σ_1 debida a la discontinuidad CD viene representada por la línea discontínua en el diagrama σ_1, β, en la misma figura.

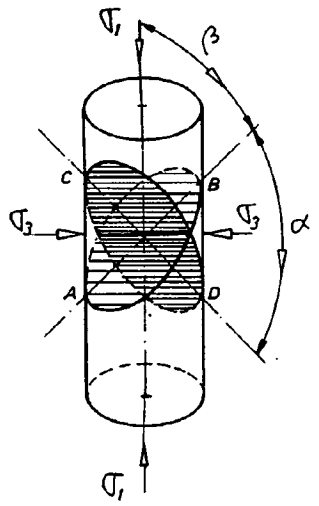


FIG. 97

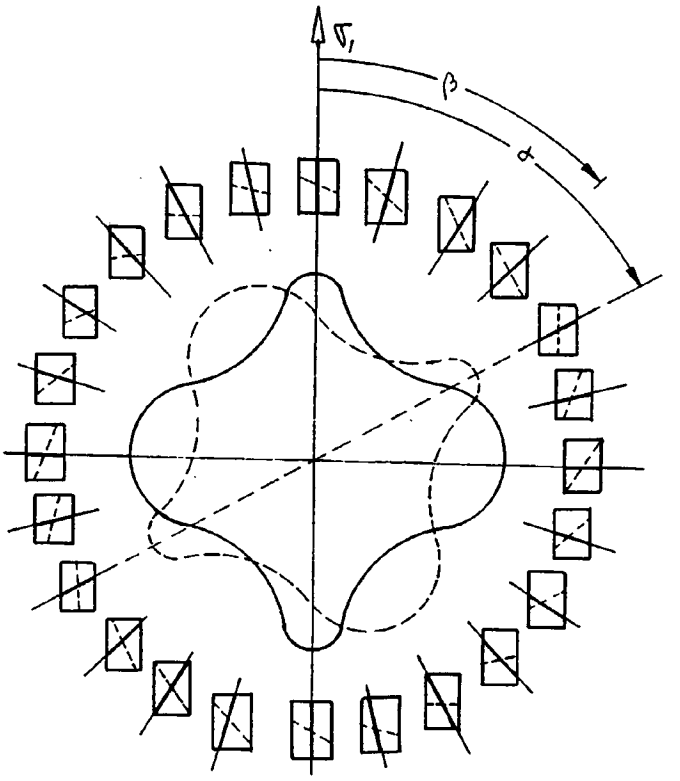


FIG. 98

Esta curva es idéntica a la representada para la discontinuidad AB, pero girada un ángulo α, que es el ángulo que forman las dos discontinuidades, medido en el mismo sentido que el ángulo σ.

La resistencia de una probeta que contiene varias familias de discontinuidades viene definida, según Bray (35), por la envolvente de menor resistencia a las curvas de resistencia individuales.

Para ilustrar la influencia de varias familias de discontinuidades idénticas sobre la resistencia de la probeta, en la *Figura 99*, se presentan las curvas de resistencia obtenidas sobre ensayos en pizarra.

De esta figura se deduce que al ir aumentando el número de discontinuidades en un macizo rocoso, la resistencia del macizo rocoso tiende a ser cada vez más isotrópica.

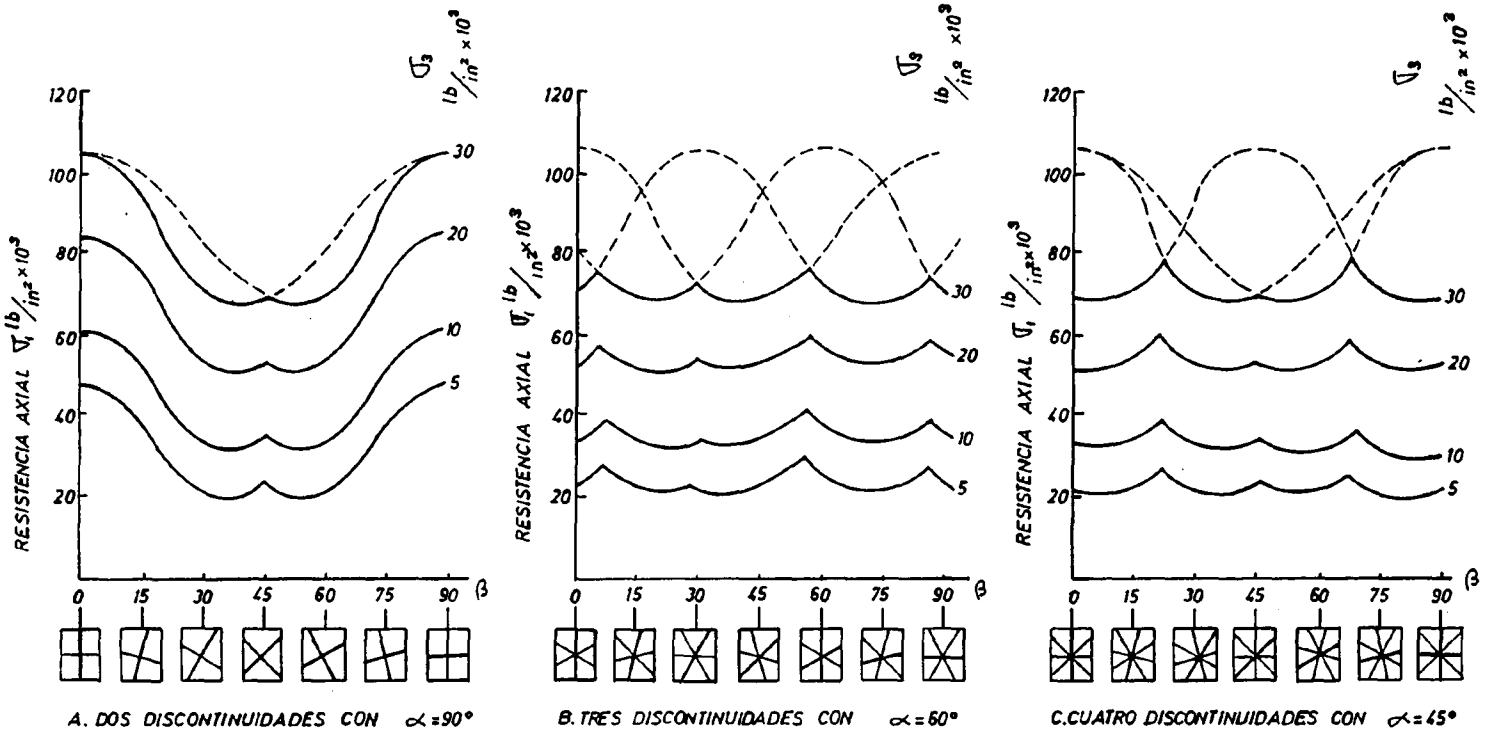

RESISTENCIA AXIAL
120
100
80
60
40
20
0
15
30
45
60
75
90
β
30
20
10
5
A. DOS DISCONTINUIDADES CON α=90°
B. TRES DISCONTINUIDADES CON α=60°
C. CUATRO DISCONTINUIDADES CON α=45°

FIG. 99

La anisotropía de resistencia también puede estudiarse mediante ensayos en los que las cargas de compresión se aplican en diversas direcciones, normalmente a 0^o, 15^o, 30^o, 45^o, 60^o, 75^o y 90^o, respecto a los planos de discontinuidad. Los resultados de estos estudios se pueden concretar en los siguientes puntos:

1. Las rocas muestran la máxima resistencia a la compresión en dirección perpendicular a la discontinuidad.

2. Los valores mínimos de la resistencia a la compresión suelen producirse para las cargas cuyos ángulos β varían entre 30^o y 45^o respecto a los planos de discontinuidad.

La anisotropía de las rocas estratificadas sometidas a cargas de compresión, se puede clasificar según la relación $\sigma_{c\ máx.} / \sigma_{c\ mín}$, que es el llamado coeficiente de anisotropía, siendo σ_c la resistencia a compresión simple de la muestra.

COEFICIENTE DE ANISOTROPIA	CLASE DE ANISOTROPIA
$k = 1{,}2$	Casi isotrópica
$1{,}2 < k \leqslant 2$	Anisotropía pequeña
$2 < k \leqslant 4$	Anisotropía moderada
$4 < k \leqslant 6$	Anisotropía alta
$k > 6$	Anisotropía muy alta

1.5 Influencia del tamaño y forma sobre la resistencia. Efecto de escala

1.5.1. *Introducción*

La predicción de la resistencia de los pilares de una mina a partir de ensayos llevados a cabo en laboratorio sobre probetas del mismo material que el pilar, es un tema que ha sido tratado durante varios años por muchos investigadores, sin haberse conseguido unos resultados definitivos.

No obstante, estas investigaciones han llegado a algunas conclusiones importantes, tal como el hecho de que la resistencia a compresión aumenta cuando decrece la relación altura/anchura del pilar, disminuye cuando aumenta su volumen y es mayor cuando aumenta el confinamiento del pilar. Sin embargo, no se han alcanzado unos criterios sobre la forma de pasar de los resultados de los ensayos en laboratorio a una estimación de la resistencia del pilar. Así, se han ido desarrollando a lo largo del tiempo una serie de teorías, de las que a continuación se hace un resumen.

Salamon y Munro propusieron la siguiente fórmula, basándose en la experiencia minera.

$$\sigma_c = k\, w^{\alpha} \cdot h^{\beta} \qquad (3)$$

donde:

σ_c es la resistencia a compresión del pilar

w es la longitud del lado de la base

h es la altura del pilar

k, α, β son constantes

Baushinger obtuvo la siguiente relación:

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{cu}} = 0{,}778 + 0{,}222\,\frac{W}{h} \qquad (4)$$

donde:

σ_c es la resistencia a la compresión simple del prisma $W \neq h$

σ_{cu} es la resistencia a compresión simple del cubo $W = h$

W es la dimensión lateral mínima

h es la altura del prisma.

Partiendo de una serie de ensayos realizados sobre probetas cúbicas, Millard ha llegado a la siguiente relación:

$$\sigma_{cu} = k_2\, h^{-d} \qquad (5)$$

En otras ecuaciones se relaciona la resistencia a compresión simple de las muestras con su peso. También se han encontrado relaciones entre la resistencia a compresión uniaxial de una roca y el cociente entre el volumen de la probeta y el de otra de anchura unidad (Coates).

En la *Figura 100* se puede observar la influencia del tamaño del testigo sobre su resistencia.

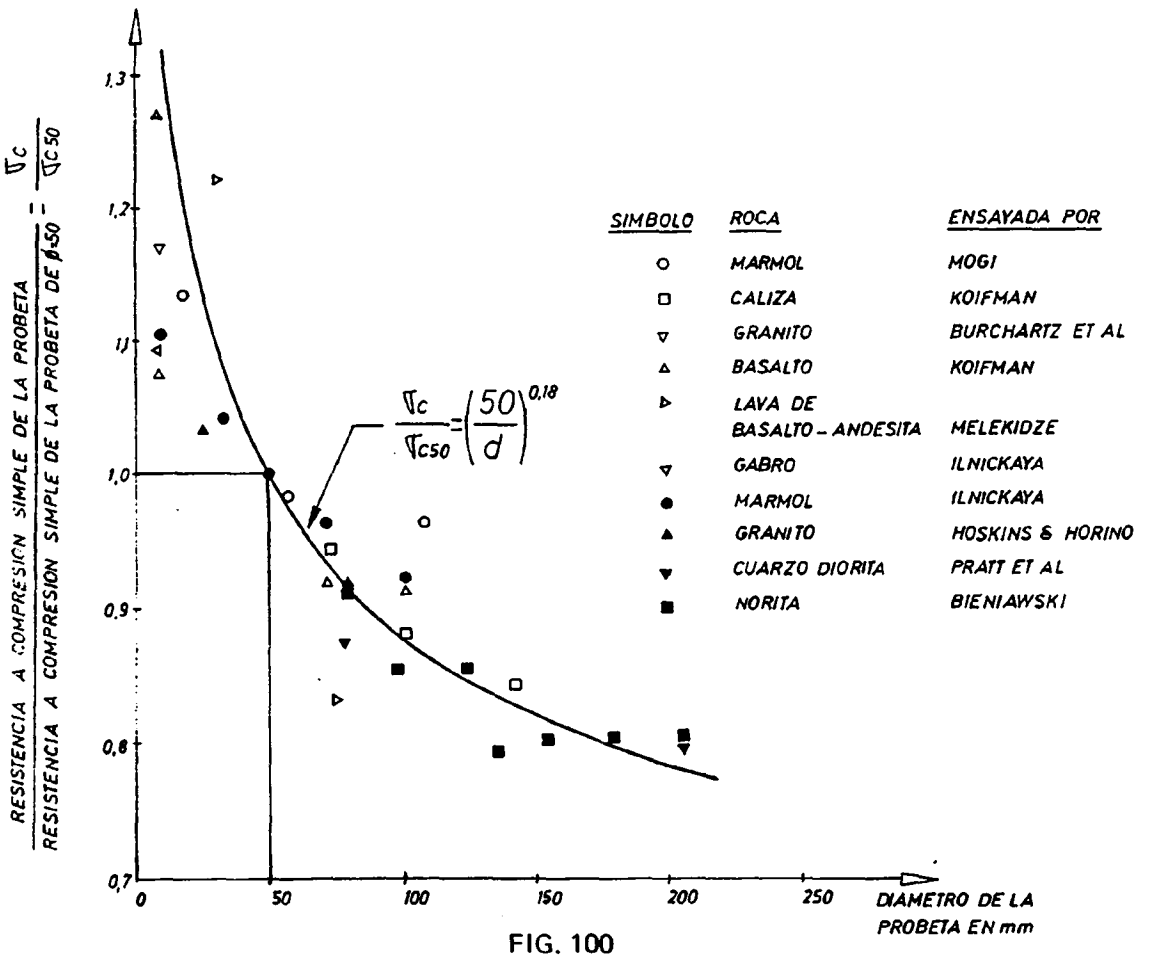


FIG. 100

La curva ha sido obtenida de ensayos de compresión simple realizados sobre probetas de diferentes rocas, dividiendo los resultados obtenidos por la resistencia de una probeta de 50 mm de diámetro y del mismo material. De esta forma los datos presentados son adimensionales y, además, se eliminan las diferencias debidas al contenido de humedad, forma de la probeta, velocidad de carga, etc.

Cuanto mayor sea el tamaño de grano de la roca que se va a ensayar, mayor debe ser el diámetro de la probeta. En muchas investigaciones se ha llegado a la conclusión de que el tamaño de las roturas internas definidas por Griffith en el mecanismo de fractura es del mismo orden que el tamaño de grano del material. Teniendo en cuenta esta suposición, se aconseja que la relación entre los diámetros de la muestra a ensayar y el tamaño de grano sea como mínimo 10/1 e, incluso, 20/1.

A continuación, se indica la dependencia entre la resistencia a compresión simple y el tamaño de un pilar de una mina.

El volumen V de un pilar de sección cuadrada es:

$$V = W^2 \cdot h,$$

siendo:
W la lonfitud del lado de la base, y,
h la altura del pilar.

Sustituyendo V en la ecuación propuesta por Salamon y Munro (1967) para estimar la resistencia de los pilares:

$$\sigma_c = k\, W^a \cdot h^\beta, \quad \text{resulta:} \quad \frac{\sigma_c}{k} = (W/h)^a \cdot V^b \qquad \text{donde:} \quad a = \frac{\alpha - 2\beta}{3}, \quad b = \frac{\alpha + \beta}{3} \qquad (6)$$

Para $W/h = 1$, $\frac{\sigma_c}{k} = V^\beta$. Se observa que la resistencia del pilar depende de su volumen, es decir, de su tamaño.

Los valores que hay que determinar en laboratorio son los de k, α y β, así como el tamaño a partir del cual σ_c permanece constante. Para determinar dichos valores, hay que realizar ensayos para una serie de muestras comprendidas en un intervalo de tamaño suficientemente amplio, por ejemplo, entre 50 mm y 0,9 m, ya que, en general, a partir de dicho tamaño se considera que la resistencia de la probeta varía poco.

En la *Figura 101*, se observa la influencia del volumen del pilar sobre su resistencia, según diversos autores.

Mediante estudios estadísticos, basados en la teoría de la similitud, de los resultados de los ensayos llevados a cabo en laboratorio e "in situ" y observaciones sobre pilares, J.A. Panek (1980) ha desarrollado una expresión para predecir la resistencia de los pilares de una mina, que considera la geometría de los mismos y las propiedades mecánicas de los materiales del pilar, del techo y del piso. La interpretación de los resultados obtenidos en los ensayos se realiza mediante un análisis multivariable para evaluar por separado los efectos de las dimensiones y las propiedades de los materiales del pilar. La diversidad de resultados obtenidos por otros investigadores se debe en parte a que los datos obtenidos, que dependen de muchas variables, se han interpretado por procedimientos de análisis para un solo factor simultáneamente, lo que ha dado lugar casi siempre a

formaciones erróneas. Por consiguiente, las ecuaciones anteriormente expuestas sólo tienen un valor histórico y no deben ser utilizadas en la práctica.

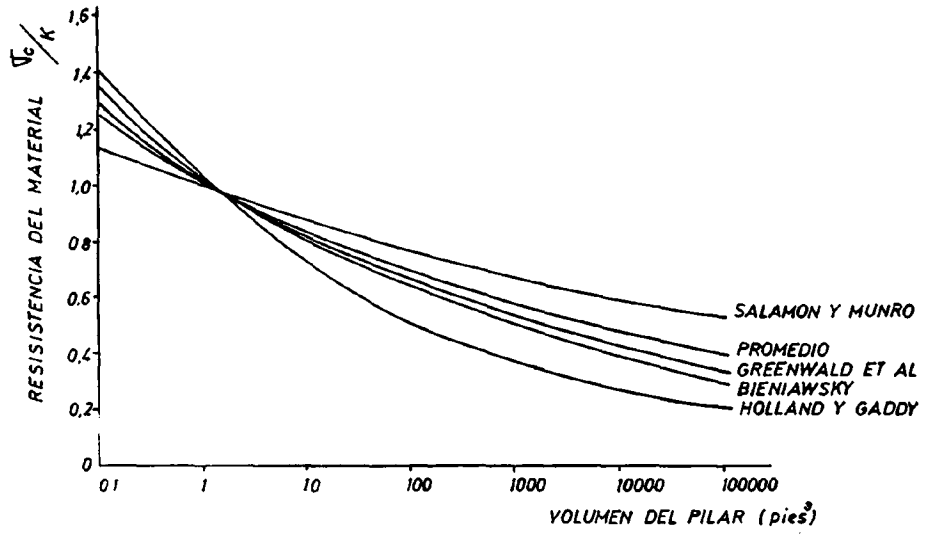


FIG. 101

1.5.2. *Modelo matemático fundamental*

En todo este apartado se trata de aplicar los conceptos del análisis dimensional de Langhaar (37), o la teoría de la similitud para obtener una relación fundamental o un modelo matemático que exprese la resistencia de un pilar de una mina como función de sus parámetros estructurales más relevantes. Los ensayos sobre muestras de forma prismática y sobre pequeños pilares se interpretan según esta relación funcional, que inicialmente se expresa de una forma simple, pudiendo ser modificada según los datos procedentes de los ensayos. El método es sólo parcialmente empírico porque en él se utilizan relaciones y resultados demostrables por el análisis teórico de tensiones.

La creación de un pilar en una mina quitando el material que lo rodea, origina los siguientes fenómenos (ver *Figura 102*):

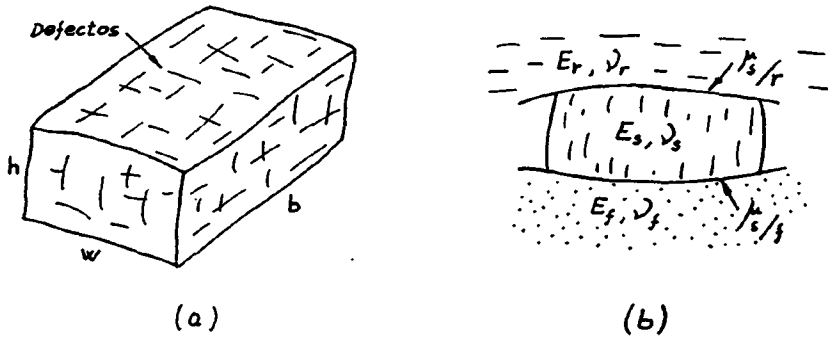


FIG. 102

- Un aumento de la carga total sobre el pilar que se distribuye uniformemente y de tal forma que la mayor concentración de tensiones, al principio, tiene lugar sobre la zona perimetral.
- Una disminución en la altura del pilar, que se produce uniformemente.
- Una expansión lateral del pilar que se produce también uniformemente, considerando las fuer-

zas de confinamiento a lo largo del techo y del piso.

La distribución de tensiones en los pilares es un problema complejo. Un estudio de los análisis realizados hasta la fecha, muestra que las distribuciones de tensiones y desplazamientos en el pilar dependen del módulo de deformación y de la distribución de las tensiones de corte en la zona cargada, que puede ser función de los coeficientes de fricción y $\mu_{s/f}$ de la resistencia al corte y deformabilidad a lo largo de las superficies que delimitan el pilar en el techo y muro.

Es preciso establecer una dependencia directa entre los parámetros estructurados y la carga máxima en el pilar.

Los parámetros utilizados son los siguientes:

h, W, b dimensiones del pilar, altura, anchura (diámetro de un pilar cilíndrico), longitud $W \leqslant b$).

d_1, d_2, d_3 parámetros representativos de las distribuciones de frecuencia de los defectos en la capa minada (espaciado medio de la longitud de las juntas, fracturas, etc.) en las tres direcciones principales.

E_s, E_r, E_f módulos de elasticidad de la capa, techo y muro.

ν_s, ν_r, ν_f coeficientes de Poisson del material de la capa, techo y muro.

$\mu_{s/r}, \mu_{s/f}$ coeficientes de fricción entre la capa y el techo y entre la capa y el muro.

P máxima resistencia a compresión del pilar.

S tensión de compresión del pilar correspondiente a la resistencia máxima, definida por *P/área* del pilar, que es un promedio de las tensiones sobre la superficie del pilar, comúnmente llamada resistencia a compresión.

k_i, c_i constantes.

A continuación se define una relación funcional general según unas relaciones adimensionales independientes formadas por los parámetros anteriores:

$$\frac{S}{E_s} = f_1 \left\{ \frac{d_1}{W}, \frac{W}{h}, \frac{b}{W}, \frac{E_r}{E_s}, \frac{E_f}{E_s}, \mu_{s/r}, \mu_{s/f}, \nu_r, \nu_f, \nu_s, \frac{d_1}{d_2}, \frac{d_1}{d_3} \ldots \right\} \quad (7)$$

Para dos sistemas (un modelo a escala reducida y un pilar a escala real) que son similares, los argumentos de la función f_1 deben tener el mismo valor numérico para el modelo y para el pilar, ya que las dos estructuras son geométricamente similares, con análogas distribuciones de carga.

Finalmente se combinan las relaciones adimensionales en forma de una función explícita que expresa las relaciones físicas, según se han medido en los ensayos reales, de la conducta estructural.

La experiencia sugiere que la función tomará la forma de un producto en lugar de una suma de funciones de las relaciones adimensionales. Es decir, para todos los valores de S, la relación multiplicativa produce el mismo cambio relativo de la resistencia del pilar debido a un cambio dado de W/h, en lugar de considerar dicho cambio en términos absolutos. Una forma simple de esa función es el producto de las potencias de las relaciones adimensionales, que ofrece varias posibilidades, según convenga, y puede utilizarse hasta que los resultados de los ensayos demuestren que existe otra forma mejor de la función que exprese dichas relaciones:

$$\frac{S}{E_s} = k_o \left(\frac{d_1}{W}\right)^{c_1} \left(\frac{W}{h}\right)^{c_2} \left(\frac{b}{W}\right)^{c_3} \left(\frac{E_r}{E_s}\right)^{c_4} \left(\frac{E_f}{E_s}\right)^{c_5} \left(\mu_{s/r}\right)^{c_6} \left(\mu_{s/f}\right)^{c_7} \left(\frac{1}{\nu_r}\right)^{c_8} \left(\frac{1}{\nu_f}\right)^{c_9} \left(\frac{1}{\nu_s}\right)^{c_{10}} \left(\frac{d_1}{d_2}\right)^{c_{11}} \cdots (8)$$

Los datos de los ensayos procedentes de distintas fuentes se utilizarán para calcular los valores de los exponentes c_i. En general, se espera que los exponentes alcancen un valor entre 0 y 1.

1.5.3. *Formas reducidas del modelo matemático para análisis de datos*

Debido a que se dispone de muy pocos datos donde se estudie el efecto de más de dos variables tales como $/h$ ó W ó W/h, la ecuación debe reducirse a formas más simples con objeto de analizar

los datos de que se dispone. Se obtienen las formas simplificadas más comunes suponiendo que todos los factores que no aparecen en las nuevas ecuaciones permanecen constantes y por lo tanto su influencia sobre S se tiene en cuenta por medio de un cambio de valor de la constante K. En general, el valor de K refleja diferencias en las propiedades inherentes a los materiales ensayados, influencias de factores desconocidos o que no se han medido y las unidades de medida empleadas.

1.5.4. *Influencia del tamaño*

Para ver la influencia del tamaño sobre la resistencia a compresión simple de la probeta, se realizan una serie de ensayos con probetas de forma constante, es decir, W/h constante, donde "W" es la anchura de la probeta y "h" su altura.

En primer lugar, se realizan los ensayos sobre probetas cúbicas de lado h. Se somete a compresión simple una serie de probetas cúbicas de distintos tamaños, obtenidas de la mina en las mismas condiciones y suponiendo que todos los ensayos se realizan con las mismas características (prensa, velocidad de carga, etc.). Del resultado de los ensayos se deduce que:

$$\sigma_c = K_1 \left(\frac{1}{W}\right)^{c_1} \tag{9}$$

En segundo lugar, se ensayan, en las mismas condiciones que en el caso anterior, una serie de prismas de base cuadrada y de distintos tamaños (la forma es constante, es decir, W/h = cte $\neq$ 1). Así resulta:

$$\sigma_c = K_2 \left(\frac{1}{W}\right)^{c_1} \tag{10}$$

Las ecuaciones (9) y (10) difieren solamente en la constante K. La única variable es el tamaño. Por consiguiente $(1/W)^{c_1}$ indica el efecto del tamaño sobre la resistencia a compresión simple de la probeta, σ_c. Como la influencia del tamaño es la misma en ambos casos, cualquier forma de probeta se verá influenciada por el tamaño según $(1/W)^{c_1}$. Por consiguiente, al aumentar el tamaño de la probeta, disminuye su resistencia. Esto se explica debido a que la rotura se origina como resultado de una extensión progresiva de las microfisuras internas del material; al aumentar el tamaño de la probeta, aumentan las probabilidades de que exista una microfisura de tamaño y orientación críticas que haga que se desarrolle la fisuración con más facilidad.

1.5.5. *Influencia de la forma*

– Ensayos sobre cilindros o prismas cuadrados con W constante:

Si se ensayan en una prensa de laboratorio una serie de prismas de roca, todos de la misma anchura pero de diferentes alturas, obtenidas en una determinada mina, se puede suponer que las propiedades mecánicas de la roca y de los discos de la prensa son las mismas en todos los ensayos. La ecuación (8) se reduce a:

$$S = k_3 \left(\frac{1}{h}\right)^{c_2} \quad \text{ó} \tag{11}$$

$$S = K_4 \left(\frac{1}{W}\right)^{c_1} \left(\frac{W}{h}\right)^{c_2} \tag{12}$$

La ecuación (11) es la expresión más simple de los ensayos: S es una función de la altura del pilar, que es el único factor variable. No obstante, puede interesar analizar S en función de la relación anchura/altura, ecuación (12), que necesariamente contiene también $(1/W)^{c_1}$, identificada como el

efecto del tamaño en las ecuaciones (9) y (10).

– Ensayos sobre cilindros o prismas cuadrados, con h constante:

En este caso la ecuación (8) se reduce a:

$$S = K_5 \ (W)^{c_2 - c_1} \qquad \text{ó} \tag{13}$$

$$S = K_6 \left(\frac{1}{h}\right)^{c_1} \left(\frac{W}{h}\right)^{c_2 - c_1} \tag{14}$$

La ecuación (13) expresa los ensayos en la forma más simple: S es una función de la anchura del pilar, que es el único factor variable. También puede interesar demostrar la dependencia de S de W/h, ecuación (14).

Se observa que el efecto del tamaño se expresa necesariamente como función de W cuando la anchura de la muestra es constante, ecuación (12), y como función de h cuando la altura de la muestra es constante, ecuación (14). Además, la relación W/h, en general tiene una mayor influencia sobre S en una serie de ensayos realizados con probetas de anchura constante, que en una serie de ensayos con probetas de altura constante, ya que $c_2 \geqslant c_2 - c_1$. (Esto ha sido una fuente de confusión en la interpretación de los datos de los ensayos). Para ciertos materiales o determinadas condiciones del ensayo, la influencia del tamaño es despreciable, c_1 se aproxima a cero, y la influencia de W/h sobre S es igual para ambos ensayos de anchura constante y altura constante. Inversamente, si los análisis de los datos revelan poca diferencia entre los exponentes de W/h para ensayos de anchura constante, comparados con los ensayos de altura constante, entonces se deduce que la influencia del tamaño es despreciable según los datos de los ensayos, cualquiera que sea la razón para ello.

1.5.6. *Consecuencias y conclusiones relativas al efecto del tamaño y la forma*

De los muchos parámetros que pueden utilizarse para especificar las dimensiones, tamaño, forma y volumen de una probeta cilíndrica o de un prisma de sección cuadrada, sólo dos son independientes; para un prisma de sección rectangular, se necesita un tercer parámetro independiente. En lo expresado hasta ahora, la influencia de la altura del pilar sobre σ_c se expresa mediante $(1/h)^{c_2}$, de tal forma que el coeficiente c_2 puede ser denominado "efecto de la altura h". Análogamente, la influencia de la anchura del pilar sobre σ_c se expresa mediante $W^{c_2 - c_1}$ y el coeficiente $c_2 - c_1$ se denomina efecto de anchura W. La influencia de la forma se expresa por $(W/h)^{c_2}$ cuando W es constante y por $(W/h)^{c_2 - c_1}$ cuando h es constante; el exponente del efecto de la forma no es constante. Finalmente, la influencia del tamaño se expresa mediante $(1/W)^{c_1}$ cuando W/h es constante, $(1/W)^{c_1}$ cuando W es constante y $(1/h)^{c_1}$ cuando h es constante; aunque la influencia del tamaño sobre σ_c no tiene una expresión constante, el exponente c_1 es siempre el mismo y se denomina "efecto del tamaño".

Las ecuaciones (12) y (14) pueden expresarse como:

$$S = K_7 \ W^{c_2 - c_1} \ (1/h)^{c_2} \tag{15}$$

que es el producto del efecto de anchura por el efecto de altura. Esto quiere decir que cuando S se expresa en la forma:

$$S = K \ W^{\alpha} \ (1/h)^{\beta}$$

el efecto del tamaño desaparece, aunque el exponente del efecto del tamaño es necesariamente igual a $\beta - \alpha$.

Una vez que se ha elegido la forma de la ecuación (8), la dimensión que se utilizará para expresar la influencia del tamaño viene obligada; tampoco se pueden intercambiar W y h según convenga. Las ecuaciones utilizadas para analizar los datos deben proceder de la ecuación (8). Además, para describir adecuadamente la influencia de W/h sobre S, se debe tener en cuenta la variación simultánea de W y h. La falta de observación de estas condiciones, como en las fórmulas de Salamon y Munro y Baushinger, por ejemplo, ha dado como resultado una gran confusión en la interpretación de los datos de los ensayos y en el paso de los resultados de los ensayos de laboratorio a pilares a escala real.

1.5.7. *Diseño y análisis de los ensayos de laboratorio*

Para obtener unos resultados relevantes, el diseño de un ensayo y el análisis de los datos obtenidos tienen que basarse en un modelo matemático que se aplique según las condiciones del ensayo. Una investigación experimental de la resistencia a la compresión, frecuentemente comprende más de un factor (h, W, μ, etc.). Si se determina la influencia de la variación de dos o más factores, se puede suponer la influencia de la variación de cualquier variable independientemente de las otras, llevando a cabo un experimento factorial, como el propuesto por Fisher (38). Un experimento factorial comparado con la investigación de un solo factor al mismo tiempo, tiene una mayor eficacia, ya que los factores se evalúan con la misma precisión mediante menor número de ensayos, una mayor comprensión (además de los efectos de los factores simples, pueden evaluarse sus interacciones), y una base inductiva más amplia, debido a que los valores numéricos derivados de los experimentos son válidos para todas las combinaciones de valores de los factores.

Las investigaciones experimentales del pasado sobre la resistencia a compresión de probetas de forma prismática se han concentrado en averiguar la influencia del tamaño y de la forma, con pocas excepciones. La observación de los parámetros de la ecuación (8) sugiere que es preciso realizar una investigación de la influencia de las condiciones de contorno, para completar el vacío existente entre los valores obtenidos para muestras de pequeño tamaño en laboratorio y los valores de las resistencias de los pilares en la mina.

La dependencia de la resistencia del pilar respecto de las condiciones de confinamiento podría establecerse mediante experimentos factoriales en los que los materiales de los discos de la prensa puedan sustituirse sistemáticamente y su fricción y deformabilidad se caractericen y se puedan medir apropiadamente. Para que las relaciones E_r/E_s y E_f/E_s se investiguen en un rango suficientemente amplio de forma que se aproximen, por ejemplo, a las relaciones de un pilar en la mina, los platos de la prensa deben fabricarse con materiales de un módulo E mucho más bajo que el del acero, tal vez mediante una serie de arcillas consolidadas, limolitas y areniscas obtenidas de las minas en las que se diseñan los pilares, de forma que se consigan unas propiedades uniformes razonables.

Para estudios de pilares en rocas más duras, se puede utilizar calizas, areniscas y granitos para ensayar los pilares, teniendo en cuenta las condiciones del techo y del piso. Hay que tener cuidado con la cuestión del tamaño adecuado del disco de la prensa. El espesor debe ser por lo menos de un tamaño igual a la anchura de la muestra, debido al principio de Saint Venant, según el cual la presión de la muestra afecta a los discos de la prensa en una profundidad del orden del diámetro de la muestra. Los platos hechos de roca pueden necesitar unos refuerzos como, por ejemplo, una banda de acero a lo largo de la circunferencia para evitar la excesiva expansión lateral.

Una vez que se han determinado la influencia de los módulos de los discos de la prensa y la fricción, puede ser preferible realizar los ensayos con discos de metal con un valor de E mucho más bajo que el del acero, tales como aleaciones de aluminio, determinando E, ν y μ, mediante ensayos realizados por separado e introduciendo estos valores en la ecuación.

Otro procedimiento consiste en ensayar un pilar de pequeño tamaño en la mina (Greenwald et al., 1941; Bieniawski, 1969, Wagner 1974). En este caso la muestra se obtiene mediante un corte alrededor del macizo, que todavía no ha sido afectado por el cambio de tensiones, de forma que el pilar permanezca unido de una forma natural al techo y al piso de la excavación, para representar exactamente las condiciones de contacto. Sin embargo, han aparecido problemas en el control de la deformación horizontal en los extremos del pilar, comparables a los problemas de los ensayos llevados a cabo en prensas. La tendencia ha sido crear un confinamiento excesivo en los pilares ensayados "in situ".

El cálculo de los valores de la resistencia media a partir de análisis multivariante de los datos de ensayos, puede hacerse de varias formas. En el siguiente ejemplo, se expone un procedimiento operativo de fácil comprensión.

Se supone que los testigos obtenidos en una serie de sondeos son de tres diámetros, 5, 10 y 20 cm y se ensayan con W/h = 1/2, 1, 2 y 3 para determinar un total de 12 valores de la resistencia; todos los demás factores se supone que permanecen constantes. Se escribe la ecuación (12), por ejemplo, para cada uno de los resultados de los ensayos correspondientes a $W/h = 3$,

$$S_4 = K_{14}\,[1/(W=5)]^{c_1}\quad [W/h=3]^{c_2} \tag{16}$$

$$S_4 = K_{14}\,[1/(W=10)]^{c_1}\quad [W/h=3]^{c_2} \tag{17}$$

$$S_4 = K_{14}\,[(1/(W=20)]^{c_1}\quad [W/h=3]^{c_2} \tag{18}$$

donde S_4 indica el cuarto nivel de W/h. Sumando estas tres ecuaciones y dividiendo por 3 se obtiene un valor de la resistencia media para $W/h = 3$ (el promedio se hace de la misma forma con los otros diámetros de los testigos):

$$\overline{S_4} = K_{14}\,G\,[W/h=3]^{c_2}$$

donde: $$G = [(1/5)^{c_1} + (1/10)^{c_1} + (1/20)^{c_1}]/3 \tag{19}$$

El valor medio de la resistencia para cada uno de los otros tres valores de W/h viene dado mediante la misma expresión, excepto el cambio $W/h = 3$ a W/h = 1/2, 1 y 2 respectivamente; K_{14} y G son idénticos para los 4 valores promedios. Por consiguiente, utilizando la ecuación (15), se puede analizar el valor medio de la resistencia ($\overline{S_1}$, $\overline{S_2}$, $\overline{S_3}$, $\overline{S_4}$) como función solamente de W/h en el supuesto de que los demás parámetros permanezcan constantes. La influencia del tamaño puede obtenerse utilizando el mismo procedimiento, pero promediando sobre los valores de W/h en lugar de hacerlo sobre los diámetros de los testigos. Si no fuera por el hecho de que cada uno de los cuatro valores promedios se toman sobre la base de los mismos tres valores de W, los cuatro valores de G no serían idénticos, y así los valores promedios de S dependerían de los valores de W que forman parte del ensayo, además de la variación de W/h, y por consiguiente, no se podría determinar la influencia de W/h independientemente de la influencia de W.

La aproximación más simple para analizar los datos que pueden representarse como el producto de los efectos de muchos factores, consiste en transformar la relación fundamental en una forma logarítmica; la ecuación (8) se transforma de este modo en una combinación lineal de muchos efectos diferentes.

$$\log \frac{S}{E_s} = \log K_o + c_1 \log \frac{d_1}{W} + c_2 \log \frac{W}{h} + c_3 \log \frac{b}{W} + c_4 \log \frac{E_r}{E_s} + c_5 \log \frac{E_f}{E_s} + c_6 \log \mu_{s/r} +$$

$$+ c_7 \log \mu_{s/f} + \ldots\ldots \tag{20}$$

De esta forma se puede obtener una solución multilineal por mínimos cuadrados que sea el

equivalente n-dimensional de completar los datos de una línea recta x, y. Esto significa que la ecuación completa proporciona un valor medio del conjunto de S correspondiente a cualquier combinación especificada de los valores de muchas variables independientes. El análisis multilineal no necesita que los parámetros incluidos en el modelo matemático (la ecuación reducida) permanezcan constantes o tengan exactamente una dimensión específica. Sin embargo, en el ensayo hay que medir todos los parámetros de la ecuación reducida y tenerlos en cuenta en el análisis. Por otro lado, hay que tener cuidado a la hora de interpretar los resultados de un ensayo, a no ser que se pueda suponer que todos los factores que no aparecen en la ecuación reducida permanecen constantes para todas las series de datos.

Como regla general se debe intentar lograr que todos los parámetros estén cubiertos de manera uniforme, para protegerse de los peligros que supone realizar una extrapolación más allá de los límites de los datos de los ensayos, aunque se pueden conseguir resultados más económicos con los ensayos asignando una mayor proporción de ensayos a las combinaciones de los parámetros de mayor importancia técnica.

Mediante análisis multilineal, se puede determinar independientemente la influencia de cada factor a partir de las influencias de los demás factores. En muchos casos, repitiendo la solución mediante mínimos cuadrados, se puede observar una gran diferencia entre la influencia aparente de un factor considerado aisladamente y la influencia verdadera, cuando se han tenido en cuenta los efectos de los otros factores variables.

El valor de R^2, que es el cuadrado del coeficiente de correlación múltiple, da una indicación de la efectividad en conjunto de la forma reducida de la ecuación que representa una serie de datos de ensayos, que iguala la proporción de la variabilidad en S que se representa por la ecuación completa; $R^2 > 0{,}9$ indica una buena adecuación de los datos; $R^2 < 0{,}7$ indica una mala correlación para medidas físicas. Si cualquier factor considerado aisladamente tiene una influencia despreciable sobre S, el correspondiente c_i es muy pequeño ($< 0{,}1$) y su presencia o ausencia en la ecuación completa tiene una influencia mínima sobre los valores calculados de los otros c_i. Contra mayor sea la relación de cualquier c_i con su error estandar, mayor será la confianza en su valor calculado. Sin embargo, si cualquier c_i no es por lo menos dos veces su error estandar, se tiene motivo suficiente para dudar de que el factor tenga una influencia apreciable sobre S dentro de los datos que se están analizando. Si un factor dado varía en un pequeño intervalo ($< 20\ \%$) en los ensayos que se están analizando, es probable que se llegue a la conclusión de que no es importante, debido a que su error estandar tenderá a ser grande con respecto a su influencia sobre S.

1.5.8. *Estimación de la resistencia de los pilares*

Cuando se trata de predecir la conducta de los pilares, a veces se tiende a aplicar directamente las fórmulas obtenidas de ensayos de probetas en el laboratorio. Sin embargo, para utilizar los resultados de los ensayos con objeto de predecir la conducta de una estructura subterránea de la que no se han tomado muestras para los ensayos, hay que asegurarse de que se cumplen ciertas condiciones de semejanza respecto a las propiedades del material, la geometría y las condiciones de contorno entre las probetas ensayadas y el pilar.

Otro problema que se presenta es la limitación en la extrapolación de los resultados de los ensayos, ya que no se puede asegurar que una tendencia se cumpla indefinidamente. La extrapolación se fundamenta en los siguientes factores:

- Influencia del tamaño: Al aumentar el tamaño del pilar, su resistencia disminuye.
- Influencia de la forma: Al aumentar la relación altura/anchura, la resistencia del pilar disminuye.

- Influencia de las discontinuidades: Al aumentar el número de discontinuidades (fallas, juntas, etc.), la resistencia del pilar disminuye. La orientación de las discontinuidades es un factor muy importante para la resistencia del pilar.

Teniendo en cuenta los resultados obtenidos de los ensayos, para calcular la resistencia del pilar no es suficiente un promedio de los resultados de las series de ensayos realizados; el procedimiento correcto consiste en agrupar los resultados por frecuencias para obtener la función de densidad correspondiente, supuesto que todos los ensayos se hayan realizado en las mismas condiciones y con la misma técnica.

Con la función de densidad se puede calcular la probabilidad de que el valor de la resistencia real del pilar sea igual o mayor que el valor finalmente asumido para el diseño del mismo. Por otra parte, si se supone que el efecto de escala se ha tenido en cuenta considerando sólamente la relación W/h entre los ensayos y los pilares, los resultados obtenidos al estimar la resistencia del pilar pueden variar considerablemente si se utiliza, por ejemplo, probetas de 10 cm de altura o de 50 cm para predecir la resistencia de un pilar de 2 m de altura. Además, si sólo se ha variado h en los ensayos, entonces no se tiene una base suficiente para predecir la resistencia de un pilar de mayor anchura que las probetas ensayadas. En este caso se puede tener en cuenta el efecto de escala, en lo referente a la anchura, acudiendo a otras series de ensayos, pero esto trae consigo el riesgo de que la relación adimensional d_1/W de la segunda serie de ensayos sea diferente que la de la primera serie (d_1 es un parámetro que representa el espaciado medio de las discontinuidades en la capa explotada, según la dirección principal 1).

La confusión en la extrapolación de los resultados de los ensayos de laboratorio de pequeña escala a escala de campo, puede evitarse con la relación fundamental de paso de unos a otros, que puede escribirse según la ecuación (8) expresada en términos de dimensiones y propiedades de los pilares de la mina que se van a diseñar.

Como ejemplo, suponiendo que existe una similitud adecuada en la carga impuesta (compresión uniaxial u otra carga especificada) entre la probeta ensayada y el pilar cuya resistencia se va a predecir, y que los ensayos de laboratorio e "in situ" se llevan a cabo sobre muestras procedentes de la capa en la que se desea conocer la resistencia del pilar, tal que $E_s, \nu_s, d_1/d_2$ y d_1/d_3, sean iguales para los pilares a escala real; entonces la relación de paso se reduce a:

$$\frac{[S]_{predicho}}{[S]_{conocido}} = \frac{\left[\left(\frac{d_1}{W}\right)^{c_1}\left(\frac{W}{h}\right)^{c_2}\left(\frac{b}{W}\right)^{c_3}\left(\frac{E_r}{E_s}\right)^{c_4}\left(\frac{E_f}{E_s}\right)^{c_5}\left(\mu_{s/r}\right)^{c_6}\left(\mu_{s/f}\right)^{c_7}\left(\frac{1}{\nu_r}\right)^{c_8}\left(\frac{1}{\nu_f}\right)^{c_9}\right]_{predichos}}{\left[\left(\frac{d_1}{W}\right)^{c_1}\left(\frac{W}{h}\right)^{c_2}\left(\frac{b}{W}\right)^{c_3}\left(\frac{E_r}{E_s}\right)^{c_4}\left(\frac{E_f}{E_s}\right)^{c_5}\left(\mu_{s/r}\right)^{c_6}\left(\mu_{s/f}\right)^{c_7}\left(\frac{1}{\nu_r}\right)^{c_8}\left(\frac{1}{\nu_f}\right)^{c_9}\right]_{conocidos}} \quad (21)$$

$S_{conocido}$ en la parte de la izquierda de la ecuación (21) viene dado por la forma reducida de la ecuación (8) que se determina a partir de los datos de los ensayos; para que los valores de las relaciones adimensionales utilizadas en la parte de la derecha del denominador de la ecuación (21) sean consistentes, éstos deben ser los mismos que los utilizados para evaluar la forma de la ecuación (8).

La ecuación (21) ofrece dos aproximaciones para la determinación de la relación $S_{predicho}/S_{conocido}$ que permiten calcular o predecir la resistencia del pilar

1. Si cada relación adimensional en la ecuación (21) toma el mismo valor numérico para los ensayos que para los pilares, entonces $S_{predicho}/S_{conocido} = 1$, sean o no conocidos los valores de c_i, ya que c_i toma los mismos valores en el numerador que en el denominador. Si se

ensaya el material de la capa (laboratorio o "in situ") entre los materiales reales del techo y del piso, esta condición se cumplirá mucho mejor que ensayando con la prensa probetas entre discos de acero, ya que los parámetros de fricción y deformabilidad pueden ser reproducidos con mucha más precisión. Conseguir el valor adecuado de d_1/W en un ensayo de una pequeña muestra puede ser difícil; aunque se podría esperar que la influencia del error fuera pequeña si c_1 es pequeño, no se conoce bien el fenómeno de la influencia del tamaño, por lo que hay que realizar una investigación adicional.

2. Si cualquiera de las relaciones adimensionales de la ecuación (21) tiene un valor diferente para los ensayos que para los pilares, la relación $S_{predicha}/S_{conocida}$ se puede calcular a partir de la ecuación (21), determinándose los valores reales de estas relaciones adimensionales para las probetas y para los pilares (de forma que puedan introducirse en la ecuación (21)) si son conocidos o se pueden determinar los valores de los correspondientes c_i. El segundo método es mucho menos restrictivo que el primero en las condiciones impuestas por los ensayos, permitiendo la utilización de mayor cantidad de datos de ensayos. El estado actual es que no se ha llevado a cabo una investigación suficiente para establecer valores fiables de los exponentes c_4 a c_9, o una función alternativa apropiada de $E_s, E_r, E_f \mu_{s/r}$ ν_r y ν_f para especificar las condiciones del contorno.

Mientras tanto, para predecir la resistencia a la compresión de los pilares de la mina, basándose en los ensayos de laboratorio, se necesitan muestras de la capa, techo y piso, para hacer las probetas que se ensayarán en laboratorio y los discos de la prensa, de forma que las relaciones adimensionales E_r/E_s... etc., sean las mismas en los ensayos que en el pilar de la mina, incluso si no se han medido. Como se llevará a cabo un número de ensayos elevado, se puede tener la oportunidad de verificar a grandes rasgos los valores de c_i, y posiblemente hacer una investigación limitada de los factores supuestos para considerar las condiciones de contorno, además del objetivo primario, que consiste en determinar un promedio específico del valor de la resistencia a compresión. Estos ensayos pueden organizarse como un experimento factorial, variando cuantos factores sea posible en unas cantidades lo más amplias posibles. La estimación de la resistencia, basada en ensayos con probetas de tamaños y formas simples(por ejemplo, cubos), no es necesaria, es ineficiente y además, los resultados así obtenidos no se pueden generalizar. Se obtendrá una solución multilineal por mínimos cuadrados, incluyendo cuantos factores sea posible . Utilizando las formas apropiadas de la ecuación reducida (8), la determinación de los valores de la resistencia a compresión puede compararse con los resultados de los ensayos obtenidos para la misma capa por otros investigadores. Si el número de ensayos es limitado o si cualquiera de los c_i no es varias veces mayor que su error standard, puede preferirse confiar en los valores publicados. Si es así, los valores seleccionados c_i se sustituyen en la ecuación, y entonces se obtiene una nueva solución multilineal por mínimos cuadrados hecha para K y para los restantes c_i. El resultado final ajustado puede ser de la siguiente forma:

$$S = 1680 \left(\frac{1}{W}\right)^{0,48} \left(\frac{W}{h}\right)^{0,73} = 1680 \left(\frac{1}{h}\right)^{0,73} (W)^{0,25} =$$

$$= 1680 \left(\frac{1}{h}\right)^{0,48} \left(\frac{W}{h}\right)^{0,25} \qquad (22)$$

Como la ecuación (22) describe una estructura conocida formada por los mismos materiales que la estructura de los pilares de la mina y teniendo las relaciones adimensionales iguales a las del pilar de la mina, la relación de extrapolación de los ensayos de laboratorio a los pilares de tamaño real (ecuación 21) muestra que cuando se sustituyen las dimensiones del pilar de la mina en la ecuación (22), el valor resultante de S es el valor supuesto de la resistencia a compresión del pilar.

Si se estima la resistencia de un pilar a partir de ensayos de compresión convencionales llevados a cabo con discos de acero en una prensa, la extrapolación del laboratorio al tamaño real mediante la relación de la ecuación (21) se reduce a:

$$\frac{S_{predicho}}{S_{conocido}} = \left(\frac{E_{techo}}{E_{acero}}\right)^{c_4}\left(\frac{E_{piso}}{E_{acero}}\right)^{c_5}\left(\frac{\mu_{capa/techo}}{\mu_{roca/acero}}\right)^{c_6}\left(\frac{\mu_{capa/piso}}{\mu_{roca/acero}}\right)^{c_7}\left(\frac{\nu_{acero}}{\nu_{techo}}\right)^{c_8}\left(\frac{\nu_{acero}}{\nu_{piso}}\right)^{c_9} \qquad (23)$$

$S_{conocido}$, que es el valor obtenido de una relación similar a la ecuación (22), se desviará del verdadero valor de $S_{predicho}$ en la medida en que la parte de la derecha de la ecuación (22) sea diferente de la unidad. El error puede ser pequeño si los exponentes son pequeños.

La influencia de la fricción no parece ser muy grande. El coeficiente de fricción entre roca y acero alcanza valores entre 0,4 y 0,8 dependiendo de la presión de contacto y de la rugosidad de la superficie. Esto implica que $\mu_{s/r}$ ó $\mu_{s/f}$ para un pilar de la mina diferiría como máximo de los valores obtenidos para la muestra ensayada entre discos de acero. Si los exponentes del efecto de fricción son pequeños ($c_6 + c_7 = 0{,}22$), la corrección de $S_{predicho}$ como consecuencia del efecto de fricción sería un aumento de menos del 16 por ciento.

Por otro lado, E_r y E_f para rocas de techo y muro suelen ser solamente alrededor de 1/10 del valor propio de las placas de acero. Si $c_4 + c_5 = 0{,}25$, que se considera un valor representativo, $S_{predicho}$ quedaría reducido en un 44 por ciento al efectuar la corrección por el módulo de las placas de acero en dos unidades.

Contra mayor sea el valor de ν_r y ν_f, el pilar será más débil. Suponiendo que para las rocas ν_r y ν_f tienen un valor entre 0,15 y 0,35, comparado con $\nu_{acero} \simeq 0{,}28$, y que $c_8 + c_9 \simeq 1$, la corrección para ν de los discos de acero de la prensa sería aproximadamente de un 87 % de aumento a un 25 % de disminución sobre el $S_{predicho}$.

La influencia de la longitud del pilar es pequeña. considerando pilares de igual altura. un pilar rectangular de dimensiones laterales $W \times n \cdot W$ tiene la misma superficie que un pilar cuadrado $n^{1/2} \cdot w \times n^{1/2}$. W y por tanto, comparando los valores respectivos del producto.

$$(1/h)^{c_1} \times (W/h)^{c_2 - c_1}\,(b/W)^{c_3}$$

para los dos pilares, esto significa que la resistencia de un pilar rectangular es menor o igual a la de un pilar cuadrado de igual área si $c_3 \leqslant 1/2\,(c_2 - c_1) \simeq 1/6$. Como los elementos de volumen a lo largo del contorno libre del pilar están menos confinados, y por lo tanto tienen menos capacidad de carga que los del interior del pilar, en general, un pilar cuadrado debería ser más resistente que un pilar rectangular de igual superficie, ya que el pilar cuadrado tiene una menor relación perímetro/área. Por lo tanto, cualquier valor de $c_3 > 1/2\,(c_2 - c_1)$ no es aceptable, ya que esto implicaría no solamente que un pilar rectangular es más resistente que un pilar cuadrado, sino que además, un pilar infinitamente estrecho y largo sería la configuración más resistente para una superficie dada del pilar. En el límite más bajo, $c_3 = 0$, $(b/W)^{c_3} = 1$, y de aquí se deduce que b no tiene ninguna influencia sobre la resistencia, lo cual está de acuerdo con el valor de la resistencia calculado en un pilar basándose en su anchura mínima. Esto implicaría que, con la anchura y altura constantes, aumentando la longitud de un pilar de $b = W$ a $b > W$, no se consigue aumentar el confinamiento (y por consiguiente no se aumenta la resistencia), lo cual no concuerda con la realidad. Las anteriores consideraciones indican que c_3 debe estar en el intervalo de 0 a $1/2\,(c_2 - c_1)$ o $c_3 \simeq 1/10$. Utilizando el concepto de intervalo de confianza, se puede interpretar que los datos de Bieniawski y Sheorey coinciden con esta conclusión.

El análisis precedente indica que se pueden seleccionar los valores de c_1 basándose en verificaciones preexistentes, o calcular los valores de los ensayos de resistencia a compresión. c_1 y c_2 tienen un amplio margen de variabilidad.

La forma de la ecuación fundamental (8) implica que la resistencia a compresión disminuye por cada pequeño incremento de tamaño. Debido a la dispersión normal en los valores de los resultados de los ensayos, realmente es imposible detectar diferencias en la resistencia entre muestras

en las que la variación de tamaño es muy pequeña ($\leqslant$ 1,5/1). Por consiguiente, se piensa que se ha alcanzado un límite a partir del cual el efecto del tamaño deja de ser significativo (Bieniawski y Van Heerden, 1975; Bieniawski, 1969, Pratt, 1972).

Si se extrapolan las estimaciones de la resistencia a un tamaño doble que la mayor probeta ensayada, se supone que se puede alcanzar suficiente precisión en el caso de que la influencia del tamaño se considere nula, pero esto sería muy distinto si se considerase el caso de que la resistencia de un macizo rocoso de 100 metros de longitud es la misma, por unidad de volumen, que un macizo rocoso de 1 m. Parece pues prematuro llegar a conclusiones en lo referente al efecto del tamaño, en tanto no se disponga de resultados de ensayos realizados a mucha mayor escala que los actuales. Además, es mucho más fácil, en cuanto a procedimiento operativo, calcular los parámetros a partir de los datos proporcionados por los ensayos y de aquí extraer las conclusiones pertinentes.

Para conseguir pasar de los resultados de los ensayos a pequeña escala, realizados en laboratorio, a pilares en la mina, hay que extrapolar la tendencia observada en los ensayos de laboratorio. Considerando la ecuación (8), se puede decir que al tener en cuenta el efecto de escala, en cualquier relación adimensional que tenga un valor numérico del orden de 2 ó 3, probablemente sólo se cometerá un pequeño error, que no será muy diferente de la unidad; en este caso, la elección de los valores de los correspondientes exponentes c_i no es crítica. Además, la representación del modelo matemático mediante una ley potencial permite afirmar lo siguiente: si se ha podido estimar la resistencia de un pilar de 20 m de anchura, la estimación de la resistencia de un pilar 2 ó 3 veces mayor sólo introducirá un pequeño error porcentual.

Hay que tener en cuenta, además, que aunque los valores de c_i obtenidos de una forma totalmente adimensional fueran transferibles de una mina a otra, no se puede tener en cuenta la influencia de las condiciones de confinamiento del techo y del piso sobre los pilares, condiciones que normalmente varían de una mina a otra, ya que no se han determinado con suficiente precisión los valores numéricos de c_4 a c_9. El análisis presente ofrece dos alternativas:

1.º Modelizar las condiciones de contorno en los ensayos, de forma que las probetas ensayadas y los pilares de la mina satisfagan las condiciones de similitud.

2.º Aprender a caracterizar y medir el confinamiento de los extremos de los pilares.

Mientras tanto, la determinación de los parámetros estructurales relacionados con roturas de pilares a gran escala, continuará siendo muy útil, en cuanto a predicción de la resistencia de los pilares.

1.5.9. *Consecuencias de este estudio*

Para predecir la resistencia a compresión simple de los pilares de una mina, hay que tener en cuenta tres aspectos del problema: en primer lugar, el establecimiento de la función que relaciona la resistencia a compresión simple con los parámetros estructurales más relevantes; en segundo lugar, la interpretación de los resultados de los ensayos con respecto a las relaciones funcionales, y por último, basándose en dichas relaciones y en resultados numéricos, la predicción de la resistencia de un pilar a escala real en la mina.

La teoría de la similitud se aplica para desarrollar una expresión adecuada para la resistencia máxima de los pilares o de las probetas en los ensayos de compresión, en términos de geometría y de las propiedades mecánicas de los materiales del pilar, techo y piso. El análisis multivariable de este modelo matemático fundamental indica que, cuando se aplica un análisis en el que se estudia sólamente el valor de una variable, se puede llegar con facilidad a conclusiones erróneas y a confusiones a la hora de aplicar las leyes de extrapolación de los resultados. Se puede analizar adecuadamente la transformación logarítmica del modelo matemático fundamental mediante la técnica estadística del análisis de regresión multilineal para calcular por separado la influencia de los pará-

metros estructurales, así como la precisión de estas estimaciones, y también para evaluar en qué medida la forma reducida del modelo concuerda con los datos.

La aplicación de las condiciones de similitud se traduce en una ecuación del efecto de escala, por medio de la cual se puede estimar la resistencia de un pilar a escala real en la mina, en base a los datos proporcionados por ensayos de las muestras y observaciones de pilares rotos de diferentes tamaños y bajo condiciones concretas. Mediante la utilización del análisis multivariable, se puede obtener un promedio conjunto de una serie de resultados diversos, que evalúa la influencia de cada factor por separado, permitiendo asignar de antemano uno o más de los exponentes c_i, en caso de que no se pueda disponer de las observaciones necesarias para hacer una estimación con suficiente precisión. La utilización cada vez mayor del análisis multivariable facilitará ulteriores avances en la comprensión del problema de la resistencia de pilares, ya que proporciona un procedimiento efectivo para analizar los efectos de las dimensiones del pilar y de las condiciones de contorno.

Con el análisis multivariable se han estudiado una serie de conjuntos de valores de los datos publicados procedentes de ensayos realizados con anterioridad, para obtener unos valores numéricos de los exponentes c_i en la ecuación fundamental. Los resultados obtenidos proporcionan una base para la estimación de los efectos de los factores estructurales en ausencia de determinaciones específicas de los ensayos. No obstante, es necesario que los ensayos determinen las características específicas de la resistencia de la capa que se va a explotar, que están incluidas en la constante K.

El análisis de la ecuación fundamental implica que el éxito final en la predicción de la resistencia de los pilares a partir de los datos procedentes de ensayos de laboratorio, depende del grado en que las condiciones de contorno de las superficies superior e inferior de la probeta ensayada representan las condiciones del pilar en la mina, o también, de que se tengan en cuenta dichas condiciones de contorno en los cálculos para pasar de los resultados de los ensayos de pequeña escala, en laboratorio, a escala real, en la mina.

La influencia del tamaño y de la forma se puede establecer de muchas maneras. Como la ecuación fundamental se expresa por medio de un producto de potencias de relaciones adimensionales, el exponente de la influencia de la altura de la probeta es igual a la suma del exponente de la influencia del tamaño más el exponente de la influencia de la anchura.

El análisis de los datos de los ensayos disponibles sugiere que el exponente de la influencia de la anchura es constante, igual a 1/3, según la relación geométrica (área del pilar)$^{1/2}$/(volumen del pilar)$^{1/3}$ esto significa que con un pilar de altura h y configuración lateral (b/h) constantes, la resistencia a compresión del pilar es proporcional a la raíz cúbica de la anchura del pilar.

Por último, se ha averiguado que la influencia del tamaño parece que no es constante, sino que es una característica que varía con el tipo de material del pilar; el exponente de la influencia del tamaño varía de 0 a 1/2. La influencia de la altura se puede obtener superponiendo (de forma multiplicativa) una influencia variable del tamaño sobre la influencia constante de la anchura. Se pondrá especial atención en la investigación de la naturaleza de las discontinuidades en las rocas.

1.6. Teorías de microfisuración. Desarrollo de las microfisuraciones bajo tensiones de tracción y compresión.

1.6.1. *Teoría de Griffith*

Esta teoría explica el hecho de que la resistencia a tracción de la roca, considerada como material frágil, sea inferior a la que teóricamente debería tener, considerando las fuerzas de cohesión internas.

Griffith (39) supone la existencia de microfracturas dentro del material, asimilables a elipses de alta excentricidad que se van desarrollando según aumenta la tensión de tracción o de compresión sobre la probeta para alcanzar una situación inestable, produciéndose la rotura. Las tensio-

nes de tracción se desarrollan en los extremos de una fisura cuando el eje mayor de la misma es perpendicular a las tensiones de tracción que actúan sobre la roca o bien cuando el eje menor de la elipse es perpendicular a las tensiones de compresión que actúan sobre la roca, existiendo una serie de estados intermedios.

Considerando una de estas fisuras asimilada a una elipse de parámetros, *a*, *b*, siendo "*a*" mucho mayor que "b", situada en una placa infinita que está sometida a tracción σ_1 perpendicular al eje mayor de la elipse, en la superficie de la fisura aparecerá una tensión máxima $\sigma_{máx.}$, dada por:

$$\sigma_{máx.} = 2\ \sigma_1 \frac{a}{\rho}$$

donde:

ρ es el radio de curvatura

2a es la longitud de la fisura

Esta tensión máxima aparece en los extremos de la fisura (ver *Figura 103).*

Si $\rho \longrightarrow 0$, la elipse tiende a ser una fractura plana y la tensión $\sigma_{máx.}$ tiende a infinito.

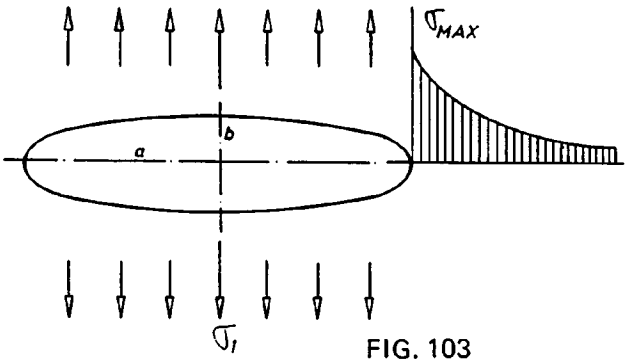


FIG. 103

Para que se propague la fisura en la placa, se tiene que liberar una determinada energía de deformación. La diferencia de energía entre los estados no fisurado y fisurado de la placa es:

$$E_d = \frac{\pi \cdot a^2}{E}\ \sigma_1^2 \qquad (24)$$

Análogamente al razonamiento seguido en el cálculo de la energía superficial de un líquido, la energía superficial de la fisura es:

$$E_s = 4 \cdot a \cdot T \qquad (25)$$

siendo T la energía específica de superficie, parámetro característico de cada material.

La aparición de la fisura ha consumido una energía E_T, cuyo valor es el siguiente:

$$E_T = E_d - E_s = \frac{\pi\, a^2\ \sigma_1^2}{E} - 4\, a\, T \qquad (26)$$

Cuando la tensión máxima de tracción sobrepasa un determinado umbral, la fisura se propaga, produciéndose la rotura frágil. Este umbral se corresponde con el máximo de la energía E_T.

$$\frac{\partial E_T}{\partial a} = 0 \qquad \text{(condición de máximo)} \qquad (27)$$

Considerando la relación (26) al ser en la rotura $\frac{\partial E_T}{\partial a} = 0$, resulta que:

$$\frac{\partial E_d}{\partial a} = \frac{\partial E_s}{\partial a}$$

es decir, para que se propague la fisura, el incremento de energía de deformación debe ser igual a la

variación de la energía específica de superficie.

Por consiguiente, la tracción máxima es:

$$\sigma_1' = \sqrt{\frac{2\,ET}{\pi \cdot a}} \tag{28}$$

Esta tensión de desarrollo de la fisuración, según se ha comprobado con numerosos ensayos, se encuentra muy próxima a la resistencia a la tracción de la roca, por lo que estos dos valores se consideran iguales.

$$\sigma_1' = \sigma_t$$

Cuando $\sigma_1' \geqslant \sigma_t$, se producirá la rotura.

En la ecuación (28), se puede ver que la tensión necesaria para producir la rotura frágil varía inversamente a la longitud de la fractura existente. Por ello la resistencia a la tracción de un material frágil viene impuesta por la mayor fractura existente antes de la aplicación de la carga.

Las tensiones de tracción también se desarrollan en los extremos de las microfisuras que están orientadas con diferentes ángulos respecto a la normal a la dirección de carga, tanto para cargas de tracción como de compresión.

Se considera una microfisura de forma elíptica, sometida a unas tensiones σ_1 y σ_2 en el infinito, que están inclinadas respectivamente $\beta + \pi/2$ y β respecto al eje mayor de la elipse.

Se utilizan las coordenadas curvilíneas η y ξ, donde $\xi = \xi_0$ es suficiente pequeño.

En estas condiciones, se obtiene la tensión tangencial σ_η en la superficie de la elipse.

Para encontrar los valores extremos de σ_η en la superficie, se deriva la función obtenida de σ_η con respecto a η.

Así resulta que los valores máximos o mínimos de σ_η se producen en los puntos definidos por η y $\pi + \eta$.

Una vez obtenidos los valores extremos σ_e de σ_η, se estudia la variación de σ_e con respecto a β, derivando σ_e respecto a β y se halla su valor máximo que se obtiene, (ver *Figura 104*), cuando:

$$\cos 2\beta = -\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)(\sigma_1 + \sigma_3) \tag{29}$$

al ser $|\cos 2\beta| < 1$, resulta que

$$2(\sigma_1 + \sigma_3) > \sigma_1 - \sigma_3 \qquad \text{ó} \qquad \sigma_1 + 3\sigma_3 > 0 \tag{30}$$

y el valor correspondiente de σ_e es:

$$\sigma_e = -\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)^2}{4(\sigma_1 + \sigma_3)\,\xi_o} \tag{31}$$

De (29), si $\sigma_3 = \sigma_1$, $\beta = 45^\circ$

si $\sigma_3 = 0$ $\beta = 60^\circ$ y el plano más favorable para la rotura está inclinado 30° respecto a la dirección de compresión σ_1.

Si $\sigma_3/\sigma_1 < -1/3$, la rotura se producirá cuando la tensión principal menor iguale a la resistencia a tracción uniaxial, $\sigma_3 = T_o$; el ángulo de rotura será de 0°.

Si $\sigma_3/\sigma_1 \geqslant -1/3$, el máximo valor de σ_e respecto a β se produce cuando $\beta = 90^\circ$; en este caso, es decir, para $\sigma_1 = -3\,\sigma_3$:

$$\sigma_e = \frac{2\,\sigma_3}{\xi_o} \tag{32}$$

Al ser T_o la resistencia a la tracción, de forma que $\sigma_3 = -T_o$ según (32), la tensión máxima en la rotura viene dada por:

$$\sigma_e = -2\,T_o/\xi_o \tag{33}$$

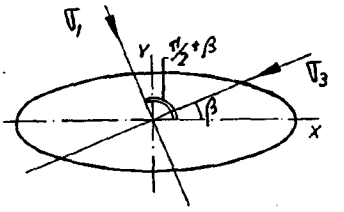


FIG. 104

Eliminando $\sigma_e\ \xi_o$ de (31) y de (33), resulta:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)^2 - 8\,T_o\,(\sigma_1 + \sigma_3) = 0$$

la rotura se producirá cuando

$$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)^2}{\sigma_1 + \sigma_3} = 8\,T_o$$

El ángulo de rotura en este caso será:

$$\cos 2\beta = \frac{1}{2}\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3}\right)$$

En el caso de compresión uniaxial, $\sigma_3 = 0$ y $\sigma_1 = \sigma_c$. De aquí resulta que $\sigma_c = 8\ T_o$.

Sin embargo, la predicción hecha por la teoría de Griffith sobre la relación entre la resistencia a compresión y a tracción, no se corresponde con la realidad, ya que dicha relación varía entre 10 y 50.

1.6.2. *Extensión del criterio de rotura de Griffith. Criterio de Mc Clintock y Walsh.*

Mc Clintock y Walsh (33) han propuesto un criterio de rotura para el caso de tensiones biaxiales, donde las tensiones de compresión son suficientes para cerrar las microfisuras y hacer intervenir la acción de las fuerzas de rozamiento entre las superficies de la fractura.

Existen dos magnitudes críticas, que son la tensión crítica en los extremos de la fractura, definida por el valor de la resistencia a la tracción uniaxial del material,y el coeficiente de fricción entre las superficies de la microfisura, ya que al cerrarse las microfisuras hay que tener en cuenta las fuerzas de rozamiento que se desarrollan en la superficie de la microfisura.

La suposición de partida de Mc Clintock y Walsh se basa en los efectos de la energía aplicada por la fuerza de compresión sobre las microfisuras del interior de la roca. Estos efectos son:

1.° Una parte de la energía se consume en cerrar las microfisuras. Para ello se requiere una tensión σ_m.

2.° Otra parte de la energía se disipará al tener lugar desplazamientos a lo largo de las microfisuras.

La tensión de fricción viene dada por $\tau_f = \mu\sigma_n$, que se opone al deslizamiento, donde μ es el coeficiente de rozamiento.

La tensión normal σ_n que actúa sobre la superficie de la microfisura es:

$$\sigma_n = \sigma_1 - \sigma_m,$$

donde σ_1 es la tensión de compresión inicialmente aplicada.

3.º El resto de la energía produce una acumulación de tensiones en los extremos de las microfisuras, que pueden alcanzar una magnitud tal que éstas se desarrollen de forma inestable y se produzca la rotura de la roca.

Suponiendo que en una determinada probeta de roca la energía necesaria para cerrar las fisuras permanece constante, cuanto mayor sea el deslizamiento entre las superficies de las microfisuras, se consumirá más energía por este concepto y, por consiguiente, se acumulará menos energía en los extremos de las microfisuras, con lo cual aumentará la resistencia de la probeta.

1.7. Rotura de las rocas. Criterios de rotura: Mohr, Coulomb-Navier y Hoek

El estado de tensiones en cualquier punto de un sólido viene definido por las tensiones principales σ_1, σ_2 y σ_3. Se adopta el convenio de denominar σ_1 a la tensión principal mayor y σ_3 a la menor.

El estado tensional del sólido en el momento de la rotura viene definido por una superficie del tipo:

$$f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = 0$$

Esta relación es el criterio de rotura del material. Realizando medidas experimentales en diferentes condiciones, se puede llegar a determinar la forma de dicha superficie.

Considerando la región $\sigma_1 > 0$, en la *Figura 105* se representan los datos normales disponibles de la mencionada superficie. Estos datos son:

- Resistencia a la compresión uniaxial $\sigma_1 = \sigma_c$ y $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$.
- Valores de σ_1, σ_2 y σ_3 que se obtienen en ensayos triaxiales. Dichos puntos están situados sobre la curva σ_c, T.

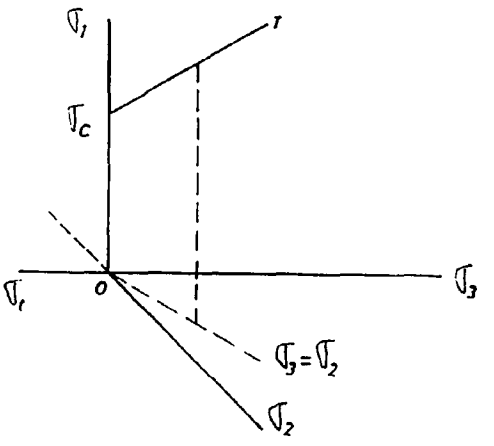


FIG. 105

1.7.1. *Criterio de Mohr*

Según la teoría de Mohr, el material se plastificará o se romperá cuando la tensión de corte σ_θ en el plano de rotura alcance un determinado valor, que depende de la tensión normal σ_n que actúa sobre dicho plano, o bien, si la tensión principal de tracción máxima alcanza el valor de la resistencia a la tracción T_o. es decir, $\sigma_3 = T_o$.

Mediante los ensayos de laboratorio, se obtienen una serie de círculos, uno por cada ensayo. Estos círculos representan el estado tensional del material en el momento de la rotura, en ejes σ, τ.

La relación $\tau_\theta = f(\sigma_\theta)$, definida como la envolvente de los círculos de Mohr, es una curva de tipo parabólico que divide el plano σ, τ en dos zonas, de tal forma que para un estado de tensiones del material representado por un círculo situado completamente en el interior de la envolvente definida anteriormente, círculo 1 de la *Figura 106*, el material no se romperá.

Cuando el círculo representativo de las tensiones del material es tangente a la envolvente, punto C de la figura en el círculo 2, el material se romperá según un plano que forma un ángulo θ con la tensión de compresión σ_3. Por último, cuando el círculo es secante a la mencionada envolvente, puntos A y B de la figura en el círculo 3, en la zona comprendida entre A y B, exterior a la envolvente, se han superado las tensiones límites del material y éste se romperá; en realidad es imposible la existencia de un círculo de este tipo en la roca.

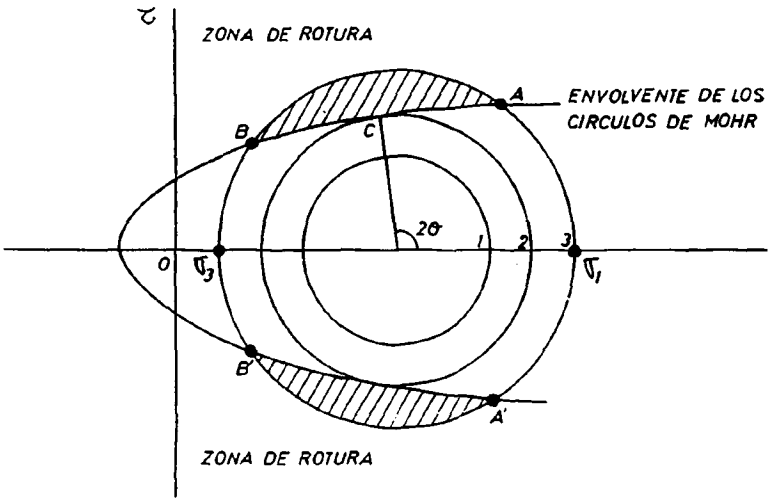


FIG. 106

Considerando el círculo 2, de radio R_2, que representa el estado tensional de la roca en el momento de la rotura, se define el coeficiente de seguridad de una roca sometida a un estado tensional definido por el círculo 1, de radio R_1, como el cociente R_2/R_1.

Si se somete la probeta a una compresión hidrostática, al quedar reducido a un punto el círculo que representa el estado de tensiones de la probeta, ésta no se romperá en ningún caso.

1.7.2. *Criterio de Coulomb-Navier*

Dada la imposibilidad de encontrar una solución matemática de la envolvente definida por Mohr, $\tau_\theta = f(\sigma_\theta)$, en el criterio de Coulomb-Navier se obtiene una aproximación de la envolvente suponiendo que dicha envolvente es una recta.

La ecuación de dicha recta es:

$\tau_\theta = \pm (S_o + \sigma_\theta \operatorname{tg} \phi)$; que es la llamada "recta de Coulomb".

El signo ± se debe a la simetría de los círculos respecto al eje σ; por consiguiente aparecerán 2 rectas tangentes a la serie de círculos.

S_o, ordenada en el origen, define la cohesión del material.

ϕ, pendiente de la recta, define el ángulo de rozamiento interno.

Este criterio de rotura, además predice el plano por donde se supone que romperá el material.

Teniendo en cuenta la recta de Coulomb y las relaciones entre σ_1, σ_3, τ_θ, σ_θ y $\operatorname{tg} \phi$ que se deducen de la Figura *107*, se puede obtener la relación entre σ_1 y σ_3 en el momento de la rotura.

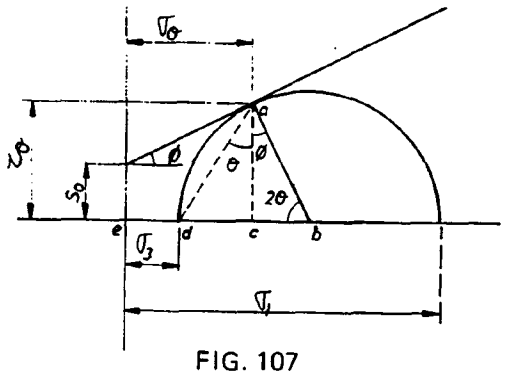


FIG. 107

$$\frac{\sigma_1-\sigma_3}{2} \operatorname{sen} 2\theta = S_o + \operatorname{tg}\phi\left(\frac{\sigma_1+\sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1-\sigma_3}{2}\cos 2\theta\right)$$

En la rotura, $2\theta = 90 - \phi$ y la ecuación anterior pasa a:

$$\frac{\sigma_1-\sigma_3}{2}\cos\phi = S_o + \operatorname{tg}\phi\left(\frac{\sigma_1+\sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1-\sigma_3}{2}\operatorname{sen}\phi\right)$$

De esta última fórmula se obtiene σ_1:

$$\sigma_1 = 2 S_o \frac{\cos \phi}{1 - \text{sen } \phi} + \sigma_3 \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi}$$

Cuando σ_3 es cero, σ_1 representa la resistencia a la compresión, que se representará mediante σ_c.

$$\sigma_c = 2 S_o \frac{\cos \phi}{1 - \text{sen } \phi}$$

El estado tensional en el momento de la rotura, definido por σ_1 y σ_3, teniendo en cuenta las dos últimas relaciones, es el siguiente:

$$\sigma_1 = \sigma_c + \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} \sigma_3$$

Esta relación puede utilizarse como criterio de rotura.

El criterio de Coulomb-Navier no es válido cuando se trata de rotura a tracción. En este caso el criterio seguido es el de la "tensión máxima", según el cual la rotura se producirá cuando σ_1, σ_2 ó σ_3 alcancen el valor de la resistencia a tracción del material, T_o; el plano de rotura será perpendicular a la dirección de dicha tensión.

Para obtener la recta de Coulomb, hay que ajustar una recta tangente a todos los círculos. Debido a diversos factores inherentes a la roca y a los ensayos, este ajuste no tendrá una solución matemática exacta, ya que habrá una serie de círculos que corten a la recta de Coulomb y otros que se aproximen a ella sin ser tangentes ni secantes.

El procedimiento de ajuste de la recta de Coulomb será el siguiente:

Se obtienen los puntos de $\tau_{máx.}$ positivo, de los círculos de Mohr, definidos por $\left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}\right)$ y se obtiene la recta de regresión de mínimos cuadrados de "y" sobre "x" correspondiente a dichos puntos.

$$y = \bar{y} + r \frac{S_y}{S_x} (x - \bar{x}), \text{ donde:}$$

$$r = \frac{m_{11}}{S_x S_y} \text{ es el coeficiente de correlación}$$

S_x , S_y son las desviaciones típicas de x_i e y_i

$\bar{x}, \bar{y}$ son las medias aritméticas de x_i e y_i

$$m_{11} = \sum_i \sum_j (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y}) \text{ es la covarianza}$$

La recta así obtenida es del tipo:

$$y = m x + y_o \begin{cases} m & \text{es la pendiente} \\ y_o & \text{es la ordenada en el origen} \end{cases}$$

Mediante una serie de consideraciones matemáticas se pasa de la recta anterior a la recta tangente a los círculos.

$$y = x \, tg \, \phi + S_o \begin{cases} \text{tg } \phi & \text{es la pendiente} \\ S_o & \text{es la ordenada en el origen} \end{cases}$$

Las relaciones entre ambas rectas son:

$$\phi = \text{arc} \quad \text{sen}\, m$$

$$S_o = \frac{y_o}{\cos \phi}$$

1.7.3. *Criterio de Hoek y Brown*

El criterio propuesto por Hoek y Brown (40), va dirigido a estimar la resistencia triaxial de los macizos rocosos. Es un criterio experimental, que se expresa mediante la fórmula siguiente :

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\, \sigma_c \cdot \sigma_3 + S \cdot \sigma_c^2} \qquad (34)$$

donde:

σ_1 es la tensión principal mayor en la rotura.

σ_3 es la tensión principal menor aplicada a la muestra.

σ_c es la resistencia a compresión simple de la roca.

m y S son constantes que dependen de la roca y del macizo rocoso.

A continuación se representa gráficamente, en la *Figura 108*, la relación (34)

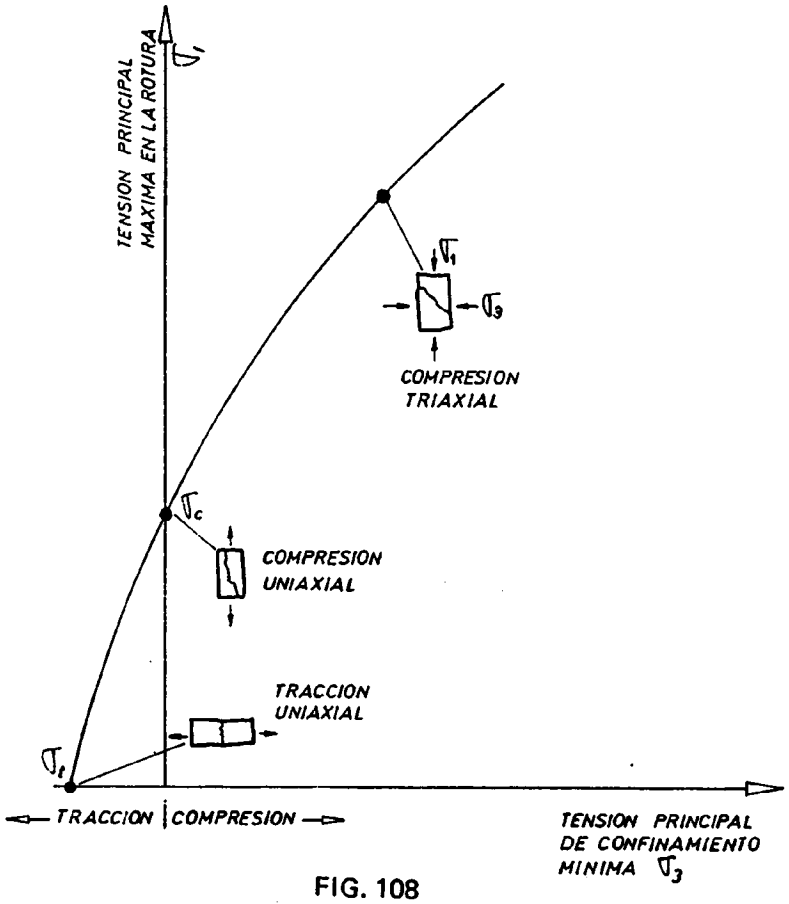


FIG. 108

La resistencia a comprensión simple de la probeta se obtiene de la relación (34) para $\sigma_3 = 0$.

$$\sigma_{cs} = \sqrt{S \cdot \sigma_c^2}$$

Cuando la roca está intacta, $\sigma_{cs} = \sigma_c$ y $S = 1$.

Para rocas con fracturación $S < 1$

La resistencia a la tracción uniaxial de la muestra se obtiene de la ecuación (34) para $\sigma_3 = 0$, resultando:

$$\sigma_t = \frac{1}{2} \cdot \sigma_c \, (m - \sqrt{m^2 + 4S})$$

La relación (34) del criterio de Hoek y Brown se puede expresar de la siguiente forma:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)^2 = m \cdot \sigma_c \cdot \sigma_3 + s \cdot \sigma_c^2$$

Haciendo que $(\sigma_1 - \sigma_3)^2 = y$ y $\sigma_3 = x$:

$$y = m\,\sigma_c + S\,\sigma_c^2 \quad \begin{cases} m \cdot \sigma_c & \text{es la pendiente} \\ S \cdot \sigma_c^2 & \text{es la ordenada en origen} \end{cases}$$

La ecuación anterior representa la recta de regresión de mínimos cuadrados de "y" sobre "x".

Además de la relación existente entre las tensiones σ_1 y σ_3 en la rotura, a veces conviene expresar el criterio de rotura por medio de la relación entre la tensión normal y la tensión cortante sobre un plano que forma un ángulo β con la dirección de la tensión principal máxima; de aquí, resulta :

$$\tau = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \operatorname{sen} 2\beta$$

$$\sigma = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) - \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\beta$$

Cuando se conoce la inclinación β de la superficie de rotura (por ejemplo, rotura por diaclasa), τ y σ se pueden determinar directamente de las ecuaciones anteriores. (Ver *figura 109).*

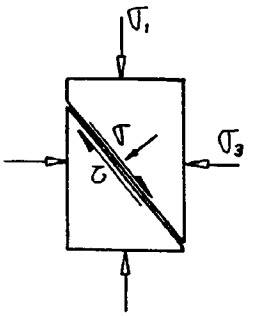


FIG. 109

1.8. Tensión efectiva y disminución de resistencia con la humedad

– *Tensión efectiva.*

El concepto de la tensión efectiva fue introducido por Terzaghi en 1923; estableció el principio de que la resistencia de los suelos saturados, así como su cambio de volumen, no dependen de la tensión total aplicada sino de la tensión efectiva σ', dada por la diferencia entre la tensión total aplicada σ y la presión de poro u.

$$\sigma' = \sigma - u \qquad (35)$$

Esta fórmula ha sido modificada posteriormente por el mismo Terzaghi, aunque los diversos autores no se han puesto de acuerdo sobre cual de las dos aceptar.

La modificación de la fórmula original consiste en diferenciar los materiales según su porosidad, ya que dicha relación original entre la tensión efectiva y las presiones en los poros no parece correcta para materiales de porosidad baja, como ocurre con la mayoría de las rocas y el hormigón; para estos materiales se ha propuesto la siguiente fórmula:

$$\sigma' = \sigma - (1 - n_b) \cdot u \qquad (36)$$

donde:

n_b es la porosidad del material.

La relación (35) es aplicable a las rocas siempre que la estructura porosa de la roca esté suficientemente interconectada y la velocidad de aplicación de la carga sea suficientemente baja para permitir que la presión del fluído interno se equilibre durante el ensayo. Cuando las rocas tienen muy baja permeabilidad, se requiere velocidades de aplicación de la carga extremadamente bajas.

Hay que hacer notar que la tensión de corte τ no se ve afectada por la presión de poro u, ya que dicha tensión de corte es función de la diferencia entre las tensiones principales mayor y menor.

$$\sigma_1' = \sigma_1 - u$$

$$\sigma_2' = \sigma_2 - u$$

$$\tau = f(\sigma_1' - \sigma_2') = f_1(\sigma_1 - \sigma_2)$$

Influencia del agua

Además de los efectos anteriormente expuestos de la presión del fluído interno de los poros de la roca, también puede tener bastante influencia sobre la resistencia de la roca la presencia de fluído en los poros sin estar sometido a presión.

En una serie de ensayos llevados a cabo por Broch, se ha encontrado que la resistencia a compresión simple de las rocas disminuye notablemente cuando la muestra está saturada. Por ejemplo:

	$\frac{\sigma_c \text{ (muestra seca)}}{\sigma_c \text{ (muestra saturada)}}$
Cuarzodiorita ——————→	1,5
Gabro ——————→	1,7
Neis (foliación perpendicular)——→	2,1
Neis (foliación paralela) ——————→	1,6

Al realizar los ensayos hay que asegurarse de que la humedad de la muestra no haya variado, ya que es frecuente que al estar los testigos almacenados cierto tiempo, los resultados obtenidos de los ensayos presenten cierta dispersión debido al distinto tiempo de almacenamiento de los testigos; esto ocurre especialmente en rocas sedimentarias.

Cuando existan dudas sobre las condiciones de humedad de la muestra, el ensayo se realizará con la muestra saturada mejor que seca.

1.9. Base teórica del análisis elasto-plástico

Volviendo a la curva tensión-deformación de una probeta sometida a tensiones triaxiales, al ir incrementando la carga sobre la probeta desde 0 a σ_A, la deformación irá aumentando desde 0 a δ_A. Al llegar al punto A, la energía almacenada será la definida por el área $OA\ \delta_A\ 0$. (ver *Figura 110*).

Si en este punto se aumenta ligeramente la tensión σ_A que actúa sobre el pilar, comienza a romperse la probeta. Esta rotura, como ya se ha visto, puede producirse de una forma violenta o gradual. Ahora se considerará este último caso.

Cuando la rotura se produce gradualmente, la probeta puede presentar cierta resistencia, a pesar de haberse iniciado la rotura. Es la zona AB de la curva anterior.

Esto último es especialmente aplicable a los pilares de explotación que se encuentran si-

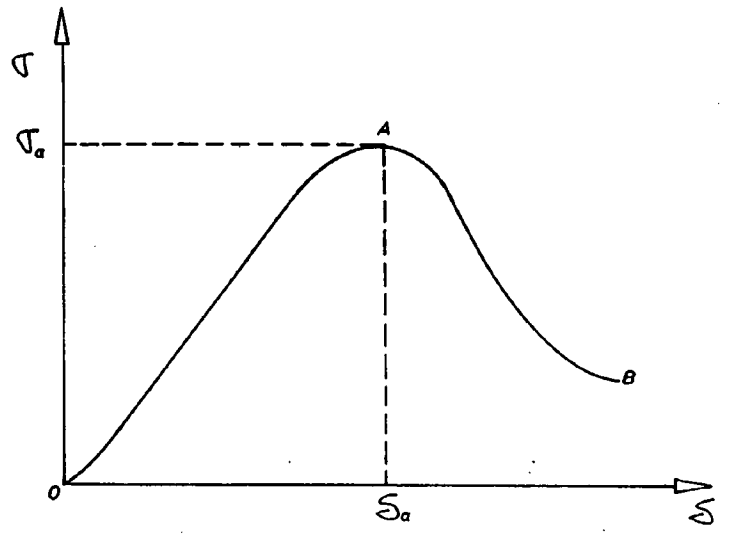


FIG. 110

tuados dentro de un cuartel rodeados por pilares barrera, cuya misión es la de soporte local del techo. Sin embargo, los pilares de barrera, deben calcularse de forma que puedan soportar el cuartel entero, prescindiendo de los pilares de explotación en este cálculo. La razón de esto es asegurar la estabilidad del cuartel.

Al alcanzar el pilar de explotación la máxima capacidad de carga debido a la apertura de nuevos huecos (punto *A* de la figura), comienza una fracturación interna del pilar y un desprendimiento en las zonas más débiles de los paramentos donde se ha producido una mayor concentración de tensiones. En estas condiciones, el pilar continúa deformándose con cargas más reducidas.

Los valores de la carga máxima real y de la rigidez después de la rotura del pilar sólo pueden obtenerse mediante medidas realizadas "in situ".

1.10. Plasticidad

1.10.1. *Ideas generales de plasticidad*

La plasticidad es la propiedad que presentan los cuerpos de adquirir deformación permanente cuando las fuerzas externas a que están sometidos dejan de actuar sobre éstos. Se caracteriza porque no se puede encontrar una relación única entre tensiones y deformaciones.

En la *figura 111* se observa la diferencia existente entre un material elástico y uno plástico.

El material plástico sigue una curva de descarga distinta de la de carga, mientras que el material elástico se carga y se descarga siguiendo la misma curva.

En la *Figura 112* se considera un material elasto-plástico perfecto.

El comportamiento de un material elasto-plástico es tal que por debajo de un cierto nivel de tensiones, el material tiene las características de un cuerpo

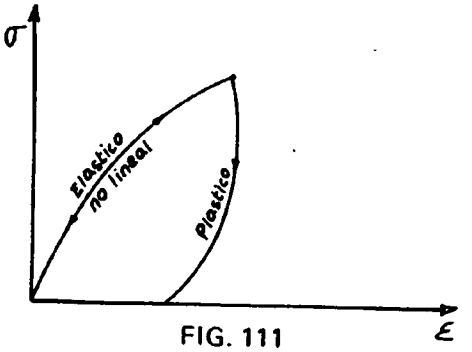


FIG. 111

perfectamente elástico, y por encima del mencionado nivel de tensiones, funciona como un cuerpo perfectamente plástico. La tensión límite que separa ambos niveles es la llamada "tensión de fluencia", caracterizada por el hecho de que las deformaciones son indeterminadas.

Finalmente, se considera el caso en el que se modifica el límite elástico (ver *Figura 113*).

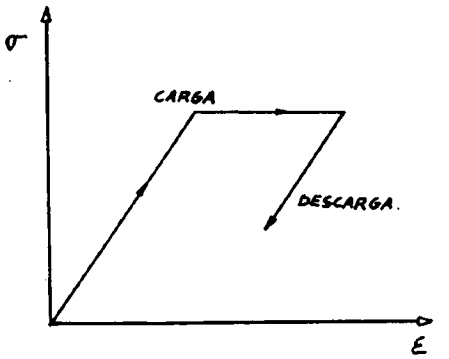


FIG. 112

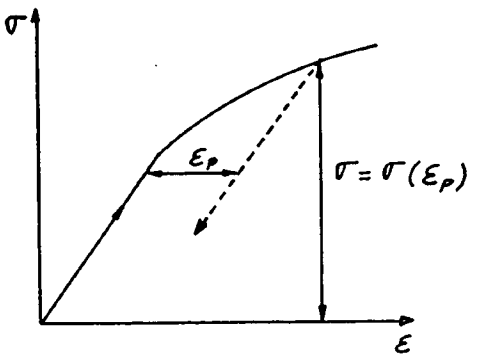


FIG. 113

En este caso, la tensión de fluencia σ depende de un parámetro, que es la deformación plástica ϵ_p.

1.10.2. *Superficie de fluencia*

Experimentalmente se ha comprobado que para conseguir alcanzar la tensión de fluencia, las tensiones deben responder a una ecuación del tipo:

$$F(\sigma, \gamma) = 0 \tag{37}$$

donde γ es el llamado parámetro de endurecimiento, que tiene en cuenta la variación que experimenta la tensión de fluencia debido a la plasticidad.

La ecuación (37) representa una superficie, que es la llamada "superficie de fluencia", en la que cada punto de la superficie depende del valor instantáneo γ.

1.10.3. *Condición de normalidad*

En la actualidad se admite que el incremento de deformación plástica se expresa mediante:

$$\Delta \epsilon_n^p = \lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma_n} \tag{38}$$

donde: ϵ^p_n son las componentes de la matriz de deformaciones plásticas

λ es una constante de proporcionalidad todavía no bien determinada.

El vector incremento de deformación plástica es normal a la superficie de fluencia; de aquí viene la denominación de "condición de normalidad".

2. Propiedades mecánicas de las discontinuidades

2.1. *Resistencia al corte*

La resistencia al corte es el factor fundamental a considerar en el estudio de las propiedades mecánicas de las discontinuidades.

Los factores más importantes que intervienen en el comportamiento de las discontinuidades geológicas frente a un esfuerzo cortante son los siguientes:

- Tensiones normales al plano de corte.
- Rugosidad de las superficies de contacto.
- Grado de alteración y resistencia de los labios de la discontinuidad.
- Espesor y tipo de relleno.
- Circulación de agua y grado de saturación del relleno.
- Velocidad del movimiento de corte.
- Amplitud del desplazamiento tangencial y existencia de desplazamientos cortantes previos.
- Orientación del desplazamiento tangencial.

Hay que hacer notar que la resistencia a la tracción ejercida perpendicularmente a las paredes de la junta, es muy pequeña o nula.

2.1.1. *Discontinuidades planas*

El estudio de la resistencia al corte de las discontinuidades planas se va a hacer suponiendo que se dispone de un bloque de roca con una junta, por ejemplo, un plano de estratificación; la junta está cementada, lo que significa que es necesario aplicar una fuerza de tracción para separar las dos mitades de las probetas.

El plano de estratificación es absolutamente liso, sin existir ningún tipo de ondulación ni rugosidad. A continuación se extraen una serie de probetas del mismo bloque de roca. Cada probeta se somete a una tensión normal σ_n y a una tensión de corte τ necesaria para producir un desplazamiento δ.

La relación que existe entre el desplazamiento δ y la tensión de corte τ, viene expresada en el siguiente gráfico, para cualquiera de las probetas ensayadas.

Cuando los desplazamientos son muy pequeños, la probeta se comporta elásticamente. Según se van superando las fuerzas resistentes al movimiento, la curva va perdiendo su linearidad, alcanzando un máximo de la tensión de corte, después del cual, ésta desciende rápidamente hasta alcanzar un valor aproximadamente constante, que es la resistencia residual al corte. (Ver *Figura 114*).

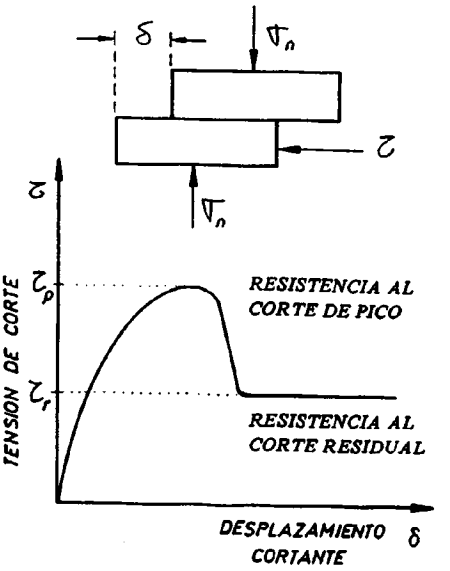


FIG. 114

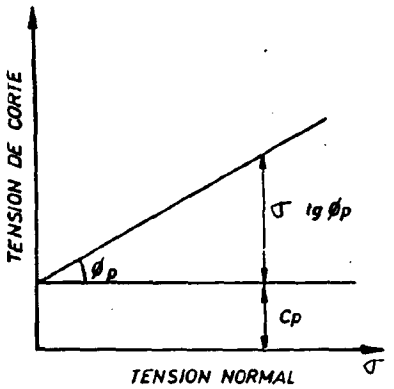


FIG. 115

Representando en un gráfico los valores de la resistencia de pico al corte obtenidos para distintas probetas del mismo bloque, con respecto a los correspondientes valores de las tensiones normales aplicadas, se obtiene una serie de puntos más o menos alineados. (Ver *Figura 115*).

La ecuación de la recta ajustada a esos puntos es:

$$\tau = C_p + \sigma \cdot \operatorname{tg} \phi_p \qquad (1)$$

donde, C_p representa la resistencia al esfuerzo cortante del material que mantiene unida la junta, cuando la tensión normal es nula. Es la cohesión de la discontinuidad.

La componente de τ debida a la fricción, depende de la tensión normal. Aumenta al aumentar la tensión normal.

Si se representa la resistencia residual al corte en función de la tensión normal, se obtiene una relación lineal definida por:

$$\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg} \phi_r \,, \qquad (2)$$

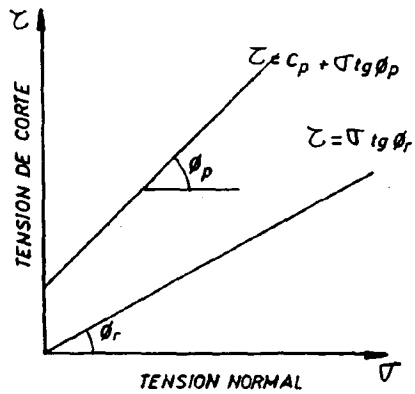


FIG. 116

que muestra que se ha perdido totalmente la cohesión del material cementante. (Ver *Figura 116*). Normalmente, el ángulo de fricción residual es menor que el de pico.

El ángulo de fricción representa el factor de incremento de la tensión de corte por el frotamiento producido entre los labios de la discontinuidad al aumentar σ_n.

Generalmente, el coeficiente de fricción tg $\phi = \tau_p / \sigma$ varía en el intervalo de 0,4 a 0,8, pero en los minerales laminados puede descender hasta 0,2 ($\phi = 12°$); las rocas compuestas por estos minerales pueden tener ángulos de fricción bastante bajos. Por ejemplo, Richards (1973) obtuvo $\phi = 20°$, tg ϕ = 0,36, para superficies planas y húmedas de pizarra.

El secado aumenta la fricción de los minerales de silicatos laminares, pero, normalmente, cuando se trata de cuarzo, calcita y feldespato, el secado en horno disminuye de forma apreciable la fricción.

Todos estos ensayos se realizan con presiones de confinamiento bajas. La mayoría de las superficies de discontinuidades son más resistentes cuando están secas que cuando están húmedas.

La mayor parte de las muestras ensayadas, como granito, basalto, neis, arenisca, limolita, caliza y dolomita, mostraron una fricción mayor después de un desplazamiento de 1 a 3 cm.

Las discontinuidades sometidas a presiones normales y con un desplazamiento cortante, se rellenan de material triturado, procedente de las rugosidades y se comportan como un nuevo tipo de muestra. En el caso de que la discontinuidad esté sin meteorizar, el nuevo material puede proporcionar mayor fricción que las superficies pulidas, pero en superficies rocosas meteorizadas y húmedas, la carga normal produce una película de arcilla, que origina un considerable descenso de la fricción. Por ejemplo, se ha encontrado una fricción residual de 15° en diorita ligeramente meteorizada, teniendo una fricción de pico de cerca de 30°.

Por consiguiente, las propiedades de fricción de las discontinuidades planas varían con la micro-rugosidad, tensión normal, meteorización, condiciones ambientales, aparatos de ensayo y procedimiento seguido en el ensayo. Se puede suponer un valor del coeficiente de fricción comprendido entre 0,5 y 0,6, pero también se pueden encontrar valores de 0,2 en rocas compuestas por mica u otros minerales laminares, o donde las discontinuidades estén meteorizadas.

2.1.2. *Resistencia adicional en planos inclinados*

En el caso que se ha expuesto anteriormente, se suponía que la superficie de discontinuidad en la que se produce el corte, junto con la tensión de corte τ, eran horizontales.

Ahora se va a considerar el caso en que la junta forma un ángulo *"i"* con la horizontal (Ver *Figura 117*).

Las tensiones σ y τ que actuaban sobre la superficie de discontinuidad cuando ésta era horizontal, se transforman en σ_i y τ_i, normal y paralela respectivamente a la superficie de discontinuidad. La relación entre σ y τ con σ_i y τ_i es:

$$\tau_i = \tau \cos^2 i - \sigma \operatorname{sen} i \cos i$$

$$\sigma_i = \sigma \cos^2 i + \tau \operatorname{sen} i \cos i$$

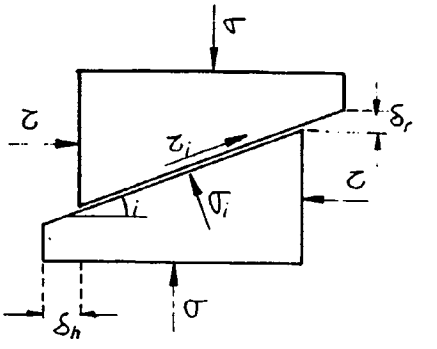


FIG. 117

Suponiendo que la cohesión es nula en la superficie de discontinuidad y que su resistencia al corte viene dada por

$$\tau_i = \sigma_i \operatorname{tg} \phi,$$

que se transforma en

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} (\phi + i)$$

Por consiguiente, el efecto que producen las asperezas regulares con un ángulo "i" uniforme, es un aumento del ángulo de fricción en una cantidad igual a *"i"*.

El efecto de cuña producido por el deslizamiento sobre un plano inclinado, está asociado con la dilatancia, como se verá más adelante.

$$\delta_v (\tau) = \delta_h (\tau) \cdot \operatorname{tg} i \qquad (3)$$

donde, δ_v y δ_h son los desplazamientos horizontales y verticales respectivamente.

Para desplazamientos cortantes hacia la izquierda, según la representación de la *Figura 117*, *"i"* es negativo y $\phi = \phi' - |i|$. En este caso se produce una contracción en la junta.

2.1.3. *Influencia del agua sobre las discontinuidades planas*

Cuando la discontinuidad se encuentra en presencia de agua, el principal efecto que se produce es una disminución de la resistencia al corte, ya que la tensión normal efectiva disminuye como consecuencia de la presión del agua.

Siendo *"u"* la presión del agua dentro de la discontinuidad, la tensión normal σ se transforma en $\sigma - u$; por consiguiente,

$$\tau = C + (\sigma - u) \operatorname{tg} \phi \qquad (4)$$

Si se trata de la resistencia residual al corte, *"C"* vale cero y $\phi = \phi_r$. En el caso de la resistencia de pico, $C = C_p$ y $\phi = \phi_p$.

El agua hace que cambien las características químicas de las superficies de la junta y, por consiguiente, que se modifiquen los valores de fricción en el deslizamiento; la presencia de agua también hace que varíe el grado de desgaste durante el deslizamiento.

Según el tipo de material de relleno, la presencia de agua influirá en mayor o menor medida sobre la resistencia al corte. Así, en materiales sueltos, en gravas, en rocas resistentes y en muchos suelos arenosos, el agua tiene una influencia despreciable, pero si los rellenos son arcillosos, o si se trata de rocas como pizarras, margas, etc., la resistencia al corte se modifica apreciablemente con las

variaciones de humedad; por consiguiente, al tomar muestras de estas discontinuidades es necesario aislarlas del exterior mediante una bolsa de plástico,por ejemplo, para que no varíe su humedad antes de realizar el ensayo.

Cuando el deslizamiento se produce rápidamente o cuando el drenaje es lento, se desarrollarán presiones de poro elevadas sobre los labios de la discontinuidad debido a los cambios de tensión según va prosperando el corte.

Si el volumen de la junta tiende a disminuir, debido a la contracción de ésta, se producirá un aumento adicional de la presión del agua en la misma junta antes de alcanzar la tensión de pico. Goodman y Ohnishi (42), observaron que la presión de poro aumentaba de una forma contínua hasta que se producía el deslizamiento, con una pérdida neta de resistencia a causa de la presión de poro inducida; es decir, la dilatancia no se produce a tiempo para drenar la presión de poro.

2.1.4. *Discontinuidadades rugosas sin relleno*

2.1.4.1. *Ecuación de Barton*

Basándose en ensayos realizados sobre juntas rugosas, Barton ha obtenido la siguiente ecuación:

$$\tau = \sigma_n \operatorname{tg}\left[JRC \log_{10} \frac{JCS}{\sigma_n} + \phi_r \right] \qquad (5)$$

siendo:

τ = resistencia de pico al corte.

σ_n = tensión efectiva normal.

JRC = coeficiente de rugosidad de la discontinuidad.

JCS = resistencia a compresión simple de los labios de la discontinuidad.

ϕ_r = ángulo residual de fricción.

A continuación se van a describir todos estos factores. Antes, hay que hacer notar que en una serie de ensayos llevados a cabo sobre discontinuidades rugosas sin relleno, se ha llegado a la conclusión de que la escala del experimento influye notablemente sobre la resistencia de pico al corte; al aumentar la superficie de la discontinuidad su resistencia de pico va descendiendo, pudiendo llegar hasta el cuarenta por ciento de la correspondiente a una probeta de la misma junta ensayada en laboratorio. El efecto de escala se pone de manifiesto sobre los parámetros *JCS* y *JRC*. Los parámetros se describen como sigue:

1.° σ_n es la tensión efectiva normal; si la discontinuidad tiene un fluido a presión P, $\sigma_n = \sigma_{total} - P$.

2.° Angulo básico y residual de fricción. El ángulo básico de fricción ϕ_b depende únicamente del tipo de roca y se obtiene mediante ensayos residuales de corte en discontinuidades planas sin meteorizar. Cuando las discontinuidades están meteorizadas, ϕ_b pasa a ser ϕ_r.

En la Tabla 15 se indican los ángulos básicos de fricción para varias rocas, obtenidos en superficias planas no meteorizadas.

Estos valores de ϕ_b no son válidos cuando los labios de la discontinuidad están meteorizados, a no ser que la tensión normal sea suficientemente elevada y entren en contacto directo las superficies de roca sana de la discontinuidad.

Para determinar el valor de ϕ_r, supuesto conocido ϕ_b, Barton y Choubey (43) han propuesto la siguiente relación :

$$\phi_r = (\phi_b - 20^\circ) + 20 \cdot (r/R) \qquad (6)$$

donde :

R = rebote del martillo de Schmidt en superficies secas sin meteorizar.

r = rebote del martillo de Schmidt en la superficie húmeda meteorizada.

TABLA 15 – ANGULO BASICO DE FRICCION PARA VARIAS ROCAS

TIPO DE ROCA	ESTADO DE HUMEDAD	ANGULO BASICO DE FRICCION ϕ_b	REFERENCIA
A. Rocas Sedimentarias:			
– Arenisca	Seco	26 – 35	Patton, 1966
– Arenisca	Húmedo	25 – 33	Patton, 1966
– Arenisca	Húmedo	29	Ripley & Lee, 1962
– Arenisca	Seco	31 – 33	Krsmanovic, 1967
– Arenisca	Seco	32 – 34	Coulson, 1972.
– Arenisca	Húmedo	31 – 34	Coulson, 1972
– Arenisca	Húmedo	33	Richards, 1975
– Pizarra	Húmedo	27	Ripley & Lee, 1962
– Limolita	Húmedo	31	Ripley & Lee, 1962
– Limolita	Seco	31 – 33	Coulson, 1972
– Limolita	Húmedo	27 – 31	Coulson, 1972
– Conglomerado	Seco	35	Krsmanovic, 1967
– Creta	Húmedo	30	Hurchinson, 1972
– Caliza	Seco	31 – 37	Coulson, 1972
– Caliza	Húmedo	27 – 35	Coulson, 1972
B. Rocas Igneas:			
– Basalto	Seco	35 – 38	Coulson, 1972
– Basalto	Húmedo	31 – 36	Coulson, 1972
– Granito de grano fino	Seco	31 – 35	Coulson, 1972
– Granito de grano fino	Húmedo	29 – 31	Coulson, 1972
– Granito de grano grueso	Seco	31 – 35	Coulson, 1972
– Granito de grano grueso	Húmedo	31 – 33	Coulson, 1972
– Pórfido	Seco	31	Barton, 1971 b
– Pórfido	Húmedo	31	Barton, 1971 b
– Dolerita	Seco	36	Richards, 1975
– Dolerita	Húmedo	32	Richards, 1975
C. Rocas Metamórficas:			
– Anfibolita	Seco	32	Wallace et al., 1970
– Gneiss	Seco	26 – 29	Coulson, 1972
– Gneiss	Húmedo	23 – 26	Coulson, 1972
– Esquisto	Seco	25 – 30	Barton, 1971 b
– Esquisto	Seco	30	Richards, 1975
– Esquisto	Húmedo	21	Richards, 1975

3.º Resistencia a compresión de las paredes de las juntas (*JCS*). La resistencia a compresión de la roca de los labios de una discontinuidad es una componente muy importante de su resistencia al corte y deformabilidad, especialmente si los labios de la discontinuidad están directamente en contacto roca - roca, como ocurre en las juntas sin rellenar. Los pequeños desplazamientos cortantes de las juntas causados por tensiones de cizallamiento dentro del macizo rocoso, a menudo se materializan en un contacto de las asperezas de los labios de la discontinuidad en áreas reducidas, de tal forma que en dichas áreas se alcanzan valores de la tensión de compresión próximos a los que exceden de la resistencia de compresión de la roca, lo cual, puede originar una rotura de las rugosidades de los labios de la discontinuidad.

La meteorización de los macizos rocosos, normalmente, se produce cerca de la superficie y, a veces, viene influida por procesos hidrotermales. La meteorización y alteración afecta más a los labios de las discontinuidades que al interior de los bloques. De aquí, resulta que la resistencia de los labios de la discontinuidad es una fracción de la resistencia de una probeta obtenida de la roca sana del interior del bloque. De todo esto se deduce que es imprescindible una descripción previa del estado de meteorización o alteración del material rocoso a la hora de hacer una descripción de la resistencia de los labios de una discontinuidad.

La resistencia a compresión simple también depende del tamaño de las probetas, disminuyendo ésta al aumentar el tamaño de las mismas, hasta que alcanzan una dimensión del orden de 100 cm de longitud, a partir de la cual el tamaño ya no influye sensiblemente en los resultados.

Se recomienda utilizar un factor de reducción del *JCS* de 2 ó 3 para las rocas densas y hasta 10 para las rocas porosas. Normalmente se utilizan factores de reducción de 2,5, 5 y 10. Al reducir el *JCS* en estas cantidades, ϕ_{pico} disminuye en 4º, 7º y 10º respectivamente, supuesta una rugosidad *JRC* igual a 10. Al disminuir la rugosidad, los factores de reducción de *JCS* no tienen gran influencia sobre la ϕ_{pico}.

Los valores medios del rebote del martillo de Schmidt (r) y la densidad de la roca (γ) para una discontinuidad dada, se utilizan para estimar la resistencia a la compresión de los labios de una discontinuidad (*JCS*) mediante la *Figura 61*, que se presentó en el apartado "dureza de las rocas", del modelo geológico.

Se deben ensayar las discontinuidades con capas delgadas de mineral que aparecen bastante continuas sobre una superficie dada y que probablemente van a evitar un contacto inicial roca - roca. En este caso se coloca el martillo de Schmidt sobre la superficie de la capa mineral y se realiza el ensayo como ha sido descrito con anterioridad. El valor del *JCS* obtenido puede ser o no representativo para la estimación de la resistencia al corte, dependiendo del espesor de la capa mineral y de su dureza. En estos casos de capas mineralizadas, hay que describir la mineralogía, por ejemplo, calcita, clorita, talco, pirita, grafito, caolinita, etc. Se debe incluir también una estimación del área cubierta por la capa mineral (± 10 por ciento) y el espesor del estrato.

El ensayo de Schmidt es uno de los pocos ensayos (con la excepción de los ensayos de dureza por rayado) que tiene en cuenta la resistencia mecánica de la fina capa de material meteorizado de los labios de una discontinuidad. El material de los labios de la discontinuidad (junto con la rugosidad) controla la resistencia al corte y, por tanto, es de gran importancia. La resistencia a la compresión de los labios de la discontinuidad, *JCS*, frecuentemente es del orden del 25 por ciento de la resistencia a la compresión de la roca sana adyacente (σ_c), debido a los efectos de la meteorización.

4.º Coeficiente de rugosidad de la discontinuidad (*JRC*). El parámetro *JRC* tiene especial importancia cuando se está en la fase preliminar del estudio de proyecto, ya que conviene efectuar una valoración rápida de algunas discontinuidades y así estimar qué discontinuidades habrá que investigar con más precisión.

El contacto entre los dos labios de la discontinuidad, cuando la resistencia al corte está próxima a la de pico, tiene lugar entre las asperezas más importantes y menos abuptas, produciéndose el contacto en áreas mucho mayores, con valores *JCS* inferiores a los de las pequeñas rugosidades. Los contactos entre las asperezas más importantes en áreas mayores, tienen una inclinación con respecto al plano medio de la discontinuidad menor que cuando el contacto se produce por medio de pequeñas y agudas asperezas. Así, a mayor escala, el valor de *JRC* disminuye.

En una estimación rápida, se toma un valor de ϕ_r del orden de 30°; *JCS* es del orden de 1/4 σ_c y el parámetro *JRC* se estima según se vió al tratar el modelo geológico.

5.º Angulo de fricción.- Se puede estimar los valores de ϕ_{pico} utilizando la siguiente fórmula :

$$\phi_{pico} = JRC \log_{10}\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right) + \phi_r \qquad (7)$$

Como la resistencia de pico al corte se moviliza con desplazamientos relativamente pequeños, el hecho de añadir el ángulo "*i*" de ondulación a gran escala a la ϕ_{pico}, puede distorsionar los resultados. En la práctica, se puede considerar que la ϕ_{pico} es el máximo valor de ϕ correspondiente a una junta cuya continuidad es del 100 por 100.

La $\phi_{residual}$ no se moviliza hasta que se han producido desplazamientos relativamente grandes, lo cual hace que al añadir el ángulo "*i*" de ondulación a gran escala a la $\phi_{residual}$ se obtengan resultados más reales de la resistencia al corte residual.

Cuando las discontinuidades sean completamente planas, o se trate de discontinuidades que se han desplazado en sentido cortante de tal forma que ya no se puede producir más separación, la $\phi_{residual}$ es la única componente de la resistencia al corte y representará la resistencia mínima absoluta al corte para esa discontinuidad.

2.1.4.2. *Ejemplo de utilización de las ecuaciones de Barton para estimar la resistencia al corte*

Se desea obtener la resistencia al corte de una junta. Primeramente hay que estimar los siguientes factores:

JCS = 100 MN/m², valor obtenido del rebote del martillo de Schmidt.

$\phi_r = 20°$, valor obtenido mediante $\phi_r = (\phi_b - 20°) + 20\,(r/R)$; ϕ_b se obtiene de la Tabla 15.

ϕ_r también se puede obtener mediante ensayos residuales de corte en laboratorio.

$\sigma_n = 1\ MN/m^2$, que es la tensión normal existente sobre la muestra.

En el caso de predecir la resistencia de pico al corte, en primer lugar hay que obtener el valor de *JRC*. Este parámetro se estima mediante los perfiles-tipo de rugosidad que se presentaron al tratar el tema del modelo geológico. Si se requiere más precisión en el valor de *JRC*, se realizan ensayos de inclinación en los que se obtiene el valor de arc tg (τ/σ_n), es decir, la ϕ_{pico} correspondiente a una tensión normal σ_n muy pequeña (el peso del bloque que desliza). De la ecuación de Barton, el valor

de ϕ_{pico} es:

$$\phi_{pico} = JRC \log \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \phi_r ,$$

donde todos los valores son conocidos, excepto JRC; σ_n es la correspondiente al peso del bloque.

Con el valor de JRC así obtenido, teniendo en cuenta la ecuación de Barton:

$$\tau = \sigma_n \text{ tg} \left[JRC \log_{10} \frac{JCS}{\sigma_n} + \phi_r \right]$$

se obtiene la τ_{pico} correspondiente a cada σ_n aplicada. En el ejemplo, $\sigma_n = 1\ MN/m^2$; $JRC = 10$; $JCS = 100$; $\phi_r = 20°$ y por consiguiente:

$$\tau = 0{,}84\ MN/m^2$$

2.1.4.3. *Ecuación de Ladanyi*

En esta ecuación se tienen en cuenta las contribuciones de la fricción, dilatancia y acuñamiento, a la resistencia de pico al corte. La resistencia de pico viene dada por:

$$\tau_p = \frac{\sigma \cdot (1 - a_s)(\delta'_v + \text{tg}\,\phi) + a_s \cdot S_R}{1 - (1 - a_s)\delta'_v \text{ tg} \cdot \phi} , \qquad (8)$$

donde:

a_s es el área de la junta, en contacto durante el corte.

δ'_v es la dilatancia en el punto donde se alcanza la resistencia de pico al corte; $\delta'_v = \delta_v/\delta_h$ en el punto donde $\tau = \tau_{(pico)}$.

S_R es la resistencia al corte de la discontinuidad, debida a las asperezas, $S_R = C_J + \sigma \text{ tg } \phi_{roca}$.

Cuando las tensiones normales son bajas, $a_s = 0$ y $\delta'_v = \text{tg } i_o$, la ecuación de Ladanyi se reduce a:

$$\tau_p = \sigma \cdot \text{tg}\,(\phi + i) \qquad (9)$$

cuando σ es muy elevada y todos los "dientes" de las discontinuidades se han cortado, resulta que $a_s = 1$ y $\delta'_v = 0$ y la ecuación (4) se reduce a:

$$\tau_p = C_J + \sigma \cdot \text{tg}\,\phi_{roca} \qquad (10)$$

C_J es la cohesión derivada de las asperezas y ϕ_{roca} es el ángulo residual de fricción de la roca, comprendiendo las asperezas.

Los parámetros que intervienen en la ecuación (8) son los siguientes:

$$S_R = JCS \frac{\sqrt{1+n} - 1}{n} (1 + n\ \sigma/JCS)^{1/2}$$

donde,

JCS es la resistencia a compresión simple.

n es la relación entre la resistencia a compresión y la resistencia a tracción de la roca de las asperezas.

$$n = JCS/\sigma_t$$
$$a_s = 1 - \left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_{TR}} \right)^{k_1}$$
$$\delta'_v = \left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_{TR}} \right)^{k_2} \text{ tg } i_o$$

Ladanyi y Archambault, (44)

Los valores sugeridos para los exponentes son:

$$k_1 = 1{,}5 \text{ y } k_2 = 4$$

a_s varía desde cero para $\sigma_o = 0$ a 1 para $\sigma = \sigma_{TR}$, mientras que δ'_v varía desde tg i_o cuando $\sigma = 0$ a cero cuando $\sigma = \sigma_{TR}$.

La tensión de transición σ_{TR} es la tensión normal para la cual las juntas dejan de ser más débiles que la roca, y en ausencia de datos suficientes, se puede hacer la siguiente aproximación: $\sigma_{TR} = JCS$. La *Figura 118* muestra gráficamente el significado de σ_{TR}.

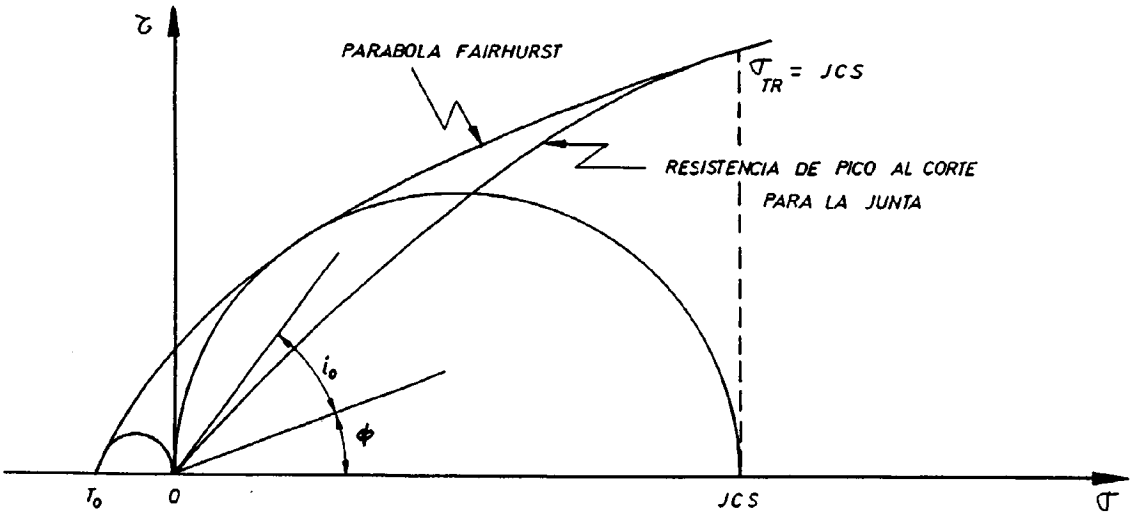


FIG. 118

La parábola de Fairhurst es una ley analítica tangente a los dos círculos que pasan por el origen, cuyos diámetros representan respectivamente la resistencia a tracción y la resistencia a compresión uniaxial de la roca.

La ordenada en el origen de esta curva representa el valor de la cohesión del material, o resistencia al corte bajo presión normal nula (45).

2.1.5. *Discontinuidades rugosas con relleno*

En el apartado "Caracteres Geomecánicos de las Discontinuidades", al tratar del Modelo Geológico, se vió el origen del relleno de las juntas, que, en general, se trata de un material blando y débil.

El relleno de las juntas puede ser de un espesor tal que no exista contacto entre los labios de la discontinuidad, siendo la resistencia al corte la que proporciona el material de relleno, que, en general, es muy pequeña; en este caso, la rugosidad de la junta no influye en la resistencia al corte; el espesor del relleno es un factor fundamental en la estabilidad del macizo rocoso.

Según las experiencias llevadas a cabo por Goodman sobre juntas artificiales en dientes de sierra, se representa gráficamente en la *Figura 119* la disminución de la resistencia al corte al aumentar el espesor del relleno supuesto éste de mica triturada.

En algunas juntas rellenas puede haberse producido una mineralización, que ocasionalmente aumenta la resistencia al corte.

Según lo anteriormente expuesto, las discontinuidades con relleno son las más importantes a la

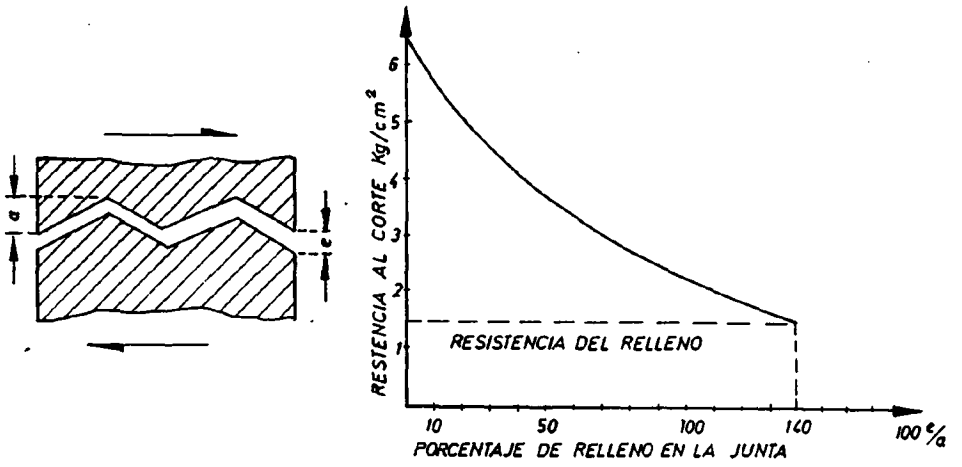


FIG. 119

hora de estudiar la estabilidad del macizo rocoso; por lo tanto, se pondrá especial atención en su detección y en la evaluación del espesor y tipo de relleno.

Si el espesor del relleno, e, es menor que la altura de la aspereza mayor, el contacto con la roca se producirá después de un desplazamiento δ_h tal que:

$$\delta_h = e/\text{tg}\, i$$

y a partir de ese momento se reforzará la discontinuidad. En el caso de que las discontinuidades sean planas, no se producirá el fenómeno anterior.

2.2. Dilatancia

La dilatancia es un fenómeno que tiene su orígen en la rugosidad de las juntas y consiste en una separación de las paredes de la junta al entrar en contacto las principales asperezas de los labios de la discontinuidad.

Al principio, al estar sometida una junta a tensiones normales y de corte, las irregularidades de las paredes de la junta entran en contacto en unos pocos puntos de éstas. A continuación se producirán una serie de roturas de las asperezas más débiles; las más resistentes empezarán a producir un aumento progresivo de la resistencia al corte y una dilatancia en dirección opuesta a la tensión normal que actúa sobre la junta.

En juntas débiles y rugosas, *JCS* pequeña y *JRC* elevada, se produce mayor deterioro que en una superficie plana y resistente; en ambos casos, la dilatancia será pequeña. Las juntas cuyas paredes sean resistentes (*JCS* elevada) y rugosas (*JRC* elevada), tienen una gran dilatancia cuando se someten a tensiones de corte elevadas, del orden de la resistencia de pico al corte.

El ángulo de dilatancia en cualquier punto del ensayo viene dado por arc tg δ_v/δ_h, donde δ_v y δ_h son los desplazamientos en sentido normal a la junta y en el sentido de la tensión de corte respectivamente. El ángulo de dilatancia de pico d_n es un parámetro fundamental que indica hasta qué punto es estable un bloque; este ángulo es el valor máximo del ángulo de dilatancia,que se corresponde con la resistencia de pico al corte (Ver *Figura 120*).

Barton y Choubey (43) han propuesto la siguiente relación para estimar el ángulo de dilatancia de pico:

$$d_n = JRC \log_{10} \frac{JCS}{\sigma_n} \qquad (11)$$

Esta relación es válida cuando el deterioro producido en las paredes de la junta no es eleva-

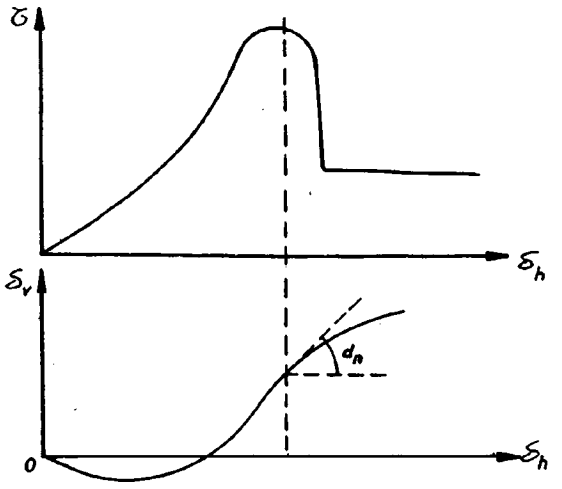


FIG. 120

do, es decir, cuando *JCS* es elevado ó *JRC* y σ_n bajan.

De la ecuación (11), teniendo en cuenta (5), resulta:

$$\tau = \sigma_n \operatorname{tg} (d_n + \phi_r) \tag{12}$$

Para estudiar la estabilidad de un bloque delimitado por dos discontinuidades, en una excavación subterránea, se estiman los ángulos de dilatancia de las dos discontinuidades, suponiendo que sean rugosas.

Debido al confinamiento a que está sometido el bloque, al intentar un desplazamiento, la dilatancia aumenta y el bloque se acuña; por consiguiente, tienden a aumentar las tensiones normales efectivas sobre las discontinuidades, hecho éste que se traduce en una mayor estabilidad del macizo rocoso.

El fenómeno de la dilatancia explica que haya cavidades muy grandes que no necesitan entibación y, sin embargo, ésta puede ser necesaria en pequeños túneles.

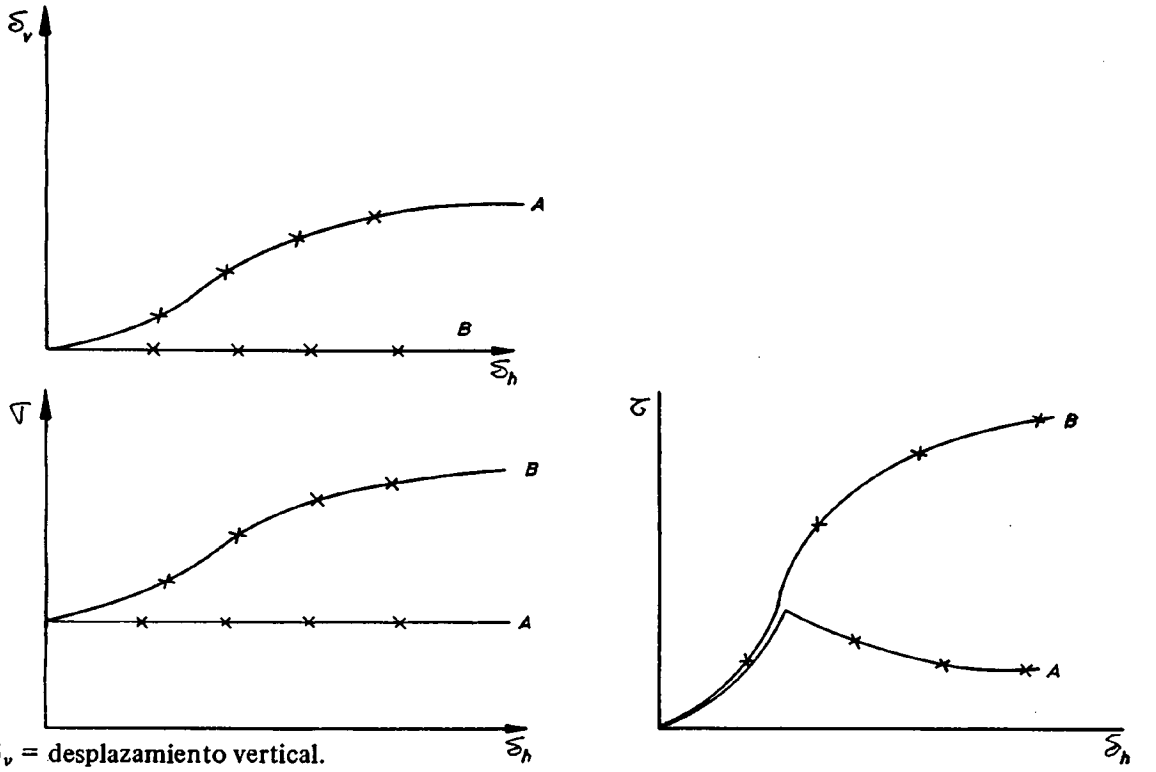
Los ensayos de corte llevados a cabo en condiciones restringidas de desplazamiento normal, conducirán a tensiones de corte considerablemente más altas que los ensayos realizados bajo tensiones normales constantes.

La curva A de la *Figura 121* se refiere al ensayo de corte sin limitación de desplazamiento vertical y la B se refiere al ensayo de corte en condiciones restringidas de desplazamiento vertical.

La razón de que la resistencia al corte sea mayor en el caso B se explica teniendo en cuenta que, debido al confinamiento, para producir un desplazamiento cortante es necesario romper las asperezas de las paredes de la junta. En el caso A se producirá una dilatación.

El deslizamiento de unas asperezas sobre otras sin rotura de la roca es impropable, excepto con tensión normal nula. Cuando la tensión normal es elevada, el trabajo necesario para dilatar la junta será superior al trabajo necesario para romper algunas asperezas. Así la dilatancia decrece al aumentar la tensión normal y tiende a cero cuando el promedio de las tensiones normales alcanza el orden de magnitud de la resistencia a compresión simple de las asperezas.

Por último, dentro de este apartado se puede considerar el fenómeno de la contracción; en la práctica se produce muy raras veces, ya que las rugosidades reales de la superficie poseen una distribución de ángulos positivos y negativos, dando como resultado una dilatancia independientemente de que el desplazamiento cortante se produzca en una u otra dirección. Sólamente las



δ_v = desplazamiento vertical.
δ_h = desplazamiento horizontal.

FIG. 121

superficies sin presiones previas o estratos blandos mostrarán una contracción. Las contracciones sólo se considerarán cuando el diseño de la excavación imponga condiciones de limitación de las deformaciones.

Goodman y Coulson han estudiado una serie de ensayos de corte llevados a cabo a tensión normal constante (Ver *Figura 122*).

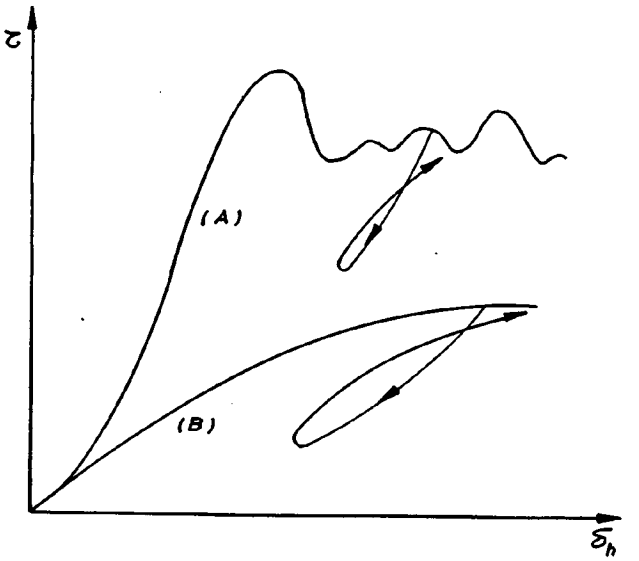


FIG. 122

Para juntas rugosas limpias, es decir sin relleno, la curva tensión-deformación (Curva A) muestra una elevación relativamente rápida de la resistencia al corte, hasta llegar al pico, seguida de un descenso brusco que se estabiliza en un valor aproximadamente constante, según se vió al estudiar las discontinuidades rugosas sin relleno.

Las juntas rellenas (Curva B), muestran una curva tensión-deformación convexa, con las tensiones de pico mal definidas y la pendiente contínuamente cambiante.

Cuando el material de relleno se seca, la curva del tipo B se reemplaza por una del tipo A, pero el humedecimiento cambia esta respuesta.

2.3. Rigidez

La rigidez de una junta es una medida de la deformación que sufre ésta al estar sometida a una tensión de corte.

2.3.1. *Rigidez tangencial*

La rigidez tangencial viene definida por el desplazamiento cortante necesario hasta alcanzar la resistencia de pico al corte. Este desplazamiento es mucho mayor que el que se produce en dirección normal a la junta.

La rigidez tangencial "k_s" viene expresada por el cociente entre la resistencia de pico al corte, τ, y el desplazamiento δ correspondiente. Es la pendiente que caracteriza la zona elástica de la curva tensión-deformación.

$$k_s = \frac{\tau}{\delta_h}$$

Según se ha comprobado experimentalmente, la resistencia de pico al corte se alcanza para desplazamientos que en general no exceden del 1 % de la longitud total de la discontinuidad que se está ensayando. Por consiguiente, la rigidez depende del tamaño de la muestra que se está ensayando. En los ensayos "in situ", δ_h es algo inferior al 1 % indicado anteriormente.

La rigidez tangencial k_s es un parámetro muy importante para el análisis de los macizos rocosos por el método de los elementos finitos; teniendo en cuenta la ecuación de Barton y la definición de rigidez, sabiendo que la resistencia de pico al corte se alcanza aproximadamente para un $\delta_h = 1$ % de la longitud de la junta, resulta:

$$k_s = \frac{100}{L}\,\sigma_n\ \mathrm{tg}\left(JRC\log_{10}\frac{JCS}{\sigma_n} + \phi_r\right), \qquad (13)$$

donde:

k_s = rigidez de pico (MN/m^2/m)

L = longitud de la junta (m).

Las juntas con curvas de corte tipo B, generalmente tienen rigideces tangenciales menores que las del tipo A (Ver *Figura 122*).

Los valores de la rigidez tangencial que se utilizan son sólo estimativos, ya que las medidas de la rigidez tangencial vienen influidas por la técnica del ensayo y por los aparatos; además, como se ha dicho, la rigidez tangencial muestra un gran efecto de escala (Barton 1972).

2.3.2. *Rigidez normal*

La rigidez normal es la deformación que se produce en dirección perpendicular a la junta cuando está sometida a una tensión de corte.

Cuando un bloque está ligeramente apoyado sobre una superficie rugosa, la superficie de

contacto real es casi cero. La fuerza de contacto se soporta sólamente por 3 o más puntos. Al ir aumentando la carga normal, los puntos de contacto aumentan debido a la deformación elástica y aplastamiento.

Existen dos limitaciones físicas de las deformaciones normales de las discontinuidades. En primero lugar, una junta abierta no presenta resistencia a tracción. En segundo lugar, hay un límite en la compresión, ya que ésta no puede sobrepasar el cierre máximo de las fisuras, V_{mc}, que debe ser menor que el espesor de la junta *"e"*.

Teniendo en cuenta simultáneamente estas dos condiciones en un gráfico tensión-deformación, resulta (Ver *Figura 123*):

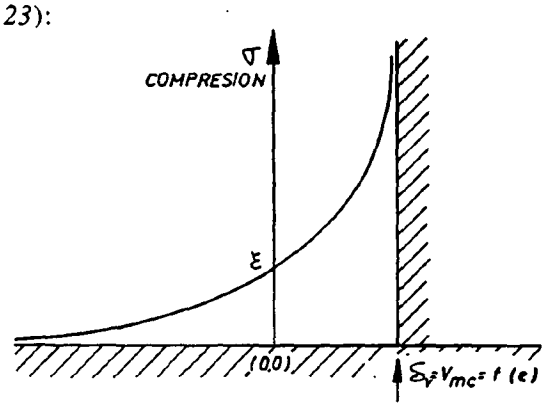
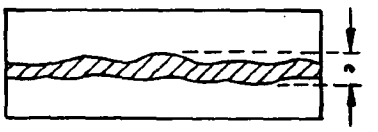


FIG. 123



— Comportamiento de una junta frente a una compresión

La curva que relaciona la compresión con el desplazamiento normal es la hipérbola:

$$\frac{\sigma - \xi}{\xi} = A \left(\frac{\delta_v}{V_{mc} - \delta_v} \right)^t \quad ; \quad (\delta_v < V_{mc})$$

donde:

ξ es la presión de asiento, que define la condición inicial para la medida de la deformación normal δ_v.

A y t son constantes cuyos valores son:

$A = 3$ y $t = 0{,}605$ para juntas acopladas.

$A = 5{,}95$ y $t = 0{,}609$ para juntas sin acoplar.

El tramo elástico de la deformación normal en una roca con una junta, según se comprueba experimentalmente, procede exclusivamente de la roca y no de la junta, ya que la compresión de ésta es prácticamente irrecuperable.

3. Determinación de las tensiones naturales en la corteza

3.1. *Introducción*

Muchos investigadores están en la creencia de que es mejor considerar las deformaciones que las tensiones, ya que aquellas se pueden observar y medir con más facilidad. No obstante, mientras no se sea capaz de determinar el estado tensional en la corteza terrestre y en las rocas alrededor de las excavaciones, los trabajos realizados en los macizos rocosos deberán basarse principalmente en la experiencia.

El estado de tensiones en un determinado punto de la corteza terrestre y en un momento dado, es el resultado de una serie de fuerzas de distinto origen y carácter. Las tensiones que exis-

tían en el macizo rocoso antes de efectuar la excavación incluyen, por una parte, las componentes de las tensiones gravitacionales, debidas al peso de la roca suprayacente y a los efectos del confinamiento lateral; por otra parte, están las componentes de las tensiones residuales en el macizo rocoso, algunas de las cuales se originan en procesos tales como cristalización, metamorfismo, sedimentación, consolidación, etc., mientras que otras componentes de las tensiones iniciales en el macizo rocoso tienen su origen en fuerzas tectónicas y movimientos de la corteza. Este estado inicial de tensiones en el macizo rocoso se ve alterado por las excavaciones realizadas, que producen una nueva distribución de tensiones inducidas en la roca del contorno de las excavaciones y en sus proximidades.

La determinación del estado tensional en un macizo rocoso es un problema muy complicado de resolver. Hay muchas técnicas e instrumentos diseñados con este fin y cada vez van apareciendo nuevos aparatos; esto demuestra que todavía no se ha desarrollado una técnica sencilla para resolver el problema.

Una de las dificultades que aparecen es el elevado precio de los equipos necesarios para realizar las medidas de tensiones "in situ". Por otra parte, las técnicas utilizadas son altamente especializadas y requieren personal bien cualificado.

Cuando se efectúan determinaciones de tensiones naturales, hay que elegir un punto de la roca donde no exista concentración de tensiones. Esta concentración de tensiones se refiere tanto a las tensiones inducidas por la excavación desde la que se efectúan las medidas, como a tensiones producidas por otras excavaciones a determinadas distancias.

Hart (46) determinó que la concentración de tensiones no se produce en la superficie de las excavaciones, como era de prever en teoría, sino a una distancia de 0,5 a 3 m de la superficie, según el grado de fracturación de la roca. Además, la mayoría de las concentraciones de tensiones medias resultaron ser inferiores a dos.

El método utilizado por Hart para la determinación de tensiones "in situ" fue el de sobreperforación, que se describirá en este mismo capítulo.

La relación existente entre las componentes vertical y horizontal de las tensiones naturales gravitatorias viene dada por :

$$S_h = \frac{\mu}{1-\mu} \cdot S_v = m \cdot S_v$$

Los valores de m obtenidos en ensayos de laboratorio, teniendo en cuenta que el coeficiente de Poisson varía normalmente entre 0,20 y 0,33, son: $0{,}25 < m < 0{,}50$. Sin embargo, en medidas realizadas "in situ", se han obtenido valores de m entre 0,5 y 3. Este valor de m tan elevado se debe probablemente a un comportamiento plástico del macizo rocoso.

Las tensiones naturales se pueden determinar por medio de ensayos "in situ" de liberación de tensiones. Así, en medidas efectuadas en una serie de minas suecas, se ha comprobado que la componente horizontal de la tensión es notablemente mayor que la vertical, siendo la tensión horizontal de 1,5 a 8 veces la vertical. Este hecho puede deberse a un plegamiento de la corteza terrestre a escala regional.

En medidas realizadas en EE.UU., en la mayor parte de los casos, la tensión vertical resultó ser mayor que la horizontal y dicha tensión vertical se aproximaba al valor teórico $\gamma \cdot z$, con una desviación máxima del 20 %.

En este capítulo se describirán los medidores mecánicos de deformaciones de sondeos, las células triaxiales y la célula extensométrica doorstopper, para la determinación de las tensiones naturales en el macizo rocoso.

3.2. Método de los medidores mecánicos de deformaciones diametrales de sondeos

Se realiza un sondeo de diámetro d en el punto donde se va a determinar el estado tensional. Al liberar las tensiones, el sondeo se verá sometido a una deformación diametral. El proceso de cálculo se expone a continuación:

1;° Considerando un sistema tensional plano, la distribución de tensiones en una sección normal al eje del sondeo se asimila a la de una placa infinita con un agujero circular, sometida a un campo tensional S_x y S_y. En estas condiciones las tensiones originadas en la periferia del agujero son:

$$\begin{cases} \sigma_r = 0 \\ \sigma_\theta = (S_x + S_y) + 2\,(S_x - S_y)\cos 2\,\theta \end{cases}$$

La deformación diametral δ experimentada por el sondeo en una determinada dirección, viene dada, Obert-Duvall (47), por:

$$\delta = \frac{d}{E}\,[(S_x + S_y) + 2\,(S_x - S_y)\cos 2\,\theta)] \qquad (1)$$

S_x y S_y, son las componentes de las tensiones principales en un plano perpendicular al eje del sondeo.

θ es el ángulo que forma S_x con el diámetro sobre el que se considera la deformación.

2.° Considerando un sistema de deformaciones planas, debido a la existencia de la tensión σ_θ en el plano perpendicular al eje del sondeo, habrá que tener en cuenta una tensión $-\mu\sigma_\theta$ aplicada según dicho eje, para que según la ley de Hooke no exista deformación según el eje de sondeo. Esta tensión $-\mu\sigma_\theta$ producirá una deformación diametral correspondiente a $-\mu \cdot \sigma_\theta \cdot \mu \cdot d/E = -\mu^2 \cdot \sigma_\theta \cdot d/E$.

La deformación diametral resultante es la siguiente:

$$\delta = \frac{d}{E}\,(1-\mu^2) \cdot [(S_x + S_y) + 2\,(S_x - S_y)\cos 2\theta] \qquad (2)$$

3.° El caso general, es decir, cuando las deformaciones no son planas y la deformación según el eje del sondeo es $\epsilon_z \neq 0$, la deformación diametral será:

$$\delta = \frac{d}{E}\,(1-\mu^2)\,[(S_x + S_y) + 2\,(S_x - S_y)\cos 2\,\theta] - \mu \cdot \epsilon_z \cdot d \qquad (3)$$

donde el término $-\mu \cdot \epsilon_z \cdot d$ tiene su origen en la tensión $\sigma_z \neq 0$ que actúa según el eje del sondeo.

Para determinar el sistema de tensiones en el macizo rocoso, hay que resolver el sistema (3), para lo cual habrá que determinar ϵ_z y tres valores de δ para otras tantas direcciones.

Al ser difícil la determinación de ϵ_z, se puede determinar el sistema de tensiones en el macizo rocoso suponiendo que dicho sistema es plano, tal como se puede suponer en el caso de que el punto de medida se encuentra en el centro de pequeños pilares o si los sondeos de medida son perpendiculares a la superficie de la roca. En estos casos, se miden tres deformaciones $\delta_1, \delta_2, \delta_3$ según diámetros que forman ángulos de 60° entre sí y se aplica la ecuación (1), ya que se ha supuesto un estado tensional plano.

Al resolver el sistema dado por (1), con δ_1, δ_2 y δ_3, se obtiene que:

$$S_x = \frac{E}{6\,d}\sqrt{(\delta_1 + \delta_2 + \delta_3) + \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot [(\delta_1 - \delta_2)^2 + (\delta_2 - \delta_3)^2 + (\delta_3 - \delta_1)^2]}$$

$$S_y = \frac{E}{6\,d}\sqrt{(\delta_1+\delta_2+\delta_3)-\frac{\sqrt{2}}{2}\left[(\delta_1-\delta_2)^2+(\delta_2-\delta_3)^2+(\delta_3-\delta_1)^2\right]}$$

$$\theta_1 = \frac{1}{2}\ \text{arc tg}\cdot\frac{\sqrt{3}\,(\delta_2-\delta_3)}{2\,\delta_1-\delta_2-\delta_3}$$

θ_1 es el ángulo que va de δ_1 a S_x en sentido contrario a las agujas del reloj.

Los intervalos de variación de θ_1 según los valores de δ son:

$0^\circ < \theta_1 < 45^\circ$ cuando $\delta_2 > \delta_3$ y $\delta_2 + \delta_3 < 2\,\delta_1$

$45^\circ < \theta_1 < 90^\circ$ cuando $\delta_2 > \delta_3$ y $\delta_2 + \delta_3 > 2\,\delta_1$

$90^\circ < \theta_1 < 135^\circ$ cuando $\delta_2 < \delta_3$ y $\delta_2 + \delta_3 > 2\,\delta_1$

$135 < \theta_1 < 180^\circ$ cuando $\delta_2 < \delta_3$ y $\delta_2 + \delta_3 < 2\,\delta_1$

Cuando se trata de un sistema de deformaciones planas, se pondrá $E/(1-\mu^2)$ en lugar de E, según se deduce al comparar las deformaciones diametrales determinadas en un sistema tensional plano y en un sistema de deformaciones planas.

Para resolver el caso general, se estimará el valor de la tensión σ_z.

Los valores de σ_x, σ_y y τ_{xy} se estimarán a partir de S_x y S_y obtenidos de las ecuaciones (1) ó (2), mediante (ver *Figura 124*):

$$\sigma_x = \frac{S_x+S_y}{2} + \frac{S_x-S_y}{2}\cos 2\,\theta_1$$

$$\sigma_y = \frac{S_x+S_y}{2} + \frac{S_x-S_y}{2}\cos 2\left(\theta_1+\frac{\pi}{4}\right)$$

$$\tau_{xy} = \frac{S_y-S_x}{2}\,\text{sen}\,2\,\theta_1$$

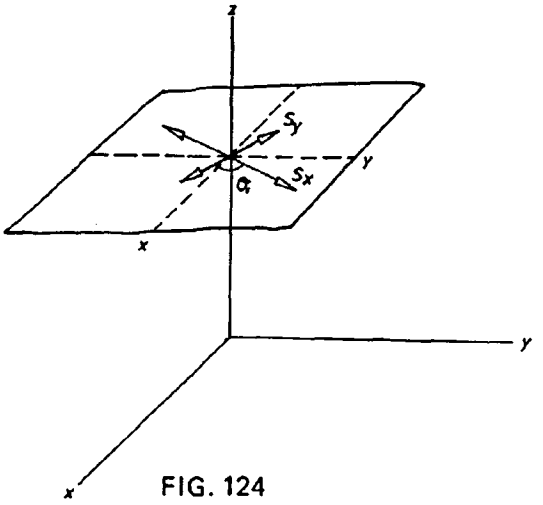


FIG. 124

Teniendo en cuenta la ley de Hooke, se obtendrá una primera aproximación del valor de ϵ_z

$$\epsilon_z = \frac{1}{E}\left[\sigma_z - \mu(\sigma_x+\sigma_y)\right] \qquad (4)$$

Con el valor de ϵ_z, se resuelve la ecuación general (3), obteniéndose otros valores de S_x y S_y; de aquí, los correspondientes σ_x y σ_y, iterándose el ciclo varias veces hasta conseguir la precisión adecuada.

Los aparatos de medida de los diámetros deben tener una precisión del orden de 0,000 1 cm. Estos aparatos pueden ser de dos clases:

A.– Para la determinación de la dimensión de un diámetro.

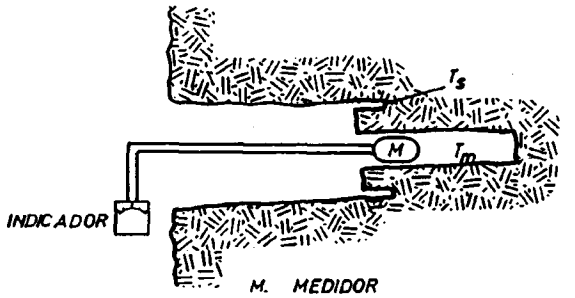
B.– Para la determinación simultánea de las dimensiones de tres diámetros, a 60° entre ellos.

El procedimiento operativo, en el primer caso, es el siguiente (ver *Figura 125*):

1.° Se realiza un sondeo de pequeño diámetro, aproximadamente de 37 mm, en el interior de un sondeo de 147 mm, y se coloca y orienta el aparato, tomándose la primera lectura.

2.° Se sobreperfora concéntricamente con diámetro de 147 mm, para liberar las tensiones, hasta

25 cm y se realiza una segunda lectura. La diferencia con la anterior proporciona la deformación en una dirección.



M. MEDIDOR
T_m. SONDEO DE MEDIDA
T_s. SONDEO DE SOBREPERFORACION

FIG. 125

3.º Se avanza el aparato de medida hacia el interior del sondeo, se gira 60º y se repiten las operaciones 1.ª y 2.ª.

4.ª Se repiten las operaciones 1.ª, 2.ª y 3.ª hasta obtener las tres posiciones a 60º.

Para determinar totalmente el estado de tensiones, será necesario realizar tres sondeos de medida, con distintas orientaciones, perpendiculares entre sí cuando sea posible, ya que cada uno de ellos determinará únicamente los componentes de las tensiones normales y la tensión cortante en un plano perpendicular al eje del sondeo. De esta forma se obtienen expresiones, análogas a las obtenidas de σ_x, σ_y y τ_{xy} en el plano xy, en los otros dos planos yz y xz. Estas expresiones proporcionan 9 ecuaciones para resolver 6 incógnitas (σ_x, σ_y, σ_z, τ_{xy}, τ_{xz}, τ_{yz}), obteniéndose dos valores para cada σ_x, σ_y, σ_z que deben ser iguales. Si estos pares de valores para cada σ no difieren más de un 15 %, se utiliza su promedio $\overline{\sigma}_x$, $\overline{\sigma}_y$ y $\overline{\sigma}_z$ para determinar el elipsoide de tensiones.

A continuación se determinan las raíces de σ_1, σ_2, y σ_3 de la ecuación cúbica del elipsoide de tensiones, que son los ejes del elipsoide:

$$\sigma_1^3 - I_1 \sigma_1^2 + I_2 \sigma_1 - I_3 = 0$$

$$\sigma_2^3 - I_1 \sigma_2^2 - I_2 \sigma_2 - I_3 = 0$$

$$\sigma_3^3 - I_1 \sigma_3^2 + I_2 \sigma_3 - I_3 = 0$$

I_1, I_2 e I_3 son los invariantes de las componentes normales y de corte de las tensiones:

$$I_1 = \overline{\sigma}_x + \overline{\sigma}_y + \overline{\sigma}_z$$

$$I_2 = \overline{\sigma}_x \overline{\sigma}_y + \overline{\sigma}_y \overline{\sigma}_z + \overline{\sigma}_z \overline{\sigma}_x - \tau_{xy}^2 - \tau_{yz}^2 - \tau_{zx}^2$$

$$I_3 = \overline{\sigma}_x \overline{\sigma}_y \overline{\sigma}_z - \overline{\sigma}_x \tau_{yz}^2 - \overline{\sigma}_y \tau_{xz}^2 - \overline{\sigma}_z \tau_{xy}^2 - 2 \tau_{xy} \tau_{xz} \tau_{yz}$$

Los cosenos directores de σ_1, σ_2 y σ_3 son:

$$\cos(\sigma_{i,x}) = \frac{A_i}{K_i} ; \cos(\sigma_{i,y}) = \frac{B_i}{K_i} ; \cos(\sigma_{i,z}) = \frac{C_i}{K_i} \quad (i = 1, 2, 3)$$

donde:

$$K_i = (A_i^2 + B_i^2 + C_i^2)^{1/2}$$

$$A_i = (\overline{\sigma}_y - \sigma_i)(\overline{\sigma}_z - \sigma_i) - \tau_{zy}^2$$

$$B_i = \tau_{zy} \tau_{xz} - \tau_{xy} (\overline{\sigma}_z - \sigma_i)$$

$$C_i = \tau_{xy} \tau_{yz} - \tau_{xz} (\overline{\sigma}_y - \sigma_i)$$

3.3. Método de las células triaxiales

La redacción de este punto está basada en el artículo de Rocha y Silverio (48).

3.3.1. *Deformación del cilindro*

La célula triaxial consta de un cuerpo plástico con una serie de bandas extensométricas eléctricas embebidas en su interior, colocadas en diversas direcciones y conectadas mediante cables al aparato de medida en el exterior del sondeo. Las bandas extensométricas se colocan de forma que se puedan realizar 10 lecturas distintas según se ve en la *Figura 126*.

$\epsilon_{2,8}$ es el valor promedio de las lecturas ϵ_2 y ϵ_8 a lo largo de la dirección z, que se corresponde con el eje del sondeo.

Teniendo en cuenta la teoría de la elasticidad, deben cumplirse las siguientes condiciones para que las deformaciones sean compatibles:

$$\epsilon_{2,8} + \epsilon_3 + \epsilon_5 = \epsilon_{2,8} - \epsilon_4 + \epsilon_6 =$$

$$= \epsilon_1 + \epsilon_3 + \epsilon_9 = \epsilon_5 + \epsilon_7 + \epsilon_{10}$$

Las componentes de las deformaciones de la célula son:

$$\left.\begin{aligned} \epsilon'_x &= \epsilon_3 \\ \epsilon'_y &= \epsilon_5 \\ \epsilon'_z &= \epsilon_{2,8} \\ \gamma'_{yz} &= 2\,\epsilon_1 - (\epsilon_5 + \epsilon_{2,8}) = \epsilon_1 - \epsilon_9 \\ \gamma'_{zx} &= 2\epsilon_7 - (\epsilon_3 + \epsilon_{2,8}) = \epsilon_7 - \epsilon_{10} \\ \gamma'_{xy} &= 2\,\epsilon_4 - (\epsilon_3 + \epsilon_5) = \epsilon_4 - \epsilon_6 \end{aligned}\right\} \quad (5)$$

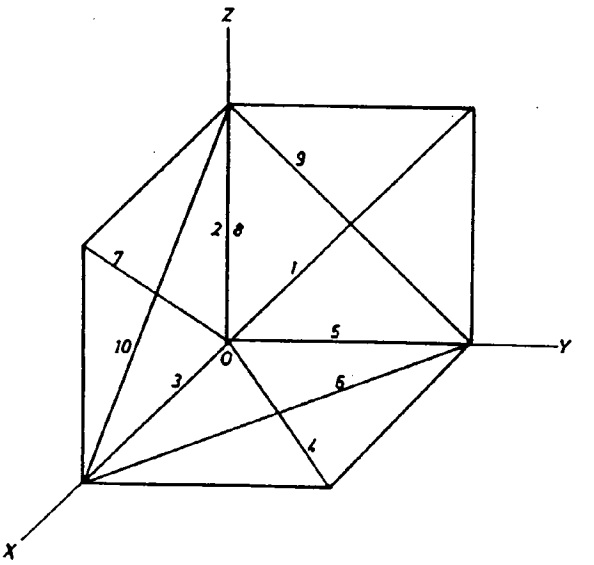


FIG. 126

3.2.2. *Medida de las tensiones en el macizo rocoso*

El estado inicial de tensiones en un punto 0 de un macizo rocoso viene definido por las tres componentes normales de la tensión σ_x, σ_y y σ_z y las componentes cortantes τ_{yz}, τ_{zx} y τ_{xy}. Las tensiones normales se considerarán positivas cuando sean compresiones y los esfuerzos cortantes cuando vayan orientados según la *Figura 127*.

Al realizar el sondeo de diámetro *"d"* (Ver *Figura 128*), las tensiones que actúan sobre las caras del paralelepípedo paralelas a *Oz*, no se verán afectadas, ya que la distancia entre ellas y el agujero es suficientemente grande comparada con el diámetro *"d"* del agujero. Con respecto a las tensiones que actúan sobre las caras perpendiculares a *Oz*, la tensión normal σ_z no sufrirá ninguna modificación, incluso en zonas muy próximas al agujero. Las tensiones τ_{yz} y τ_{zx} cambiarán en magnitud y dirección en las cercanías del agujero.

La liberación de tensiones al sobreperforar, es equivalente a la aplicación sobre las caras del paralelepípedo de tensiones iguales y opuestas a las existentes antes de perforar el agujero de diámetro *"D"*.

Con el método de cálculo que se va a desarrollar, se relacionarán las deformaciones ϵ'_x, ϵ'_y,

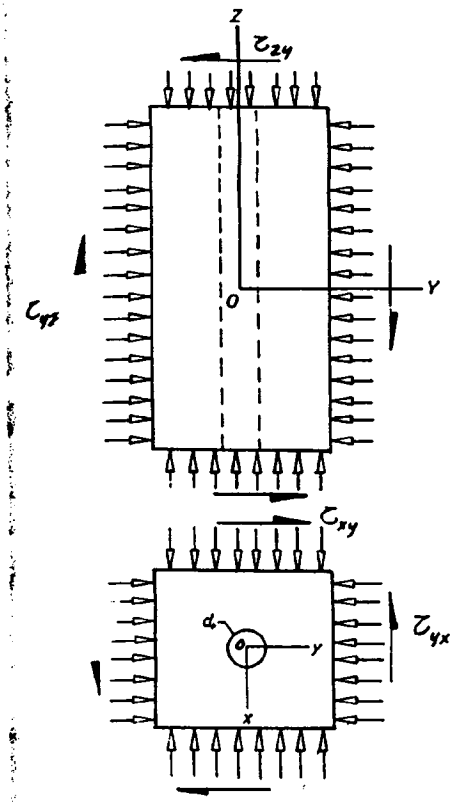
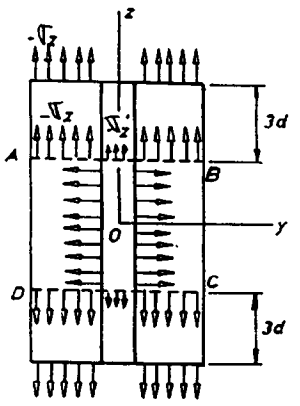


FIG. 127



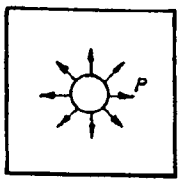


FIG. 128

ϵ'_z , γ'_{xz}, γ'_{yz}, γ'_{zx} obtenidas de las relaciones (5) de las lecturas de las bandas extensométricas de la célula, con las tensiones σ_x, σ_y, σ_z, $\tau_{xy}, \tau_{xz}, \tau_{yz}$ existentes en el punto de medida en el macizo rocoso.

Las componentes de la deformación en el macizo rocoso son $\epsilon_x, \epsilon_y \epsilon_z$, $\gamma_{xy}, \gamma_{yz} \gamma_{zx}$. Las deformaciones normales se consideran positivas cuando existe contracción y las deformaciones cortantes, cuando se producen en el mismo sentido que los esfuerzos cortantes positivos.

El proceso de cálculo se desarrollará de acuerdo con las etapas siguientes:

1. Deformación debida a la aplicación de σ_z (ver *Figura 128*).

Al someter el paralelepípedo de la figura a la acción de tensiones normales $-\sigma_z$, éste se deformará. Hasta que, a cierta distancia de las bases, $\epsilon_z = \epsilon'_z$ = constante, es decir, las secciones transversales continuarán siendo planas y paralelas después de la deformación. Esta distancia es del orden de 3 *d;* por este motivo hay que colocar las bandas extensométricas en la parte central de la célula y a una distancia mínima de las bases igual a 3 *d.*

Al ser el coeficiente de Poisson de la roca μ distinto del de la célula μ', en el contacto entre roca y célula se desarrollará un campo de tensiones definido por *p*. (ver *Figura 128*).

Las tensiones σ_z, σ'_z y *p* que aparecen entre las secciones *AB* y *CD*, deben cumplir la condición de que: 1.°, $\epsilon'_z = \epsilon_z$ y 2.°, los desplazamientos de la roca y de la célula a lo largo de su contacto sean compatibles.

Debido a la aplicación de $-\sigma_z$ y *p*, se produce una deformación de la roca dada por:

$$\epsilon_z = \frac{1}{E} [-\sigma_z + \mu (\sigma_x + \sigma_y)] \qquad (6)$$

σ_x y σ_y son las tensiones debidas a *p*.

En un sólido con un agujero central, sometido a un campo de tensiones radiales como el definido por *"p"*, $\sigma_x + \sigma_y = 0$ y por tanto

$$\epsilon_z = -\frac{\sigma_z}{E}$$

que indica que la tensión σ_z es constante entre las secciones *AB* y *CD*, siendo igual a $-\sigma_z$ aplicada inicialmente.

La sección transversal de la célula tiene que ser mucho menor que la del paralelepípedo, para poder substituir la tensión realmente existente entre *AB* y *CD*, $-\sigma_z$, por la tensión $-\sigma_z$ aplicada a las bases del parapelepípedo para

liberar la tensión σ_z.

La deformación del cilindro es:

$$\epsilon'_z = \frac{1}{E'} \quad (-\sigma'_z + 2\,\mu'\,p) \tag{7}$$

a) Con la condición $\epsilon_z = \epsilon'_z$, resulta:

$$\sigma'_z = \frac{E'}{E}\ \sigma_z + 2\,\mu'\,p \tag{8}$$

b) La condición de compatibilidad de desplazamientos en el contacto roca-célula, anteriormente mencionada, se cumple igualando las deformaciones δ y δ' de los diámetros del agujero en el macizo rocoso y en la célula

$$\delta = d\cdot\mu\ \cdot\frac{\sigma_z}{E} \quad + \mathrm{d}\quad \frac{1+\mu}{E}\quad p = \frac{d}{E}\,[\mu\,\sigma_z + (1+\mu)p] \tag{9}$$

La fórmula anterior se basa en la superposición de deformaciones dada por la ley de Hooke, al actuar simultáneamente las tensiones σ_z y p.

Análogamente, la deformación δ' del diámetro de la célula viene dada por:

$$\delta' = d\cdot\mu'\cdot\frac{\sigma'_z}{E'} - d\,\frac{1-\mu'}{E'}p = -\frac{d}{E'}[p - \mu'\,(p+\sigma'_z)] \tag{10}$$

De la condición $\delta = \delta'$ y teniendo en cuenta la condición $\epsilon_z = \epsilon'_z$ dada por (8), resulta:

$$p = \frac{E'}{E}\left[\frac{\mu'-\mu}{(1+\mu')(1-2\,\mu') + E'(1+\mu)/E}\right]\sigma_z \tag{11}$$

$$\sigma'_z = \frac{E'}{E}\left[1 + \frac{2\,\mu'\,(\mu'-\mu)}{(1+\mu')(1-2\,\mu') + E'\,(1+\mu)/E}\right]\sigma_z \tag{12}$$

La deformación de la célula en el plano OXY viene dada por:

$$\epsilon'_x = \epsilon'_y = -\frac{1}{E'}\ [p - \mu'\,(p+\sigma'_z)] \tag{13}$$

Teniendo en cuenta los valores de p y σ'_z resulta:

$$\epsilon'_x = \epsilon'_y = \frac{1}{E}\left[\mu + \frac{E'}{E}\,\frac{(1+\mu)(\mu'-\mu)}{(1+\mu')(1-2\,\mu') + E'(1+\mu)/E}\right]\sigma_z \tag{14}$$

$$\epsilon'_z = -\frac{1}{E}\,\sigma_z \tag{15}$$

$$\gamma'_{yz} = \gamma'_{zx} = \gamma'_{xy} = 0 \tag{16}$$

Introduciendo las constantes

$$n = 1+\mu\ ; \qquad n' = 1+\mu'\ ; \quad m = \frac{\mu-\mu'}{1-\mu}$$

$$M = \frac{1-\mu}{1+(1-2\mu')(E/E')(n'/n)}$$

Las deformaciones en la célula son:

$$\epsilon'_x = \epsilon'_y = -\frac{1}{E}\ (M\,m-\mu)\,\sigma_z \tag{17}$$

$$\epsilon'_z = -\frac{1}{E}\,\sigma_z \tag{18}$$

$$\gamma'_{yz} = \gamma'_{zx} = \gamma'_{xy} = 0 \tag{19}$$

μ' es el módulo de Poisson de la célula y μ el de la roca; $\mu' \gg \mu$. El término $\mu' - \mu$ no puede ser despreciado.

2. A continuación se considera la aplicación de $-\sigma_x$ al paralelepípedo de la *Figura 129 (a).*

Para calcular la deformación del cilindro se realiza la superposición de dos equilibrios:

a) deformación plana del paralelepípedo (ver *Figura 129 (b)* bajo la acción de $-\sigma_x$ ($\epsilon_z = \epsilon'_z = 0$).

b) deformación debida a la aplicación de tensiones iguales y opuestas a las que se desarrollan en las bases del paralelepípedo en equilibrio. (ver *Figura 129 (c).*

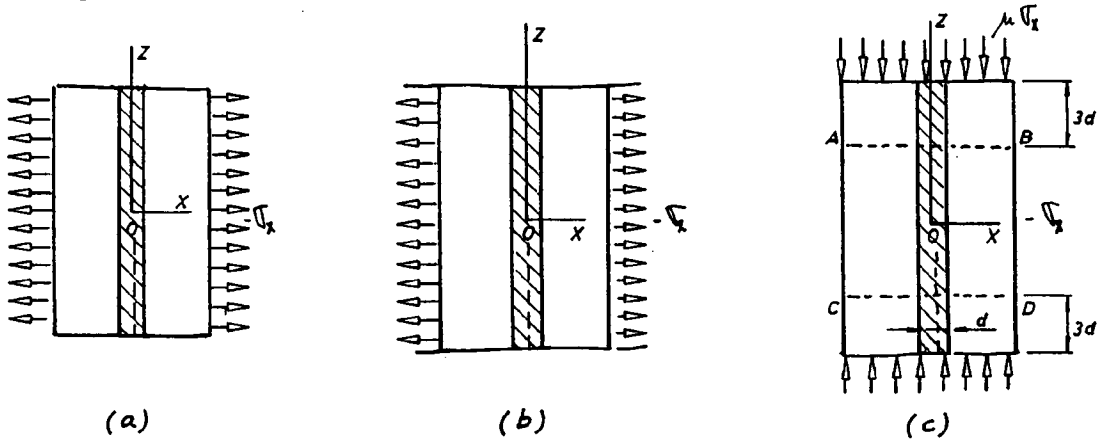


FIG. 129

Las componentes de la tensión para un cilindro con la condición de deformación plana en coordenadas cilíndricas, r, θ, z vienen dadas por:

$$\sigma'_r = -(M + N\cos 2\,\theta)\,\sigma_x \tag{20}$$

$$\sigma'_\theta = -(M - N\cos 2\,\theta)\,\sigma_x \tag{21}$$

$$\sigma'_z = -2\,\mu' M\,\sigma_x \tag{22}$$

$$\tau'_{r\theta} = N \operatorname{sen} 2\,\theta\,\sigma_x \tag{23}$$

$$\tau'_{rz} = \tau'_{z\theta} = 0 \tag{24}$$

$$M = \frac{1-\mu}{1+(1-2\mu')(E/E')(n'/n)} \qquad ; \qquad n = 1+\mu\ ;\ n' = 1+\mu'$$

$$N = \frac{2(1-\mu)}{3-4\mu+(E/E')(n'/n)}$$

Transformando las ecuaciones anteriores de coordenadas cilíndricas a coordenadas cartesianas resulta:

$$\sigma'_x = -(M+N)\,\sigma_x \tag{25}$$

$$\sigma'_y = -(M-N)\,\sigma_x \tag{26}$$

$$\sigma'_z = -2\,\mu' M\ \sigma_x \tag{27}$$

$$\tau'_{yz} = \tau'_{zx} = \tau'_{xy} = 0 \tag{28}$$

Las componentes de las deformaciones de la célula, teniendo en cuenta la ley de Hooke y las tensiones anteriores, son:

$$\epsilon'_x = -\frac{1}{E'}[(1-2\,\mu')\,n'M + n'N]\,\sigma_x \tag{29}$$

$$\epsilon'_y = -\frac{1}{E'}\,[(1-2\,\mu')\,n'M - n'N]\,\sigma_x \tag{30}$$

$$\epsilon'_z = 0 \tag{31}$$

$$\gamma'_{yz} = \gamma'_{zx} = \gamma'_{xy} = 0 \tag{32}$$

El equilibrio (b) resulta de la aplicación de la tensión $\mu\,\sigma_x$ a las bases del paralelepípedo (*Figura 129);* Como el diámetro de la célula es pequeño comparado con las dimensiones del paralelepípedo, y E' normalmente es mucho menor que $\bar{E}$, se puede suponer que entre las secciones AB y CD de la *Figura 129(c)* la deformación de la célula cuando se liberan las bases del paralelepípedo, se obtiene sustituyendo σ_z por $-\mu \cdot \sigma_x$ en las ecuaciones (17), (18) y (19).

Siendo $\sigma_z = -\mu\,\sigma_x$ resulta:

$$\epsilon'_x = \epsilon'_y\ \frac{\mu}{E}\ (m\,M - \mu)\,\sigma_x \tag{33}$$

$$\epsilon'_z = \frac{\mu}{E} \cdot \sigma_x \tag{34}$$

$$\gamma'_{yz} = \gamma'_{zx} = \gamma'_{xy} = 0 \tag{35}$$

Superponiendo el equilibrio (b) y el (a), se obtiene la expresión de las deformaciones en la célula entre las secciones AB y CD debido a la aplicación de $-\sigma_x$.

$$\epsilon'_x = -\left(\frac{m'M + n'N}{E'} + \frac{\mu\,\mu'}{E}\right)\sigma_x \tag{36}$$

$$\epsilon'_y = -\left(\frac{m'M - n'\mathrm{N}}{E'} + \frac{\mu\,\mu'}{E}\right)\sigma_x \tag{37}$$

$$\epsilon'_z = \frac{\mu}{E}\ \sigma_x \tag{38}$$

$$\gamma'_{yz} = \gamma'_{zx} = \gamma'_{xy} = 0 \tag{39}$$

siendo:

$$m' = (1 - 2\,\mu')\,[(1 - \mu\,\mu')/(1-\mu)]n'/n$$

Siguiendo un proceso análogo al anterior, para la liberación de la tensión σ_y, resulta:

$$\epsilon'_x = -\left(\frac{m'N - n'N}{E'} + \frac{\mu\,\mu'}{E}\right)\sigma_y \tag{40}$$

$$\epsilon'_y = -\left(\frac{m'M + n'N}{E'} + \frac{\mu\,\mu'}{E}\right)\sigma_y \tag{41}$$

$$\epsilon'_z = \frac{\mu}{E}\,\sigma_y \tag{42}$$

$$\gamma'_{yz} = \gamma'_{zx} = \gamma'_{xy} = 0 \tag{43}$$

3.– Deformación debida a la aplicación de $-\tau_{xy}$

El efecto de la liberación de la tensión de corte τ_{xy}, puede calcularse de los resultados anteriores superponiendo los efectos de una tracción $\sigma_X = -\tau_{xy}$ y una compresión $\sigma_Y = \tau_{xy}$ que actúan en planos perpendiculares a los ejes OX y OY respectivamente. (*Figura 130*).

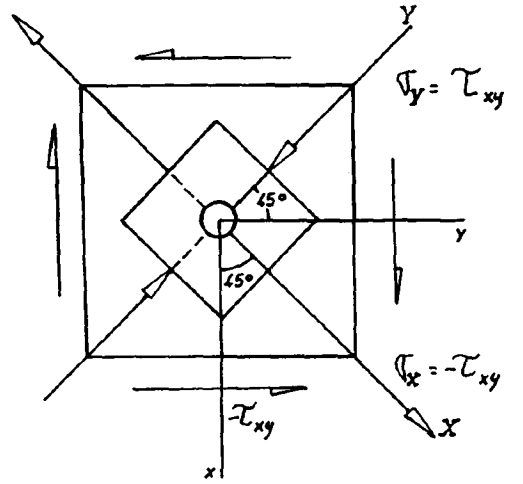


FIG. 130

Con respecto al sistema auxiliar de ejes X e Y, la deformación de la célula viene definida por las siguientes ecuaciones, superponiendo las ecuaciones (36 a 39) y (40 a 43) según los nuevos ejes X e Y:

$$\epsilon'_x = -\left(\frac{m'M + n'N}{E'} + \frac{\mu\,\mu'}{E}\right)\tau_{xy} + \left(\frac{m'M - n'N}{E'} + \frac{\mu\,\mu'}{E}\right)\tau_{xy} \tag{44}$$

$$\epsilon'_y = \left(\frac{m'M - n'N}{E'} + \frac{\mu\,\mu'}{E}\right)\tau_{xy} - \left(\frac{m'M - n'N}{E'} + \frac{\mu\,\mu'}{E}\right)\tau_{xy} \tag{45}$$

$$\epsilon'_z = \frac{\mu}{E} (\tau_{xy} - \tau_{xy}) \tag{46}$$

$$\gamma'_{yz} = \gamma'_{zx} = \gamma'_{xy} = 0 \tag{47}$$

Simplificando estas relaciones anteriores, resulta:

$$\epsilon'_x = -\frac{2\,n'N}{E'}\,\tau_{xy} \tag{48}$$

$$\epsilon'_y = \frac{2\,n'N}{E'}\,\tau_{xy} \tag{49}$$

$$\epsilon'_z = 0 \tag{50}$$

$$\gamma'_{yz} = \gamma'_{zx} = \gamma'_{xy} = 0 \tag{51}$$

Por consiguiente, las componentes de la deformación de la célula en los ejes x,y,z son:

$$\epsilon'_x = \epsilon'_y = \epsilon'_z = 0 \tag{52}$$

$$\gamma'_{yz} = \gamma'_{zx} = 0 \tag{53}$$

$$\gamma'_{xy} = -\frac{4\,n'N}{E'}\,\tau_{xy} \tag{54}$$

4.– Deformación debida a la aplicación de $-\tau_{yz}$ y $-\tau_{zx}$.

Para el problema de un sólido con una inclusión cilíndrica sometido a tensiones de corte, no existe solución analítica.

Primero se va a considerar el equilibrio de un paralelepípedo con un agujero circular.

La aplicación de $-\tau_{yz}$ a dicho paralelepípedo produce un estado tensional dado por:

$$\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z = 0 \tag{55}$$

$$\tau_{zx} = \frac{d^2\ \text{sen}\ 2\,\theta}{4\,r^2}\,\tau_{yz} \tag{56}$$

$$\tau_{yz} = -\left(1 + \frac{d^2}{4\,r^2}\cos 2\,\theta\right)\tau_{yz} \tag{57}$$

$$\tau_{xy} = 0 \tag{58}$$

Estas relaciones se verifican a cierta distancia de las bases del paralelepípedo; θ y r son las coordenadas polares del punto del macizo rocoso (Ver *Figura 131*).

En el límite del agujero $r = \frac{d}{2}$; por consiguiente:

$$\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z = 0 \tag{59}$$

$$\tau_{zx} = \tau_{yz}\ \text{sen}\ 2\,\theta \tag{60}$$

$$\tau_{yz} = -(1 + \cos 2\,\theta)\,\tau_{yz} \tag{61}$$

De aquí se deduce que el promedio de τ_{zx} es cero a lo largo de la sección transversal y τ_{yz} varía desde 0 en los puntos B y D ($\theta = 90^\circ$ y 270°) hasta $-2\,\tau_{yz}$ en los puntos A y C ($\theta = 0^\circ$ y 180°).

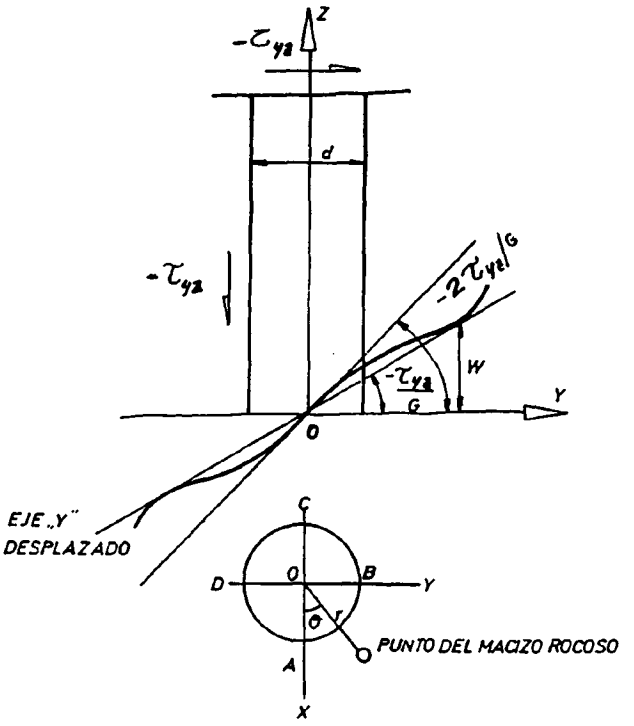


FIG. 131

Esto indica que la tensión de corte τ_{yz} alcanza un valor que es el doble del valor aplicado al paralelepípedo.

Considerando las tensiones anteriores, dadas por las ecuaciones (59), (60) y (61), las deformaciones vienen dadas por:

$$\epsilon_x = \epsilon_y = \epsilon_z = 0 \tag{62}$$

$$\gamma_{zx} = \frac{d^2 \operatorname{sen} 2\theta}{4 r^2 G} \tau_{yz} \tag{63}$$

$$\gamma_{yz} = -\frac{1}{G}\left(1 + \frac{d^2}{4r^2} \cos 2\theta\right)\tau_{yz} \tag{64}$$

$$\gamma_{xy} = 0 \tag{65}$$

G es el módulo de elasticidad transversal o módulo de rigidez.

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)}$$

En un sistema de referencia asociado a un elemento de área en el punto 0 de la figura anterior, contenido en el plano OXY, los desplazamientos del sólido son:

$$u = 0$$
$$v = 0$$
$$w = \frac{1}{G} \operatorname{sen}\theta \left(\frac{d^2}{4r} + r\right) \tau_{yz}$$

La sección del agujero permanece plana después de la deformación, aunque gira un ángulo igual al valor supuesto en los puntos A y C, $\gamma_{yz} = -2\,\tau_{yz}/G$.

La rotación del agujero es pues el doble de la del sólido sin agujero.

Cuando el agujero está relleno con una inclusión plástica, se supone que la célula impide los desplazamientos del borde del agujero, o sea, se supone que el cilindro sufre la deformación

$$\gamma'_{yz} = -2\frac{\tau_{yz}}{G} = -4\frac{n}{E}\,\tau_{yz}$$

Para justificar esta suposición, hay que tener en cuenta que $U = V = 0$ en la pared del agujero, es decir, no existen tensiones en el cilindro debido a los desplazamientos U y V.

Como $E' \ll E$, se puede suponer que el desplazamiento W se transmite a la célula, excepto en las proximidades de los puntos B y D. En estos puntos el valor real de τ_{yz} es cero mientras que el valor que se ha supuesto es $\tau'_{yz} = G'\gamma'_{yz}$ donde $G' = E'/2\,(1+\mu')$. Como debe haber continuidad en el valor de las tensiones de corte, esto indica que se producirá una alteración en el entorno de B y D. Esto originará desplazamientos W a lo largo del eje "y" (incluyendo al cilindro), cuyo valor viene indicado en la figura anterior. En la parte interior de la célula, donde están las bandas extensométricas, esta alteración no será importante y por tanto se tomará:

$$\gamma'_{yz} = -\frac{4n}{E}\,\tau_{yz}$$

y análogamente

$$\gamma'_{zx} = -\frac{4n}{E}\,\tau_{zx}$$

5.– Deformación final de la célula

Superponiendo los efectos ya tratados, las deformaciones en la célula debidas a la liberación de tensiones vienen dadas por:

$$\epsilon'_x = -\left(\frac{m'M+n'N}{E'}+\frac{\mu\mu'}{E}\right)\sigma_x - \left(\frac{m'M-n'N}{E'}+\frac{\mu\mu'}{E}\right)\sigma_y - \frac{mM-\mu}{E}\,\sigma_z$$

$$\epsilon'_y = -\left(\frac{m'M-n'N}{E'}+\frac{\mu\mu'}{E}\right)\sigma_x - \left(\frac{m'M+n'N}{E'}+\frac{\mu\mu'}{E}\right)\sigma_y - \frac{mM-\mu}{E}\,\sigma_z$$

$$\epsilon'_z = \frac{\mu}{E}\,\sigma_x + \frac{\mu}{E}\,\sigma_y - \frac{1}{E}\,\sigma_z$$

$$\gamma'_{yz} = -\frac{4n}{E}\,\tau_{yz}$$

$$\gamma'_{zx} = -\frac{4n}{E}\,\tau_{zx}$$

$$\gamma'_{xy} = -\frac{4n'N}{E}\,\tau_{xy}$$

donde:

$$n = 1+\mu;\quad n' = 1+\mu';\quad m = \frac{\mu\mu'}{1-\mu};\quad m = (1-2\mu')\frac{1-\mu\mu'}{1-\mu}\cdot\frac{n'}{n}$$

$$M = \frac{1-\mu}{1+(1-2\mu')(E/E')(n'/n)} \quad ; \quad N = \frac{2(1-\mu)}{3-4\mu+(E/E')(n'/n)}$$

Teniendo en cuenta las relaciones (5) del punto 3.3.1, se obtienen los valores de ϵ_x', ϵ_y', ϵ_z', γ_{yz}', γ_{zx}', γ_{xy}' y de aquí, conociendo las constantes elásticas de la roca y de la célula, previamente determinadas en laboratorio, se resuelve el sistema anterior, obteniéndose las 6 componentes de la tensión que define el estado tensional en el punto del macizo rocoso en estudio.

3.3.3. *Descripción del método*

El método consiste en la realización de un sondeo de diámetro $D = 135$ mm, en el punto donde se va a determinar el estado tensional; a continuación, se perfora un sondeo coaxial de 37 mm de diámetro, con una longitud de unos 90 cm, comenzando en el fondo del sondeo anterior; en las paredes del sondeo de menor diámetro se cementa una célula triaxial. Se toman las lecturas iniciales en cada banda extensométrica y a continuación se sobreperfora para liberar las tensiones y obtener así un testigo cuyo diámetro es como mínimo de 75 mm, normalmente igual a D. Los cables se mantienen conectados a las bandas extensométricas para realizar las lecturas a intervalos regulares, mientras se van produciendo las deformaciones debidas a la liberación de tensiones. Por último, teniendo en cuenta las deformaciones obtenidas, se calcula el estado tensional en el punto en estudio. Se puede conocer la evolución de las tensiones continuando el sondeo de pequeño diámetro y cementando una célula en un punto cercano al anterior estudiado (ver *Figura 132*).

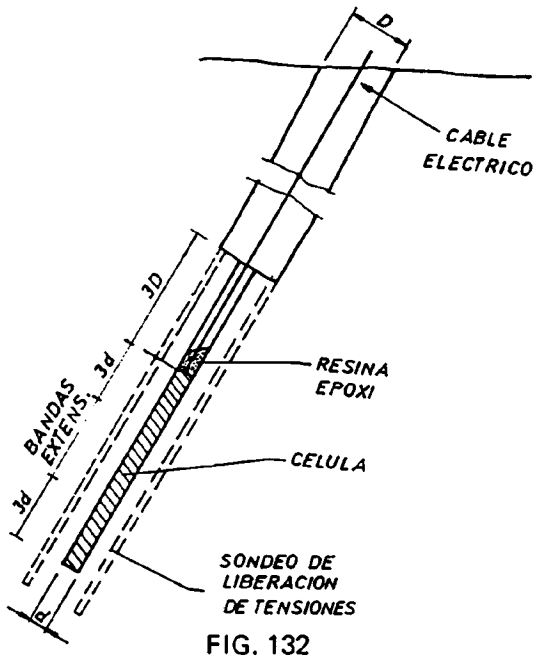


FIG. 132

La célula de plástico presenta la ventaja de ser útil a pesar de la existencia de agua, aunque resulta problemático pegar la célula a la roca; por otro lado, al estar las bandas embebidas en la célula de plástico, las deformaciones de las bandas extensométricas se verán mucho menos afectadas por las discontinuidades y por las heterogeneidades que en el caso de que las bandas estuvieran pegadas directamente sobre la roca.

Para que las tensiones que se desarrollan entre la célula y las paredes del sondeo sean pequeñas, el módulo de elasticidad E' de la célula debe ser bajo; por otro lado, dicho módulo tiene que ser lo suficientemente alto para que la rigidez de las bandas extensométricas sea despreciable.

Las lecturas en cada banda extensométrica pueden tomarse a intervalos regulares durante el transcurso de la sobreperforación; así, se pueden obtener curvas que muestran la evolución de las lecturas, haciendo posible la detección de irregularidades y la elección de los puntos inicial y final de lectura, teniendo en cuenta los efectos de la temperatura del agua de perforación. Lo ideal sería que la temperatura del agua fuera la misma que la de la roca en el punto donde se realiza la lectura.

Una vez que se ha extraido del sondeo el testigo, éste se corta transversalmente en diversos trozos y se inspecciona el contacto entre la roca y la célula plástica para verificar la perfecta adherencia entre ambos.

3.3.4. *Ejecución de los ensayos*

Normalmente conviene realizar este ensayo según el siguiente orden:

1. En la selección de los puntos de ensayo hay que evitar aquellos en los que existe agua y no puede ser evacuada fácilmente.
2. La situación de los puntos de ensayo debe estar precedida de una investigación geológica a fondo y un programa de perforación muy detallado con estudio de los testigos obtenidos.
3. Hay que evitar los cambios de temperatura durante los ensayos. En este sentido, además de utilizar un buen equipo de perforación, hay que regular la velocidad de sobreperforación para evitar el sobrecalentamiento.
4. Para evitar los efectos térmicos, hay que determinar la temperatura en el punto de ensayo y utilizar agua mantenida a temperatura constante durante la perforación. De todas formas conviene utilizar una banda extensométrica para corregir los efectos térmicos y así eliminar las deformaciones que no están producidas por cambios tensionales.
5. Hay que adecuar el programa de lectura para seguir el proceso de relajación de tensiones completo para la mayoría de los ensayos. El proceso de relajación completo es el siguiente: (ver *Figura 133*).

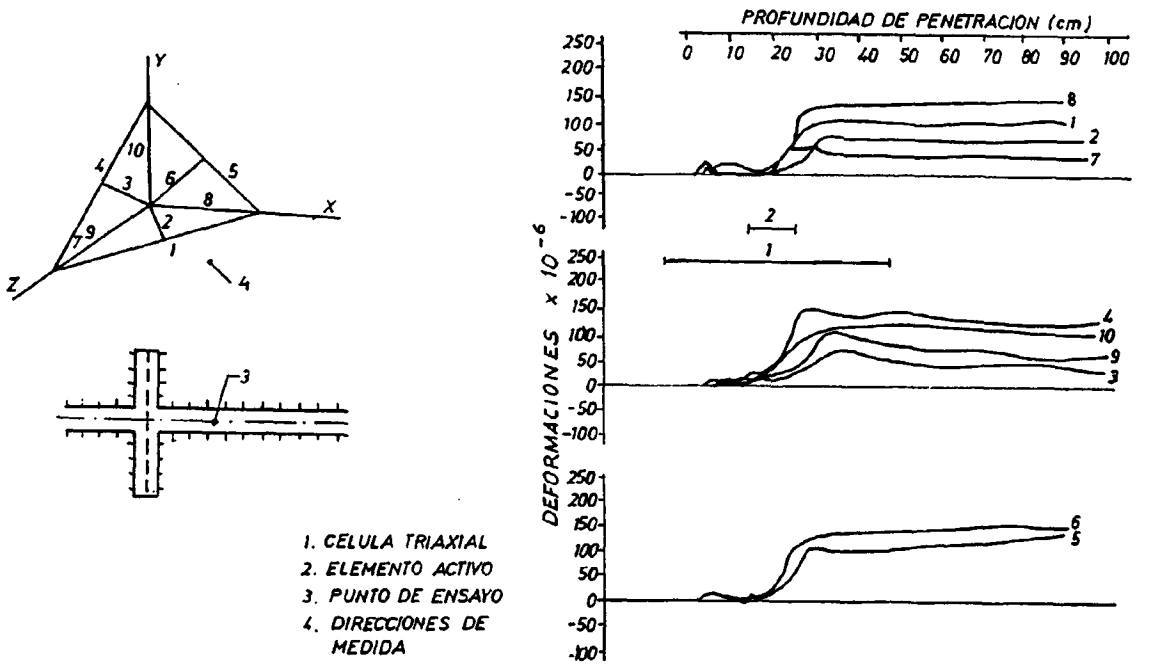


FIG. 133

Puede verse que la relajación comienza un poco antes de que se alcance la parte sensible (está situada a una distancia de 250 a 350 mm de la cabeza de la célula), y termina prácticamente cuando la parte sensible es sobreperforada.

Teniendo en cuenta los hechos anteriores, conviene hacer las lecturas según el siguiente orden:

- Antes de la iniciación de la sobreperforación.

- Antes de la iniciación de la sobreperforación y sin agua de circulación, a temperatura estable.
- Antes de la iniciación de la sobreperforación y con agua de circulación.
- Cuando se alcanza la cabeza de la célula.
- Cuando se han perforado 120 mm a lo largo de la longitud de la célula.
- A 250 mm, cuando se ha alcanzado la zona sensible.
- A 350 mm, cuando se ha sobreperforado la zona sensible.
- A 460 mm, desde la cabeza de la célula.
- Cuando se ha sobreperforado el final de la célula, (300 mm para ensayos verticales y 800 mm para ensayos horizontales).
- Inmediatamente después de extraer el testigo.

6. La fijación de la célula a la roca debe ejecutarse perfectamente; de otro forma, el ensayo no será válido.

La fijación de la célula es muy difícil en sondeos con agua y además de tener que eliminar el agua, hay que buscar un tipo de mezclas de resina "epoxy", con la composición adecuada.

3.4. Metodo de la célula extensométrica "Doorstopper"

Este método ha surgido como solución a los problemas que presentaban otros sistemas de bandas extensométricas colocadas en el fondo del barreno; estos problemas se debían a la dificultad de aislar las bandas y contactos eléctricos del agua de circulación necesaria para realizar la sobreperforación.

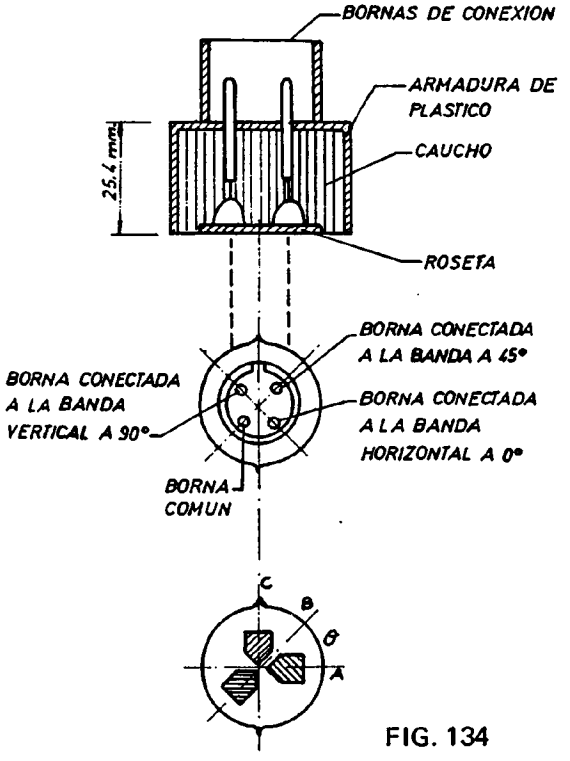


FIG. 134

Para evitar estas dificultades, las conexiones eléctricas a las bandas extensométricas se han colocado dentro de una cápsula de caucho de silicona de 34 mm de diámetro (ver *Figura 134*); en la base de esta cápsula va instalada una roseta de bandas extensométricas rectangulares. Las salidas de la roseta están conectadas a cuatro bornas de cobre en un enchufe aislado.

Para instalar el equipo, es necesario realizar un sondeo de 60 mm de diámetro.

La célula se pega en el fondo del barreno y se aprieta mediante una herramienta manual hasta que queda totalmente fijada en el fondo del barreno.

Se realiza entonces una primera lectura de las bandas, que es la lectura cero. A continuación se retira la herramienta de apriete, se sobreperfora el barreno y se vuelven a tomar otras lecturas de deformaciones.

La diferencia de las deformaciones leídas antes y des-

pués de la sobreperforación del barreno viene dada, respectivamente para las direcciones horizontal, a 45° y vertical, por ϵ_H, ϵ_{45} u ϵ_v. Siendo ϵ'_1 y ϵ'_2 las deformaciones principales de la roca en el fondo del barreno, se puede poner la siguiente relación:

$$\epsilon'_1 \text{ y } \epsilon'_2 = [(\epsilon_H + \epsilon_V) \pm \sqrt{2\,\epsilon_{45} - (\epsilon_H + \epsilon_V)^2 + (\epsilon_H - \epsilon_V)^2}]$$

ϵ_1 y ϵ_2 forman con la dirección de ϵ_H unos ángulos θ_1 y θ_2 respectivamente, medidos en sentido positivo y sus valores son:

$$\operatorname{tg}\theta_1 = \frac{2\,(\epsilon'_1 - \epsilon_H)}{2\,\epsilon_{45} - (\epsilon_H + \epsilon_V)} \quad ; \quad \operatorname{tg}\theta_2 = \frac{2(\epsilon'_2 - \epsilon_H)}{2\,\epsilon_{45} - (\epsilon_H + \epsilon_V)}$$

Las tensiones principales en la roca en el fondo del barranco son:

$$\sigma'_1 = \frac{E}{1-\mu^2}\,(\epsilon'_1 + \mu\,\epsilon'_2) \quad ; \quad \sigma'_2 = \frac{E}{1-\mu^2}(\epsilon'_2 + \mu\,\epsilon'_1)$$

De hecho, lo que se mide es la concentración de tensiones en el fondo del sondeo. Por lo tanto, hay que corregir estos valores para obtener las tensiones verdaderas en el macizo virgen.

S. Crouch, utilizando el método de elementos finitos, propuso las siguientes relaciones entre σ'_1 y σ'_2 y las tensiones naturales σ_1, σ_2 y σ_3:

$$\sigma'_1 = F_r\,\sigma_1 + F_a\,\sigma_3 \quad ; \quad \sigma'_2 = F_r\,\sigma_2 + F_a\,\sigma_3$$

siendo F_r y F_a constantes, cuyos valores en función del coeficiente de Poisson ν son:

ν	F_a	F_r
0	− 0,455	− 1,22
0,1	− 0,540	− 1,23
0,2	− 0,620	− 1,25
0,3	− 0,700	− 1,25
0,4	− 0,780	− 1,21

Haciendo tres sondeos, se pueden determinar tres pares de valores de σ'_1 y σ'_2, y por medio de ellos obtener σ_1, σ_2 y σ_3.

4. Ensayos para determinar las propiedades mecánicas de las rocas

4.1. *Introducción*

En este punto se van a tratar los diferentes tipos de ensayo efectuados en laboratorio para determinar las propiedades mecánicas de las rocas más importantes para el dimensionado de minas.

Para obtener las propiedades mecánicas de las rocas hay que acudir a una muestra de un tamaño suficiente para que incluya a un gran número de partículas constituyentes, pero suficientemente pequeño para excluir las discontinuidades estructurales mayores, de forma que las propiedades de la muestra sean homogéneas.

Para el dimensionado de minas subterráneas es necesario obtener muestras del techo, muro, hastiales, pilares, etc.

Las probetas se suelen preparar a partir de los testigos de sondeos de investigación del yacimiento, aunque en determinados puntos específicos se pueden efectuar sondeos con el único objeto de ensayar los testigos obtenidos.

A veces se pueden extraer bloques de roca de la mina y obtener de ellos probetas cilíndricas mediante una sonda en el laboratorio. Estos bloques deben extraerse prescindiendo de voladuras, para evitar posibles errores en los resultados de los ensayos debido a las tensiones generadas en la voladura.

Cuando la humedad tiene una influencia sensible sobre el comportamiento de la roca, las muestras que se van a ensayar en el laboratorio deben parafinarse en el momento de su extracción en la mina.

4.2. Ensayo de compresión simple

En los ensayos de compresión simple, se pueden distinguir tres aspectos: compresión simple en í, módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson.

4.2.1. *Ensayo de compresión simple propiamente dicho*

El propósito de este ensayo es medir la resistencia a compresión de una probeta cilíndrica de roca, sometida a una carga axial.

Para realizar el ensayo, hay que disponer de una prensa de capacidad adecuada que permita aplicar la carga sobre la probeta a velocidad constante hasta que se produzca la rotura en la misma en un intervalo de tiempo entre 5 y 15 minutos; también la velocidad de carga puede establecerse entre los límites de 0,5 a 1 *MPa/s.*

La probeta se coloca entre los discos de la prensa (ver *Figura 135*), bien centrada. Se aplica una carga de asentamiento equivalente al 1 % de la resistencia a compresión simple estimada. En este momento, el reloj indicador de carga se pone en cero. Se fija la velocidad de aplicación de la carga, dando comienzo la compresión, hasta que la muestra se rompe. Es muy conveniente hacer un pequeño dibujo en el que venga esquematizada la forma de rotura.

Cálculos

La resistencia a compresión simple de una probeta se calcula de la siguiente forma:

Resistencia a compresión simple, $\sigma_c = P/S$,

donde:

P es la carga máxima a la que ha sido sometida la probeta durante el ensayo.

S es el área de la sección transversal de la probeta.

Los resultados de este ensayo se deben anotar en un impreso donde figuren:

- Tipo de roca o mineral, para identificar la probeta.
- Relación diámetro/altura de la probeta.
- Número de probetas ensayadas.
- Valor mínimo, medio y máximo de las resistencias a compresión simple obtenidas, en *MPa.*
- Desviación típica en *MPa* y coeficiente de variación en %.
- Información sobre el ensayo, tal como:fecha, tipo de prensa y velocidad de carga.

Otros datos que pueden figurar en el impreso son:

- Método y forma de preparación de las probetas.
- Condiciones de almacenamiento de las mismas.
- Tipo de rotura (cónica, axial, diagonal).

4.2.2. *Determinación del módulo de elasticidad*

Para realizar este ensayo hay que disponer de una prensa adecuada, con suficiente capacidad para aplicar una carga axial a una velocidad constante. A continuación se presenta,en la *Figura 135*, un esquema con las características principales de la prensa.

La muestra se coloca centrada en la prensa sobre el disco inferior; el disco superior se coloca sobre la probeta y se aplica una carga equivalente al 1 % de la resistencia a compresión simple estimada. A continuación, se empieza a aplicar la carga; la primera lectura de la deformación se hace al llegar al 5 % de la resistencia y las sucesivas lecturas se hacen al 10, 15, 20, 25, 30, 40, 50 y 60 % de la resistencia estimada. Acto seguido, de una forma análoga, se procede a rebajar la carga aplicada siguiendo los mismos escalones anteriores hasta la descarga total, aplicando nuevamente la carga, hasta alcanzar la rotura.

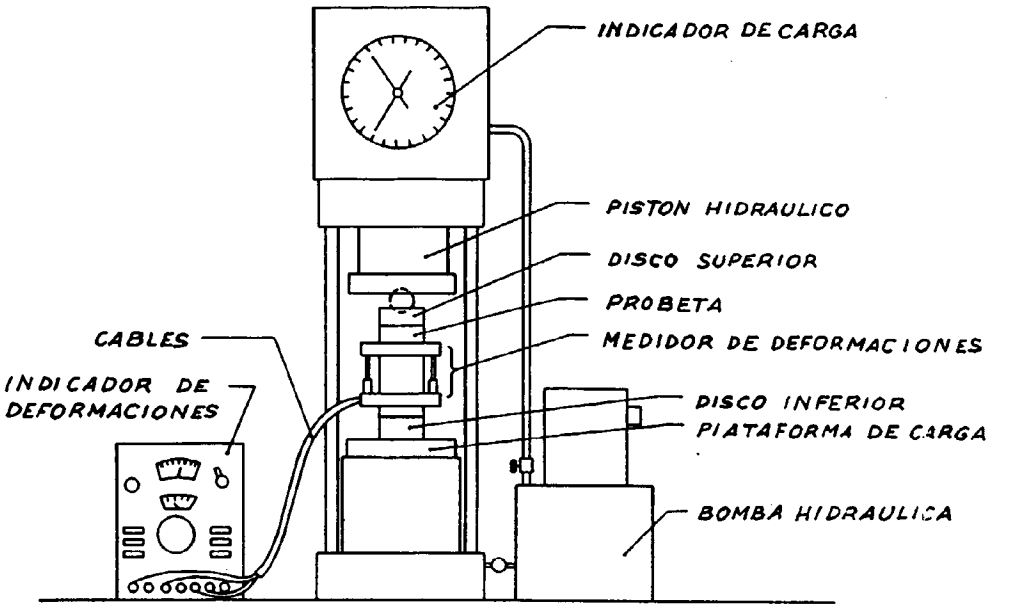


FIG. 135

Es conveniente realizar un esquema de la probeta, indicando las características de la rotura.

Cálculos

La resistencia a compresión uniaxial σ_c se obtiene dividiendo la carga máxima a que se ha sometido la muestra, por el área de la sección normal de la misma.

A continuación, se dibuja la curva tensión-deformación (ver *Figura 136*).

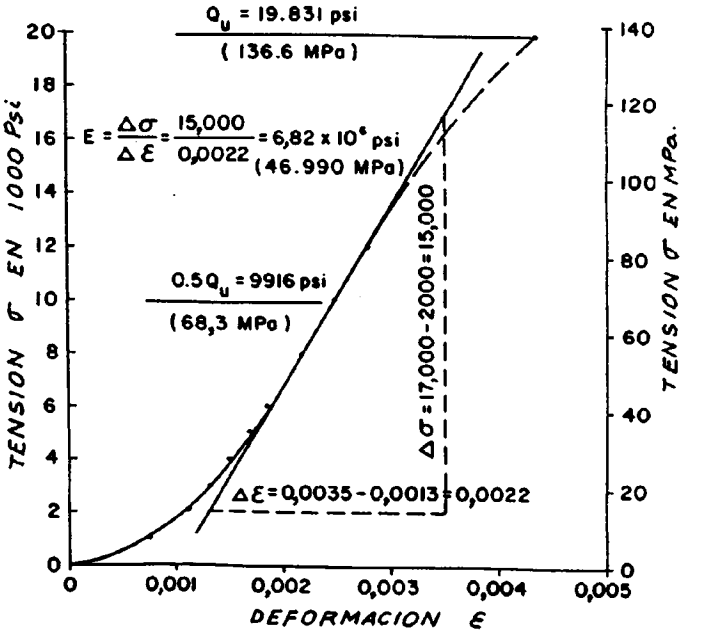


FIG. 136

Se traza la tangente a la curva en el punto 0,5 σ_c.

El módulo E de Young tiene el siguiente valor:

$$E = \Delta\sigma/\Delta\epsilon$$

donde:

$\Delta\sigma$ es el incremento de tensión entre dos puntos de la tangente elegidos arbitrariamente.

$\Delta\epsilon$ es el incremento de deformación correspondiente.

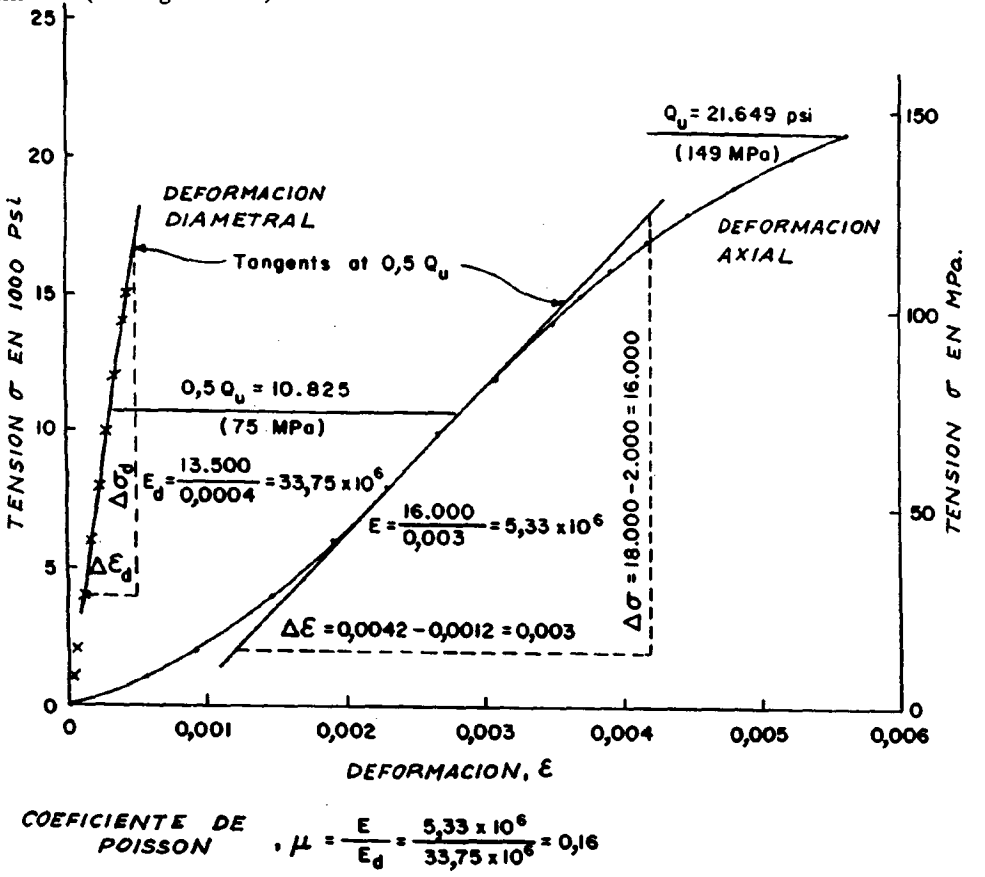
Otra forma de definir el módulo elástico es mediante la pendiente del tramo más recto de la curva tensión-deformación.

4.2.3. *Determinación del coeficiente de Poisson.*

Para determinar el coeficiente de Poisson, se requiere por lo menos una banda extensométrica vertical y otra horizontal, para medir los desplazamientos correspondientes durante el proceso de compresión.

El procedimiento a seguir en el ensayo es idéntico que en el caso de la determinación del módulo de elasticidad de Young.

Una vez terminado el ensayo, se trazan las curvas tensión-deformación axial y tensión-deformación diametral (ver *Figura 137*).



COEFICIENTE DE POISSON, $\mu = \frac{E}{E_d} = \frac{5,33 \times 10^6}{33,75 \times 10^6} = 0,16$

FIG. 137

En los puntos de ambas curvas tensión-deformación definidos por $\sigma = 0,5 \cdot \sigma_c$ se trazan las tangentes. La pendiente de la tangente de la curva tensión-deformación axial, define el módulo de

Young, es decir:

$$E = \Delta\sigma/\Delta\epsilon$$

Análogamente, la pendiente de la tangente de la curva tensión-deformación diametral, define el módulo E_d, es decir:

$$E_d = \Delta\sigma_d/\Delta\epsilon_d$$

El coeficiente de Poisson μ se define como el cociente de ambos módulos anteriores.

$$\mu = E/E_d$$

4.3. *Ensayo de compresión triaxial*

Para realizar este ensayo se requiere una prensa de las mismas características que la utilizada en el ensayo de compresión simple. La probeta se rodea de una membrana impermeable flexible y se introduce en una célula de compresión triaxial (Ver *Figura 138*).

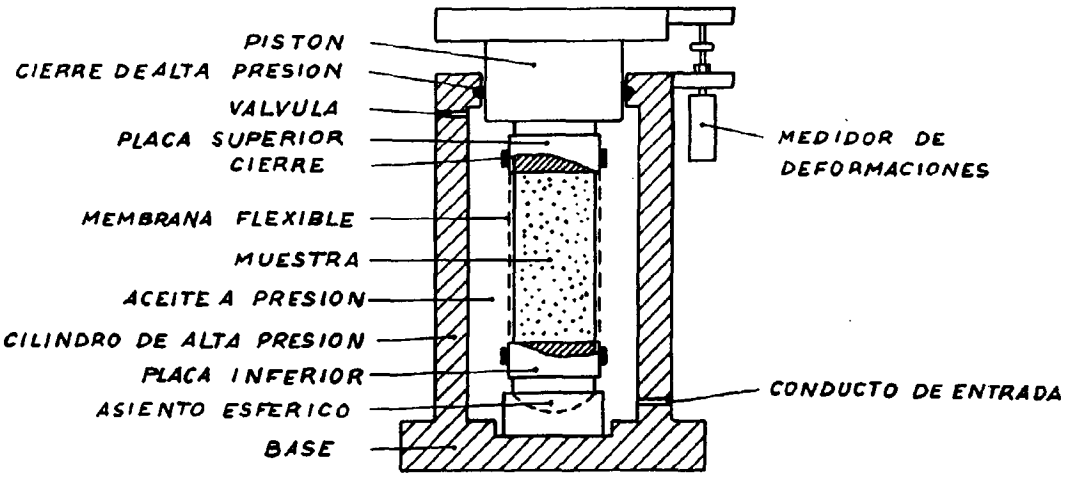


FIG. 138

Se instala la célula triaxial en la prensa, centrada entre los discos superior e inferior. Después, se coloca el aparato de medida de las deformaciones y se conectan a la célula los conductos de presión hidráulica.

Se va elevando lentamente la presión lateral de fluído hasta el nivel previamente determinado y al mismo tiempo se va aplicando carga axialmente de tal manera que la deformación de la probeta permanezca constante. Cuando se alcanza el nivel de presión lateral predeterminado, se asigna el valor cero a la carga axial registrada en ese momento.

Al llegar a este punto, se empieza a aplicar carga axialmente hasta que la carga permanezca constante o disminuya, o también, hasta alcanzar un valor de la deformación axial predeterminado. La presión de confinamiento se mantiene constante durante todo el ensayo.

Hay que anotar las lecturas de las deformaciones axiales correspondientes a cada 0,1 mm de deformación.

Al terminar el ensayo, la carga axial y la de confinamiento se liberan lentamente hasta que se extrae la probeta, cuya membrana se corta longitudinalmente. Es conveniente hacer un esquema de la forma de la probeta después de la rotura, así como anotar las características de la misma.

La deformación axial ϵ, se calcula para cada nivel de deformación de 0,1 mm mediante:

$$\epsilon = \delta / L_0 ,$$

donde:

δ es la deformación total.

L_0 es la longitud de la probeta.

La diferencia de tensiones $\sigma_1 - \sigma_3$, para cada nivel de deformación de 0,1 mm es:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = P/A,$$

donde:

P es la carga aplicada correspondiente al nivel de deformación.

A es el área de la sección transversal de la probeta.

Para cada ensayo se traza una curva diferencia de tensiones, $\sigma_1 - \sigma_3$ frente a deformación axial ξ. De estas curvas, se obtienen los valores máximos de $\sigma_1 - \sigma_3$, así como sus correspondientes deformaciones axiales ξ'. (Ver *Figura 139*).

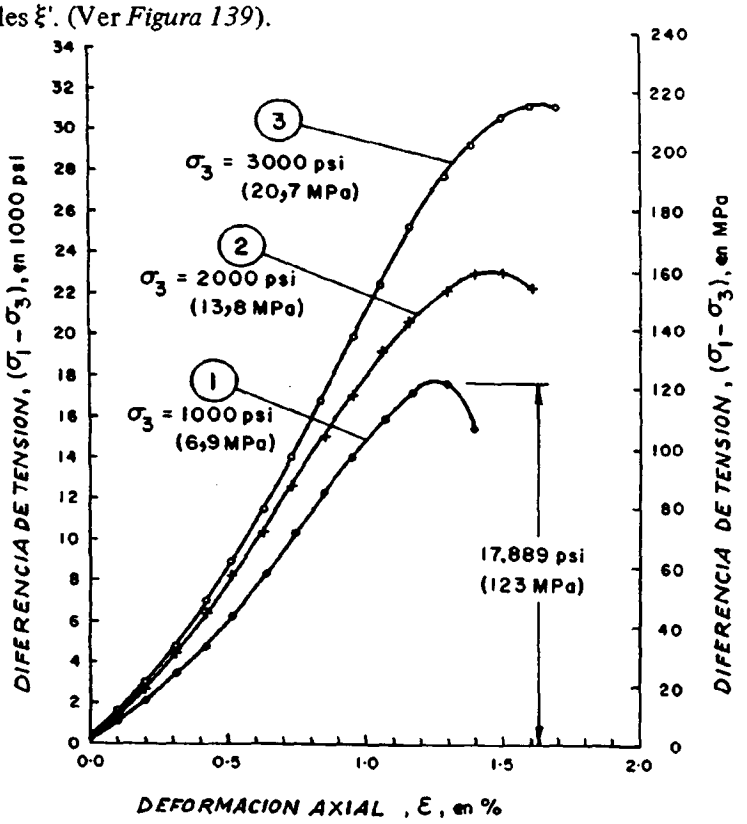


FIG. 139

A continuación, se dibuja un círculo de Mohr para cada ensayo, con la tensión de corte como ordenada y la tensión normal como abscisa, correspondiendo ésta al valor máximo de $\sigma_1 - \sigma_3$.

Por último, se ajusta una recta tangente a los círculos de Mohr anteriormente obtenidos. El ángulo que forma dicha recta con la horizontal define el ángulo de fricción interna de la roca, ϕ; la ordenada en el orígen define la cohesión, C. (Ver *Figura 140*).

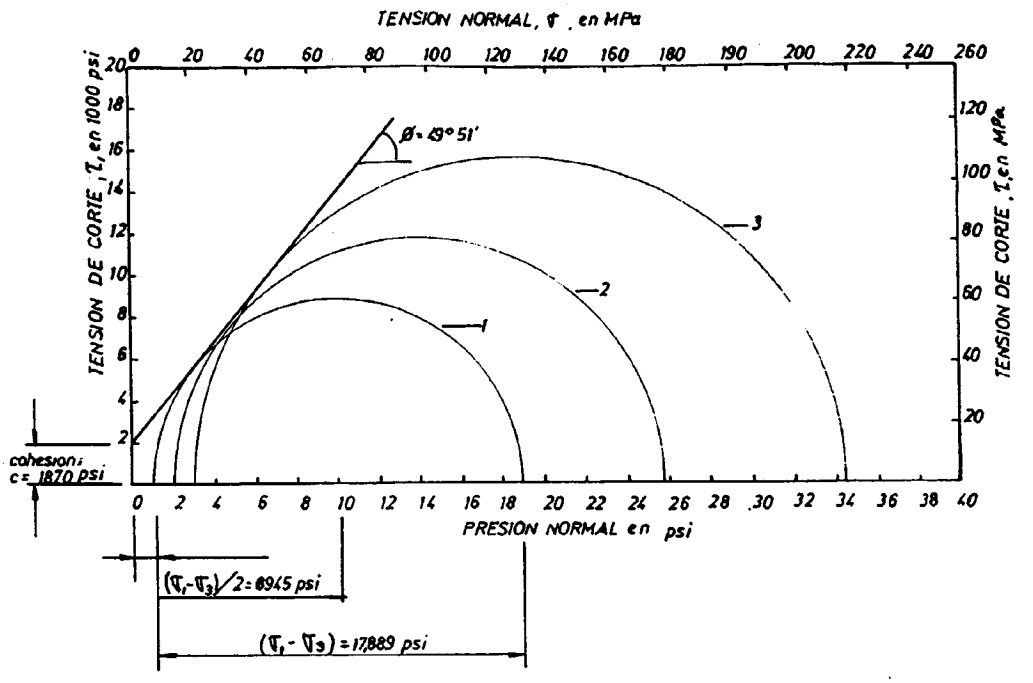


FIG. 140

4.4. Ensayo de corte directo

Para realizar este ensayo, se requiere una caja de corte como la indicada en la *Figura 141.* La caja está hecha en dos mitades, siendo fija la mitad inferior mientras que la otra es móvil, según un plano horizontal. Entre las dos partes de la caja y en sentido vertical, se coloca un aparato para medir los desplazamientos verticales y análogamente se hace para medir los desplazamientos horizontales. Los medidores de los desplazamientos deben tener una sensibilidad de 0,02 mm y el medidor horizontal debe permitir lecturas de hasta 25 mm de desplazamiento total. También hay que disponer de una bomba hidráulica manual o de un sistema que puede ser mecánico para aplicar la fuerza normal y otro dispositivo similar para aplicar la fuerza de corte.

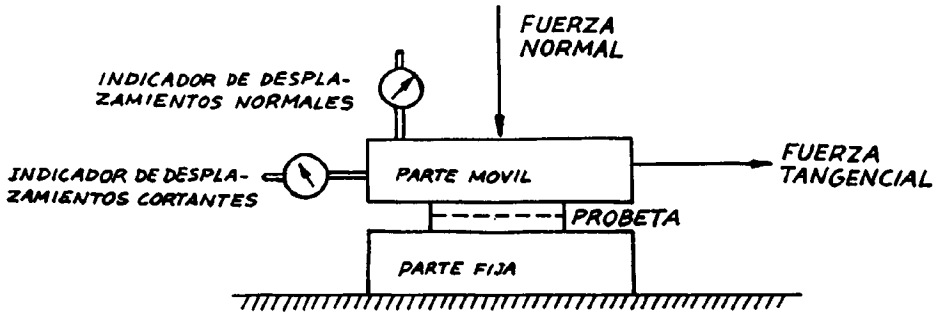


FIG. 141

El procedimiento a seguir en el ensayo es:

1. La muestra que contiene la junta cuya fricción se va a determinar, se talla al tamaño conveniente para que encaje en el molde. Hay que colocar la probeta de forma tal que el plano de discontinuidad coincida exactamente con el plano de corte.
2. Se moldea la probeta en hormigón; cuando éste ha fraguado, se retira la muestra del molde y se introduce en la caja de corte. Se coloca la mitad superior de la caja y se aplica a continuación una

carga normal pequeña para evitar movimientos de la probeta al poner a cero los indicadores de desplazamientos.

3. Se va aumentando la carga normal hasta llegar al valor previamente elegido. Esta carga debe permanecer constante durante la aplicación de la tensión tangencial.
4. Se aplica gradualmente la carga tangencial hasta alcanzar la resistencia de pico, continuándose el ensayo hasta que se observa que basta con una carga inferior para mantener el movimiento de corte; esta carga es la resistencia residual.
5. Si al llegar al desplazamiento máximo que permite la máquina, unos 25 mm, no se ha alcanzado el valor de la resistencia residual de la junta, se suprime la tensión normal, se coloca de nuevo la probeta en su posición primitiva y se realiza otra vez el ensayo, hasta obtener la resistencia residual.

4.5. Ensayo de carga puntual

La finalidad de este ensayo es determinar la resistencia a compresión simple de la roca de una forma muy simple, pudiendo realizarse en el campo.

En este ensayo se rompen trozos de testigo o rocas de forma irregular aplicando la carga entre dos piezas cónicas con punta esférica. (Ver *Figura 142*).

La roca se rompe a tracción.

Los resultados del ensayo se expresan mediante el índice de resistencia bajo carga puntual *Is* definido por:

$$Is = \frac{P}{D^2}$$

donde:

P es la fuerza necesaria para producir la rotura.

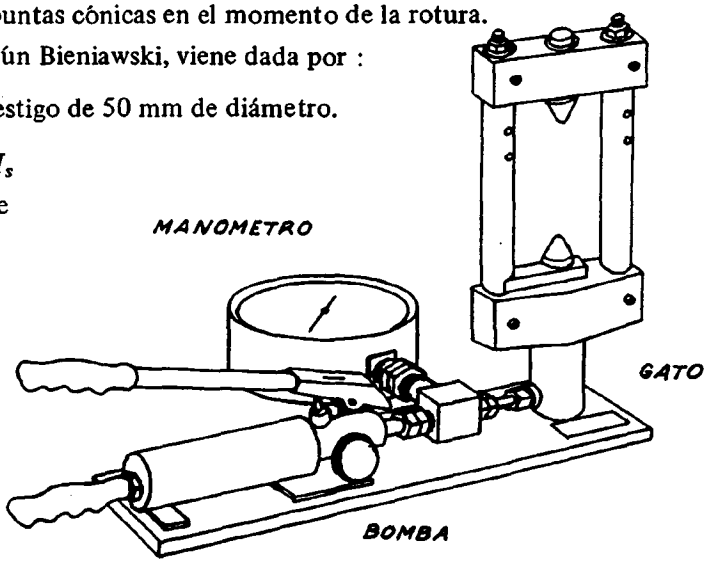
D es la distancia entre las dos puntas cónicas en el momento de la rotura.

La relación entre I_s y σ_c, según Bieniawski, viene dada por :

$\sigma_c = 23\, I_s$. con testigo de 50 mm de diámetro.

Para rocas blandas, $\sigma_c = 18\, I_s$

Cuando $I_s < 10$ kg/cm^2, este índice pierde su validez.



Aparato portátil para el ensayo de carga puntual

FIG. 142

4.6. Determinación de la resistencia a tracción

La resistencia a tracción de una roca sin confinamiento, es un factor muy importante a determinar. A pesar de ello, este factor se utiliza muy poco a la hora de diseñar cavidades subterráneas en roca. La razón de ello estriba en la escasa fiabilidad de los resultados obtenidos de los ensayos de tracción simple efectuados en laboratorio, ya que la mayoría de las rocas no sometidas a con-

finamiento, son muy frágiles a tracción, y, por consiguiente, las muestras de los ensayos no se deforman suficientemente para que se vayan liberando paulatinamente las concentraciones de tensiones que se desarrollan en los puntos de amarre de la probeta al aplicar la carga de tracción. Por otra parte, también se presentan problemas para aplicar la carga de tracción axialmente.

Para intentar resolver estas dificultades, se cementa con resina epoxy u otro cemento un anillo de acero o aluminio en cada extremo de la probeta con el fin de amarrar la probeta a la máquina de ensayo. En dichos puntos de amarre se aplica la tensión de tracción por medio de cables de acero ligeros, unidos con juntas esféricas para evitar la torsión de la probeta.

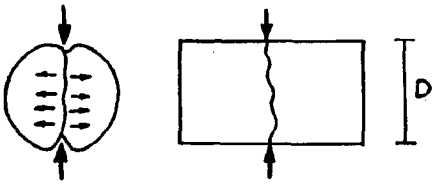


FIG. 143

Como alternativa al ensayo de tracción, para evitar las dificultades anteriormente mencionadas, se dispone del "ensayo de tracción brasileño", que es un ensayo indirecto en el cual se somete a compresión diametral una probeta cilíndrica de roca. Teóricamente, esta compresión genera una tracción uniaxial que forma ángulo recto con el diámetro sometido a compresión. El cilindro se romperá cuando la tensión de tracción alcance el valor de la resistencia a la tracción de la roca. (Ver *Figura 143*).

Por consiguiente:

$$T = \frac{2\,W}{\pi d \cdot L}$$

donde:

W es la carga aplicada

d es el diámetro

L es la longitud axial del cilindro

T es la resistencia a tracción uniaxial

En una serie de ensayos realizados con diferentes máquinas de ensayo, se ha llegado a la conclusión de que el ensayo de tracción brasileño es apropiado para materiales frágiles.

4.7. Ensayo de porosidad y densidad

Este ensayo es bastante sencillo cuando se necesitan probetas de formas regulares para otros ensayos diferentes.

4.7.1. *Aparatos:*

1 Un horno capaz de mantener la temperatura de 103° C – 106° C por un periodo mínimo de 24 horas.

2 Un secador para poner las muestras mientras se enfrían.

3 Un instrumento de medida que permita leer las dimensiones de la probeta con una precisión de 0,1 mm.

4 Un equipo de saturación de vacío tal que las muestras se puedan sumergir en agua y estar sometidas a un vacío de menos de 800 *Pa* durante una hora como mínimo.

5 Una balanza capaz de determinar el peso de la muestra con una precisión del 0,01 %.

4.7.2. *Procedimiento*

Se tornean 3 probetas representativas del material en forma de cilindros rectos. El tama-

ño mínimo de cada probeta debe ser tal que ésta pese por lo menos 50 g.

El volumen V del cilindro se calcula promediando varias medidas realizadas con el calibre.

La muestra se satura mediante inmersión de agua en vacío de menos de 800 *Pa* durante una hora, agitando periódicamente para quitar el aire atrapado.

A continuación se seca la superficie de la probeta, utilizando un trapo húmedo. En este momento se determina el peso de la muestra saturada, M_{SAT}.

Después se seca la probeta a 105° C y se refrigera durante 30 minutos en un secador, determinando el peso de la muestra seca, M_S. Si la roca es friable, habrá que utilizar fundas para que no se deshaga durante el ensayo.

Volumen de poros

$$V_v = \frac{M_{SAT} - M_S}{\rho_w}$$

Porosidad

$$n = \frac{100\, V_v}{V} \%$$

Densidad seca de la roca

$$\rho_d = \frac{M_S}{V}$$

donde, ρ_w es la densidad del agua.

5. Clasificaciones geomecánicas de los macizos rocosos

5.1. *Introducción*

Las excavaciones subterráneas son estructuras enormemente complejas; para realizar tales obras es necesario poseer el máximo conocimiento del macizo rocoso donde se realiza la excavación. La mejor clasificación sería conocer las propiedades mecánicas del macizo, como combinación de las propiedades de las rocas y de las discontinuidades. Por ser ésto prácticamente imposible, se han hecho clasificaciones en las que se diferencian los macizos rocosos en diversas categorías de calidad.

Las clasificaciones de los macizos rocosos tuvieron su origen en los túneles, por ser en estas obras donde parecía más necesario conocer el comportamiento mecánico del macizo. En estas clasificaciones se utilizaron diversos criterios que relacionan las condiciones particulares de la excavación que se va a realizar con las condiciones que aparecieron en otras obras subterráneas ya realizadas y así objetivar las observaciones.

Con las experiencias citadas y con el "índice de calidad del macizo rocoso" se estiman los métodos de excavación más adecuados y las necesidades de sostenimiento.

Ultimamente se ha empezado a relacionar las clasificaciones de los macizos rocosos con ciertos parámetros mecánicos (módulos y resistencia triaxial).

Para clasificar un determinado macizo rocoso, se dividirá éste previamente en dominios estructurales, cada uno de los cuales tendrá características similares, como: litología, espaciado de las juntas, etc. Los límites de un dominio estructural pueden coincidir con rasgos geológicos, tales como fallas o diques.

5.2. Clasificación de Terzaghi

Terzaghi mantiene que desde un punto de vista ingenieril, puede ser mucho más importante un conocimiento del tipo y frecuencia de los defectos de la roca que del tipo de roca que va a aparecer en la obra (51).

En esta clasificación se dividen los macizos rocosos en 9 tipos, según el estado de fracturación de la roca.

Hay que tener en cuenta la disposición de la estratificación respecto al túnel desde el punto de vista de desprendimientos. Así se tiene:

Si la estratificación es vertical, en general el techo será estable, existiendo riesgo de caidas de bloques en una altura de 0,25 B (B es la anchura del túnel).

Si la estratificación es horizontal y de gran potencia, con pocas juntas, el túnel es estable.

Si la estratificación es horizontal, de pequeña potencia o con muchas juntas, ya no existirá estabilidad; entonces se desarrollarán roturas en el techo, formándose un arco sobre el túnel, con una anchura igual a la del túnel y una altura igual a la mitad de la anchura. Esta inestabilidad proseguirá su curso hasta que se detenga por medio de un sostenimiento.

Los 9 tipos de terreno resultantes de esta clasificación son:

Clase	*Tipo de roca*
1	Dura y sana
2	Dura y estratificada o esquistosa
3	Masiva, moderadamente diaclasada
4	Moderadamente fracturada. Bloques y capas
5	Muy fracturada
6	Completamente fracturada pero sin meteorizar
7	Roca fluyente, profundidad moderada
8	Roca fluyente, gran profundidad
9	Expansiva

Los criterios de descripción de la roca son los siguientes:

Roca intacta.— No contiene juntas ni pequeñas fracturas. Por lo tanto, la rotura sólo se produce a través del material. Teniendo en cuenta los daños producidos en la voladura, los bloques de roca pueden caer desde el techo muchas horas o días después de la voladura.

Roca estratificada.— Consiste en estratos individuales con resistencia muy pequeña o sin resistencia a la separación a lo largo del contacto entre ellos. Los estratos pueden debilitarse si existen juntas transversales.

En estas rocas, la condición de desprendimiento de bloques es muy frecuente.

Roca moderadamente diaclasada.— Contiene juntas y pequeñas fracturas, pero los bloques existentes entre juntas están ensamblados de tal forma que las paredes verticales no necesitan soporte. En estas rocas puede aparecer el desprendimiento de bloques.

Roca moderadamente fracturada. Bloques y capas.— Consiste en roca químicamente intacta o fragmentos de roca casi intactos que están completamente separados del resto y ensamblados de una forma incompleta. En estos casos las paredes laterales pueden necesitar un soporte.

Roca muy fracturada.— Químicamente intacta, tiene el aspecto de roca triturada. Si la mayoría de los fragmentos son del tamaño de arena de grano fino y no ha existido una cementación posterior, la roca muy fracturada que se encuentra por debajo del nivel freático muestra las propiedades de una arena saturada y asentada.

Roca completamente fracturada.— La roca va cediendo lentamente hacia el interior del túnel sin aumento perceptible de volumen.

Roca fluyente.— La roca va cediendo hacia el interior del túnel, originando fuertes presiones laterales.

Roca expansiva.—Avanza hacia el interior del túnel principalmente debido a la expansión. La ca-

pacidad de expansión de los estratos queda limitada a aquellas rocas que contienen minerales arcillosos, tales como montmorillonita, con gran capacidad de expansión.

El mayor problema que presenta la clasificación de Terzaghi es su falta de información acerca de las propiedades de las discontinuidades y también su excesiva generalidad para permitir una evaluación suficientemente objetiva del macizo rocoso.

5.3. Clasificación de Protodyakonov

En ella se clasifican los terrenos por medio de un parámetro *"f"*, que es el coeficiente de resistencia. Teniendo en cuenta este coeficiente y las dimensiones del túnel, se definen las cargas de cálculo para dimensionar el sostenimiento. Así, resulta:

Categoría		Descripción	*f*
1.	Excepcional	Cuarcita, basalto y rocas de resistencia excepcional . . .	20
2.	Alta resistencia	Granito, areniscas silíceas y calizas muy competentes. . .	15–20
3.	Resistencia media	Caliza, granito algo alterado y areniscas.	8–6
		Areniscas medias y pizarras	5
		Lutitas, areniscas flojas y conglomerados friables.	4
		Lutitas, esquistos y margas compactas.	3
4.	Resistencia baja	Calizas, lutitas blandas, margas, areniscas friables, gravas y bolos cementados	2
		Lutitas fisuradas y rotas, gravas compactas y arcillas preconsolidadas	1,5
5.	Resistencia muy baja	Arcillas y gravas arcillosas	1,0
		Suelos vegetales, turbas y arenas húmedas	0,6
		Arenas y gravas finas	0,5
		Limos y loess	0,3

El coeficiente *"f"* viene definido por la siguiente relación:

siendo,

$$f = \frac{\sigma_c}{10}$$

σ_c la resistencia a compresión simple de la roca expresada en *MPa.*

5.4. Clasificación de Lauffer

Para llevar a cabo esta clasificación, se realizaron estudios en una serie de excavaciones en diferentes tipos de roca, observándose el tiempo que estas excavaciones permanecían estables.

Los factores que hay que tener en cuenta para realizar esta clasificación son:

Longitud de vano libre, que es la menor de las dos dimensiones, diámetro o longitud, de la excavación en estudio sin revestimiento.

Tiempo de estabilidad, es el tiempo que permanece sin hundirse la longitud de vano libre.

Según estos factores, se clasifican los terrenos en 7 categorías:

Tipo	*Longitud libre*	*Tiempo estabilidad*	*Descripción*
A	4 m	20 años	Sana
B	4 m	6 meses	Algo fracturada
C	3 m	1 semana	Fracturada
D	1,5 m	5 horas	Friable
E	0,8 m	20 minutos	Muy friable
F	0,4 m	2 minutos	De empuje inmediato
G	0,15m	10 segundos	De empuje inmediato fuerte

El inconveniente que plantea esta clasificación es la dificultad para determinar los dos paráme-

tros que la definen, ya que es difícil poder disponer de excavaciones de distintas longitudes libres durante sus tiempos de estabilidad. Es una clasificación muy subjetiva y el motivo de que se utilice es su relación con el "Nuevo Método Austriaco" para la perforación de túneles.

A continuación se presenta, en la *Figura 144*, un gráfico con esta clasificación.

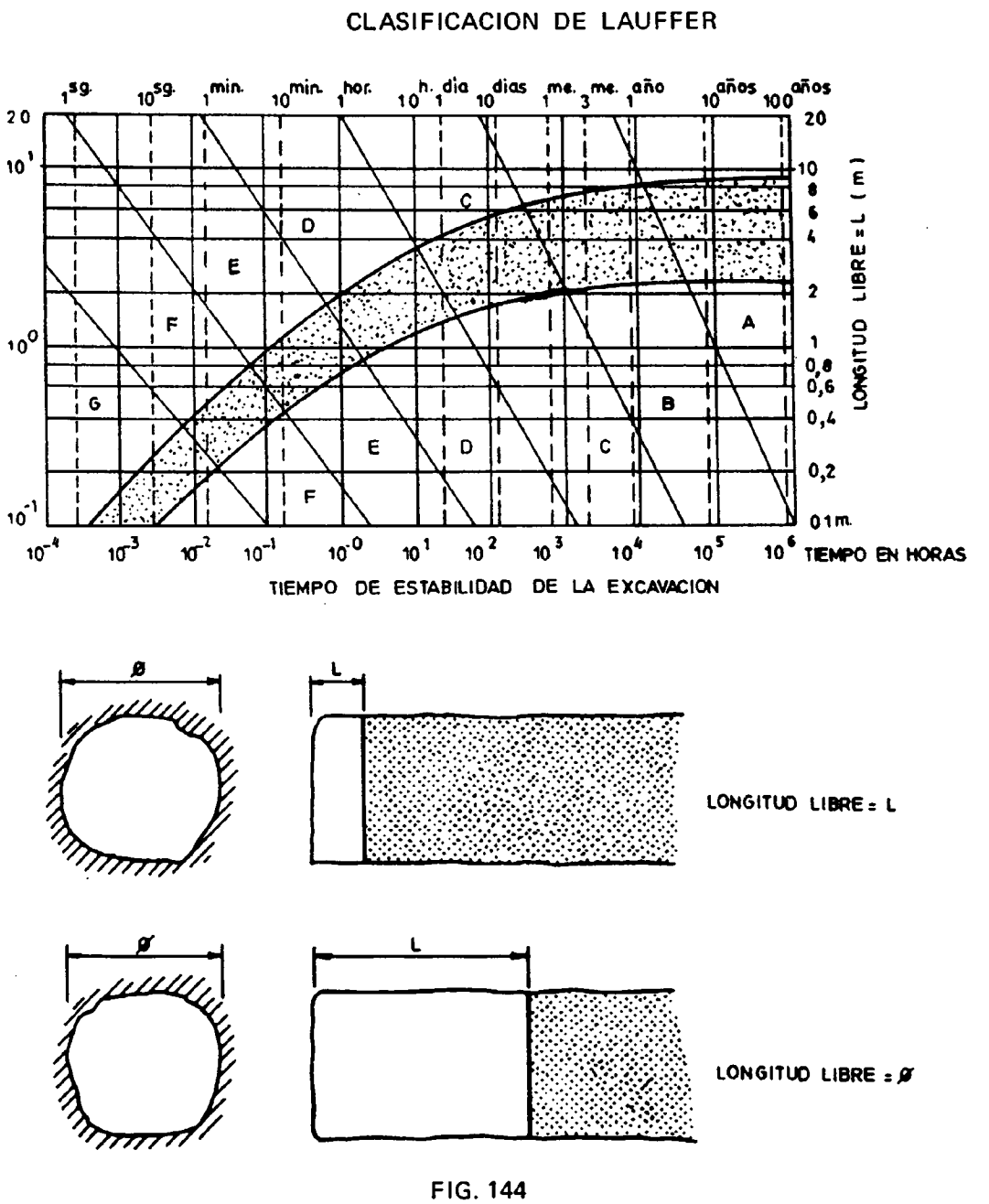


FIG. 144

5.5. Clasificación de Deere a partir del *RQD*

Como ya se explicó al tratar el modelo geológico, el *RQD* es un índice que tiene en cuenta el % de testigo recuperado en el sondeo, en trozos mayores de 10 cm.

Este índice es muy sencillo de obtener, pero se presta a errores, ya que la recuperación del testigo, además de depender de la máquina utilizada para realizar el sondeo, depende de la habilidad del propio sondista.

Los testigos deben ser como mínimo de 50 mm de diámetro y deben extraerse con doble tubo porta-testigos en perforaciones con diamante.

Cuando no se dispone de sondeos, se pueden realizar calicatas o trincheras de reconocimiento.

Midiendo el número total de juntas por metro cúbico, J_v, que se obtiene sumando las juntas de cada familia de discontinuidades que hay por metro; se puede obtener el RQD mediante la siguiente aproximación:

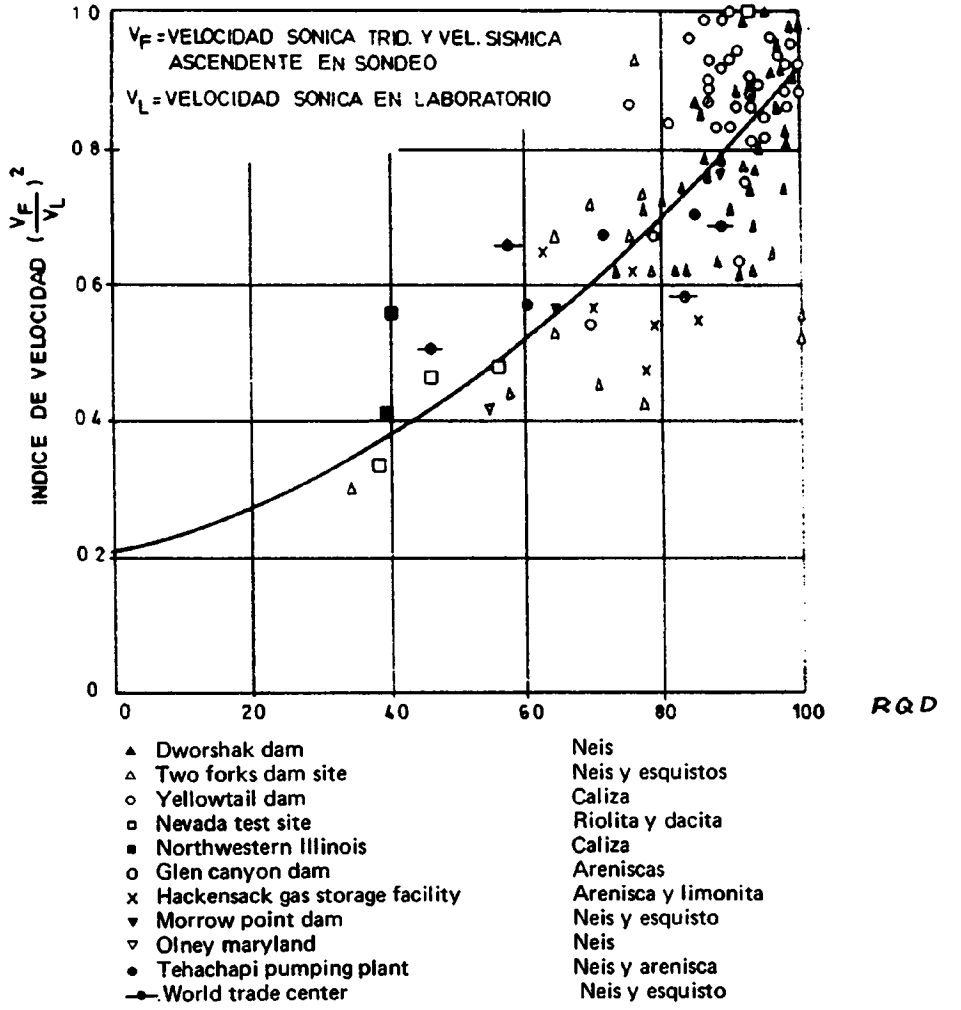
$$RQD = 115 - 3{,}3\,J_v$$

Para valores de J_v inferiores a 4,5, el RQD se considera que es el 100 %.

Según el RQD, se tiene:

RQD	*Tipo de roca*
90 – 100	Excelente
75 – 90	Buena
50 – 75	Media
25 – 50	Mala
0 – 25	Muy mala

Esta clasificación no es apropiada para rocas poco resistentes.



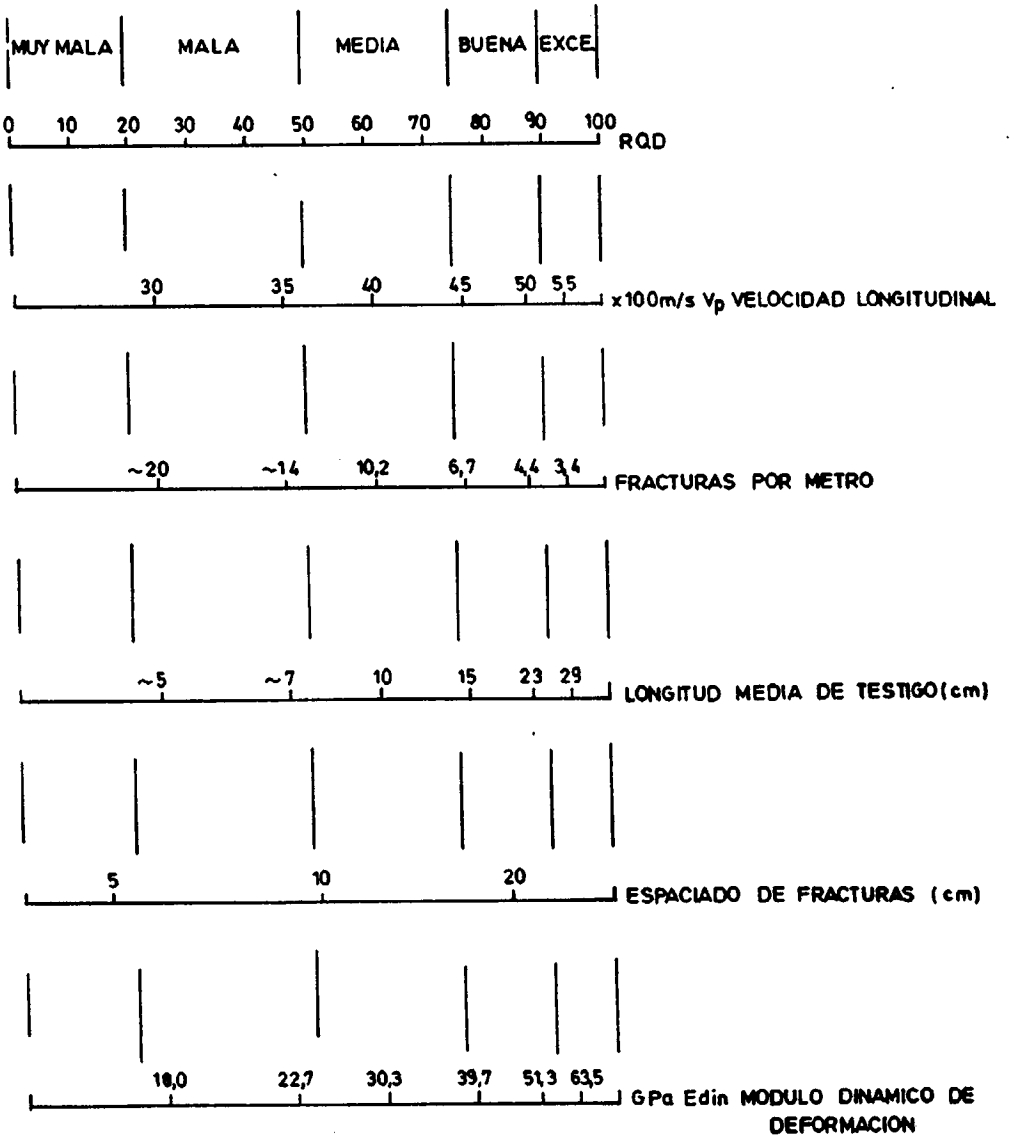
CORRELACION ENTRE RQD E INDICE DE VELOCIDAD (Merrit 1968)

FIG. 145

Teniendo en cuenta los datos procedentes de distintas obras, Merrit (52) ha obtenido una correlación entre el *RQD* y el índice de velocidad del macizo rocoso, que es el cuadrado de la relación entre la velocidad sísmica en el sondeo y en el laboratorio. Por consiguiente, en este índice se ven reflejadas las discontinuidades del macizo rocoso.

En el gráfico de la *Figura 145* se presenta esta correlación.

Sjogren (53), siguiendo una línea de trabajo análoga a la de Merrit, ha relacionado el *RQD con* la velocidad de transmisión longitudinal en el macizo rocoso, además de con otros parámetros como son: fracturas por metro, longitud media del testigo obtenido en el sondeo, espaciado de fracturas y módulo dinámico de deformación (Ver *Figura 146*).



CORRELACION ENTRE DISTINTOS PARAMETROS GEOMECANICOS DEL MACIZO CON EL RQD Y VELOCIDAD DE TRANSMISION LONGITUDINAL (SJOGREN ET AL 1979)

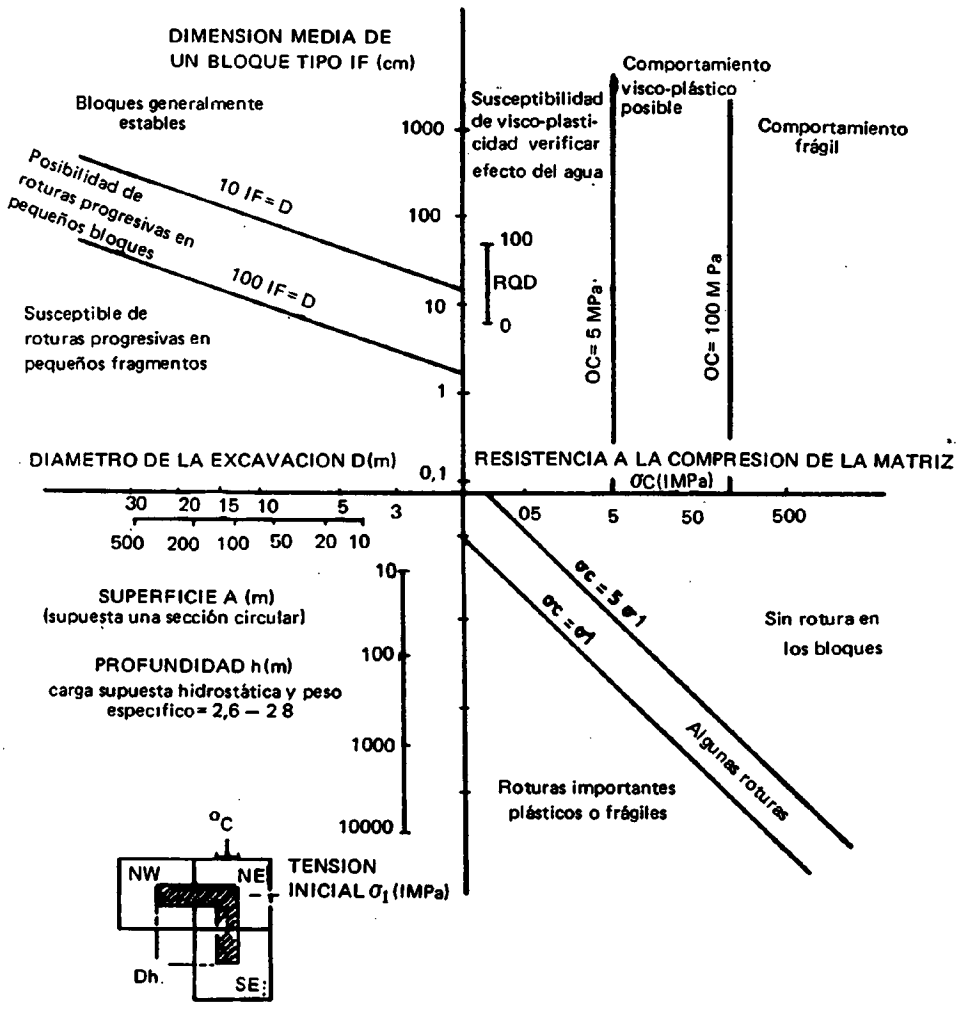
FIG. 146

Existen una serie de limitaciones para utilizar este criterio de clasificación de los macizos rocosos, ya que el *RQD* es un parámetro que no considera propiedades tan importantes de las masas rocosas como, por ejemplo, el tamaño de las discontinuidades, su rugosidad y la orientación de los planos de las juntas, que influyen mucho en el comportamiento de un macizo rocoso alrededor de una excavación subterránea. En el *RQD* tampoco se considera el material de relleno de las discontinuidades. Esto se puede traducir en inestabilidad del macizo a pesar de que las juntas estén muy espaciadas y el *RQD* sea alto.

La clasificación basada en el *RQD* solamente tiene cierta garantía en macizos rocosos regularmente fracturados y sin arcilla en sus discontinuidades.

5.6. Clasificación de Louis

Para realizar esta clasificación, hay que tener en cuenta la resistencia de la roca y el tamaño de los bloques en el macizo.



Modo de empleo: Empezar por la profundidad *h* y el diámetro *D* ; luego introducir los husos de fracturación y resistencia

FIG. 147

La resistencia de la roca se determina mediante ensayos de resistencia a compresión simple u otros ensayos relacionados con ella, como, por ejemplo, el ensayo de carga puntual, o el martillo de Schmidt, ya tratado al exponer el modelo geológico, en el que se relaciona la resistencia de la roca con la densidad de la misma y el valor del rebote del martillo.

El tamaño de los bloques se define mediante el índice de espaciado de fracturas *"IF"*, que es el valor modal del histograma de distribución de tamaños, que en la práctica es el diámetro medio de un bloque representativo del tamaño de bloque más frecuente en el macizo rocoso que se va a clasificar.

Esta clasificación es interesante desde el punto de vista del comportamiento del macizo rocoso frente a la excavación, ya que tiene en cuenta los dos parámetros que afectan a la calidad de la roca, es decir, resistencia y fracturación de la misma.

Considerando, además de los dos parámetros mencionados, otros dos más, que son el diámetro de la excavación y la tensión inicial mayor en el punto donde se va a efectuar la misma, se hace un pronóstico del comportamiento del macizo rocoso ante la excavación. Así se obtiene el diagrama de la *Figura 147.*

Considerando este diagrama, junto con los 4 parámetros mencionados, se estima si se producirá rotura en el macizo rocoso, así como el mecanismo de ésta. También se estudiará la posibilidad de desprendimiento de bloques.

Teniendo en cuenta el *IF* y la resistencia a compresión simple de la roca, se clasifican los macizos rocosos en 7 categorías de roca, *A, B, C, D, E, F, G,* siendo la *G* la de inferior calidad, (ver *Figura 148).*

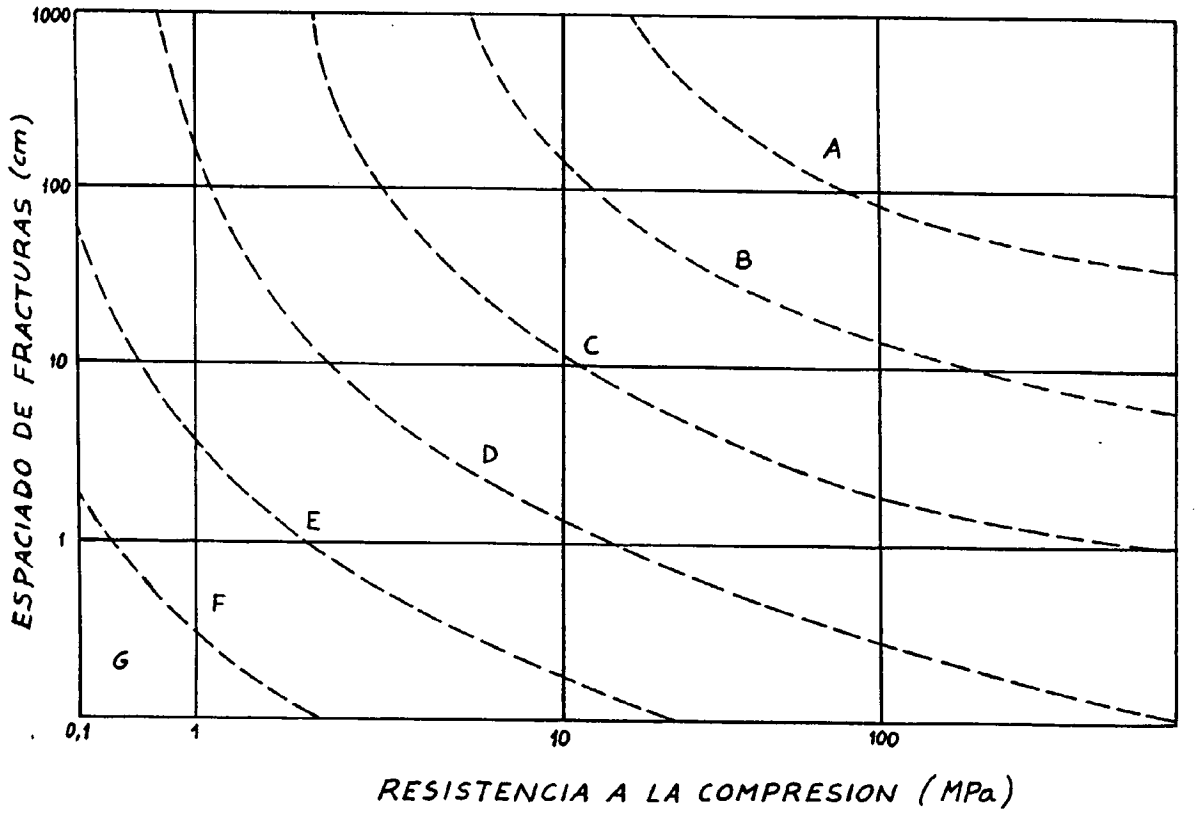


FIG. 148

5.7. Clasificación a partir del R.S.R. (Rock Structure Rating)

El R.S.R. (Rock Structure Rating) es un índice obtenido del estudio de más de 100 casos de túneles; determina la calidad de la roca a partir de la observación "in situ".

TABLA 16

PARAMETROS PARA LA OBTENCION DEL RSR (WICKHAM ET AL. 1972) $RSR = A + B + C$

Parámetro A: Geología de la zona

Tipo de Terreno.	Masiva	Estructura: Ligeramente plegada o fallada	Moderadamente plegada o fallada	Intensamente pletada o fallada
Igneo	30	26	15	10
Sedimentario.....	24	20	12	8
Metamórfico.....	27	22	14	9

Parámetro B: Influencia del diaclasado

Separación media entre diaclasas (m)	Dirección: ⊥ al eje — Ambas	Dirección: ⊥ al eje — Según buzam.		Sentido de avance		Dirección: // al eje — Contra buzam.		Dirección: // al eje — Ambas	
	Buzamiento de las diaclasas principales*								
	1	2	3	2	3	1	2	3	
< 0,15	14	17	20	16	18	14	15	12	
0,15 – 0,30	24	26	30	20	24	24	24	20	
0,30 – 0,60	32	34	38	27	30	32	30	25	
0,60 – 1,20	40	42	44	36	39	40	37	30	
> 1,20	45	48	50	42	45	45	42	36	

* 1 = 20°
2 = 20° – 50°
3 = 50° – 90°

Parámetro C: Efecto del agua

Afluencia de agua prevista 1/min/m	Suma A + B: 20 – 45			46 – 80		
	Estado de las diaclasas*					
	1	2	3	1	2	3
Nula.....	18	15	10	20	18	14
Ligera (< 2,5 1/min/m).....	17	12	7	19	15	10
Media (2,5 —12,5 1/min/m).....	12	9	6	18	12	8
Alta (> 12,5 1/min/m).....	8	6	5	14	10	6

* 1 = cerradas o cementadas
2 = ligeramente alteradas
3 = abiertas o muy alteradas

El R.S.R. viene dado como la suma de tres parámetros, que son los que definirán el tipo de macizo rocoso en esta clasificación:

$$RSR = A + B + C$$

donde:

A Es un parámetro que depende de la estructura y de la litología del macizo rocoso.

B Relaciona la orientación de las fracturas y la dirección de perforación del túnel con la separación de las fracturas. Es el parámetro más importante en el *RSR*.

C Relaciona las condiciones hidrogeológicas con el estado de las diaclasas. Su valor depende de *A* y *B*.

Considerando los intervalos de variación de estos tres parámetros ($8 < A < 30$; $12 < B < 50$; $5 < C < 20$), el *RSR* se mueve en un intervalo comprendido entre 25 y 100.

El *RSR* será mayor cuanto mejor sea la calidad de la roca y más favorable la disposición de las juntas respecto a la excavación.

Los valores de los parámetros se recogen en la Tabla 16.

5.8. Clasificación de Barton

Esta clasificación se basa en un índice de calidad "*Q*" obtenido a partir de 6 parámetros que tienen en cuenta una serie de características del macizo rocoso. (54) y (55).

El índice *Q* se define como:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \qquad (1)$$

donde:

RQD Rock Quality Designation

J_n Indice de diaclasado, que tiene en cuenta la fracturación

J_r Indice de rugosidad, que tiene en cuenta, además de la rugosidad, la presencia de relleno y la continuidad de las juntas.

J_a Indice de alteración de las juntas

J_w Coeficiente reductor, que se tiene en cuenta al considerar la presencia de agua.

SRF Stress reduction factor, tiene en cuenta el estado tensional en el macizo rocoso.

Los valores de estos parámetros se exponen en la Tabla 17.

TABLA 17

PARAMETROS QUE INTERVIENEN EN LA CLASIFICACION DE BARTON

1. RQD (Rock Quality Designation)

DESCRIPCION DE LA CALIDAD DEL MACIZO ROCOSO	RQD
Muy mala	0 – 25
Mala	25 – 50
Media	50 – 75
Buena	75 – 90
Excelente	90 – 100

Hay que hacer notar que cuando el RQD < 10, incluyendo cero; en la ecuación (1) se puede utilizar el valor 10 para el RQD.

2. J_n – Número de familias de juntas, que es un índice del diaclasado.

DESCRIPCION	J_n
– Roca masiva	0,5 – 1
– Una familia de diaclasas	2
– Una familia y algunas juntas ocasionales	3
– Dos familias	4
– Dos familias y algunas juntas	6
– Tres familias	9
– Tres familias y algunas juntas	12
– Cuatro o más familias, roca muy fracturada, "terrones de azúcar," etc.	15
– Roca triturada terrosa	20

En boquillas, se utiliza 2 × J_n y en intersecciones de túneles 3 × J_n.

3. J_a. Indice de alteración de las Juntas

DESCRIPCION	J_a	ϕ^o
* CONTACTO ENTRE LAS DOS CARAS DE LA JUNTA		
– Junta sellada, dura, sin reblandecimiento, relleno impermeable, p. ej. cuarzo paredes sanas	0,75	
– Caras de la junta únicamente manchadas	1	25 – 30
– Las caras de la junta están alteradas ligeramente y contienen minerales no reblandecibles, partículas de arena, roca desintegrada libre de arcilla, etc.	2	25 – 30
– Recubrimiento de limo o arena arcillosa, pequeña fracción arcillosa no reblandecible	3	20 – 25
– Recubrimiento de minerales arcillosos blandos o de baja fricción, p.ej. caolinita, mica, clorita, talco, yeso, grafito, etc. y pequeñas cantidades de arcillas expansivas. Los recubrimientos son discontínuos con espesores máximos de 1 ó 2 mm.	4	8 – 16
* CONTACTO ENTRE LAS DOS CARAS DE LA JUNTA CON MENOS DE 10 cm DE DESPLAZAMIENTO LATERAL		
– Partículas de arena, roca desintegrada libre de arcilla	4	25 – 30
– Fuertemente sobreconsolidados, rellenos de minerales arcillosos no reblandecidos. Los recubrimientos son contínuos de menos de 5 mm de espesor	6	16 – 24
– Sobreconsolidación media o baja, reblandecimiento, rellenos de minerales arcillosos. Los recubrimientos son contínuos, de menos de 5 mm de espesor	8	12 – 16
– Rellenos de arcillas expansivas, p. ej. montmorillonita, de espesor		

	J_a	ϕ^0
contínuo de 5 mm. El valor J_a depende del porcentaje de partículas del tamaño de la arcilla expansiva	8–12	6 – 12
* NO EXISTE CONTACTO ENTRE LAS DOS CARAS DE LA JUNTA CUANDO ESTA ES CIZALLADA		
– Zonas o bandas de roca desintegrada o machacada y arcilla	6–8 ó 8–12	6 – 24
– Zonas blandas de arcilla limosa o arenosa, con pequeña fracción de arcilla sin reblandecimiento	5	6 – 24
– Milonitos arcillosos gruesos	10–13 ó 13–20	6 – 24

4. J_r. Indice de rugorisad de las juntas

	J_r
* CONTACTO ENTRE LAS DOS CARAS DE LA JUNTA	
* CONTACTO ENTRE LAS DOS CARAS DE LA JUNTA MEDIANTE UN DESPLAZAMIENTO LATERAL DE MENOS DE 10 cm.	
– Juntas discontínuas	4
– Junta rugosa o irregular ondulada	3
– Suave ondulada	2
– Espejo de falla, ondulada	1,5
– Rugosa o irregular, plana	1,5
– Suave plana,	1
– Espejo de falla, plana	0,5
* NO EXISTE CONTACTO ENTRE LAS DOS CARAS DE LA JUNTA CUANDO AMBAS SE DESPLAZAN LATERALMENTE	
– Zona conteniendo minerales arcillosos suficientemente gruesa para impedir el contacto entre las caras de la junta	1
– Arenas, gravas o zona fallada suficientemente gruesa para impedir el contacto entre las caras de la junta	1

NOTA: Si el espaciado de la familia de juntas es mayor de 3 m, hay que aumentar el J_r en una unidad

Para juntas planas con espejo de falla provisto de lineaciones. si éstas están orientadas favorablemente, se puede usar $J_r = 0,5$.

5. J_w. Indice de presencia de agua

	J_w	Presión agua kg/cm^2
– Excavaciones secas o de fluencia poco importante, p. ej. menos de 5 l/min, localmente	1	< 1
– Fluencia o presión medias, ocasional lavado de los rellenos de las juntas	0,66	1–2,5
– Fluencia grande o presión alta; considerable lavado de los rellenos de las juntas	0,33*	2,5–10
– Fluencia o presión de agua excepcionalmente altas al dar las pegas, decayendo con el tiempo	0,1–0,2*	> 10
– Fluencia o presión de agua excepcionalmente altas y contínuas, sin disminución	0,05–0,1*	> 10

Los valores presentados con el signo * son sólo valores estimativos. Si se instalan elementos de drenaje, hay que aumentar J_w.

6. SRF. (Stress reduction factor). Tensiones en el túnel.

6.1. Zonas débiles que intersectan la excavación y pueden causar caídas de bloques, según avanza la misma.	*SRF*
A – Varias zonas débiles conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente, roca muy suelta alrededor (cualquier profundidad)	10
B – Sólo una zona débil conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente (profundidad de excavación menor de 50 m)	5
C – Sólo una zona débil conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente (profundidad de excavación mayor de 50 m)	2,5
D – Varias zonas de fractura en roca competente (libre de arcilla), roca suelta alrededor (cualquier profundidad)	7,5
E – Sólo una zona fracturada en roca competente (libre de arcilla), (profundidad de excavación menor de 50 m)	5
F – Sólo una zona fracturada en roca competente (libre de arcilla), (profundidad mayor de 50 m)	2.5
G – Juntas abiertas sueltas, muy fracturadas, etc. (cualquier profundidad)	5

6.2. Rocas competentes, problemas de tensiones en las rocas	σ_c/σ_1	σ_t/σ_1	*S.R.F.*
H – Tensiones pequeñas cerca de la superficie	> 200	> 13	2,5
J – Tensiones medias	200–10	13–0,66	1,0
K – Tensiones altas, estructura muy compacta (normalmente favorable para la estabilidad, puede ser desfavorable para la estabilidad de los hastiales).	10–5	0,66–0,33	0,5–2,0
L – Explosión de roca suave (roca masiva)	5–2,5	0,33–0,16	5–10
M – Explosivón de roca fuerte (roca masiva)	< 2,5	< 0,16	10–20

σ_c y σ_t son las resistencias a compresión y tracción, respectivamente, de la roca. σ_1 es la tensión principal máxima que actúa sobre la roca.

6.3. Roca fluyente, flujo plástico de roca incompetente bajo la influencia de altas presiones litostáticas.	*S. R. F.*
N – Presión de flujo suave	5 – 10
O – Presión de flujo intensa	10 – 20

6.4. Rocas expansivas, actividad expansiva química dependiendo de la presencia de agua.	
P – Presión de expansión suave	5 – 10
R – Presión de expansión intensa	10 – 15

– Observaciones al *SRF.*

* Reducir los valores del SRF en un 25–50 % si las zonas de rotura sólo influyen pero no intersectan a la excavación.;

* En los casos en que la profundidad de la clave del túnel sea inferior a la anchura del mismo, se sugiere aumentar el SRF de 2,5 a 5 (*).;

* Para campos de tensiones muy anisótropos (si se miden) cuando $5 \leqslant \sigma_1/\sigma_3 \leqslant 10$, reducir σ_c y σ_t a 0,8 σ_c y 0,8 σ_t; cuando $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, reducir σ_c y σ_t a 0,2 σ_c y 0,6 σ_t, donde σ_c = resistencia a compresión simple.

σ_t = resistencia a tracción (ensayo de carga puntual)

σ_1 y σ_3 = tensiones principales.

Observaciones para el uso de la tabla anterior

Cuando se estime la calidad Q del macizo rocoso, se tendrá en cuenta lo siguiente:

1. Cuando no se disponga de sondeos, el RQD se estimará mediante el número de juntas por metro cúbico, J_v.

$$RQD = 115 - 3{,}3\,J_v \qquad\qquad RQD = 100 \text{ para } J_v < 4{,}5$$

2. El parámetro J_n, que representa el número de familias de juntas, puede estar afectado por foliación, esquistosidad, clivaje o laminaciones. Si las juntas paralelas tienen suficiente desarrollo, deben contabilizarse como una familia completa. Si hay pocas juntas visibles o roturas ocasionales en los testigos debido a estos planos, se contabilizan como juntas ocasionales al considerar el J_n en la tabla.

3. Los parámetros J_r y J_a, cuyo cociente representa la resistencia al esfuerzo cortante, serán los de la familia de juntas (o discontinuidad rellena de arcilla) más débil que exista en la zona. Además de esta norma general, hay que tener en cuenta la orientación de las familias de juntas o discontinuidades, de tal forma que puede ser más representativa una familia, con un J_r/J_a mayor que el de otra familia de discontinuidades, cuya orientación sea menos favorable que esta última.

4. El valor del SRF se obtendrá del apartado 6.1, en el caso de que el macizo rocoso contenga arcilla. En este caso, la resistencia de la roca no es el factor determinante de la estabilidad de la excavación subterránea. Cuando el macizo rocoso no contenga arcilla y el número de juntas sea pequeño, la resistencia de la roca puede convertirse en un factor determinante, tal que el cociente tensión de la roca/resistencia de la roca defina la estabilidad de la excavación. En este caso, el SRF se obtiene del apartado 6.2 de la tabla anterior.

5. En el caso de rocas muy anisótropas, la resistencia a compresión simple de la roca σ_c y la resistencia a tracción σ_t se evaluarán en la dirección más desfavorable para la estabilidad.

Los 3 paréntesis de la ecuación (1), que definen el índice Q, representan lo siguiente:

$\frac{RQD}{J_n}$ tamaño de los bloques. Representa la estructura global del macizo rocoso.

$\frac{J_r}{J_a}$ resistencia al corte entre los bloques.

$\frac{J_w}{SRF}$ estado tensional en el macizo rocoso.

A continuación vamos a realizar algunos comentarios sobre los dos últimos factores:

1. El cociente de la ecuación (1) J_r/J_a representa la resistencia al corte entre los bloques.

$$\text{arc tg } J_r/J_a \simeq \text{ resistencia media al corte}$$

A continuación se presentan los valores de arc tg J_r/J_a (Tabla 18), para las tres clases de contacto.

Hay que hacer notar que los ángulos de fricción aumentan cuando las juntas están inalteradas y existe un contacto directo entre los labios de las discontinuidades; esto significa que estas superficies tienen gran dilatancia cuando se someten a esfuerzos cortantes, lo cual se traduce en una gran estabilidad en el caso de una excavación subterránea.

Las juntas sin contacto ni relleno, son las más desfavorables para la estabilidad del túnel.

2. El cociente J_w/SRF representa la presión activa.

J_w es un parámetro indicativo de la presión del agua, que tiene un efecto negativo en la resistencia al corte de las discontinuidades, haciendo que la presión normal efectiva sea menor.

SRF es un parámetro de presión total, que tiene èn cuenta la carga de la roca debida a la expansión del macizo rocoso cuando las excavaciones atraviesan zonas cizalladas y rocas con arcilla. También tiene en cuenta en las rocas competentes la tensión de la roca y en las rocas incompetentes la carga de fluencia.

TABLA 18

RESISTENCIA APARENTE AL CORTE A PARTIR DE LOS PARAMENTOS J_r y J_a

(a) Contacto entre las dos caras de la Junta	J_r	arct tg (J_r/J_a)				
		$J_a = 0{,}75$	1	2	3	4
A. Juntas discontínuas	4	79°	76o	63°	53°	45°
E. Rugosa, ondulada	3	76°	72°	56°	45°	37°
C. Suave, ondulada	2	69°	63°	45°	34°	27°
D. Espejo de falla ondulada	1,5	63°	56°	37°	27°	21°
E. Rugosa o irregular, plana	1,5	63°	56°	37°	27°	21°
F. Suave, plana	1	53°	45°	27°	18°	14°
G. Espejo de falla, plana	0,5	34°	27°	14°	9,5°	7,1°

(b) Contacto entre las dos caras de la junta con menos de 10 cm de desplazamiento lateral	J_r	arc tg (J_r/J_a)			
		$J_a = 4$	6	8	12
A. Juntas discontínuas	4	45°	34°	27°	18°
B. Rugosa, ondulada	3	37°	27°	21°	14°
C. Suave, ondulada	2	27°	18°	14°	9,5°
D. Espejo de falla, ondulada.	1,5	21°	14°	11°	7,1°
E. Rugosa o irregular, plana.	1,5	21°	14°	11°	7,1°
F. Suave, plama	1	14°	9,5°	7,1°	4,7°
G. Espejo de falla, plana	0,5	7°	4,7°	3,6°	2,4°

c) No existe contacto entre las dos caras de la junta cuando ésta es cizallada	J_r	arc tg (J_r/J_a)		
		$J_a = 6$	8	12
Zonas de roca machacada o desintegrada y arcilla	1	9,5°	7,1°	4,7°
Bandas de arcilla limosa o arenosa	1	$J_a = 5$		
		11°		
Bandas contínuas y espesas de arcilla	1	$J_a = 10$	13	20
		5,7°	4,4°	2,9°

Para que la clasificación de los macizos rocosos por medio de su índice de calidad Q sea más precisa, se pueden considerar los siguientes factores:

a) Orientación de las juntas

b) Orientación estructural con relación a los ejes de la excavación.

Estos factores son de especial importancia en las zonas de falla y en zonas de juntas con arcilla.

Considerando los intervalos de variación de los parámetros que definen el índice de calidad, Q, éste toma unos valores comprendidos entre 0,001 y 1000. Según estos valores, los macizos rocosos se clasifican en 9 categorías:

Valor de Q	Tipo de roca
0,001 – 0,01	excepcionalmente mala
0,01 – 0,1	extremadamente mala
0,1 – 1	muy mala
1 – 4	mala
4 –10	media
10 –40	buena
40 –100	muy buena
100 – 400	extremadamente buena
400 –1000	excepcionalmente buena

5.9. Clasificación de Bieniawski (R.M.R.)

Esta clasificación, (56) y (57), se basa en el índice R.M.R. "Rock Mass Rating", que da una estimación de la calidad del macizo rocoso, teniendo en cuenta los siguientes factores:

a. Resistencia de la roca matriz.

b. Condiciones del diaclasado.

c. Efecto del agua.

d. Posición relativa del diaclasado respecto a la excavación.

Estos factores se cuantifican mediante una serie de parámetros, definiéndose unos valores para dichos parámetros, cuya suma, en cada caso, nos da el índice de calidad R.M.R., que varía entre 0 y 100.

Los objetivos que se persiguen con esta clasificación son:

1. Dividir el macizo rocoso en grupos de conducta análoga.
2. Proporcionar una buena base de entendimiento de las características del macizo rocoso.
3. Facilitar la planificación y el diseño de estructuras en roca, proporcionando datos cuantitativos necesarios para la solución real de los problemas de ingeniería.
4. Proporcionar una base común para la comunicación efectiva entre todas las personas que trabajan en un determinado problema de geomecánica.

Se clasifican las rocas en 5 categorías. En cada categoría se estiman los valores de la cohesión y del ángulo de rozamiento interno del macizo rocoso. A continuación se definen y valoran cada uno de los factores que intervienen en la clasificación:

1. Resistencia de la roca intacta, es decir, del material rocoso que no presenta discontinuidades estructurales.

Los criterios que se utilizan para clasificar la resistencia de la roca intacta, deben garantizar la comunicación adecuada entre los especialistas en la materia. Esta clasificación es la siguiente:

DESCRIPCION	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE (MP_a)	INDICE DE RESISTENCIA BAJO CARGA PUNTUAL (MP_a)
Muy alta	> 200	> 8
Alta	100 – 200	4 – 8
Media	50 – 100	2 – 4
Baja	25 – 50	1 – 2
Muy baja	10 – 25	< 1
	3 – 10	
	1 – 3	

Los materiales cuya resistencia es menor de 1 MP_a se consideran suelos.

La determinación de la resistencia a compresión simple de un material rocoso, se puede realizar de una forma sencilla con un equipo portátil para el ensayo de carga puntual. También se puede utilizar en laboratorio una prensa hidráulica en la que se introducen las probetas talladas, que deben cumplir unas especificaciones dadas.

La resistencia de un material rocoso no se debe confundir con su dureza; así, la resistencia no se puede determinar con las pruebas del martillo de geólogo ni con la navaja, aunque sí se puede estimar.

El producto de la dureza por la densidad aparente, se puede utilizar para estimar la resistencia a compresión simple del material rocoso. La dureza se puede determinar con el esclerómetro de Shore, o el martillo de Schmitd.

La resistencia a compresión simple del material rocoso sirve de medida indirecta de su grado de alteración o meteorización.

La alteración no se considera en la clasificación de Bieniawski, ya que, este parámetro está incluido en el de resistencia a compresión simple.

2. Calidad de la roca

Para describir cuantitativamente la calidad de la roca en los testigos de sondeos, en la clasificación de Bieniawski, se recomienda el uso del *RQD*. También se puede utilizar el criterio de frecuencia de fracturación; la relación que existe entre el *RQD* y la frecuencia de fracturación es: un *RQD* del 100 % se corresponde con una frecuencia de fracturación de una fractura por cada 30 cm; un *RQD* próximo a cero se corresponde con frecuencias de 5 a 6 fracturas por cada 30 cm.

3. Espaciado de las juntas

Se ha comprobado que el espaciado tiene gran influencia sobre la estructura del macizo rocoso. La resistencia del macizo rocoso va disminuyendo según va aumentando el número de juntas, siendo el espaciado de las juntas el factor más influyente en esta disminución de resistencia. En la Figura 149 se puede ver la influencia del espaciado de las juntas sobre la resistencia del macizo rocoso, referido a la resistencia del material rocoso intacto.

Así resulta que un material rocoso de alta resistencia, de 100 a 200 MP_a, que esté muy fracturado, con un espaciado de las juntas de 5 cm, según se ve en la figura, corresponde a un macizo rocoso débil.

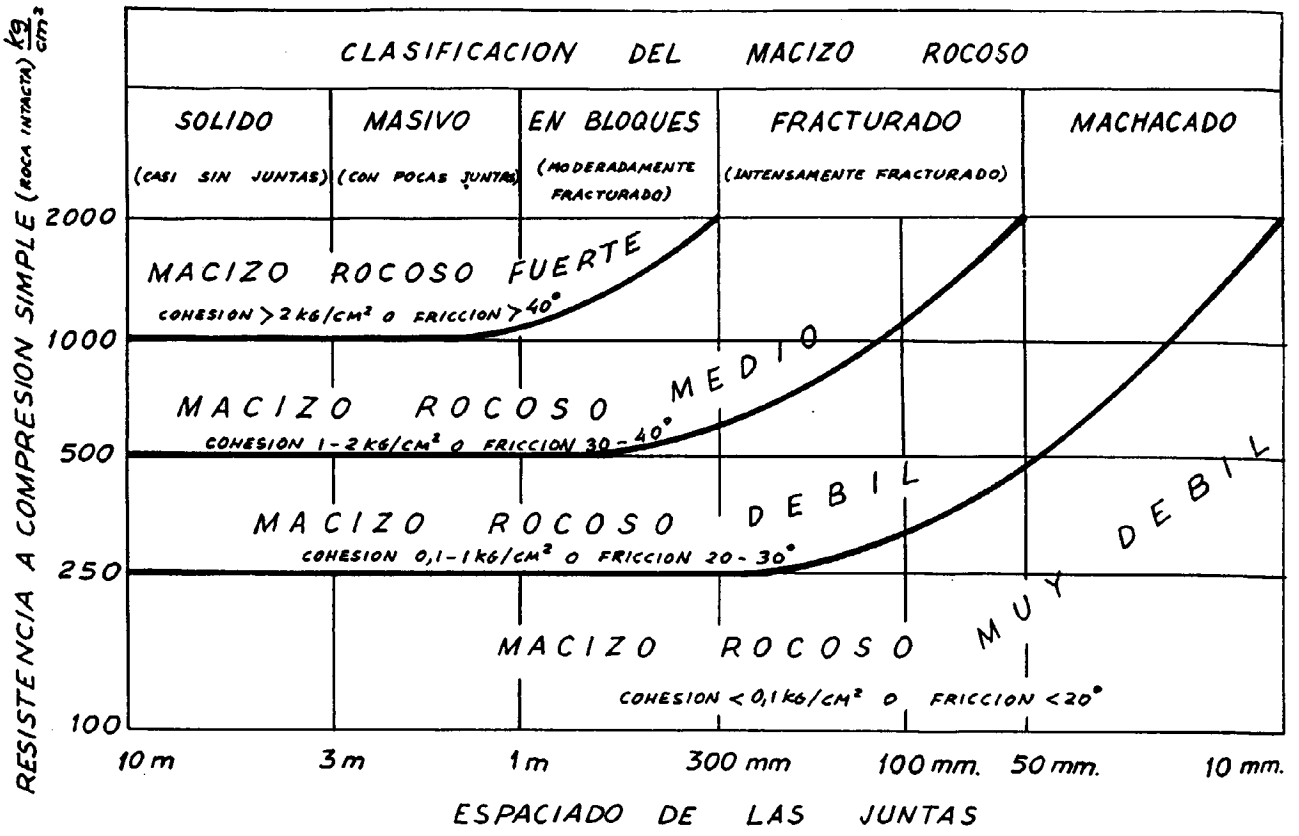


FIG. 149

A continuación se presenta la clasificación de Deere de los macizos rocosos, en lo referente al espaciado de las juntas, que es la que se recomienda utilizar en la clasificación de Bieniawski.

DESCRIPCION DEL ESPACIADO	ESPACIO DE LAS JUNTAS	TIPO DE MACIZO ROCOSO
Muy ancho	> 3 m	Sólido
Ancho	1 – 3 m	Masivo
Moderadamente cerrado	0,3 – 1 m	En bloques
Cerrado	50 – 300 mm	Fracturado
Muy cerrado	< 50 mm	Machacado

4. Condición de las juntas

En este apartado se tienen en cuenta los siguientes parámetros:

a. Apertura

b. Tamaño

c. Rugosidad

d. Dureza de los labios de la discontinuidad

e Relleno

Todos estos parámetros fueron explicados ampliamente al hablar del modelo geológico. Ahora se van a tratar desde el punto de vista de la clasificación de los macizos rocosos.

a) Apertura

La apertura de las juntas es un criterio para la descripción cuantitativa de un macizo rocoso. La clasificación de Bieniawski es la siguiente :

DESCRIPCION	SEPARACION
Abierta	> 5 mm
Moderadamente abierta	1 – 5 mm
Cerrada	0,1 – 1 mm
Muy cerrada	< 0,1

b) Tamaño

El tamaño de las juntas influye en la importancia que el material rocoso y la separación de las juntas tienen en el comportamiento del macizo rocoso.

c) Rugosidad.

En esta clasificación se establecen 5 categorías de rugosidad: rugosa, ligeramente rugosa, suave y espejo de falla.

d) Dureza de los labios de la discontinuidad.

Se consideran 3 categorías de dureza: dura, media, blanda.

e) Relleno.

Se define por su espesor, tipo de material, consistencia y continuidad.

5. Presencia de agua

El efecto del agua tiene especial importancia en los macizos rocosos diaclasados. Se tendrá en cuenta el flujo de agua en el macizo rocoso. El criterio que se utilizará será el siguiente: completamente seco, húmedo, agua a presión moderada y agua a presión fuerte.

6. Orientación de las discontinuidades.

A la hora de considerar los efectos de la orientación de las discontinuidades para la clasificación del macizo rocoso, con vistas a la construcción de un túnel, normalmente, es suficiente considerar si las orientaciones del rumbo y del buzamiento son más o menos favorables con relación a la obra que se va a realizar.

Beniawski ha propuesto la siguiente clasificación:

RUMBO PERPENDICULAR AL EJE				RUMBO PARALELO AL EJE DEL TUNEL		BUZAMIENTO 0 – 20° (Independiente del rumbo)
Dirección según buzamiento		Dirección contra buzamiento				
Buzam. 45 – 90°	Buzam. 20 – 45°	Buzam. 45 – 90°	Buzam. 20 – 45°	Buzam. 45 – 90°	Buzam. 20 – 45°	
Muy favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy desfavorable	Regular	Desfavorable

Esta clasificación no es aplicable a rocas expansivas fluyentes.

En la Tabla 19 vienen indicados los valores de los parámetros anteriores, así como los criterios utilizados para su valoración.

TABLA 19

CLASIFICACION GEOMECANICA DE LOS MACIZOS ROCOSOS DIACLASADOS

A. PARAMETROS DE CLASIFICACION Y SUS VALORES

PARAMETROS			ESCALA DE VALORES						
1	Resistencia de la roca intacta	Bajo carga puntual	> 80 kg/cm²	40 – 80 kg/cm²	20 – 40 kg/cm²	10 – 20 kg/cm²	< 10 kg/cm²		
		A compresión simple	> 2000 kg/cm²	1000 – 2000 kg/cm²	500 – 1000 kg/cm²	250–500 kg/cm²	100–250 kg/cm²	30 – 100 kg/cm²	10–30 kg/cm²
	VALOR		15	12	7	4	2	1	0
2	R.Q.D.		90 %– 100 %	75 % – 90 %	50 %– 75 %	25 %– 50 %	< 25 %		
	VALOR		20	17	13	8	3		
3	ESPACIADO DE LAS JUNTAS		> 3 m	1 – 3 m	0,3 – 1 m	50 – 300 mm	< 50 mm		
	VALOR		30	25	20	10	5		
4	CONDICION DE LAS JUNTAS		Muy rugosas sin continuidad Cerradas, rocas labios dura	Ligeramente rugosa separación < 1 mm Rocas labios dura	Ligeramente rugosa separación < 1 mm Eoca labios blanda	Espejo de falla o relleno de espesor < 5 mm o abiertas 1–5 mm contínuas	Relleno blando de ese Relleno blando de espesor < 5 mm ó abiertas > 5 mm contínuas		
	VALOR		25	20	12	6	0		
5	AGUA	FLUJO EN CADA 10 m DE TUNEL	ó NINGUNO		ó < 25 l/min	ó 25–125/1 min	ó > 125 l/min		
		PRESION DEL AGUA MAYOR TENSION PRINCIPAL	ó 0		ó 0–0,2	ó 0,2 – 0,5	ó > 0,5		
		CONDICIONES GENERALES	Completamente seco		Húmedo agua intersticial	Agua a presión moderada	Agua a presión moderada		
	VALOR		10		7	4	0		

TABLA 19 (continuación)

CLASIFICACION GEOMECANICA DE LOS MACIZOS ROCOSOS DIACLASADOS

B. AJUSTE DE VALORES POR LAS ORIENTACIONES DE LAS JUNTAS

ORIENTACIONES DEL RUMBO Y BUZAMIENTO DE LAS JUNTAS	MUY FAVORABLE	FAVORABLE	REGULAR	DESFAVORABLE	MUY DESFAVORABLE
VALORES	0	– 2	– 5	– 10	–12

C. DETERMINACION DE LA CLASE DEL MACIZO ROCOSO

VALOR TOTAL DEL R.M.R.	81 – 100	61 – 80	41 – 60	21 – 40	< 20
CLASE NUMERO	I	II	III	IV	V
DESCRIPCION	MUY BUENO	BUENO	MEDIO	MALO	MUY MALO

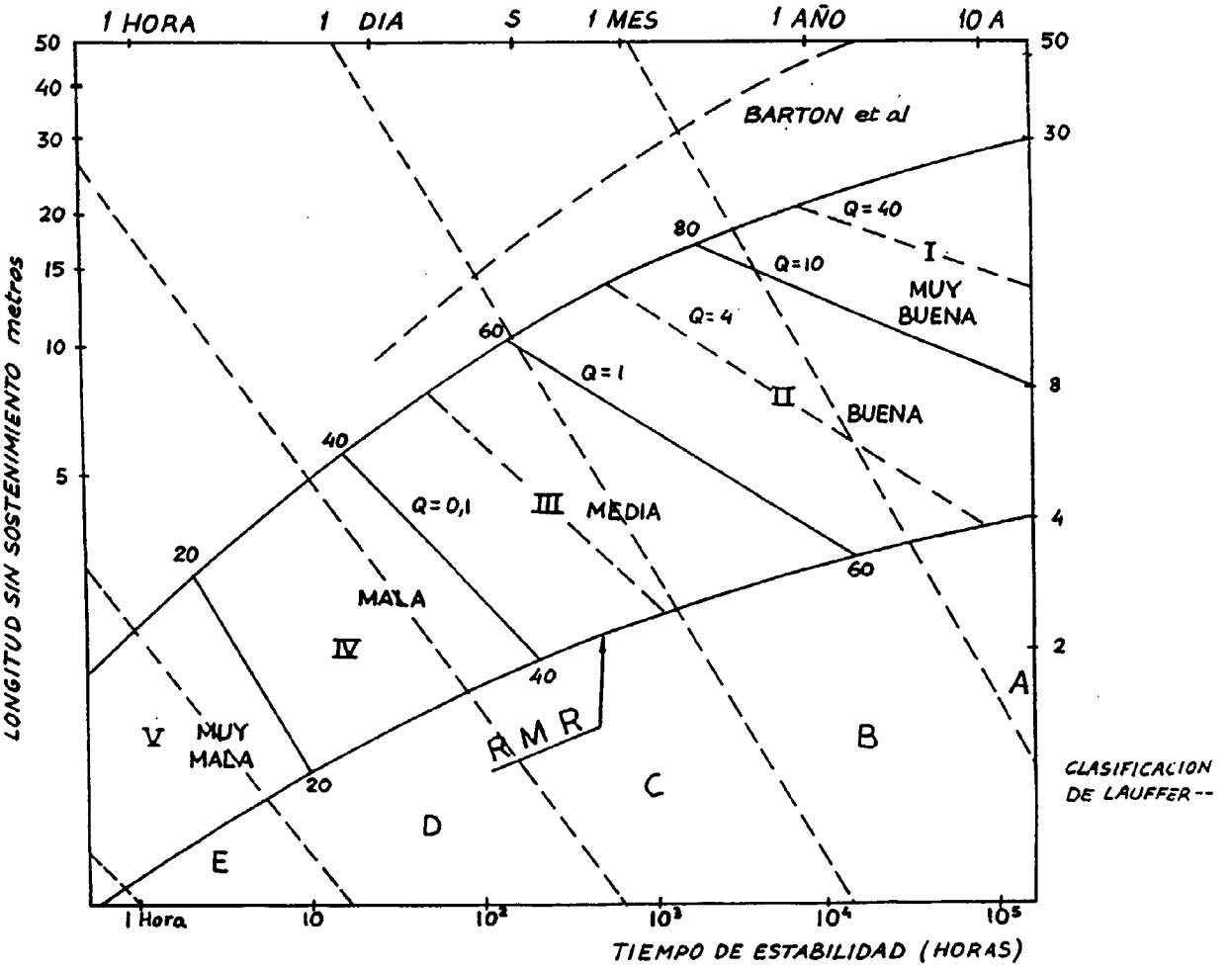
D. SIGNIFICADO DE LAS CLASES DE MACIZOS ROCOSOS

CLASE NUMERO	I	II	III	IV	V
TIEMPO DE MANTENIMIENTO	10 años para 5 m	6 meses para 4 m	1 semana para 3 m	5 horas para 1,5 m	10 minutos para 0,5 m
COHESION	> 3 kg/cm^2	2 – 3 kg/cm^2	1,5–2 kg/cm^2	1 – 1,5 kg/cm^2	< 1 kg/cm^2
ANGULO DE FRICCION	> 45°	40 – 45°	30 – 40°	30 – 35°	< 30°

La calidad primaria del macizo rocoso, se obtiene sumando los valores numéricos que corresponden a cada uno de los 5 primeros parámetros anteriormente mencionados. A continuación se modifica este valor primario teniendo en cuenta el valor asignado a las orientaciones de las juntas, que se suma al valor primario. De esta forma se obtiene el valor total del *RMR* de la calidad del macizo rocoso; la calidad mejora al aumentar el *RMR* (ver Tabla 19).

Según el valor resultante del *RMR* se clasifican los macizos rocosos diaclados en 5 categorías.

A continuación, en el gráfico de la *Figura 150*, se esquematizan las 5 categorías de rocas definidas por el *RMR*. En abscisas se indican los tiempos de estabilidad y en ordenadas las longitudes sin sostenimiento. También se expresan los valores de *Q*, de la clasificación de Barton.



TIEMPO DE ESTABILIDAD – LONGITUD DE SOSTENIMIENTO, SEGUN LA CLASIFICACION DE BIENIAWSKI (1979).– SE INDICAN LOS VALORES DE Q Y RMR

FIG. 150

Por último, se representa en la *Figura 151* la correlación obtenida por Bieniawski entre el módulo de deformación del macizo rocoso y el valor del *RMR*. El margen de error al aplicar esta correlación es menor del 20 %.

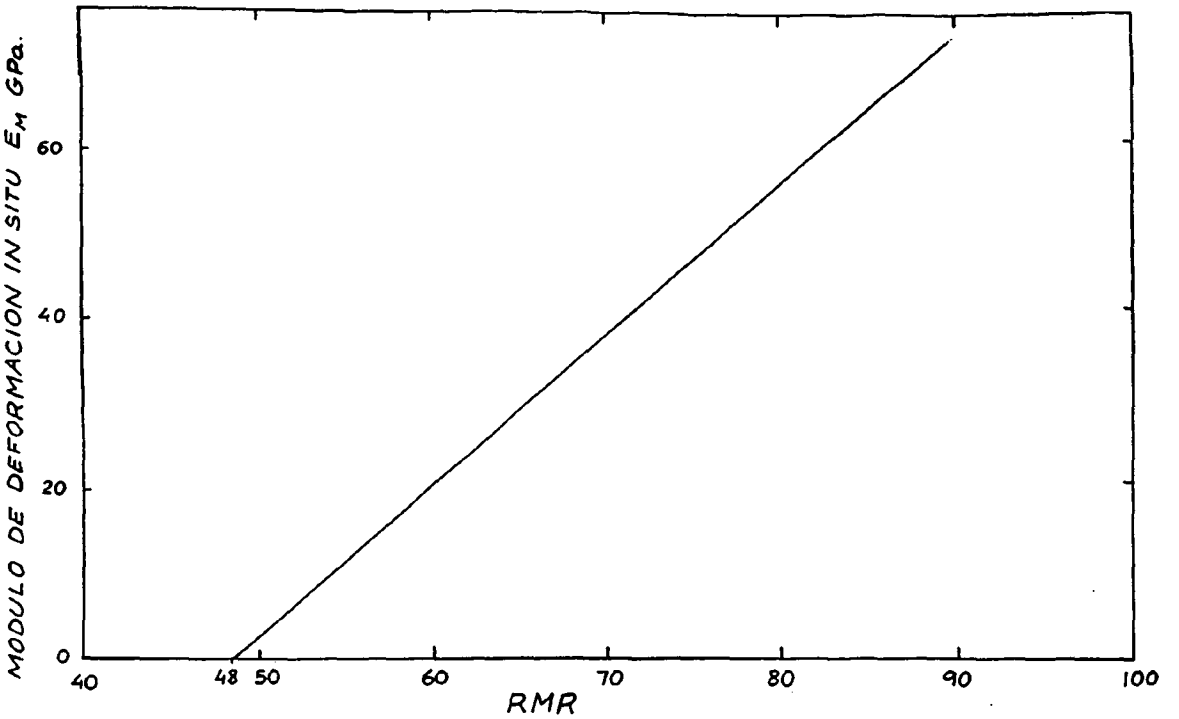
La correlación se expresa mediante:

$$E_M = 1{,}75\ RMR - 85$$

donde:

E_M = módulo de deformación "in situ" en *GPa*.

Esta correlación sólo es válida para valores del *RMR* superiores a 48.



CORRELACION ENTRE E_M Y RMR (BIENIAWSKI, 1981)

FIG. 151

5.10. *Discusión sobre los sistemas de clasificación*

Los sistemas más recomendados son los de Barton y Bieniawski, ya que incluyen información suficiente para proporcionar conclusiones realistas sobre los factores que influyen en la estabilidad de una excavación subterránea.

La clasificación de Bieniawski pone un poco más de énfasis en la orientación e inclinación de las características estructurales en el macizo rocoso, mientras no considera la tensión en la roca.

La clasificación de Barton no incluye un término de orientación de las juntas, pero, sin embargo, se consideran las propiedades de las familias de juntas más desfavorables, mediante unos números asignados a la rugosidad y alteración de las juntas, que representan la resistencia al corte del macizo rocoso.

Ambos sistemas de clasificación mantienen que la influencia de la orientación e inclinación de las características estructurales es menos importante de lo que en un principio se podría suponer y que tan sólo una clasificación con los términos "favorable" o "desfavorable" es suficiente para la mayoría de los casos prácticos. Sin embargo, hay unos pocos casos, en materiales tales como esquistos o pizarras, donde las características están tan desarrolladas que tenderán a dominar la conducta del macizo rocoso. En otros casos, pueden quedar aislados grandes bloques mediante un número pequeño de discontinuidades y llegar a ser inestables cuando se realiza una excavación. En estos casos, no son de utilidad los sistemas de clasificación expuestos en este capítulo y se deben estudiar estos casos individualmente, teniendo en cuenta la relación entre la geometría del macizo rocoso y la de la excavación.

Se ha encontrado una relación entre la clasificación de Barton y la de Bieniawski. Esta relación es la siguiente:

$$RMR = 9\ Ln\ Q + 44$$

Cuando se trabaja en terrenos extremadamente débiles, la clasificación de Bieniawski no da buenos resultados y, entonces, se recomienda utilizar la clasificación de Barton.

CAPITULO X

MODELO MATEMATICO

1. Introducción

En el proceso de diseño geomecánico de explotaciones mineras subterráneas es preciso utilizar modelos matemáticos que representen o simulen el comportamiento mecánico de los macizos rocosos y de los elementos estructurales presentes en el contorno de la excavación. En general, dos son las consideraciones de diseño más importantes que deben satisfacerse. La primera de ellas consiste en asegurar que el nivel tensional en el entorno de la excavación no sea lo suficientemente importante en relación con la resistencia del macizo como para que se produzca el fallo de la mina. La segunda consideración se refiere al diseño del sistema soportante que asegure la estabilidad local de la excavación, al menos durante el período de vida previsto.

Existen algunos problemas cuya solución analítica es exacta, tales como la distribución de tensiones alrededor de cavidades circulares, y el diseño de techos asimilables a vigas o placas. En otros casos, sin embargo, debido principalmente a problemas de contorno, las ecuaciones planteadas no tienen una solución exacta y hay que recurrir a modelos numéricos.

Por otra parte, algunos problemas de estabilidad no están relacionados con el nivel tensional en el macizo rocoso, pues dependen únicamente del equilibrio de bloques delimitados por discontinuidades geológicas y sometidos a la acción de la gravedad.

En este capítulo se expondrán, en primer lugar, los modelos numéricos utilizados para el dimensionado de minas metálicas subterráneas, por ser los que poseen mayor generalidad; luego se describirán los métodos matemáticos exactos, que pueden aplicarse únicamente en unos pocos casos, y se estudiará el equilibrio de bloques en las excavaciones subterráneas en las que el nivel tensional es pequeño comparado con la resistencia de la roca. Finalmente se comentarán los mecanismos de rotura y desplazamiento de los bloques provenientes del macizo rocoso roto en las explotaciones por hundimiento.

2. Métodos numéricos

2.1. *Introducción*

En la mayoría de los casos de dimensionado de minas metálicas subterráneas es imposible actualmente hallar la solución exacta de los sistemas de ecuaciones que se plantean, por lo que frecuentemente es preciso recurrir al cálculo numérico.

Hay dos formas, continua y discontinua, de enfocar el cálculo de las tensiones y deformaciones en una mina, sin olvidar que el macizo rocoso posee discontinuidades, como planos de estratificación, juntas y fallas. Los métodos continuos consideran el macizo rocoso como un medio continuo cruzado por discontinuidades, y los discontínuos como conjunto de bloques individuales.

2.2. *Los modelos continuos*

Se denomina modelos continuos a aquellos modelos matemáticos que resuelven un tipo de problemas en los que el comportamiento del macizo rocoso puede ser modelizado por medio de las ecuaciones diferenciales de la mecánica de los medios continuos.

Dentro de esta categoría se engloban la mayor parte de los modelos numéricos geomecánicos: mediante ellos es posible también analizar terrenos que presentan discontinuidades, como fallas, planos de estratificación o juntas.

Los modelos continuos se subdividen a su vez en dos categorías, según la estrategia de resolución de las ecuaciones diferenciales: los métodos diferenciales y los métodos integrales. Los primeros se caracterizan por extender las ecuaciones diferenciales a toda la región de interés, mientras que los métodos integrales, utilizando soluciones de la mecánica de los medios continuos, construyen una solución del problema global aproximando las ecuaciones diferenciales solamente sobre los contornos de la región de interés (58).

A continuación se muestran los distintos modelos englobados dentro de los modelos continuos.

MODELOS CONTINUOS

1. Modelos diferenciales	2. Modelos integrales
. Elementos finitos	. Elementos de contorno
. Diferencias finitas	. Integrales de contorno
	. Desplazamiento discontinuo

2.2.1. *Los métodos diferenciales*

Los problemas que plantea la mecánica de los medios continuos se resuelven mediante tres tipos de ecuaciones diferenciales en derivadas parciales. Dos de ellos gobiernan el comportamiento de los problemas de valor inicial, en los cuales las variables cambian tanto en el tiempo como en el espacio. El tercer tipo es el relativo a las ecuaciones que gobiernan el comportamiento en el contorno, con variaciones en el espacio, pero no en el tiempo.

Existen dos formas diferentes de abordar los problemas de valor inicial: el procedimiento implícito y el procedimiento explícito. La característica definitoria del procedimiento implícito consiste en que en cada instante en que se desee conocer el estado del sistema debe resolverse un sistema de ecuaciones, mientras que en el sistema explícito no hay un sistema de ecuaciones que almacenar o resolver, lo que tiene la ventaja práctica de que se pueden resolver problemas relativamente grandes sin utilizar un ordenador de gran capacidad. Este tipo de solución tiene mayor flexibilidad, es bastante simple, y existen procedimientos de cálculo para resolver problemas de valor inicial. Además de ésto, es posible resolver problemas de valores de contorno mediante un método de valor inicial, si el comportamiento transitorio se amortigua apropiadamente. Los métodos implícitos se utilizan también para resolver problemas de valor inicial y problemas que implican no linealidad del material, pero no son métodos susceptibles de ser programados fácilmente, en contraste con el método explícito, si bien tienen la ventaja de que para problemas transitorios son totalmente estables, y los modelos de cálculo en que se basan pueden ser más fácilmente utilizables. Por otra parte, con un esfuerzo mínimo adicional, es posible aplicar el método explícito para resolver pro-

blemas con materiales de comportamientos complejos no lineales que incluyen respuestas en función del tiempo.

Los dos métodos de cálculo incluidos entre los modelos diferenciales, esto es, el método de los elementos finitos y el de las diferencias finitas, pueden utilizar el procedimiento implícito o el explícito indistintamente. La diferencia entre ambos estriba únicamente en la forma de idealizar el medio continuo. Mientras que en el método de las diferencias finitas se utiliza una aproximación directa a la ecuación diferencial original, en el método de los elementos finitos el medio continuo se modeliza mediante un número de elementos interconectados cuyo comportamiento individual puede ser descrito con exactitud partiendo de las ecuaciones diferenciales originales. [58]

2.2.2. *Los métodos integrales*

Los métodos integrales utilizan las soluciones fundamentales de la mecánica de los medios continuos para solucionar problemas más complejos. El método de los Elementos de Contorno es quizás el más apropiado para entender cómo funcionan estos métodos. Supongamos que el problema a estudiar es un túnel. En el método de los Elementos de Contorno, el problema real se transforma en uno diferente que tendrá la misma solución siempre que todas las condiciones de contorno sean las mismas. (*Figura 152*).

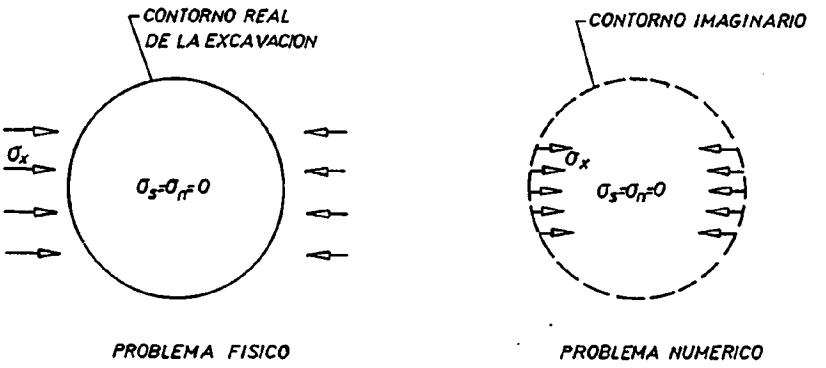


FIG. 152

La superficie imaginaria del contorno de la excavación se divide en una serie de segmentos, a cada uno de los cuales se aplica una fuerza normal y otra de corte. Las tensiones que aparecen en una región elástica infinita como consecuencia de estas fuerzas se calculan por medio de la teoría elástica. Es pues posible definir funciones de influencia que describan el efecto que una fuerza de un segmento ejerce sobre todos los demás segmentos del contorno. Con estas funciones de influencia se establece un sistema de ecuaciones que satisfaga las condiciones del contorno del sistema. Resolviendo el sistema, se obtiene la distribución de fuerzas sobre el contorno imaginario que ocasiona la misma distribución tensional sobre el problema físico real. Estas fuerzas no tienen un significado físico, por lo que se denominan fuerzas ficticias.

El método de las ecuaciones integrales de contorno es similar al método de los elementos de contorno. Su diferencia estriba en que se utiliza el teorema recíproco para eliminar el uso de las fuerzas ficticias. El cálculo se efectúa en términos de distribuciones de fuerzas y desplazamientos reales sobre el contorno. El método de las Integrales de Contorno, a diferencia del de Elementos de Contorno, se utiliza para resolver problemas en los que intervengan materiales no homogéneos y con comportamiento no lineal.

El tercero de los métodos incluidos entre los métodos integrales, el método del Desplazamiento Discontinuo, es también similar al método de los Elementos de Contorno. El problema matemá-

tico consiste en que el contorno original se sustituye por un corte imaginario que se subdivide en un número de segmentos de discontinuidad (*Figura 153*).

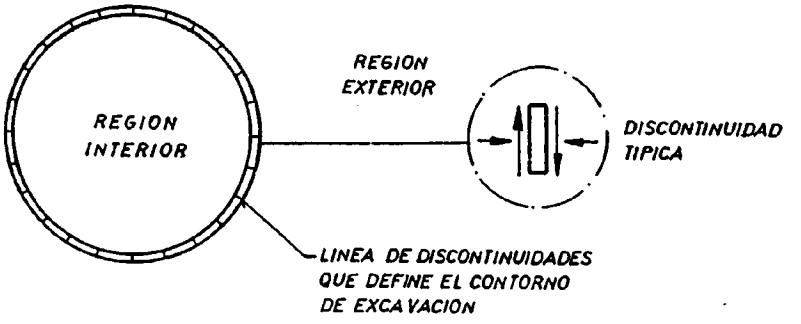


FIG. 153

Cada segmento tiene un desplazamiento cortante desconocido entre sus dos caras interna y externa. Se construyen las funciones de influencia que relacionan la magnitud de los desplazamientos discontinuos con las tensiones de forma que satisfagan las condiciones de contorno.

El desplazamiento discontinuo puede tener un significado ficticio, si se trata por ejemplo de una excavación con una cara libre, o por el contrario tener un significado real, como puede ser el caso de una falla o junta, en que se describe el desplazamiento de ambos labios de la discontinuidad. Por tanto, este método se puede utilizar para representar discontinuidades reales en la masa rocosa. Una extensión natural del método sería la modelización de un depósito filoniano, con condiciones de contorno relativas a si el filón está o no explotado.

Los métodos integrales constituyen métodos económicos de resolver problemas de valores de contorno, puesto que, a diferencia de los métodos diferenciales, las aproximaciones se realizan sólo sobre el contorno del problema físico a investigar. Al contrario que los métodos diferenciales, no se prestan bien a resolver problemas de valor inicial.

Los métodos de desplazamiento discontinuo y elementos de contorno están restringidos al análisis de casos de comportamiento lineal, si bien, utilizando ambos métodos, se pueden introducir discontinuidades, no como una propiedad del medio, sino como una condición de contorno. [58]

2.3. *Los modelos discontinuos*

Los modelos discontínuos son particularmente útiles para estudiar los casos en que la deformación del terreno tiene lugar principalmente como consecuencia del movimiento de bloques de roca delimitados por discontinuidades en un campo tensional de baja intensidad, como, por ejemplo, cuando se trata de analizar el flujo de mineral en una explotación por hundimiento. En los primeros modelos discontinuos,las deformaciones quedaban restringidas a la superficie de los bloques, pero actualmente se pueden hacer éstos deformables y con posibilidades de rotura.

En los modelos discontinuos la ecuación de equilibrio es la ecuación del movimiento de una unidad sencilla sujeta a fuerzas por sus vecinos inmediatos. Las ecuaciones definen la aceleración de las partículas en cada instante y por tanto su velocidad y desplazamiento total.

En las ecuaciones constitutivas que permiten el cálculo de las fuerzas correspondientes a la condición de desplazamiento dada,se utilizan los desplazamientos relativos de las partículas. El mayor problema consiste en definir la relación fuerza-desplazamiento entre partículas. Para ello se deben asumir ciertos supuestos, uno de los cuales puede ser,por ejemplo, que las partículas son rígidas y que cualquier contacto sólo tiene lugar en los bordes, para cada uno de los cuales se ha definido una rigidez.

Estos métodos se han utilizado principalmente en estudios de desprendimientos en cámaras (Hocking, 1978), hundimientos de bloques, diseño del sostenimiento de túneles (Voegele, Fairhurst y Cundall, 1977), casos en los que puede haber movimientos de masas en bloque con el transcurso del tiempo e interesa conocer la secuencia de caída. [58] [59] [60]

2.4. *Método de los elementos finitos*

La filosofía del método consiste en subdividir el sistema completo a estudiar en una serie de elementos de un tamaño relativamente pequeño respecto del sistema. Estos elementos se denominan ELEMENTOS FINITOS, cada uno de los cuales posee una Ecuación Propia, de forma que la ecuación del sistema se obtiene juntando las ecuaciones de los elementos que lo componen. [61]

2.4.1. *Tipos de elementos*

La *Figura 154* representa ocho tipos básicos de elementos.

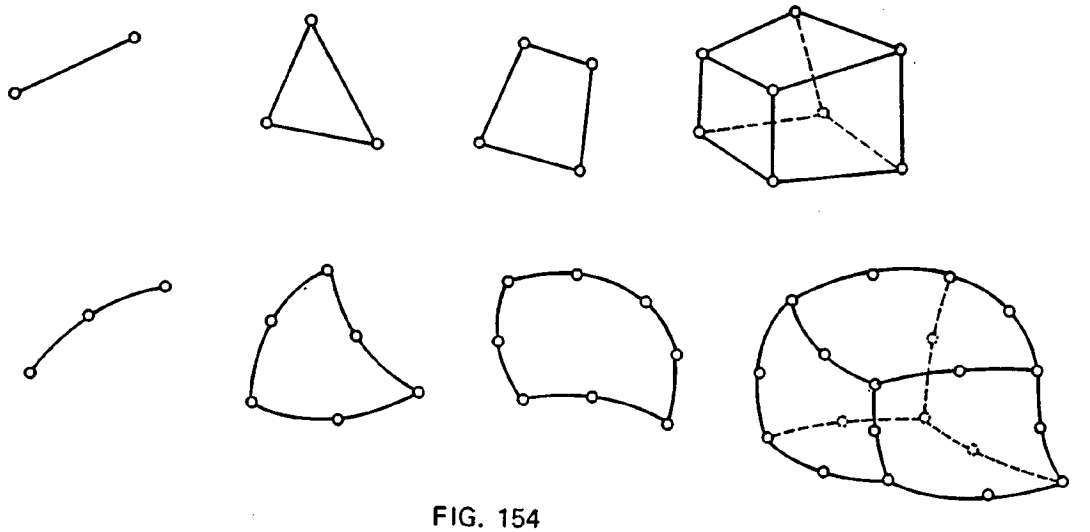


FIG. 154

Así por ejemplo, un elemento línea con 2 ó 3 nodos representa una barra sin rigidez a flexión en 1, 2 ó 3 dimensiones, con 1, 2 ó 3 grados de libertad por nodo respectivamente, o bien con rigidez, en cuyo caso aparece un g.d.l. rotacional adicional por nodo si se trata de dos dimensiones, o tres si se trata de 3. Análogamente, triángulos o cuadriláteros pueden representar planos en 3D.

La selección del tamaño y forma del elemento depende en gran medida de la experiencia. Generalmente se diseñan elementos menores (malla más cerrada) en el entorno de la zona de concentración de esfuerzos.

Los elementos deben satisfacer una serie de condiciones :

- Ecuaciones matemáticas conocidas en sus bordes (vértices y aristas).
- Los vértices y los puntos singulares que se pueden definir en el elemento constituyen los NODOS en los cuales se concentran todas las fuerzas externas al elemento.
- En cada elemento las características elásticas del material se mantienen uniformes.
- Al deformarse el elemento, el trabajo producido por las fuerzas externas que actúan sobre los nodos para desplazarlos es igual al trabajo total de las tensiones internas en los desplazamientos internos.

$$|\delta|^t F^e = \int |\epsilon|^t \sigma \, dv$$

siendo :

- δ el vector desplazamiento de los nodos
- F^e las fuerzas en los nodos una vez deformado el elemento
- $|\epsilon|$ los desplazamientos internos unitarios
- σ las tensiones unitarias internas
- v el volumen del elemento

A su vez, el entorno del elemento (formado por todos los elementos en contacto con él) debe satisfacer las condiciones :

1.- Los esfuerzos se transmiten del elemento al entorno exclusivamente a través de los nodos, por lo que debe existir compatibilidad de desplazamientos de los nodos.

2.- La continuidad geométrica a través de bordes y aristas debe ser la máxima posible, de modo que el sistema deformado conserve la continuidad.

3.- Todas las fuerzas se considerarán aplicadas en nodos del sistema.

4.- Todas las fuerzas concurrentes en un nodo se equilibran.

2.4.2. *Matriz de rigidez*

La matriz de rigidez de los elementos, K^e, relaciona las fuerzas que actúan sobre los nodos con los desplazamientos que producen, mediante la fórmula :

$$F^e = K^e \cdot \delta^e$$

determinadas estas matrices elementales, y haciendo que se cumplan las condiciones del resto del sistema, se obtiene la matriz general de rigideces del sistema, K_G , que es siempre singular.

Teniendo en cuenta que todas las condiciones de contorno se expresan a través de los nodos, esta matriz general se reduce a la matriz particular del sistema, K_p , que liga las fuerzas externas que actúan sobre los nodos del sistema con los desplazamientos que producen.

2.4.3. *Consideraciones geotécnicas*

El M.E.F. se puede utilizar en numerosas aplicaciones geotécnicas como método de cálculo en la aplicación de distintos métodos de tratamiento de los problemas en que intervienen tensiones y deformaciones (62).

2.4.3.1. *Método de las tensiones efectivas*

Muchos de los análisis geotécnicos se basan en el principio de las tensiones efectivas. Estas técnicas se aplican a procesos independientes del tiempo.

Estos métodos son ampliamente utilizados para el análisis de terrenos drenados y de terrenos no drenados. En este último caso, se puede calcular el exceso de presión en los poros y analizar el efecto de los cambios de presión en los poros.

2.4.3.2. *Cargas*

Pueden ser fuerzas aplicadas en nodos, fuerzas en cuerpos o tracciones en superficies. Las primeras se tratan directamente, y las dos últimas deben convertirse en fuerzas nodales equivalentes. Alternativamente los datos de partida pueden ser los desplazamientos en vez de las cargas.

La aplicación geotécnica más típica es la consideración de la fuerza de la gravedad.

Un caso típico de tracciones en una superficie puede ser una excavación.

2.4.3.3. *Tensiones iniciales*

Normalmente, ya existe en el terreno un estado tensional antes de aplicar una carga o llevar a cabo una excavación. Esto no afecta directamente al cálculo de las deformaciones cuando se asume un comportamiento elástico lineal, pero sí en el caso no lineal, cuando la rigidez depende del nivel tensional.

Estas tensiones iniciales deben pues incorporarse al análisis por elementos finitos; para ello se puede proceder bien aplicando una carga por gravedad a un terreno inicialmente no tensionado, o bien especificando directamente las tensiones iniciales. Esto segundo es lo más conveniente.

2.5. *Ejemplo de la utilización del M.E.F.*

Se trata de un estudio de la estabilidad del relleno cementado utilizado en la mina de cobre Mount Isa, de Australia, en la masa llamada 1100. La mina se explota por cámaras vacías, recuperando posteriormente los pilares entre las cámaras. Antes de recuperar los pilares se rellenan las cámaras con una mezcla de roca de cantera, residuos de lavadero deslodados, cemento portland y escoria de cobre. El relleno va cementado, excepto en la parte superior de algunas cámaras más altas que el pilar que se va a recuperar. El objeto del estudio consiste en determinar cuál es la altura segura no soportada del relleno cementado cuando queda libre durante la recuperación del pilar, y la altura a la que debe llegar la cementación en el relleno en los casos ya citados en que la altura de la cámara sobrepasa el pilar a recuperar. [58]

El modelo se ha simplificado en gran medida. El estudio se hizo en dos dimensiones, y se adoptó una forma simple de comportamiento plástico para el relleno.

La *Figura 155* es una muestra representativa de los resultados obtenidos. Los puntos marcan la situación de los puntos de integración dentro de los elementos en los que el material cede. La presión de sobrecarga que aparece en la figura se debe al relleno no cementado que está sobre la porción cementada.

Las conclusiones del estudio versaron sobre la resistencia precisa en el relleno y la observación de que el principal valor de un análisis de este tipo consiste en una ayuda para el ingeniero de minas en la elección entre las diversas alternativas de diseño.

A la vista de la figura surge espontánea la pregunta de si una configuración de este tipo es estable. El modelo numérico sólo, no permite responder a esta pregunta. Es esencial comparar las observaciones y los análisis de campo para determinar, primero, si el modelo refleja el comportamiento del material real, y segundo, qué nivel de inestabilidad constituye un riesgo para la explotación.

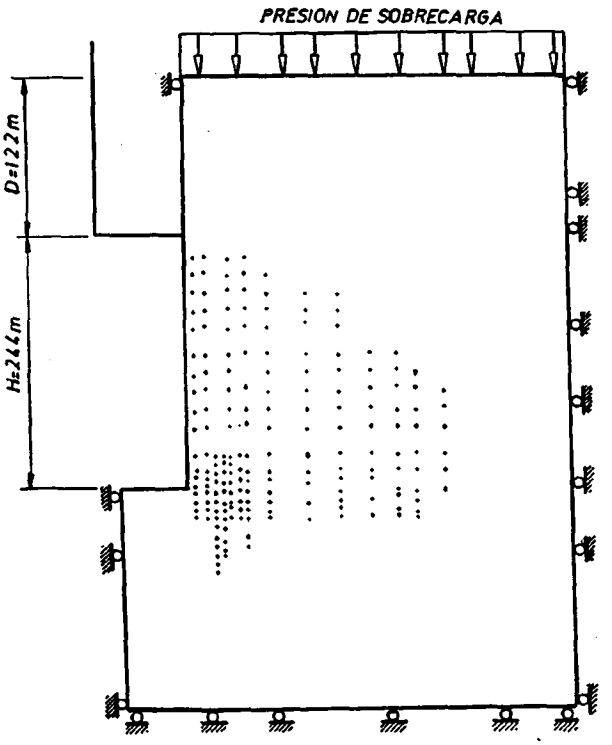


FIG. 155 *Deformación plástica de un relleno cementado. Idealización en dos dimensiones.*

2.6. *Método de las diferencias finitas*

2.6.1. Formulación

La deformación de la estructura subterránea se modeliza mediante una formulación Lagrangiana de las ecuaciones de momentos y constitutivas de los elementos de la estructura. Dicha formulación es dependiente del tiempo.

Para mayor claridad, se expondrá el caso bidimensional. [63]

Las ecuaciones de momentos de la estructura se pueden expresar según :

$$\left.\begin{aligned} \rho\,(a\,\dot{x} + \ddot{x}) &= \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau\, xy}{\partial y} \\ \rho\,(a\,\dot{y} + \ddot{y}) &= \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau\, xy}{\partial x} + \rho g \end{aligned}\right\} \qquad [1]$$

donde

ρ es la densidad del medio.

$\dot{x}$, $\ddot{x}$, $\dot{y}$, $\ddot{y}$ son las componentes de velocidad y aceleración en cada dirección principal.

σ_x, σ_y son las tensiones normales en las direcciones x, e y.

a es un coeficiente asociado a la humedad.

Esta formulación lagrangiana de las ecuaciones de momentos requiere que cada volumen elemental de roca conserve su masa, moviéndose cada elemento en el espacio y en el tiempo, de tal forma que el movimiento de todos los elementos refleje un movimiento continuo.

Si el problema incluye elementos estructurales, se debe resolver para ellos una ecuación de momentos del tipo :

$$m_i\,(a_s\,\dot{u}_i + \ddot{u}_i) = F_i \qquad [2]$$

siendo

u_i, m_i el desplazamiento y la masa del iésimo grado de libertad.

F_i la fuerza que actúa sobre él.

La integración de las ecuaciones [1] y [2] proporciona las velocidades, los desplazamientos y los ritmos de la deformación normal y cortante

Las ecuaciones [1] están sujetas a unas condiciones de contorno iniciales, que normalmente se reducen al conocimiento de la geometría inicial del problema y a considerar nulas las velocidades iniciales.

Las velocidades de deformación se calculan a partir de :

$$\dot{\epsilon}_x = \frac{\partial \dot{x}}{\partial x} \qquad \dot{\epsilon}_y = \frac{\partial \dot{y}}{\partial y} \qquad \dot{\gamma}_{xy} = \frac{\partial \dot{y}}{\partial x} + \frac{\partial \dot{x}}{\partial y}$$

Para problemas de deformación plana, la velocidad de deformación normal al plano de análisis es cero por definición.

Se pueden pués calcular las tensiones a partir de estas ecuaciones si se conoce la ley tensión-deformación. El caso más simple es el de la teoría elástica para materiales isotrópicos, en que las tensiones, en coordenadas cilíndricas, vienen dadas por :

$$\left.\begin{aligned} d\sigma_x &= (L + 2G)\, d\epsilon_x + L\,(d\epsilon_y + d\epsilon_\theta) \\ d\sigma_y &= (L + 2G)\, d\epsilon_y + L\,(d\epsilon_x + d\epsilon_\theta) \\ d\sigma_\theta &= (L + 2G)\, d\epsilon_\theta + L(d\epsilon_x + d\epsilon_y) \\ d\tau_{xy} &= G d\gamma_{xy} \end{aligned}\right\}$$

Donde L y G son las constantes de Lame. G es también el módulo de corte del material.

A estas tensiones habrá que sumarle una componente correspondiente a la presión hidrostática si la hubiere.

2.6.2. *El proceso de solución numérica*

A la hora de realizar el cálculo, las ecuaciones diferenciales [1] se aproximan por ecuaciones en diferencias aplicadas a la malla definida en cada caso. Las magnitudes vectoriales, como posición, velocidad y aceleración, se definen en los nodos de la red. Las magnitudes escalares, como tensiones, permeabilidad, porosidad y presión en los poros, se definen en el centroide de cada elemento.

Un análisis tipo comienza normalmente con la aplicación de una carga externa a un contorno del dominio de la solución. Siguen una serie de ciclos de deformación hasta que el sistema alcanza el equilibrio estático. En esta etapa, se tratan todas las zonas como elementos lagrangianos, es decir, la masa de cada zona permanece constante, mientras que cambian el volumen, forma y posición.

A continuación comienzan los cálculos de disipación de presión. En cada paso se permite cambiar un pequeño porcentaje de la presión en los poros de cada zona. La deformación y el nuevo estado tensional se calculan volviendo a la parte de análisis tensional. El movimiento de la estructura subterránea en esta etapa comienza por el desequilibrio de fuerzas creado por la disipación de presión. Los ciclos de cálculo continúan hasta que se alcanza de nuevo el equilibrio.

El análisis se realiza por ciclos de disipación y equilibrio de fuerzas, bien por un período determinado de tiempo, o bien hasta que se alcanza el equilibrio estático total.

Al iniciar cada ciclo de tiempo se recorre toda la malla para actualizar las velocidades y las coordenadas de los nodos sobre la base de un sistema conocido de cargas externas y tensiones internas calculadas en el ciclo precedente o dadas por las condiciones iniciales. Para esto, en cada nodo se sustituyen las tensiones que actúan en su contorno por una fuerza equivalente. Esta fuerza se utiliza para acelerar el nodo. La aceleración se integra dos veces para obtener las nuevas velocidades y coordenadas de los nodos de la malla.

Calculadas éstas para todos los nodos, se recorre de nuevo toda la malla para calcular los incrementos de deformación en cada zona a partir de las velocidades y coordenadas de los cuatro nodos que la rodean. A partir de las deformaciones se calculan las tensiones según la ley que liga a ambas, y se repite el ciclo completo para el siguiente intervalo de tiempo.

Es importante destacar que, en esta formulación explícita, el estado de deformación de cada zona se "congela" en un intervalo de tiempo, ya que éste es tan pequeño que es físicamente imposible que la deformación se propague a la zona siguiente. Esto significa que cada zona es independiente en este período de tiempo, de modo que las tensiones calculadas no influencian otras zonas, al contrario que en los métodos implícitos, en los que una perturbación en un elemento afecta a todos los elementos en el mismo intervalo de tiempo.

2.7. *Ejemplo de la utilización del método de diferencias finitas*

Mediante este método se ha abordado el análisis tridimensional de la recuperación de pilares entre dos cámaras rellenas con material cementado. El estudio se realizó en la mina de cobre de Mount Isa (Australia). [65]

El modelo asume un comportamiento elastoplástico isótropo de los materiales con una plastificación determinada por la ley de Mohr–Coulomb.

El propósito del estudio consistió en investigar los requisitos de resistencia del material de relleno, y, en particular, la cantidad de agente cementante necesario para asegurar la estabilidad durante la extracción de los pilares.

La *Figura 156* reproduce una idealización de los resultados.

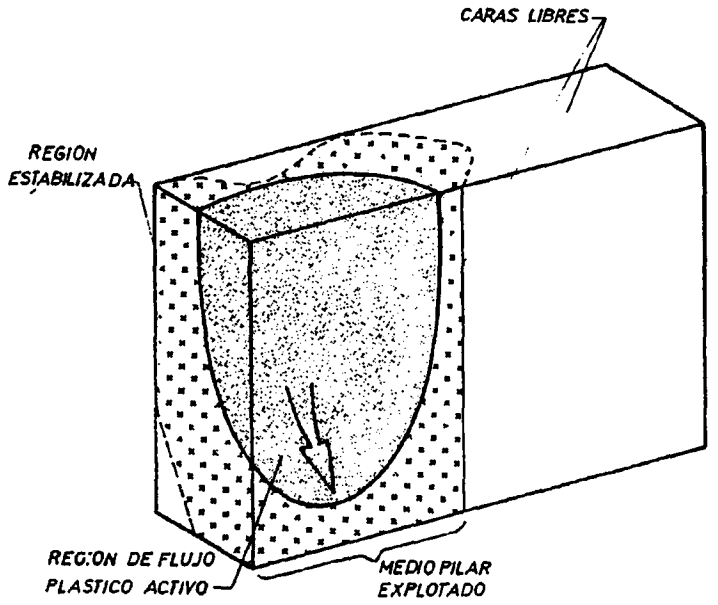


FIG. 156. *Rotura tridimensional del relleno cementado durante la recuperación del pilar.*

En esta figura se observa la forma tridimensional real de la inestabilidad del relleno, mostrando las regiones que se han vuelto a estabilizar después de la deformación y una masa en forma de cuchara que se desprende. Esta es una situación no deseable, por lo que, si se precisa tener libre la mitad del pilar es necesario un material de relleno más resistente.

2.8. *Método de los elementos de contorno*

Para una comprensión más fácil del método de los elementos de contorno (B.E.M.), se expondrá éste por medio de un caso práctico.

El problema consiste en determinar las tensiones en una excavación grande con una sección transversal bien definida, suponiendo conocidos el campo tensional vertical, P, y el horizontal, Kp. (*Figura 157*). [40]

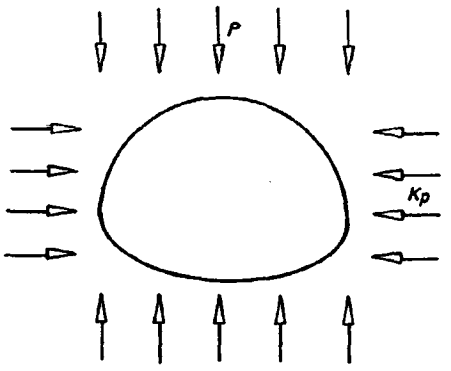
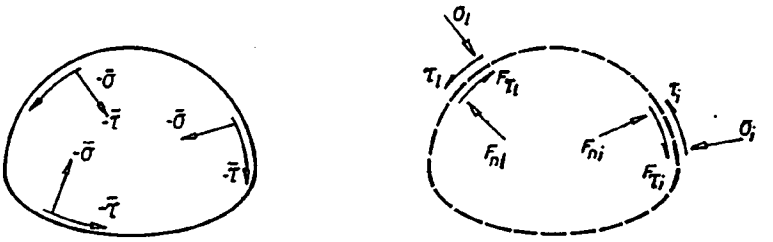


FIG. 157

Antes de excavar, la roca que se va a extraer está soportando a la que la rodea, soporte que se puede expresar en términos de tensiones normales y tangenciales ($\bar{\sigma}$, $\bar{\tau}$) sobre el contorno ficticio del hueco. La magnitud de estas tensiones variará según la orientación de las distintas partes del contorno. Cuando se ha abierto el agujero, estas tensiones se hacen nulas, por lo que se puede asimilar la excavación a la aplicación de un sistema de tensiones negativas al agujero. El estado tensional resultante se puede considerar como la superposición de dos sistemas: el original de tensiones uniformes y las tensiones inducidas por las tensiones negativas en superficie ($-\bar{\sigma}$, $-\bar{\tau}$).

Se puede ver como se distribuyen las tensiones inducidas

correspondientes a las tensiones negativas en la superficie comparando la situación real (*Figura 158*) (a), con una situación imaginaria (*Figura 158*) (b), que muestra una placa infinita no



(a) (b)

FIG. 158

perforada, con una serie de trazos delimitando el contorno del agujero de la *Figura 158* (a). Imagínese que cada elemento está sujeto a una fuerza externa actuando en el plano de la placa, de componentes F_n y F_t, normal y tangencial al elemento, tomadas de forma que se distribuyan uniformemente a lo largo de la longitud del elemento. Estas fuerzas se denominan fuerzas ficticias, ya que no corresponden en absoluto a fuerzas reales aplicadas al contorno. El proceso consiste ahora en ajustar estas fuerzas de manera que las componentes normal y cortante de la tensión ($\bar{\sigma}$, $\bar{\tau}$) en el centro de cada elemento sean iguales a las tensiones normal y cortante correspondientes ($-\bar{\sigma}$, $-\bar{\tau}$) de la placa real.

Un modo práctico de abordar el problema consiste en, comenzando por el elemento núm. 1, ajustar las fuerzas F_{1n} y F_{1t} de forma que $\sigma_1 = -\bar{\sigma}_1$ y $\tau_1 = -\bar{\tau}_1$. Se pasa a los elementos siguientes y se realiza un ajuste similar. Corrigiendo los valores de σ y τ de cada elemento, quedan afectadas las tensiones de los demás elementos, por lo que el proceso debe continuar en una serie de ciclos a lo largo del contorno hasta que no se considere necesario realizar ajustes posteriores.

Para calcular las tensiones en cualquier punto de la placa se suman las contribuciones de las fuerzas ficticias. Si se asume una distribución uniforme de éstas sobre la longitud del elemento, basta integrar las expresiones que definen la influencia de cargas puntuales, teniendo en cuenta la orientación de las componentes.

Una vez determinadas las tensiones causadas por las tensiones negativas en la supercicie, se deben sumar al campo tensional original.

Para representar el contorno, éste se divide en segmentos, que, a su vez, pueden ser líneas rectas, segmentos circulares y segmentos elípticos. Cada segmento se divide en un número de elementos, que suelen ser de longitud constante.

2.9. *Ejemplo de aplicación del método de los elementos de contorno*

Se ha aplicado el método de los elementos de contorno para calcular la distribución de tensiones alrededor de una abertura con la geometría que se representa en las figuras y bajo dos diferentes supuestos de carga. Las tensiones y desplazamientos han sido calculados teniendo en cuenta las siguientes condiciones :

- El material es homogéneo, isótropo y linealmente elástico.
- Se cumplen las condiciones de deformación plana.
- El medio es infinito, o está rodeado por un contorno externo finito de aspecto arbitrario.
- La carga puede consistir en una combinación de tensiones de campo uniformes o en cargas

distribuidas uniformemente sobre los contornos. La acción de la gravedad se simula aumentando las tensiones de campo con la profundidad.

La *Figura 159* representa la distribución de tensiones correspondientes a una carga horizontal

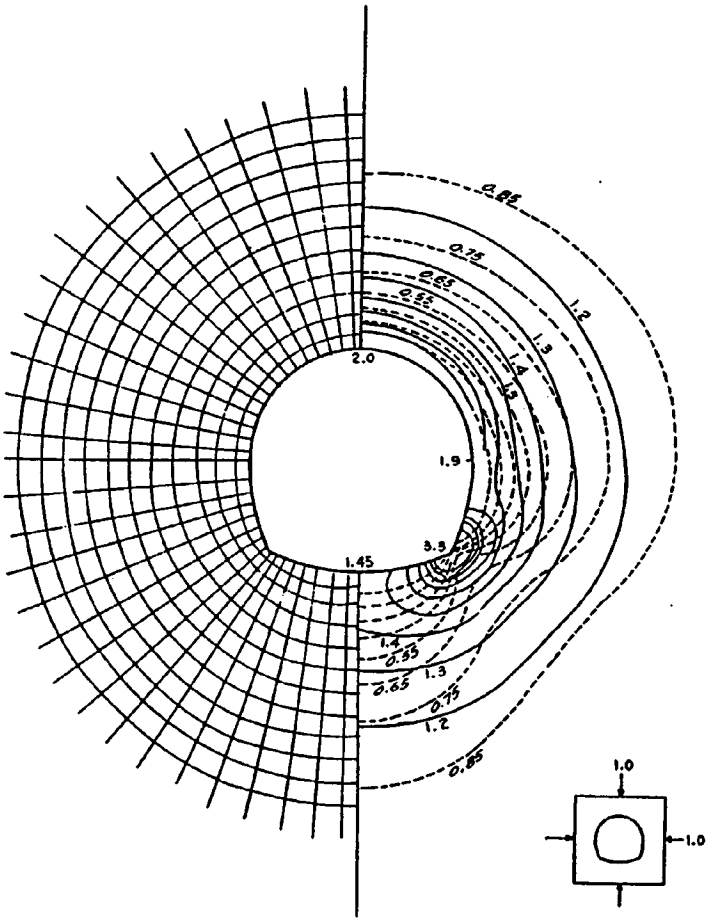


FIG. 159

igual a la vertical. La *Figura 160* representa la distribución de tensiones correspondientes a una carga vertical doble de la horizontal.

Las líneas continuas de la parte izquierda de cada figura representan las trayectorias de las tensiones principales. Las líneas continuas de la parte derecha representan contornos que dan la relación entre la mayor tensión principal y la mayor tensión aplicada, mientras que las líneas de puntos representan contornos de la menor tensión principal.

Los valores de las tensiones están calculados teniendo en cuenta que la mayor tensión aplicada vale uno [40]

2.10. *Método de las integrales de contorno*

El método de las integrales de contorno, (B.I.M.) es similar al método de los Elementos de Contorno (B.E.M.). La diferencia consiste en que el B.I.M. utiliza el teorema recíproco, con lo que

se elimina la necesidad de utilizar las fuerzas ficticias.

Los cálculos se realizan en términos de distribuciones de fuerzas reales y de desplazamientos sobre el contorno. Este método, en contraposición con el B. E. M., tiene su aplicación preferente en problemas en que están involucrados materiales no homogéneos y no lineales, siendo una herramienta poderosa para el cálculo numérico de problemas elastoplásticos.

La esencia del método consiste en formular una relación entre tensiones y desplazamientos en el contorno, esto es, la ecuación de restricción del contorno. La solución más simple al problema es la de Kelvin, basada en una carga puntual en una masa infinita.

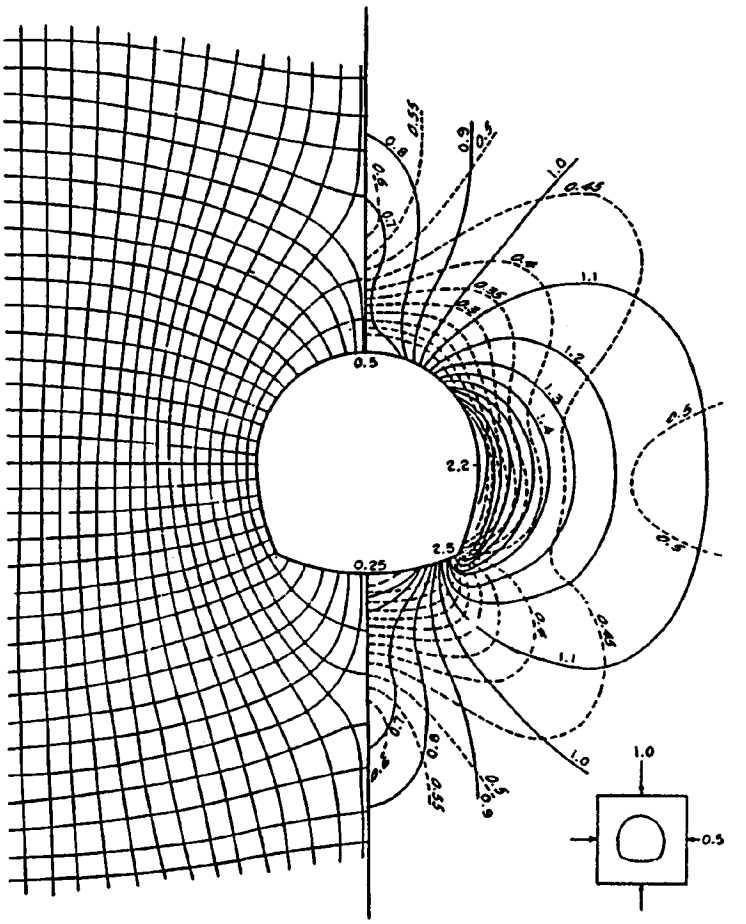


FIG. 160

2.10.1. *Formulación*

Sea la superficie S de la *Figura 161* (a), que supondremos discretizada en n elementos. Apliquemos a este cuerpo una fuerza unitaria en el elemento i en la dirección l (*Figura 161*) (b). Se pueden calcular las tensiones t y desplazamientos u que esta fuerza ocasiona en el contorno mediante la solución de Kelvin. [64]

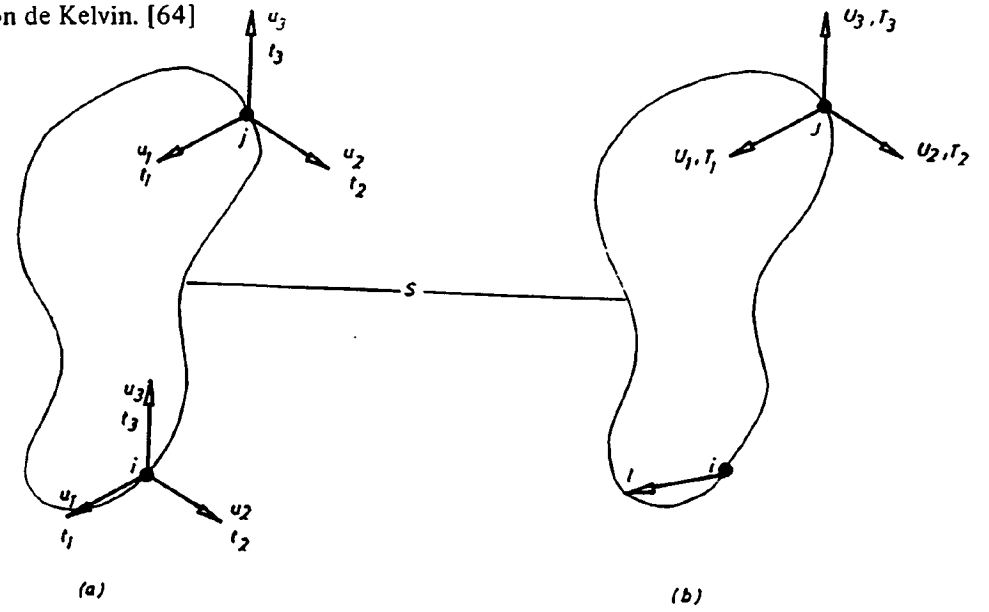


FIG. 161

Así, en un elemento cualquiera j, esta fuerza unitaria provoca unas tensiones T_1, T_2, T_3 y unos desplazamientos U_1, U_2, U_3. Aplicando el teorema del trabajo recíproco de Betti :

$$\frac{1}{2} u_{1i} + \sum_{j=1}^{n} (T_{1j} u_{1j} + T_{2j} u_{2j} + T_{3j} u_{3j}) = \sum_{j=1}^{n} (U_{1j} t_{1j} + U_{2j} t_{2j} + U_{3j} t_{3j}) \text{ con } i \neq j$$

que expresa que las tensiones de un sistema por los desplazamientos de un segundo es igual a las tensiones del segundo sistema por los desplazamientos del primero. El término $\frac{1}{2} u_1$ expresa que la solución unitaria se divide por igual entre las regiones interior y exterior, si S es plana en i.

Procediento de la misma manera en las tres direcciones y en todos los elementos, se obtiene la siguiente identidad matricial :

$$[T] [u] = [U] [t]$$

siendo las dimensiones respectivas :

$$[T] \text{ y } [U] \text{ ; } 3n \times 3n$$

$$[t] \text{ y } [u] \text{ ; } 3n \times 1$$

Una vez formulada esta ecuación, si se conocen los desplazamientos (u) o las tensiones (t), o una combinación de ambos, se puede resolver el sistema.

2.11. *Ejemplo de aplicación del método de integrales de contorno a intersección de túneles*

Se ha calculado por el método de las integrales de contorno la distribución de tensiones en tres dimensiones alrededor de una unión de túneles circulares de radio unidad que se cruzan perpendicularmente (Véase *Figura 162*). [64]

El campo tensional, aplicado hasta el infinito en las tres direcciones principales, es :

. Vertical : $p_z = 1$

. Horizontal : $p_x = p_y = N \cdot p_z$

Los cálculos se extendieron a valores de N = 0;0,33; 1 y 2, con un coeficiente de Poisson de $\nu = 0.25$. Se asumió que los túneles se extendían al menos 10 diámetros desde la intersección. La *Figura 162* ilustra la geometría de la intersección de los túneles. En la *Figura 163* se representan las tensiones en el contorno de las secciones AA, BB y CC. Las tensiones en el contorno de la corona de los túneles, σ_{xx} (*Figura 163*) (a) son aproximadamete iguales a las correspondientes a la solución de deformación plana un diámetro más allá del centro de la intersección. Estas tensiones no son mucho mayores en el centro que en un punto cualquiera alejado de él. Es importante destacar, sin embargo, la alta tensión de compresión que existe en el nivel de arranque del túnel (sección BB, *Figura 163* (b)) donde la tensión en el contorno, σ_{zz}, es 6,5; 5,7; 4,2 y 1,9 para N = 0; 0,33; 1 y 2 respectivamente. La solución de deformación plana para un túnel circular alcanza tensiones de contorno en el nivel de arranque de 3; 2,67; 2 y 1, para N = 0; 0,33; 1 y 2 respectivamente.

En el caso de un campo tensional vertical uniaxial (N = 0), la concentración de tensiones en un cruce de túneles es aproximadamente el doble que la de un túnel circular largo.

Es interesante resaltar que a partir de una distancia igual a dos diámetros del centro de la intersección, las tensiones en el contorno (*Figura 163*) (c) son aproximadamente iguales que en el caso de deformación plana. Para las tensiones consideradas, la zona de influencia de la intersección de

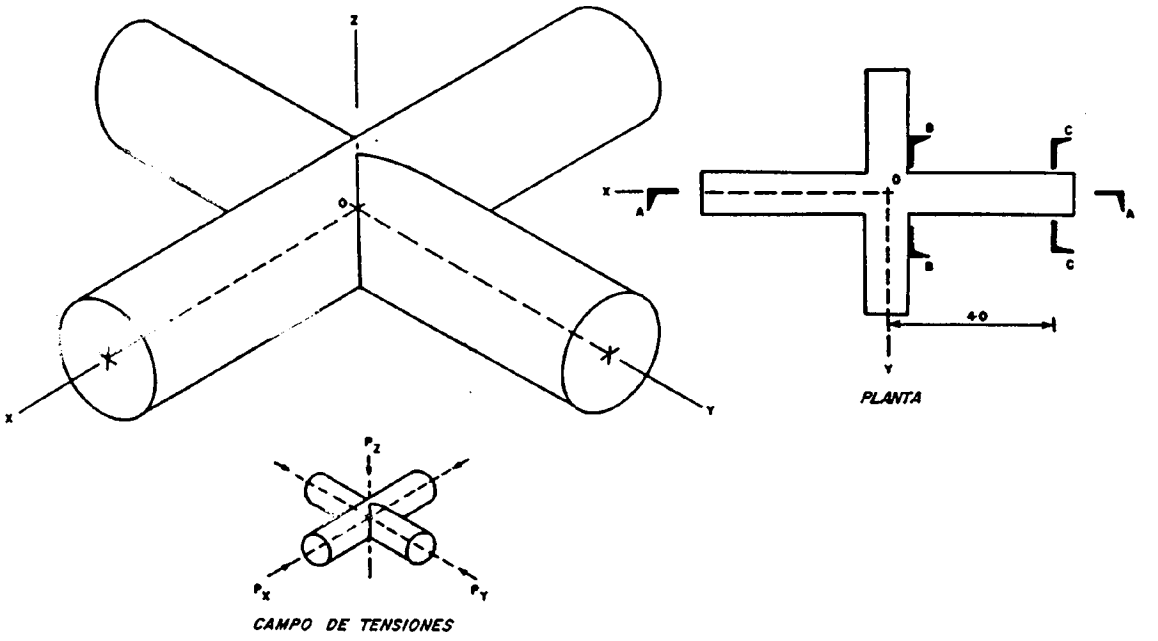


FIG. 162 *Geometría de la intersección de los túneles*

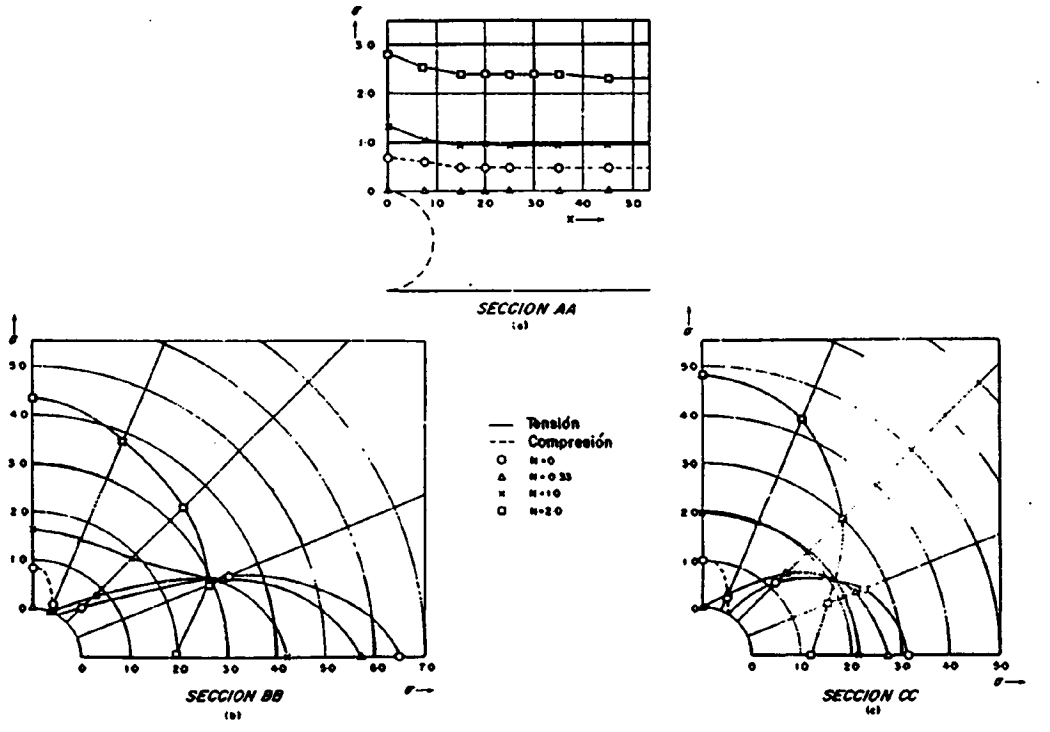


FIG. 163 *Tensiones en el contorno de la intersección.*

dos túneles que se cruzan perpendicularmente es dos veces el diámetro de los túneles, definiéndose la zona de influencia como la zona en la que las tensiones de contorno se desvían de la solución de deformación plana en más del 5 por ciento de la máxima concentración de tensiones presente en el caso de deformación plana.

2.12. *Método del desplazamiento discontinuo*

2.12.1 *Definición*

Al igual que el B.E.M. y el B.I.M., una característica de este método consiste en que sólo se subdivide en elementos el contorno, lo que reduce el problema tridimensional a bimensional, con el consiguiente ahorro en el número de incógnitas que intervienen en el cálculo.

La mayor ventaja del método de Desplazamiento Discontinuo (M.D.D.) estriba en su eficiencia y economía, lo que permite contrastar gran número de diseños distintos en un período corto de tiempo, y por consiguiente, con un costo reducido. Sin embargo, no se adapta bien a situaciones no lineales.

El M.D.D. está basado en la solución analítica al problema de un desplazamiento constante en una discontinuidad plana finita sobre un cuerpo elástico. El método consiste en discretizar el contorno de la región a analizar en N superficies planas finitas sobre las que se sitúan N discontinuidades en el desplazamiento (valores desconocidos). Posteriormente, y utilizando la técnica de funciones de influencia, se construye el sistema de ecuaciones que relaciona las tensiones con los desplazamientos y que cumple las condiciones de contorno del problema. Una vez calculados los desplazamientos en la fisura plana, se pueden determinar las tensiones y desplazamientos en cualquier punto del cuerpo. [66]

2.12.2. *Formulación*

Para una mayor sencillez de planteamiento se considerará el caso de una fisura rectilínea finita de ancho 2b sometida a una presión en un cuerpo infinito y linealmente elástico (*Figura 164*). La extrapolación a una superficie, a que se hace referencia en la definición del método, es inmediata

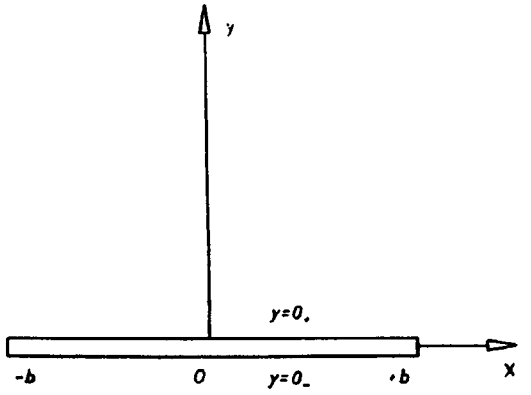


FIG. 164

La figura queda determinada por :

$$\left.\begin{array}{c} -b \leq x \leq b \\ y = 0 \end{array}\right\}$$

Las dos superficies, superior e inferior de la fisura, están inicialmente en contacto, expresándose con $y=0_+$ e $y=0_-$ exclusivamente su orientación.

Si se somete a la fisura a una presión interna p, sus superficies se desplazarán simétricamente una respecto de la otra de acuerdo con las relaciones de Sneddon :

$$\left.\begin{array}{l} u_x(x) = u_x(x, 0_-) - u_x(0,0_+) = 0 \\ u_y(x) = u_y(x, 0_-) - u_y(x, 0_+) = -\dfrac{2(1-\nu)}{G} p\sqrt{b^2 - x^2} \\ |x| \leq b \end{array}\right\}$$

siendo u_x (x,y) y u_y (x,y) las componentes del vector *desplazamiento* del punto de coordenadas (x,y), y u_x (x) y u_y (x) los *desplazamientos relativos* de un punto de abscisa x entre ambas caras de la estructura. La magnitud u_y (x) se denomina *desplazamiento discontínuo*, puesto que, a lo largo de la fisura, tiene dos valores en cualquier punto $(x,0_+)$ y $(x,0_-)$. Por el contrario, la componente u_x (x) es continua a lo largo de la fisura puesto que tiene un solo valor en cada punto : $u_x(x,0_-) = u_x(x,0_+)$.

La *Figura 165* corresponde a la representación gráfica de u_y (x).

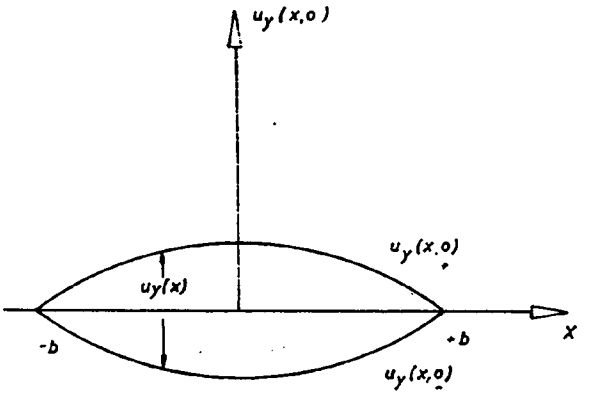


FIG. 165

La distribución del desplazamiento discontínuo según el eje x es continua. Pues bien, el M.D.D. es una aproximación discreta (*Figura 166*) a esta distribución continua, radicando su gran ventaja en que las tensiones y desplazamientos en cualquier parte del cuerpo se determinan únicamente en función de la distribución del desplazamiento discontínuo a lo largo de la fisura.

En la discretización, se asume que el desplazamiento discontinuo $\overset{j}{D}_y$ es constante en cada segmento.

Cada desplazamiento discontinuo ejerce una influencia en los desplazamientos y tensiones de los puntos situados en todas las demás discontinuidades.

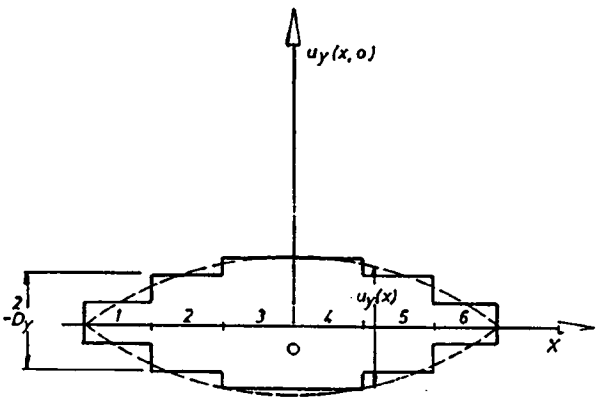


FIG. 166

Volviendo al caso de la fisura sometida a una presión p, los valores de los N desplazamientos discontinuos elementales deben elegirse de forma que la tensión normal en todas las partes de la fisura sea igual a p. La solución al problema viene dada por un sistema lineal de N ecuaciones con N incógnitas :

$$P = \sum_{j=1}^{N} {}^{i}A^{j}\ D_y^{j} \quad (i = 1, N)$$

donde ${}^{i}A^{j}$ es la matriz de los coeficientes de influencia. Una vez resuelto este sistema se podrán expresar los desplazamientos y tensiones en un punto en función de los N desplazamientos discontinuos elementales.

El planteamiento se generaliza con facilidad a una fisura curva (*Figura 167*). Ahora el desplazamiento discontinuo es un vector de 2 componentes (tangente y normal). Las tensiones normal y tangencial se expresan según :

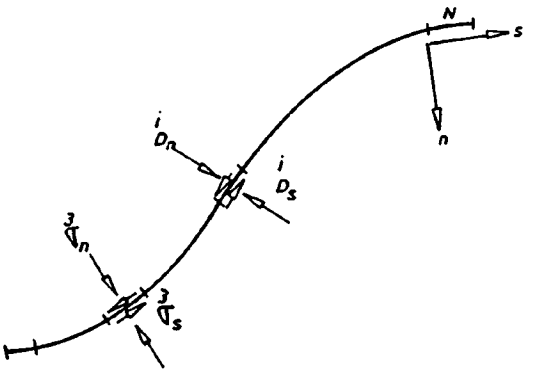


FIG. 167

$$\left.\begin{aligned} {}^{i}_{n}\sigma &= \sum_{j=1}^{N} {}^{i}_{n}A^{j}_{s}\,{}^{j}_{s}D + \sum_{j=1}^{N} {}^{i}_{n}A^{j}_{n}\,{}^{j}_{n}D \\ {}^{i}_{s}\sigma &= \sum_{j=1}^{N} {}^{i}_{s}A^{j}_{s}\,{}^{j}_{s}D + \sum_{j=1}^{N} {}^{i}_{s}A^{j}_{n}\,{}^{j}_{n}D \end{aligned}\right\}$$

Como la fisura está sometida a una presión interna p, ${}^{i}_{n}\sigma = p$, y ${}^{i}_{s}\sigma = 0$, y el sistema se transforma en :

$$\left.\begin{aligned} p &= \sum_{j=1}^{N} {}^{i}_{n}A^{j}_{s}\,{}^{j}_{s}D + \sum_{j=1}^{N} {}^{i}_{n}A^{j}_{n}\,{}^{j}_{n}D \\ 0 &= \sum_{j=1}^{N} {}^{i}_{s}A^{j}_{s}\,{}^{j}_{s}D + \sum_{j=1}^{N} {}^{i}_{s}A^{j}_{n}\,{}^{j}_{n}D \end{aligned}\right\} \quad (i = 1, N)$$

Tenemos así un sistema de 2N ecuaciones con 2N incógnitas $\left({}^{j}_{n}D \text{ y } {}^{j}_{s}D\right)$ cuya resolución proporciona las componentes del desplazamiento discontinuo en cada segmento, y, en función de éstas, se determinan las tensiones y desplazamientos en cualquier punto del cuerpo.

2.13. *Ejemplos de aplicaciones del método del desplazamiento discontinuo*

El método se ha aplicado en la mina subterránea de Bodovalle (Vizcaya, España), para el cálculo de las tensiones en los pilares. [66]

El modelo de la mina se ha idealizado de forma que cumpla las condiciones :

- El macizo rocoso es linealmente elástico.
- La explotación es de espesor uniforme, (40 m), está localizada a una profundidad finita (200 m) y es paralela a la superficie, siendo ambas horizontales.
- El espesor de la mina es despreciable en relación con sus dimensiones transversales.
- Tanto el mineral como las rocas de techo y muro son materiales homogéneos, continuos e isótropos.

El yacimiento se discretiza en celdas cuadradas de 5 x 5 m, teniendo en cuenta que el ancho de las cámaras es de 25 m y el de los pilares de 20 m. Mediante el método del desplazamiento discontinuo se calculan las tensiones en cada celda, en particular, la componente normal de la tensión y la componente vertical del desplazamiento discontinuo.

Como parámetros, además de los ya citados, se han utilizado :

. Presión de recubrimiento : 5,3 Mpa

. Coeficiente de Poisson del recubrimiento : 0,30

. Módulo de elasticidad del recubrimiento : 39.000 Mpa

. Módulo de elasticidad del yacimiento : 55.000 Mpa

2.13.1. *Resultados*

A modo de ejemplo, las tensiones calculadas en algunos de los pilares son :

Pilar núm.	TENSION (Mpa) Mínima	Medida	Máxima
1	8,77	10.99	13,86
2	12,43	13,70	15,00
3	12,62	13,90	15,39
4	8,57	10,87	14,79
5	11,60	12,59	13,64

La *Figura 168* representa todas las tensiones obtenidas en el pilar núm. 13, pudiendo observarse la concentración de tensiones en las esquinas, disminuyendo aquéllas tanto al alejarse de éstas por los paramentos hasta la zona central de cada uno de ellos como al alejarse de los paramentos hacia el interior del pilar.

14,99	13,57	13,47	14,67
13,86	12,25	12,16	13,58
13,43	11,77	11,69	13,16
13,17	11,51	11,44	12,95
13,00	11,35	11,30	12,82
12,88	11,24	11,19	12,73
12,85	11,22	11,17	12,73
12,84	11,20	11,17	12,72
12,78	11,16	11,14	12,71
12,73	11,13	11,10	12,66
12,67	11,08	11,03	12,60
12,69	11,10	11,05	12,64
12,72	11,11	11,08	12,64
12,73	11,13	11,11	12,67
12,74	11,17	11,16	12,71
12,81	11,28	11,27	12,82
13,16	11,73	11,72	13,22
13,24	13,00	12,99	14,31

FIG. 168

El M.D.D. tiene un número interesante de aplicaciones en geomecánica. Se puede utilizar el método para calcular tensiones y desplazamientos alrededor de cavidades, por ejemplo, excavaciones subterráneas, supuesto un comportamiento linelmente elástico del terreno.

Una ventaja del M.D.D. estriba en que puede utilizarse también para tener en cuenta discontinuidades geológicas, como fallas y juntas, en las proximidades de una excavación. Así, es posible modelizar la apertura o cierre de una junta o el deslizamiento de una falla.

Ejemplos de aplicaciones del método pueden encontrarse en las publicaciones de Crouch.

Una aplicación especial a problemas mineros es la explotación de yacimientos filonianos y sedimentarios, por su característica de ser muy delgados en una dimensión y muy extensos en las otras dos.

2.14. *El modelo de bloques*

2.14.1. *Introducción*

Mediante el modelo de bloques se pretende simular el comportamiento de una masa rocosa que se pueda subdividir en bloques, sin que exista restricción alguna respecto a las formas de los bloques ni a las magnitudes de los giros y desplazamientos que se puedan producir.

Una característica de esta modelización consiste en que el movimiento de los bloques es función del tiempo. Además se supone que todas las deformaciones suceden en la superficie de los bloques. En este contexto, una junta no es más que el contorno de interacción entre dos bloques, y no constituye un elemento distinto, pudiendo producirse un amplio espectro de relaciones fuerza-desplazamiento en las direcciones normal y cortante.

La restricción de que las deformaciones suceden en el contorno del bloque se cumple cuando se trata de situaciones poco tensionadas, como puede ser un talud, o una excavación interior poco profunda. En casos en los que la deformación interior del bloque es del mismo orden que la del contorno, el método no es válido, debiéndose recurrir a otros métodos, como el M.E.F.

Hecha esta salvedad, el método es particularmente apropiado para resolver problemas en los que intervienen grandes desplazamientos y con rocas con gran número de juntas.

El método permite asimismo resolver el problema inverso, esto es, partiendo de una situación física conocida, cosa muy normal en minería, en que se conoce experimentalmente el comportamiento de una cierta estructura, se pueden obtener los parámetros del macizo rocoso.

El método es fácilmente susceptible de ser programado y utilizado en un miniordenador que disponga de pantalla gráfica interactiva.

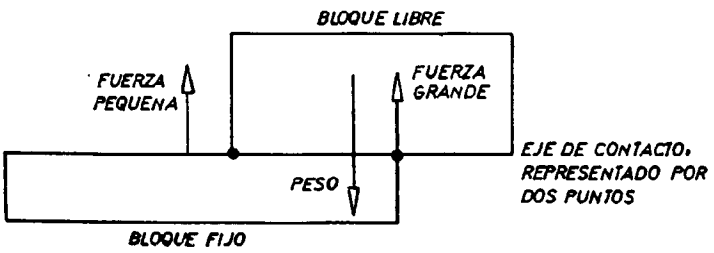


FIG. 169

Se asume que las deformaciones se localizan en cada contacto esquina-eje, que es donde actúan las fuerzas. El equilibrio de los ejes en contacto (*Figura 169*) se establece por el hecho de que las fuerzas en las dos esquinas se ajustan ellas mismas para alcanzar la relación de equilibrio. [67]

2.14.2. *Formulación*

Como queda dicho, se asume que todas las deformaciones suceden en los contactos eje-esquina. Debido a estas deformaciones, aparecen fuerzas. Para calcular las aceleraciones del bloque en las direcciones X, Y, θ, se utilizan estas fuerzas y momentos. Integrando las aceleraciones se obtienen las velocidades, que, integradas de nuevo, proporcionan los desplazamientos. El ciclo de cálcu-

lo se presenta en la *Figura 170*

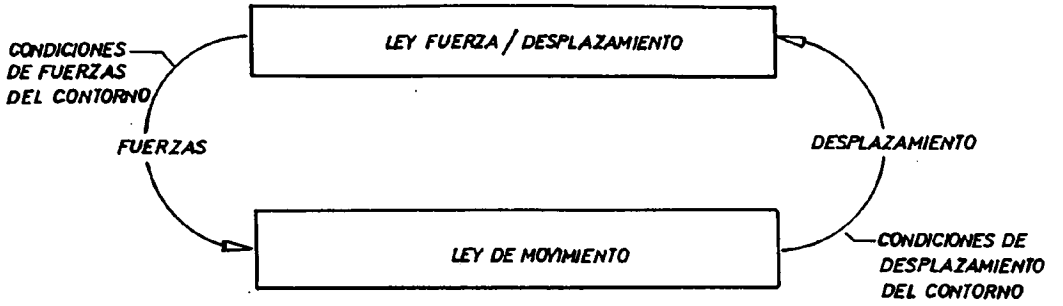


FIG. 170

Ecuaciones

Sean dos bloques cualesquiera, i y j, cuyas coordenadas del centroide son (x^i, y^i), (x^j, y^j), y cuyo punto de contacto es c.

La *Figura 171* muestra los incrementos de desplazamientos, Δu, y rotaciones, $\Delta\theta$,

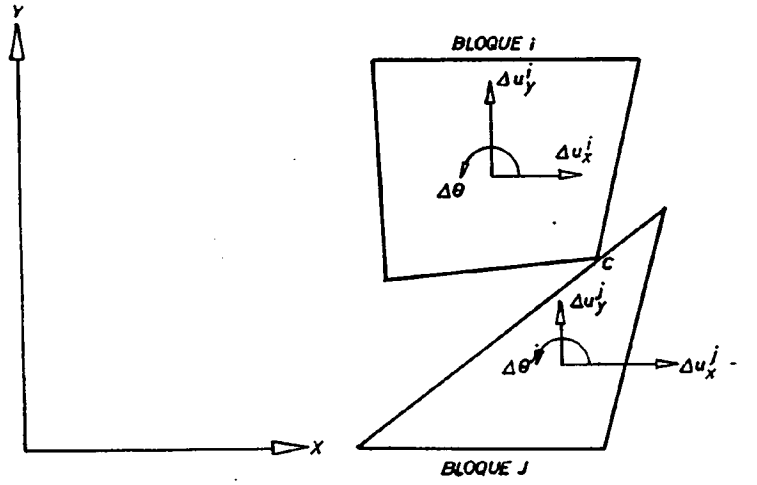


FIG. 171

En el punto de contacto, los desplazamientos según x, e y son (*Figura 172*) :

$$\left.\begin{aligned} \Delta u_y^c &= \Delta u_y^i - \Delta u_y^j + \Delta\theta^i (x^c - x^i) - \Delta\theta^j (x^c - x^j) \\ \Delta u_x^c &= \Delta u_x^i - \Delta u_x^j + \Delta\theta^i (y^c - y^i) - \Delta\theta^j (y^c - y^j) \end{aligned}\right\}$$

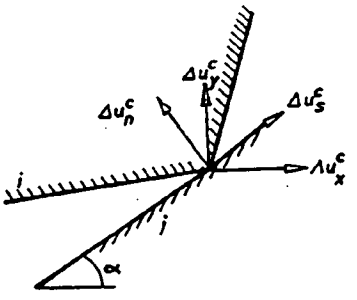


FIG. 172

y, en las direcciones normal y cortante :

$$\left.\begin{aligned} \Delta u_s^c &= \Delta u_x^c \cos\alpha + \Delta u_y^c \operatorname{sen}\alpha \\ \Delta u_n^c &= \Delta u_y^c \cos\alpha + \Delta u_x^c \operatorname{sen}\alpha \end{aligned}\right\}$$

Análogamente, las fuerzas en el contacto (*Figura 173*).

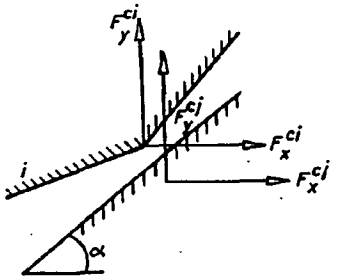


FIG. 173

$$F_y^{cj} = (F_s^c + D_s^c)\,\text{sen}\alpha - (F_n^c + D_n^c)\cos\alpha$$

$$F_x^{cj} = (F_s^c + D_s^c)\cos\alpha + (F_n^c + D_n^c)\,\text{sen}\alpha$$

$$F_y^{ci} = -F_y^{cj}$$

$$F_x^{ci} = -F_x^{cj}$$

Sumando estas fuerzas para todos los puntos de contacto y añadiendo las cargas aplicadas Fa y la gravedad (*Figura 174*) se obtienen las fuerzas y momentos totales que actúan sobre el bloque i

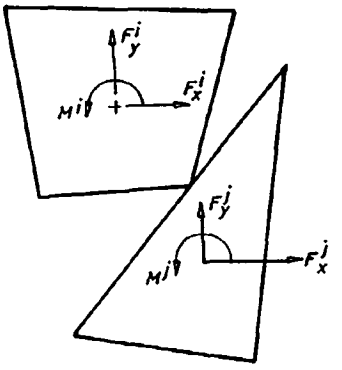


FIG. 174

$$F_x^i = \Sigma_c\ F_x^{ci} + F_{xa}^i$$

$$F_y^i = \Sigma_c\ F_y^{ci} + F_{ya}^i + F_{yg}^i$$

y la ecuación de momentos :

$$M^i = \Sigma_c\ (F_y^{ci}\,(x^c - x^i) - F_x^{ci}\,(y^c - y^i)$$

Análogamente para el bloque j.

A partir de las fuerzas, se calculan las velocidades por integración, y a partir de éstas los desplazamientos.

El proceso de integración se realiza por incrementos de tiempo; de esta manera se puede conocer la situación de un determinado bloque al cabo de un tiempo dado de estar sometido a un campo tensional.

2.15. *Ejemplo de aplicación del modelo de bloques*

Este modelo se ha utilizado ampliamente para análisis de taludes y menos en minería de interior, por motivos prácticos, ya que, por ejemplo, si se quisiera representar una operación de bloques hundidos se necesitarían gran cantidad de bloques, y por consiguiente, unos recursos informáticos considerables. Además la deformabilidad de las partículas aumenta con la profundidad y las tensiones consecuentes, mientras que hasta ahora los modelos empleados no contemplan la deformación del bloque. Actualmente se trabaja en la dirección de eliminar estas limitaciones.

La *Figura 175* muestra dos túneles con una estructura geológica muy parecida. En un caso, el túnel se autoestabiliza cuando se forman dos arcos tensionales, uno que soporta el material inmediatamente por encima del túnel y el otro que proporciona el soporte general. En el segundo caso no existe el arco local, siendo preciso soportar el túnel para llevar el peso del material por detrás del arco principal. Estas conclusiones se muestran consistentes con los métodos empíricos de diseño de sostenimientos [68]

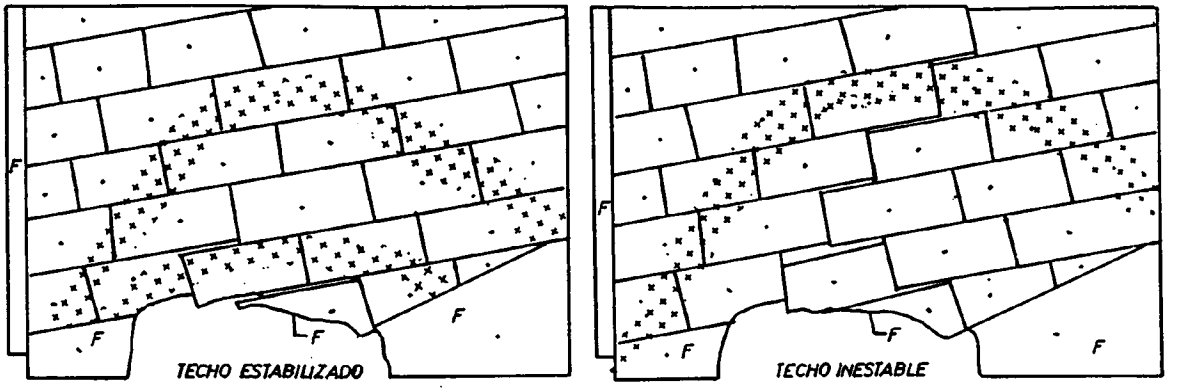


FIG. 175. *Efecto arco sobre una excavación en un macizo rocoso fisurado.*

3. Diseño teórico de cavidades subterráneas

3.1. *Distribución de tensiones alrededor de cavidades subterráneas aisladas*

3.1.1. *Introducción*

Cuando se realiza una excavación subterránea en un macizo rocoso, las tensiones que previamente existían en la roca se ven modificadas por dicha excavación, generándose unas nuevas tensiones en la zona próxima al hueco excavado. Este nuevo campo de tensiones se puede representar mediante las trayectorias de las tensiones principales, que son líneas imaginarias en un cuerpo elástico sometido a tensión, a lo largo de las cuales actúan las tensiones principales.

En la *Figura 176* se pueden ver las trayectorias de las tensiones principales mayor y menor, σ_1 y σ_3 que se producen alrededor de un agujero realizado en un material sometido a un campo tensional uniaxial.

En la *Figura 177*, se representa la zona del campo tensional que se ve afectada por el hueco realizado. Esta zona es la abarcada por un círculo cuyo radio es el triple del radio de la excavación.

Las trayectorias de las tensiones principales son análogas a las líneas de corriente de un fluido, de tal forma que la deformación que se produce en las trayectorias de las tensiones principales debido, por ejemplo, a un agujero circular, equivale a la deformación de las líneas de corriente de un fluído que se encuentra un obstáculo circular.

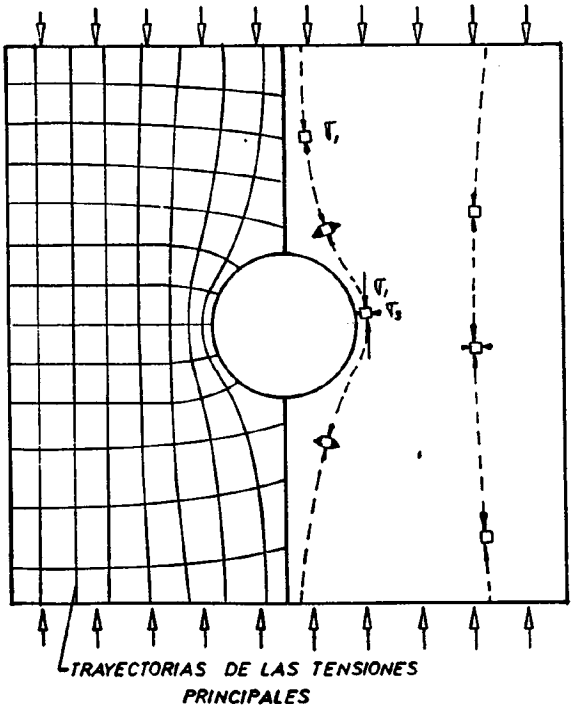


FIG. 176

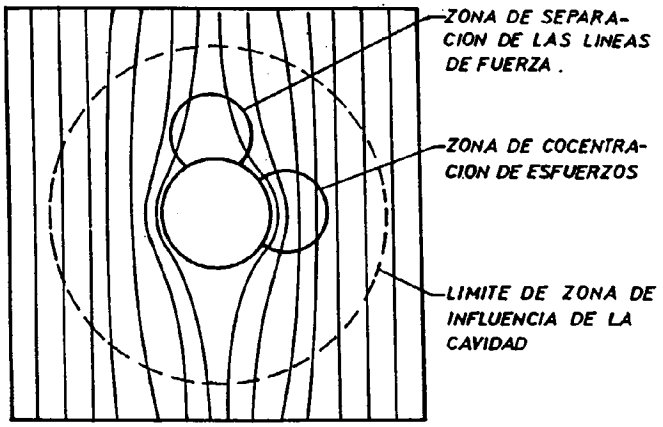


FIG. 177

3.1.2. *Aberturas en macizos rocosos competentes, masivos y elásticos*

Las dimensiones máximas de una abertura se calculan teniendo en cuenta las excavaciones anteriores realizadas en macizos rocosos análogos. El tamaño crítico de estas escavaciones está relacionado con el espaciado medio de las discontinuidades mayores del macizo.

A la hora de dimensionar una excavación, primero hay que determinar la concentración de tensiones alrededor de la excavación, partiendo de las tensiones naturales existentes en el macizo rocoso; después, habrá que comparar las tensiones existentes alrededor de la excavación con uno de los criterios de rotura: Coulomb–Navier o Hoek, por ejemplo.

Sean S_h y S_v las tensiones naturales horizontal y vertical respectivamente,existentes en el macizo rocoso, considerando el problema en 2 dimensiones. Se pueden definir los distintos campos tensionales naturales mediante un parámetro "m" que relaciona S_h y S_v :

$$S_h = m\, S_v$$

de tal forma que en un campo unidireccional, m = O y por consiguiente, S_h = O.

En un campo biaxial en el que m varie entre cero y uno, las tensiones podrían representarse tal como se muestra en la *Figura 178.*

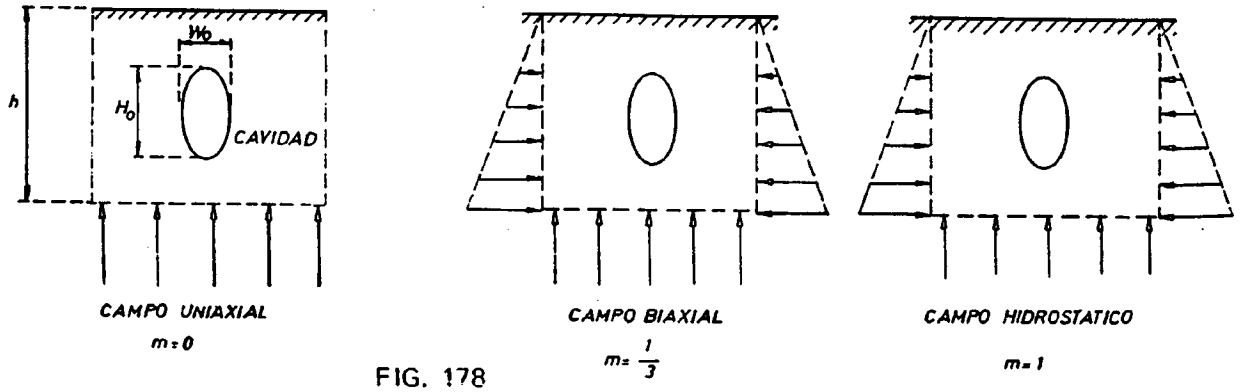


FIG. 178

Los gráficos que se muestran en la *Figura 179* representan la relación existente entre las concentraciones de tensiones críticas y la relación Wo/Ho que define la forma de la cavidad.

Las conclusiones que se extraen de los datos obtenidos experimentalmente o de los cálculos realizados para obtener las curvas anteriores, son las siguientes :

- La distribución de tensiones en el contorno de la excavación depende de su forma pero no de su tamaño. Evidentemete, a mayor tamaño de la excavación, ésta será menos estable, aunque la distribución de tensiones sea invariable.
- La concentración de tensiones aumenta a medida que el radio de curvadura del contorno disminuye. Por lo tanto, conviene evitar los radios de curvatura pequeños, por ejemplo,

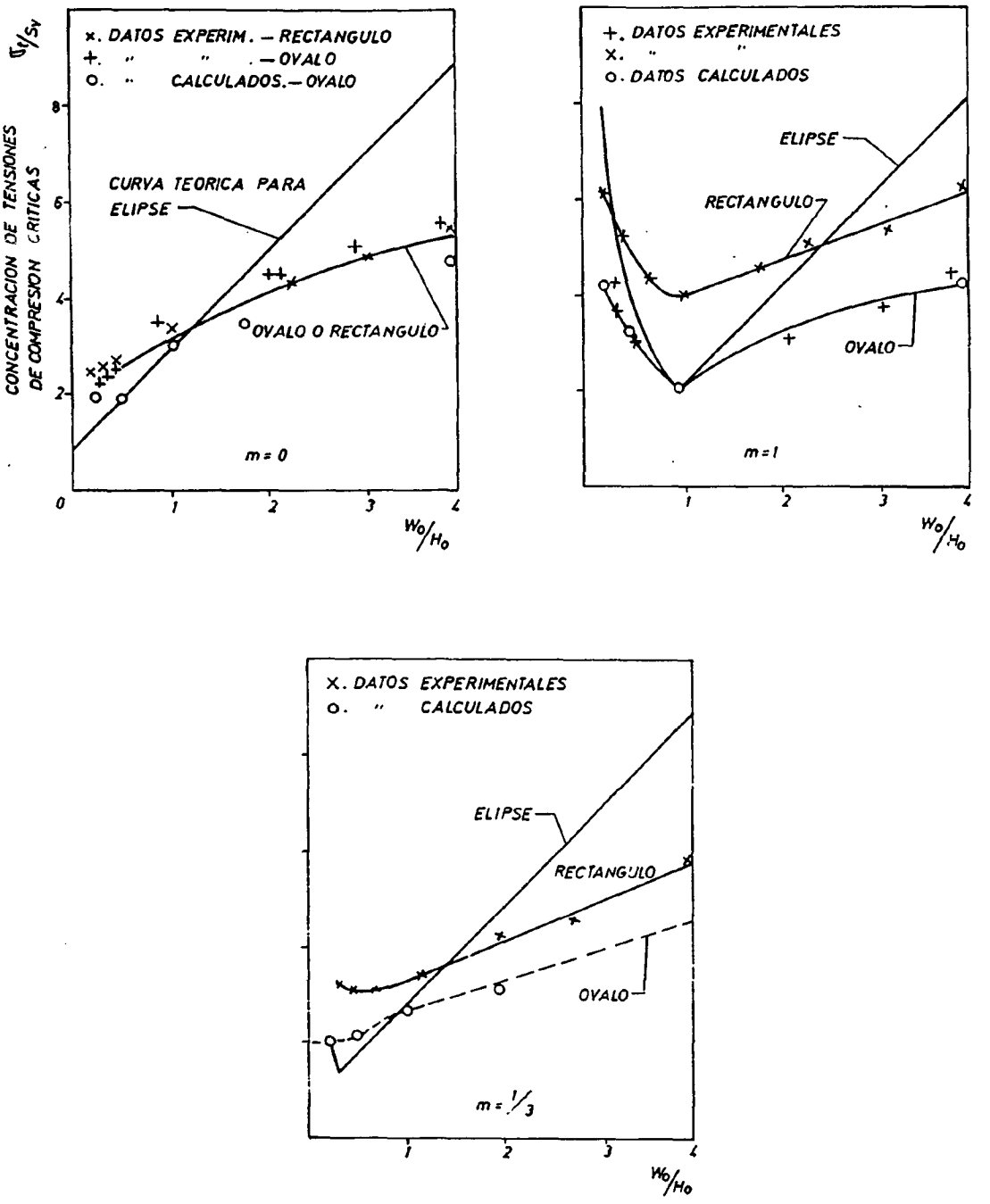

×. DATOS EXPERIM. — RECTANGULO
+. " " . — OVALO
o. " CALCULADOS. — OVALO
CONCENTRACION DE TENSIONES DE COMPRESION CRITICAS
CURVA TEORICA PARA ELIPSE
OVALO O RECTANGULO
m = 0
Wo/Ho
+. DATOS EXPERIMENTALES
×. "
o. DATOS CALCULADOS
ELIPSE
RECTANGULO
OVALO
m = 1
Wo/Ho
X. DATOS EXPERIMENTALES
o. " CALCULADOS
ELIPSE
RECTANGULO
OVALO
m = 1/3
Wo/Ho

FIG. 179

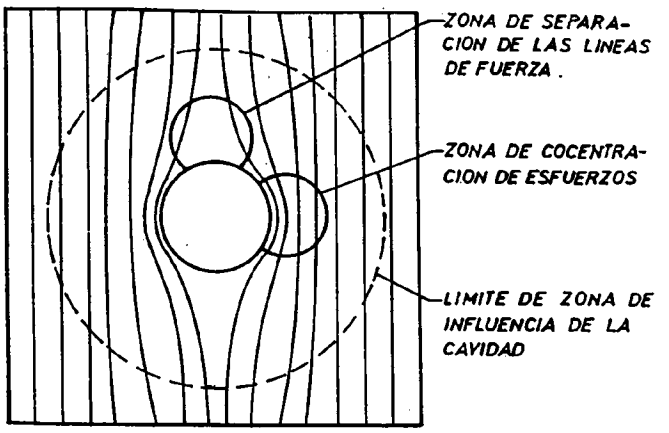


FIG. 177

3.1.2. *Aberturas en macizos rocosos competentes, masivos y elásticos*

Las dimensiones máximas de una abertura se calculan teniendo en cuenta las excavaciones anteriores realizadas en macizos rocosos análogos. El tamaño crítico de estas escavaciones está relacionado con el espaciado medio de las discontinuidades mayores del macizo.

A la hora de dimensionar una excavación, primero hay que determinar la concentración de tensiones alrededor de la excavación, partiendo de las tensiones naturales existentes en el macizo rocoso; después, habrá que comparar las tensiones existentes alrededor de la excavación con uno de los criterios de rotura: Coulomb–Navier o Hoek, por ejemplo.

Sean S_h y S_v las tensiones naturales horizontal y vertical respectivamente,existentes en el macizo rocoso, considerando el problema en 2 dimensiones. Se pueden definir los distintos campos tensionales naturales mediante un parámetro "m" que relaciona S_h y S_v :

$$S_h = m\, S_v$$

de tal forma que en un campo unidireccional, m = O y por consiguiente, S_h = O.

En un campo biaxial en el que m varie entre cero y uno, las tensiones podrían representarse tal como se muestra en la *Figura 178.*

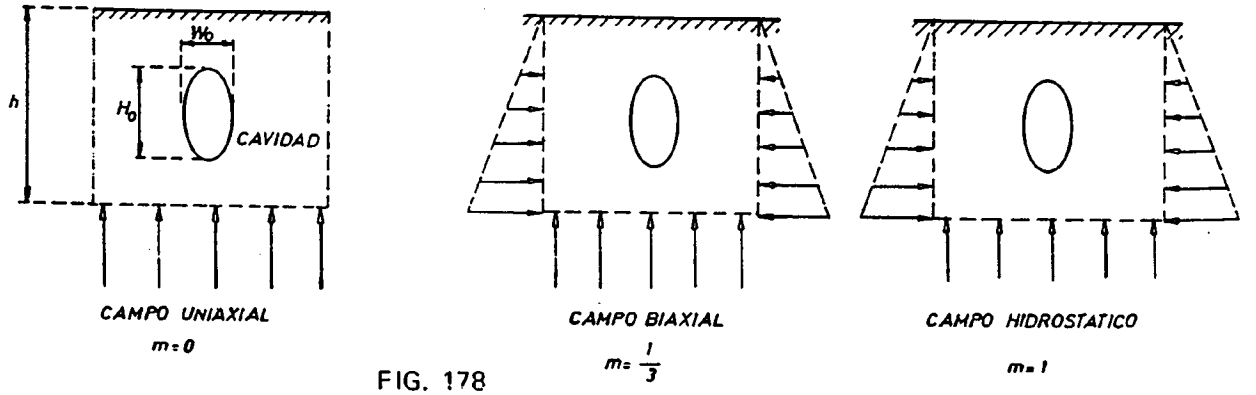


FIG. 178

Los gráficos que se muestran en la *Figura 179* representan la relación existente entre las concentraciones de tensiones críticas y la relación Wo/Ho que define la forma de la cavidad.

Las conclusiones que se extraen de los datos obtenidos experimentalmente o de los cálculos realizados para obtener las curvas anteriores, son las siguientes :

- La distribución de tensiones en el contorno de la excavación depende de su forma pero no de su tamaño. Evidentemete, a mayor tamaño de la excavación, ésta será menos estable, aunque la distribución de tensiones sea invariable.
- La concentración de tensiones aumenta a medida que el radio de curvadura del contorno disminuye. Por lo tanto, conviene evitar los radios de curvatura pequeños, por ejemplo,

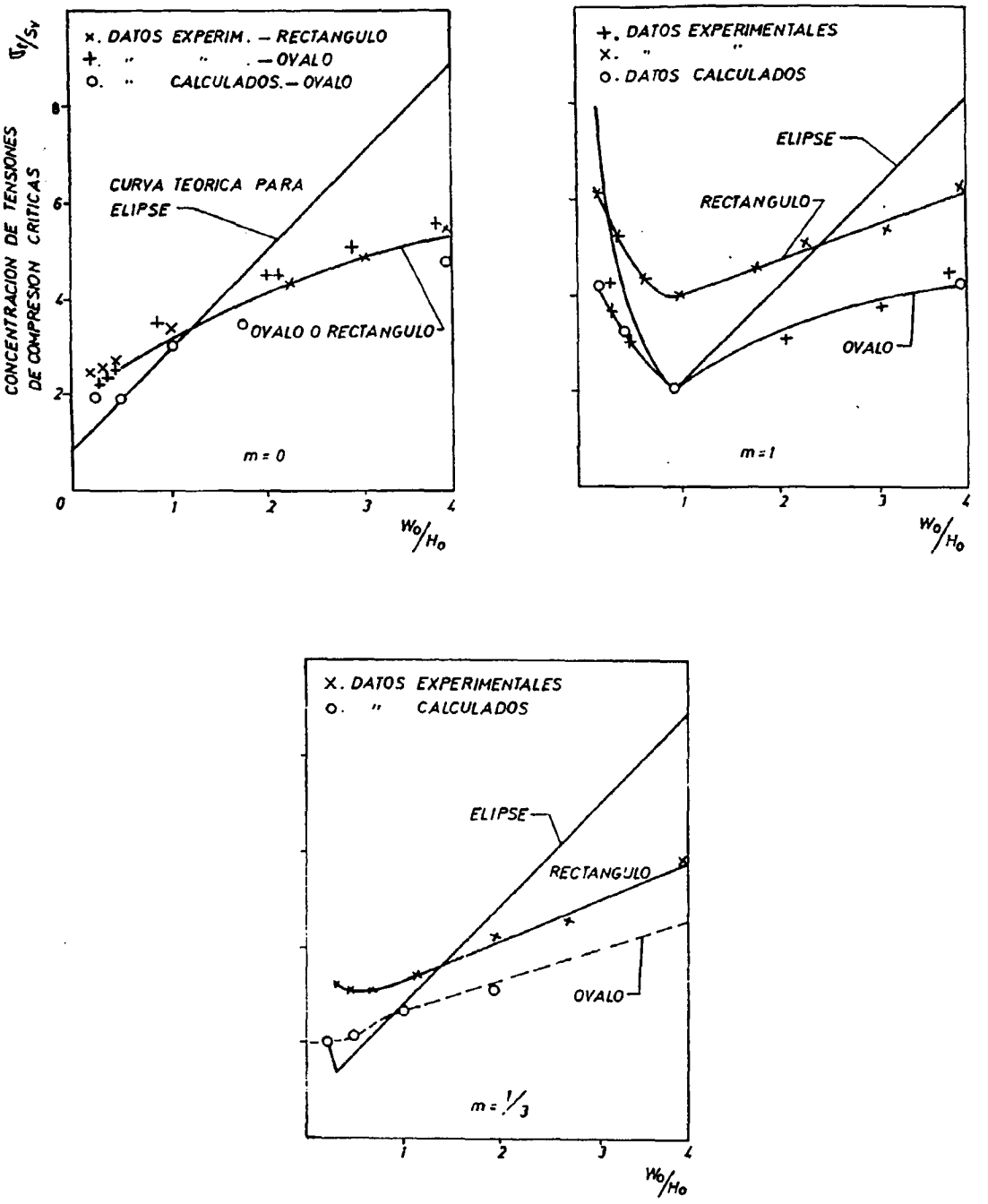

×. DATOS EXPERIM. – RECTANGULO
+. " " . – OVALO
o. " CALCULADOS. – OVALO
CONCENTRACION DE TENSIONES DE COMPRESION CRITICAS
σv/Sv
CURVA TEORICA PARA ELIPSE
OVALO O RECTANGULO
m = 0
Wo/Ho
+. DATOS EXPERIMENTALES
×. "
o. DATOS CALCULADOS
ELIPSE
RECTANGULO
OVALO
m = 1
Wo/Ho
X. DATOS EXPERIMENTALES
o. " CALCULADOS
ELIPSE
RECTANGULO
OVALO
m = 1/3
Wo/Ho

FIG. 179

teorías de vigas y placas uniformemente cargadas (sólo por su peso propio) y empotradas en ambos extremos, suponiendo: 1.° que el techo de la excavación es paralelo a la estratificación; 2.°, que las capas son de espesor uniforme y, 3.° que la roca es isótropa, homogénea y elástica dentro de cada capa.

Para resolver el problema, se calcularán las tensiones críticas suponiendo que el techo se comporta como una viga trabajando a flexión producida por su peso propio, cuando la longitud del techo sea igual o mayor que el doble de su luz. Si dicha longitud es menor, las tensiones críticas se calcularán suponiendo que el techo se somporta como una placa trabajando a flexión.

Una vez calculadas las tensiones críticas, éstas deben ser menores que la resistencia de la roca obtenida de uno de los criterios de rotura y multiplicada por un coeficiente de seguridad.

3.1.4. *Excavaciones circulares*

Para calcular las tensiones, deformaciones y desplazamientos inducidos alrededor de cavidades subterráneas en materiales elásticos, hay que acudir a la formulación matemática de la teoría de la elasticidad. Esto requiere un conjunto de ecuaciones de compatibilidad de desplazamientos, teniendo en cuenta las condiciones de contorno y las constantes características del material. (Véase *Figura 180*).

Las ecuaciones finales son las siguientes :

$$\sigma_r = \left(\frac{S_h + S_v}{2}\right)\left(1 - \frac{a^2}{r^2}\right) + \left(\frac{S_h - S_v}{2}\right)\left(1 - \frac{4a^2}{r^2} + \frac{3a^4}{r^4}\right)\cos 2\theta \qquad [1]$$

$$\sigma_\theta = \left(\frac{S_h + S_v}{2}\right)\left(1 + \frac{a^2}{r^2}\right) - \left(\frac{S_h - S_v}{2}\right)\left(1 + \frac{3a^4}{r^4}\right)\cos 2\theta \qquad [2]$$

$$\tau_{r\theta} = \left(\frac{S_v - S_h}{2}\right)\left(1 + \frac{2a^2}{r^2} - \frac{3a^4}{r^4}\right)\operatorname{sen} 2\theta \qquad [3]$$

donde :

σ_r es la tensión radial — σ_θ es la tensión tangencial

$\tau_{r\theta}$ es la tensión de corte — a = radio del agujero

r = distancia radial desde el centro del agujero — θ = coordenada polar; en el eje horizontal, $\theta = 0$

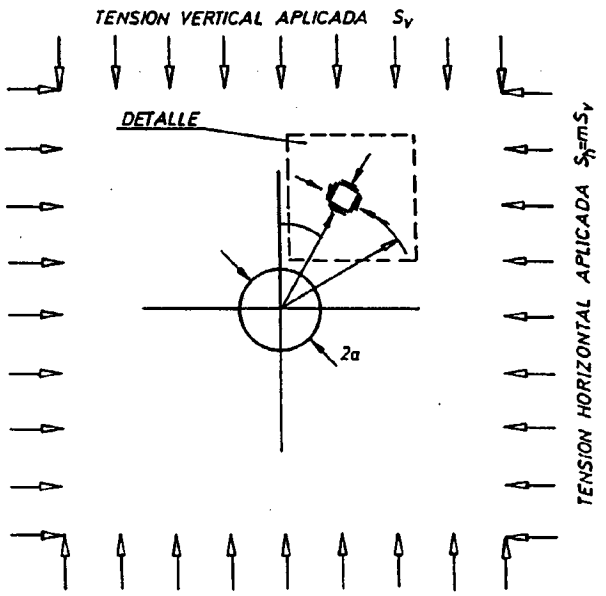
En estas ecuaciones se puede ver que las tensiones radiales σ_r y la tensión de corte $\tau_{r\theta}$ son cero en los bordes de la excavación, donde r = a.

En la parte superior e inferior de la excavación, $\theta = 90°$ y 270° respectivamente, las ecuaciones anteriores se reducen a :

$$\sigma_\theta = 3\,S_h - S_v \qquad [4]$$

En las partes laterales, $\theta = 0°$ y 180° y por consiguiente :

$$\sigma_\theta = 3\,S_v - S_h \qquad [5]$$



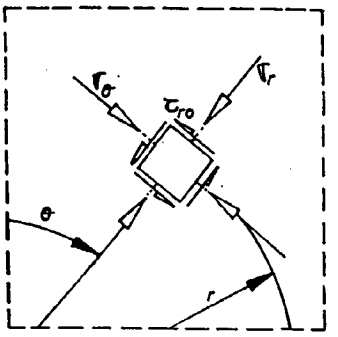


FIG. 180

En la *Figura 181* se representan las ecuaciones [4] y [5].

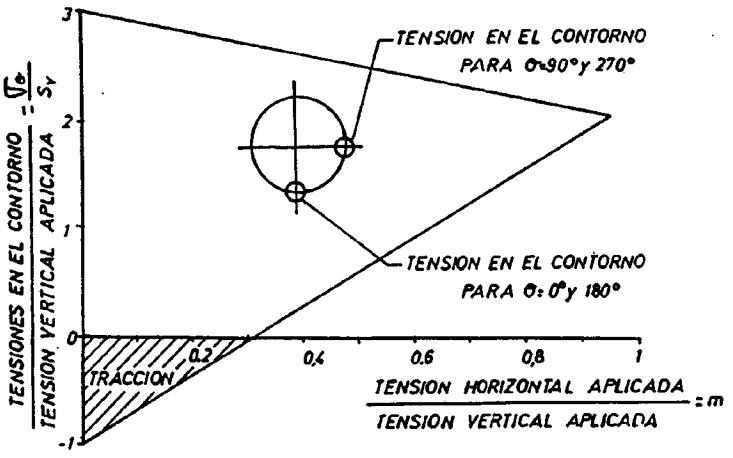


FIG. 181

Cuando el campo tensional es vertical, las tensiones en la parte superior e inferior son de tracción.

En campos tensionales tales que $S_h = \frac{1}{3} S_V$, las tensiones en la parte superior e inferior son nulas.

Para valores mayores de 1/3 de la relación S_h/S_V, todas las tensiones alrededor de la cavidad son de compresión.

A una distancia r del contorno de la excavación, la influencia del hueco sobre la distribución de tensiones va siendo cada vez menor según va aumentando r.

En la *Figura 182* se representa la variación de la concentración de tensiones σ_θ/S_V y σ_r/S_V en función de la distancia r al centro del agujero.

3.1.5. *Agujeros rectangulares con esquinas redondeadas*

Si las esquinas de una cavidad forman ángulos rectos, según se vió con anterioridad, la concentración teórica de tensiones en esas zonas será infinita, por lo cual se supone que las esquinas son redondeadas.

La distribución de tensiones depende de la relación entre el radio de curvatura y la anchura del hueco, r/Wo.

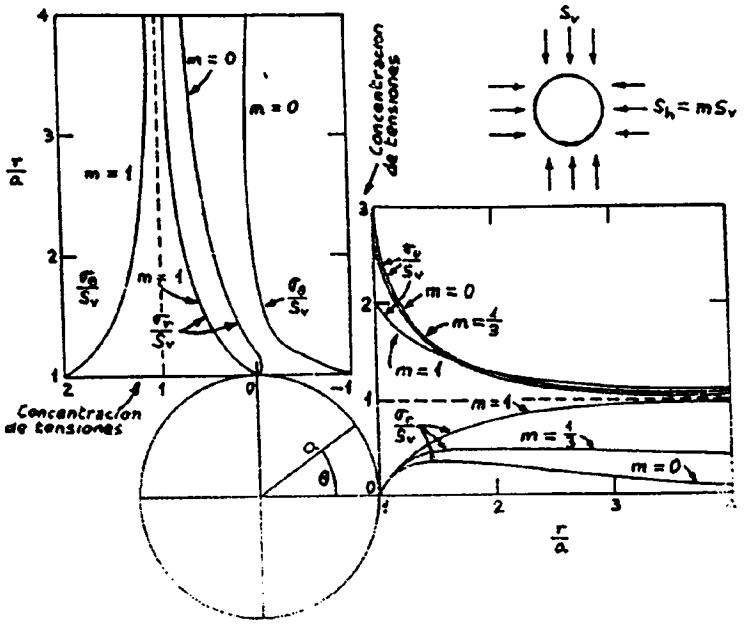


FIG. 182

En la *Figura 183* se representa la distribución de tensiones tangenciales en los bordes de una cavidad cuadrada situada en un campo biaxial de tensiones.

En la *Figura 184* están representadas las distribuciones de las tensiones tangenciales, para m = 0, 1/3 y 1, en los bordes de cavidades rectangulares con esquinas redondeadas de diferentes relaciones anchura/altura, W_O/H_O, suponiendo que el cociente entre el radio de la esquina y la dimensión menor del hueco es 1/6.

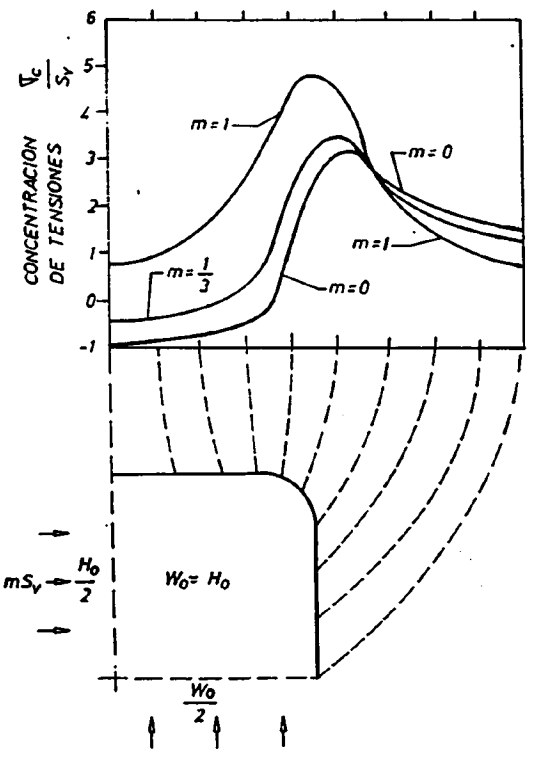


FIG. 183

3.1.6. *Agujeros elípticos*

En un campo tensional biaxial las tensiones tangenciales en los bordes de una excavación elíptica vienen dadas por :

$$\sigma_A = S_v \left(1 + 2\frac{W}{H} \right) - S_h = S_v \left(1 + \sqrt{2\, W/\rho_A} \right) - S_h \qquad [6]$$

$$\sigma_C = S_h \left(1 + 2\frac{W}{H} \right) - S_v = S_h \left(1 + \sqrt{2\, H/\rho_C} \right) - S_v \qquad [7]$$

donde :

W y H son los ejes mayor y menor de la elipse

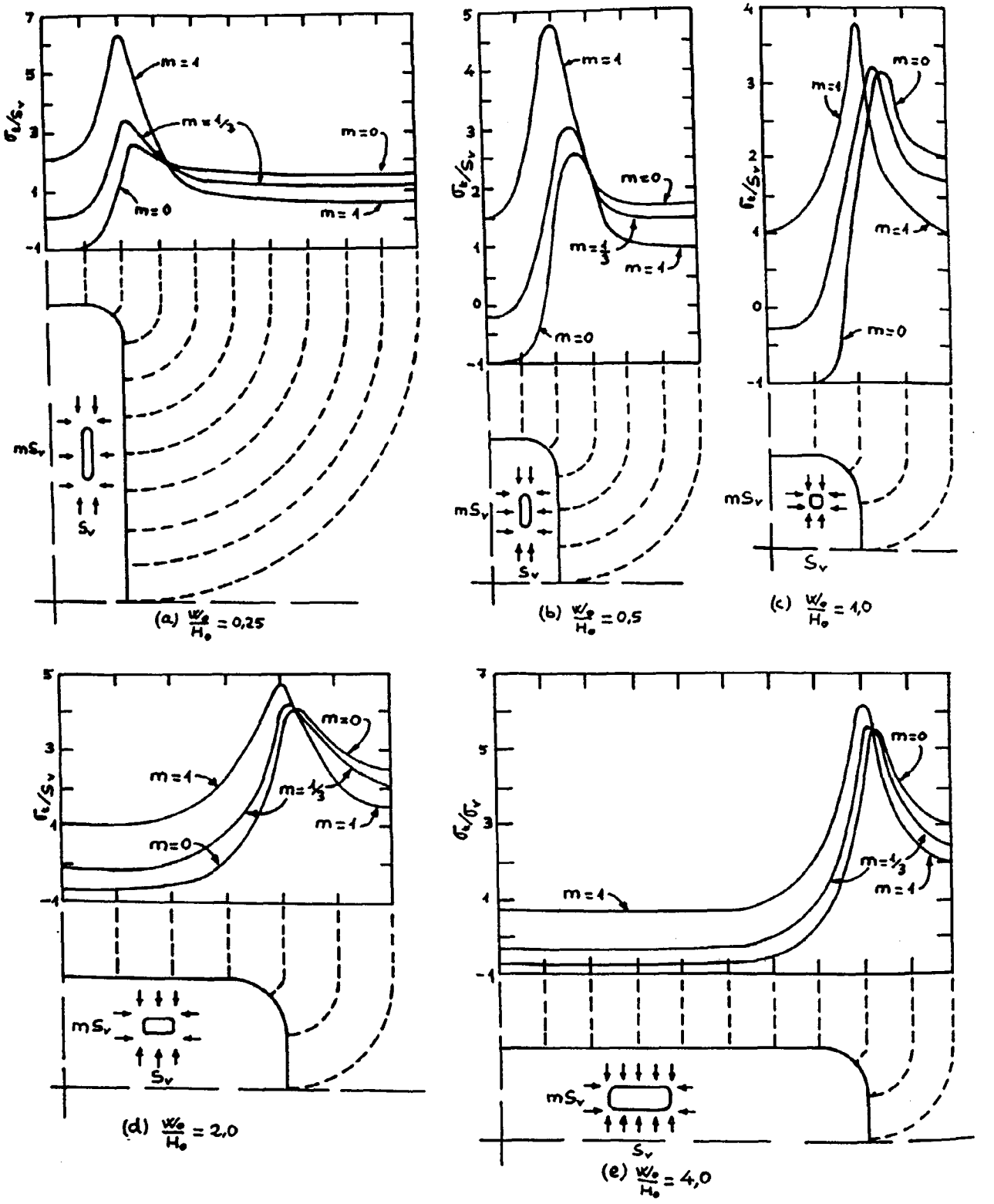


FIG. 184 Concentración de tensiones en los bordes de cavidades rectangulares con las esquinas redondeadas La relación entre el radio de curvatura y la dimensión menor de la cavidad es 1/6.

ρ_A y ρ_C son los radios de curvatura en A y C

S_h y S_V son las componentes del campo biaxial de tensiones en el macizo rocoso. Véase *Figura 185*.

De las ecuaciones anteriores se deduce que al ir disminuyendo el radio de curvatura, la concentración de tensiones de compresión va aumentando.

Este principio general también es aplicable a excavaciones con secciones transversales diferentes, tales como rectángulos con esquinas redondeadas como se ha indicado anteriormente. En este caso, la situación más favorable se obtiene cuando el radio de curvatura toma el máximo valor posible, que es la mitad de la altura de la excavación, es decir, cuando la sección transversal de la excavación tiene forma de óvalo. (Véase *Figura 186*).

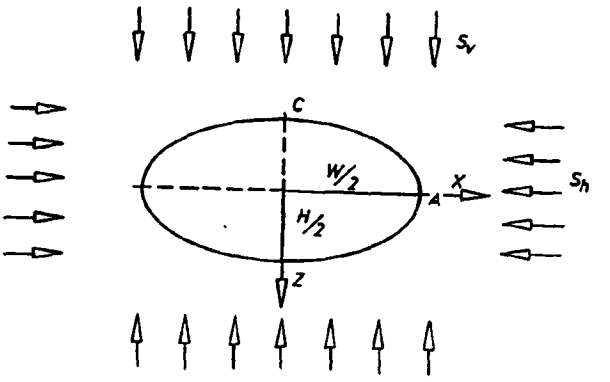


FIG. 185

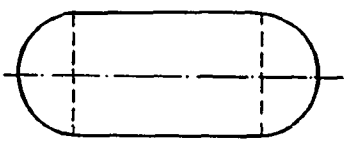


FIG. 186

3.2. *Distribución de tensiones alrededor de aberturas múltiples (cámaras y pilares) en macizos rocosos competentes, masivos y elásticos*

Al realizar una excavación subterránea, hay que dejar unas zonas en el macizo rocoso sin extraer, con el objeto de sujetar el hueco creado. Estas partes sin extraer reciben el nombre de pilares.

Los pilares pueden ser: corridos, cuando una de las dimensiones laterales es mucho mayor que la otra, o aislados, cuando ambas dimensiones laterales son análogas. Los pilares aislados pueden ser cuadrados, rectangulares. circulares o irregulares.

Por otra parte, los pilares pueden recuperarse al final de la explotación, mediante relleno de los huecos existentes entre los pilares y posterior extracción de los mismos.

Según la teoría de la elasticidad, en lo relativo a distribución de tensiones alrededor de cavidades circulares, la alteración de las tensiones tangenciales en roca elástica se extiende hasta una distancia entre 3 y 5 veces el radio del hueco excavado. Así, si se quiere realizar una excavación que no se vea influenciada por otro hueco previamente realizado, aquélla debe llevarse a cabo a una distancia de por lo menos tres diámetros de la primera excavación.

Cuando la distancia entre huecos excavados es inferior a la indicada, entonces se produce una interacción mutua entre las diversas excavaciones realizadas; al ir incrementando el número de excavaciones, las tensiones críticas van aumentando progresivamente alrededor de una cavidad dada. Teniendo en cuenta esto último, lo que interesa para el diseño de las excavaciones es la distribución de tensiones que tiene lugar alrededor del sistema de cavidades.

Para calcular las distribuciones de tensiones, se pueden utilizar modelos fotoelásticos,consistentes en una fila de agujeros de diversas formas perforados en una placa; también se puede calcular la distribución de tensiones mediante modelos numéricos. De estos estudios se han extraído las siguientes conclusiones:

– La concentración de tensiones máximas en un sistema de orificios se produce alrededor de los orificios centrales. Cuando el número de orificios es mayor de 5, la concentración de tensiones permanece constante aunque aumente el número de orificios.

– La concentración de tensiones máximas alrededor de un orificio aumenta cuando aumenta la relación entre la anchura de la abertura y la separación entre aberturas.

Considerando ahora una explotación por cámaras y pilares, se puede afirmar lo siguiente :

– Al aumentar la relación luz del hueco/ancho del pilar, la tensión media en el pilar aumenta más rápidamente que la tensión máxima; por tanto, cuando la relación luz del hueco/ancho del pilar es suficientemente elevada, la tensión media y la tensión máxima tienden a ser iguales, con lo cual la distribución tensional será más uniforme. De aquí que para dimensionar los pilares de una explotación por cámaras y pilares, se tenga en cuenta la tensión media en el pilar.

Estudios realizados por Obert y Duvall sobre modelos fotoelásticos en una serie de pilares corridos entre un determinado número de túneles circulares paralelos, han puesto de manifiesto las variaciones que experimentan las tensiones en los pilares al variar sus dimensiones con respecto a los huecos.

La tensión vertical media a mitad de altura del pilar viene dada por :

$$\sigma_p = (1 + B/W)S_v$$

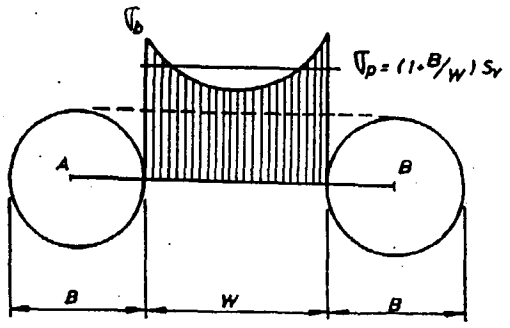


FIG. 187

La distribución de la tensión máxima σ_1 a mitad de altura del pilar se obtiene superponiendo las dos distribuciones de tensiones que tienen lugar alrededor de cada túnel circular considerados individualmente. (Véase *Figura 187*).

Por cuestión de equilibrio, el valor promedio de la tensión principal máxima σ_1 debe ser igual a la tensión media σ_p. Según las diferentes relaciones existentes entre W y B se ha observado lo siguiente :

– La tensión vertical media σ_p aumenta cuando disminuye la anchura del pilar W.

– La concentración de tensiones máxima en los bordes del pilar σ_b/σ_p disminuye cuando los túneles están más próximos.

– Contra más alto y estrecho sea el pilar, la distribución de tensiones a mitad de altura del mismo, va siendo más uniforme.

Hasta ahora,se ha hecho el estudio de distribución de tensiones en pilares corridos. Si los pilares son cuadrados, hay que considerar los efectos adicionales producidos por las dos aberturas perpendiculares a las aberturas de cada lado del pilar corrido.

4. Diseño de pilares

4.1. *Métodos analíticos y numéricos*

4.1.1. *Introducción*

El problema que surge en el dimensionado de los pilares es encontrar una solución de equilibrio,por una parte entre la seguridad y estabilidad de la excavación, que obliga a sobredimensionar los pilares y, por otra parte, entre la rentabilidad de la explotación y la tasa de extracción, que

pone extraer al máximo el mineral del yacimiento.

El problema se puede enfocar de dos formas diferentes :

– 1.º Considerando globalmente los esfuerzos que se ejercen sobre un pilar. Con este enfoque se han desarrollado las siguientes teorías :

  – Teoría del área atribuìda
  – Teoría del arco
  – Modelo de la cavidad creada en un medio infinito
  – Modelo de la viga o de la placa

– 2.º Analizando detalladamente las tensiones en la roca :

  – Métodos numéricos ya descritos

4.1.2. *Teoría del área atribuída*

En esta teoría se supone que cada pilar está cargado por el peso del terreno comprendido n un prisma ficticio cuya sección viene determinada por la geometría del pilar y que alcanza desde ı superficie del terreno hasta el pilar.

4.1.2.1. *Pilares corridos*

Suponiendo que se trate de una explotación por pilares corridos, sometida a una tensión lel macizo rocoso S_V, la tensión media en un pilar será:

$$\bar{\sigma}_c = \frac{B + W}{W} \cdot S_V \qquad \text{siendo :}$$

$S_V = \gamma \cdot z$

γ = peso específico del terreno

z = profundidad de la excavación

Para N pilares, la tasa de extracción R es :

$$R = \frac{(N+1)\,B}{(N+1)\,B + NW} \; ; \; \frac{B}{W} = \frac{N}{N+1} \cdot \frac{R}{1-R}$$

Cuando el número de pilares es grande, resulta :

$$\lim_{N \to \infty} \frac{B}{W} = \lim_{N \to \infty} \frac{N}{N+1} \cdot \frac{R}{1-R} = \frac{R}{1-R}$$

En este caso, $\bar{\sigma}_c = \dfrac{S_V}{1-R}$

Cuando existen pocos pilares, el término $\dfrac{N}{N+1}$ no se puede suponer igual a 1, y entonces :

$$\bar{\sigma}_c = \frac{N+1-R}{(N+1)\,(1-R)} \cdot S_V$$

En la *Figura 188* se representan las concentraciones de tensiones máximas y medias en los pilares en el caso de 5 excavaciones circulares y 5 óvalos.

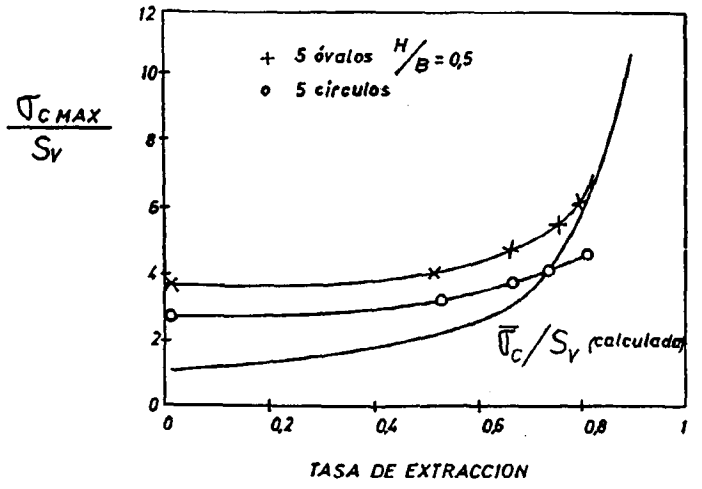


FIG. 188

En la figura se puede observar que, para una tasa de extracción mayor del 75 por ciento, la concentración de tensiones máxima y media se igualan. En este caso, se puede utilizar la teoría del área atribuída, tomando la tensión media como tensión máxima.

Así resulta que :

$$R = 1 - \frac{S_v}{\bar{\sigma}_c} \cdot F_s$$

siendo F_s el coeficiente de seguridad.

Según las condiciones de estabilidad o de geometría requeridas,, se decide la anchura de la cámara, B, y sustituyendo este valor en la ecuación dada anteriormente de B/W, según que el número de pilares sea grande o pequeño, se obtiene así el valor W del ancho del pilar.

Si la tasa de extracción es menor del 75 por ciento, para obtener R hay que sustituir la concentración de tensiones medias por la concentración de tensiones máximas, obteniéndose la anchura W del pilar como se acaba de ver.

4.1.2.2. *Pilares aislados*

Si se trata de una explotación por pilares aislados, el problema se convierte en tridimensional.

Para aplicar la teoría del área atribuída, debe haber más de 4 pilares en cualquier dirección y la relación entre la longitud menor de la explotación y la profundidad debe ser superior a 1,5 - 2.

La tasa de extracción debe ser mayor del 75 por ciento.

La teoría del área atribuída no tiene en cuenta ciertos parámetros geométricos de los pilares, como altura, longitud, situación, ni tampoco la relación longitud profundidad de la explotación. Los componentes horizontales de las tensiones naturales tampoco se consideran.

El factor de seguridad más utilizado en rocas masivas y elásticas es del orden de 4, con respecto a la resistencia media de las probetas obtenida en el laboratorio mediante ensayos de compresión simple.

4.1.3. *Teoría del arco*

Esta teoría apenas se utiliza en la actualidad.

La distribución de fuerzas en las proximidades de una cavidad viene representada en la *Figura 189*.

El techo inmediato flexa hacia abajo al despegarse de los estratos superiores; de este modo, el peso de dichos estratos se transmite a las zonas laterales, donde el techo inmediato no se ha despegado.

Con los estratos superiores va ocurriendo lo mismo, pero con flechas y luces cada vez menores.

Sobre la excavación se crea un "arco de presiones". La presión dentro del arco de presiones es inferior a la normal. Alejándose del arco de presiones, se produce una concentración de las líneas de fuerza, que tienden a la situación normal según se prosigue el alejamiento del arco de presiones.

El ancho máximo posible entre los apoyos del arco de presiones se suele incrementar con la profundidad. Esta anchura máxima, obtenida experimentalmente por Alder, Pots y Walker [69], para el carbonífero inglés tiene el siguiente valor :

$$W = 0{,}15 \cdot D + 18 \text{ , donde :}$$

W es el ancho del arco de presiones máximas, en metros.

D es la profundidad del arco bajo la superficie, en metros.

La anchura de la excavación no debe sobrepasar el ancho máximo del arco de presiones, ya que de lo contrario, se producirá una intensa fracturación del techo, transmitiéndose una fuerte carga sobre los pilares pequeños situados en el interior del arco, pudiendo producirse la rotura de los mismos.

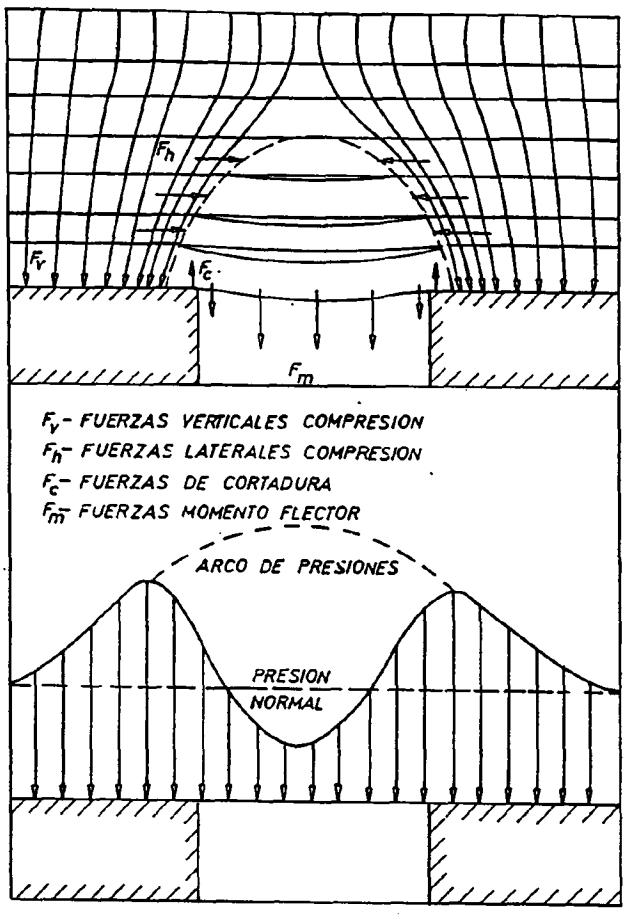


FIG. 189

En la mayor parte de los casos en minas explotadas por cámaras y pilares, el control del techo se hace dimensionando una serie de pilares no recuperables, que son los pilares barrera, sobre los que descansa la mayor parte del peso del techo. Entre los pilares barrera se dejan otra serie de pilares pequeños, que soportan una pequeña parte del peso del techo. Los pilares barrera deben colocarse a una distancia inferior a la anchura máxima del arco de presiones, generalmente a 3/4 de dicha anchura.

4.1.4. *Teoría de la cavidad en un medio infinito*

Esta teoría sólo es aplicable al caso de yacimientos muy alargados, a gran profundidad y explotados mediante pilares corridos.

En planta, la dimensión longitudinal del yacimiento tiene que ser mucho mayor que la transversal, con pilares corridos en sentido longitudinal. La teoría de la cavidad en un medio infinito sólo es aplicable para profundidades suficientemente grandes, superiores a 2L aunque a veces puede considerarse la aplicación de este método a profundidades superiores a L solamente.

El método se basa en el hecho de que al ir realizando la excavación, aumenta la carga normal sobre los pilares. En estas condiciones, el desplazamiento $\Delta\delta_p$ de un punto del pilar en contacto con el techo tiene el siguiente valor :

$$\Delta\delta_p = \delta_e - \delta_r - \delta_c - \delta_h \text{ , donde :}$$

δ_e es el desplazamiento vertical descendente de un punto del techo, debido al vacío creado por la explotación, suponiendo que el hueco creado por la explotación es elíptico.

δ_r es el desplazamiento vertical ascendente ficticio debido al incremento de reacción de los pilares

a causa de la excavación.

δ_c es el desplazamiento vertical ascendente ficticio debido a la falta de confinamiento de los pilares (efecto de Poisson).

δ_h es el desplazamiento vertical ascendente ficticio debido al "hinchamiento" de los pilares en el techo y piso.

Una vez obtenido el desplazamiento $\Delta\delta_p$ se obtendrá la concentración de tensión media sobre el pilar.

a) Cálculo de δ_e.

$$\delta_e = \delta_1 - \delta_2 \text{ , donde :}$$

δ_1 es el desplazamiento en el punto del pilar debido a la creación de una cavidad elíptica en un campo tensional biaxial.

δ_2 es el desplazamiento debido al campo de tensiones naturales.

El desplazamiento δ_1' de un punto situado en el contorno de una cavidad circular de radio "a" sometida a un campo tensional S_v y S_h (tensiones principales), viene dado por :

$$\delta_1' = \frac{1}{E} \cdot a \cdot (3\, S_v - S_h)$$

Teniendo en cuenta la ley de Hooke:

$$\frac{\delta_2'}{a} = \frac{1}{E}(S_v - \mu S_h)$$

$$\delta_e' = \delta_1' - \delta_2' = \frac{2\, a\, S_v - a\, S_h\,(1-\mu)}{E}$$

Como se supone que la excavación es de forma elíptica de semiejes horizontal "a" y vertical "b", el desplazamiento será :

$$\delta_e = \frac{2\, a\, S_v - b\, S_h\,(1-\mu)}{E}$$

Si la longitud de la excavación es L y la altura H, resulta a = L/2 y b = H/2. Denominando $m = S_h/S_v$, el desplazamiento valdrá :

$$\delta_e = \frac{S_v \cdot L/2\,[2 - H \cdot m\,(1-\mu)]}{E}$$

Si la abertura se asimila a una sección transversal de la explotación sostenida por pilares y teniendo una tasa de extracción R, la tensión vertical será $R \cdot S_v$ y de aquí :

$$\delta_e = \frac{S_v \cdot L/2\,[2 \cdot R - H \cdot m\,(1-\mu)]}{E}$$

b) Cálculo de δ_r .

A causa del desplazamiento δ_e producido por la flexión del techo y del piso,debida a la excavación, los pilares se encontrarán sometidos a una presión mayor. Por lo tanto, el techo y el piso de la excavación estarán sometidos a mayores tensiones por parte de los pilares.

Si el incremento de presión en el techo y el piso es S_p, se producirá un desplazamiento δ_r de signo contrario a δ_e. Al haber sido asimilada la excavación a una elipse y considerando solamente la presión vertical S_p, es decir, al ser $S_h = m\ S_v$, y $S_h = 0$, resulta $m = 0$.

Por consiguiente, de la relación que da el valor de δ_e se obtiene :

$$\delta_r = \frac{S_p \cdot L}{E}$$

Aplicando la teoría del área atribuída, suponiendo que el número de pilares es suficientemente grande, resulta :

$$S_p = \Delta\sigma_c\ (1 - R) \quad \text{y de aquí:}$$

$$\delta_r = \frac{\Delta\sigma_c\ (1 - R) \cdot L}{E}$$

Si el número de pilares es pequeño,

$$\delta_r = \frac{\Delta\sigma_c\ (1 - R) \cdot L \cdot (1 + 1/N)}{E}$$

donde :

R es la tasa de extracción, y

N es el número de pilares.

c) Cálculo de δ_c .

δ_c es el acortamiento del pilar debido a la desaparición de la tensión lateral S_h al abrir las cámaras adyacentes al mismo. δ_c sería la deformación de un pilar ficticio sometido a una tracción lateral S_h. Según la ley de Hooke :

$$E_p = \mu_p \frac{\frac{S_h}{2 \cdot \delta_c}}{H} \quad \text{, de donde}$$

$$\delta_c = \frac{\mu_p \cdot S_h \cdot H}{2\ E_p}$$

d) Cálculo de δ_h .

Para obtener el valor de δ_h se puede asimilar el pilar y el techo al caso de la penetración relativa originada por una presión uniforme sobre una arista en una placa semiinfinita.

La penetración de los pilares en el techo y en el piso, debido a la contrapresión media S_p, produciría un aumento de la flecha ficticia calculada, δ_r, en un valor δ_h .

$$\delta_h = \frac{\Delta\sigma_c - S_p}{\pi \cdot E} \cdot W\ (1 - \mu)$$

Al ser $S_p = \Delta\sigma_c\ (1 - R)$, resulta :

$$\delta_h = \frac{\Delta\sigma_c \cdot R \cdot W\,(1-\mu)}{\pi \cdot E}$$

– Desplazamiento total :

$$\Delta\delta_p = \delta_e - \delta_r - \delta_c - \delta_h \text{ . Sustituyendo valores:}$$

$$\Delta\delta_p = \frac{S_V \cdot L/2\,[2.R - H.m\,(1-\mu)]}{E} - \frac{\Delta\sigma_c\,(1-R) \cdot L \cdot (1+1/N)}{E}$$

$$- \frac{\mu_p \cdot S_h \cdot H}{2\,E_p} - \frac{\Delta\sigma_c \cdot R \cdot W\,(1-\mu)}{\pi \cdot E}$$

Teniendo en cuenta la ley de Hooke, para el desplazamiento total :

$$E_p = \frac{\dfrac{\Delta\sigma_c}{\Delta\delta_p}}{\overline{H/2}} = \frac{\Delta\sigma_c \cdot H}{2\,\Delta\delta_p}$$

$$\Delta\delta_p = \frac{\Delta\sigma_c \cdot H}{2\,E_p}$$

Igualando los dos valores obtenidos para $\Delta\delta_p$, se obtiene la concentración de tensiones.

$$\frac{\Delta\sigma_c}{S_V} = \frac{2 \cdot R - h \cdot m\,(1-\mu) - \mu_p\ m \cdot n \cdot h}{n \cdot h + 2\,(1-R)\,(1+1/N) + 2 \cdot R \cdot b\,\dfrac{1-\mu}{\pi}}$$

, donde :

$$n = \frac{E}{E_p}\ ;\ h = \frac{H}{L}\ ;\ b = \frac{W}{L}$$

Si en lugar de un sistema tensional plano se considera un sistema de deformación plana, suponiendo que las secciones consideradas están a una distancia de los extremos, por lo menos igual a su anchura, es decir, despreciando los efectos de los extremos, se sustituye E por $E / 1 - \mu^2$ y μ por $\mu / 1 - \mu$, resulta :

$$\frac{\Delta\sigma_c}{S_V} = \frac{2 \cdot R - m \cdot h\,(1-W) - W_p \cdot m \cdot n \cdot h}{n \cdot h + 2\,(1-R)\,(1+1/N) + 2\,Rb\,\dfrac{1-W}{\pi}}$$

, donde :

$$M = \frac{E}{1-\mu^2}\ ;\ W = \frac{\mu}{1-\mu}\ ;\ n = \frac{M}{M_p}$$

Si se trata de una mina de gran anchura respecto a la anchura y a la altura de los pilares, $b \to 0$ y $h \to 0$, sometida a un campo tensional uniaxial, ($m = 0$), la relación anterior pasa a :

$$\frac{\Delta\sigma_c}{S_V} = \frac{R}{(1-R)\,(1+1/N)}$$

, que es la misma ecuación que la obtenida para el área atribuída.

Suponiendo que los pilares tengan anchuras diferentes, habrá que considerar una nueva ecuación :

$$\frac{\Delta\sigma_c}{S_v} = \frac{2\,R - m\,h\,(1-W) - W_p\,m\,.\,n\,.\,h}{n\,.\,h + 2\left(1+\frac{B}{W}\right)^{-1} + 2\,R\,b\,\frac{1-W}{\pi}}$$

4.1.5. *Modelo de la viga*

Siendo L la anchura de la cavidad, si se considera que a profundidades inferiores a L ya no es aplicable el método de la cavidad en un medio infinito, se aplica el modelo de la viga. Para profundidades entre L/2 y L se considera que los pilares y el techo se comportan como una viga cargada uniformemente sobre apoyos elásticos.

La distribución de tensiones en el piso es análoga a la de la cavidad en un medio infinito, pero en el techo esta distribución es bastante diferente.

La convergencia total es la originada en el techo más la originada en el piso.

La flecha del techo se calcula considerando el modelo de la viga. El desplazamiento del piso se obtiene de la misma forma que se obtuvo el desplazamiento de un punto de un pilar de una cavidad en un medio infinito.

4.2. *Distribución de tensiones en los pilares según la inclinación del yacimiento.*

Para el estudio que se expone a continuación, se construyeron modelos fotoelásticos con 6 cámaras y sus pilares correspondientes, siendo la relación H/W variable entre 1 y 2. Se han analizado los tres casos siguientes :

4.2.1. *Yacimientos horizontales y pilares normales a las capas*

La distribución tensional teórica indicada en la *Figura 190* (a), es el resultado de la superposición de las tensiones originadas por la influencia de los huecos laterales.

Sin embargo, debido al deterioro producido en los paramentos de los pilares por la voladura

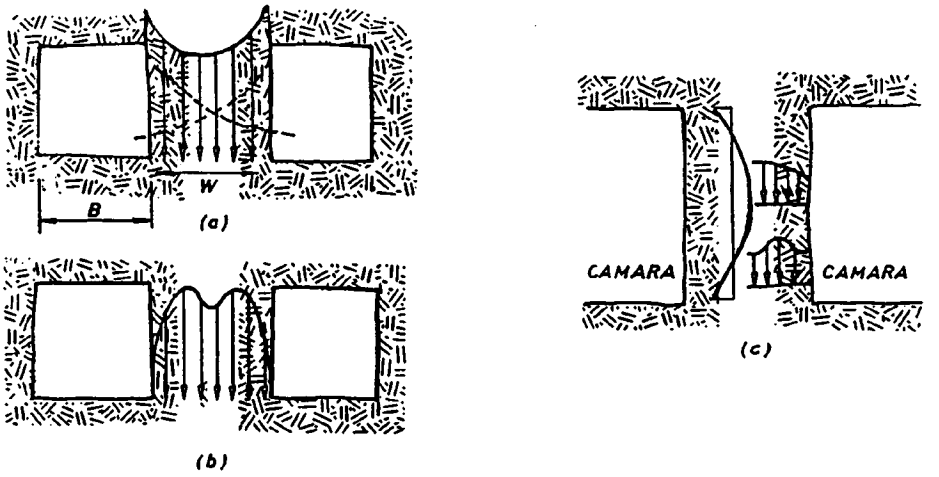


FIG. 190

en realidad la resistencia máxima de los mismos se alcanza a cierta distancia de los paramentos, siendo la distribución tensional real la indicada en la *Figura 190* (b).

En la *Figura 190* (c) se representan las distribuciones de tensiones en el pilar en dos secciones horizontales, a 1/8 y a 1/2 de la altura del pilar, y en una sección vertical a 3/8 de la anchura del pilar desde el paramento. El pilar trabaja a compresión en los extremos y a tracción en la zona central. En el primer caso, la tensión es máxima en el centro del pilar en la sección situada a 1/2 de su altura. En el caso de la sección a 1/8 de su altura, la tensión máxima está próxima a los paramentos del pilar.

Se ha demostrado que la zona más débil de un pilar es la correspondiente a la sección media horizontal.

Cuando los pilares están sometidos a compresión en su mayor parte y son suficientemente esbeltos, es decir, H/W > 1,5, los cálculos de resistencia del pilar se hacen teniendo en cuenta que el pilar trabaja a compresión simple.

4.2.2. *Yacimientos inclinados y pilares normales a las capas.*

La distribución tensional en los pilares de una explotación de un yacimiento de buzamiento θ, viene definida por la suma de una componente F_v debida al peso del recubrimiento (área atribuída) y una segunda componente F_h, debida al empuje lateral del terreno.

Suponiendo el yacimiento de buzamiento θ, profundidad z y densidad aparente del recubrimiento γ, de la *Figura 191* se deduce el valor de F_H y F_V

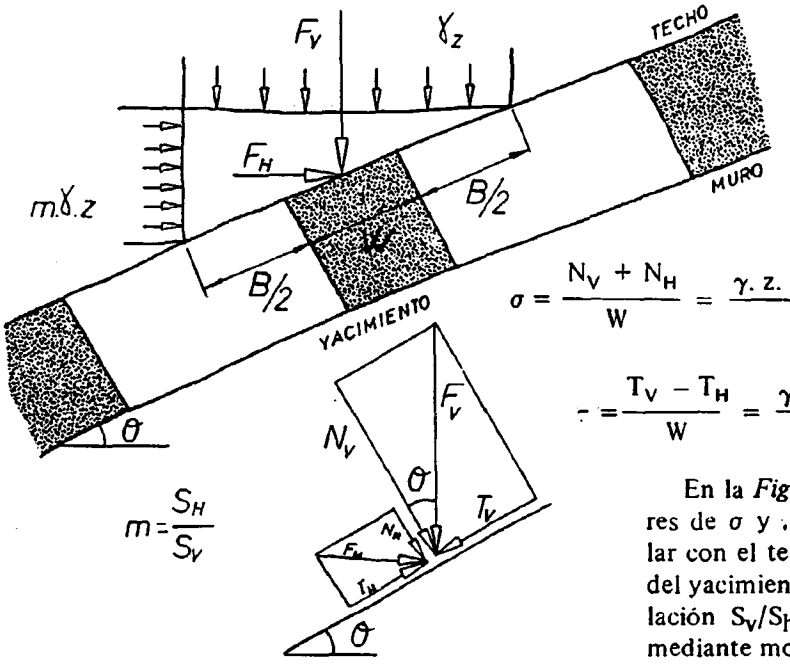


FIG. 191

$$F_V = \gamma . z (W + B) \cos \theta$$

$$F_H = m . \gamma . z (W + B) \operatorname{sen} \theta$$

Las condiciones de equilibrio pueden expresarse mediante :

$$\sigma = \frac{N_V + N_H}{W} = \frac{\gamma . z . (W+B)(\cos^2 \theta + m \operatorname{sen}^2 \theta)}{W} \quad (1)$$

$$\tau = \frac{T_V - T_H}{W} = \frac{\gamma . z . (W+B)(1 - m) \operatorname{sen} 2\theta}{2 W} \quad (2)$$

En la *Figura 192* se representan los valores de σ y τ en la zona de contacto del pilar con el techo, en función del buzamiento del yacimiento y de distintos valores de la relación S_V/S_h. Estas curvas se han obtenido mediante modelos fotoelásticos.

En ordenadas se ha tomado como valor unidad el correspondiente a la tensión normal media que actúa sobre el pilar cuando el yacimiento es horizontal, o sea :

$$\gamma \cdot z\ (W + B) / W$$

En estas curvas se observa lo siguiente :

La tensión normal σ media en el pilar va disminuyendo según va aumentando el buzamiento a excepción del caso en que m = 1, es decir, $S_h = S_v$. En este caso, la tensión normal media σ no depende de la inclinación del yacimiento; el valor de σ es el correpondiente a la presión vertical natural y el valor de la tensión tangencial media τ es nulo.

Por otro lado, al disminuir m, σ va disminuyendo y τ va aumentando. τ también va aumentando con el buzamiento, hasta llegar éste a 45°, punto a partir del cual τ empieza a disminuir.

Todos estos resultados experimentales se corresponden bien con los resultados teóricos dados por las ecuaciones [1] y [2].

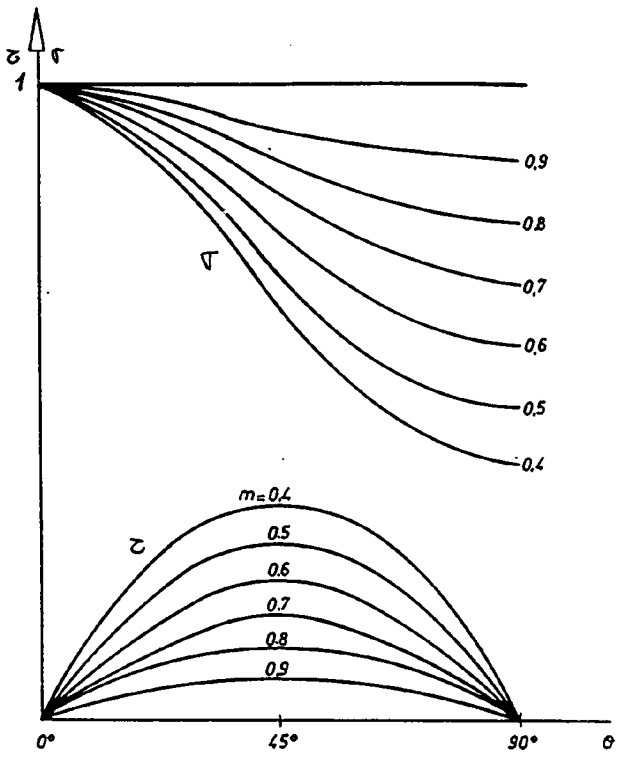


FIG. 192

Cuando el buzamiento del yacimiento va elevándose de 0 a 45°, la relación τ/σ aumenta, con lo cual aumenta el riesgo de caída del pilar, ya que, aunque las tensiones tangenciales medias no son muy elevadas en relación a los valores medios de las tensiones normales sobre los planos de discontinuidad, para que el pilar no ceda, debe cumplirse que $\frac{\tau}{\sigma} < t_g\ \phi$, donde ϕ es el ángulo de fricción de los planos de las discontinuidades.

Se ha comprobado que la distribución de tensiones en pilares de yacimientos inclinados es irregular, correspondiendo tensiones máximas a las zonas B y D (Véase *Figura 193*) y mínimas a la A y C.

Es decir, la capacidad resistente de los pilares en estos casos, no se utiliza en su totalidad; de aquí surge la idea de inclinar los pilares respecto al yacimiento, en sentido ascendente.

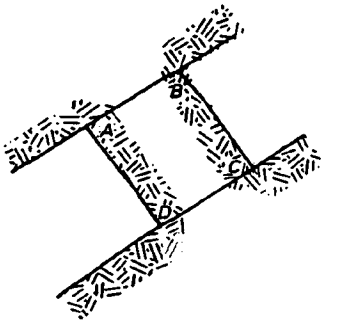


FIG. 193

4.2.3. *Yacimientos inclinados y pilares inclinados respecto a la normal de las capas.*

Suponiendo que se trata de un yacimiento con las mismas características que el del caso anterior, se va a determinar la inclinación óptima de los pilares para que la distribución de tensiones sea lo más uniforme posible y la resistencia de los mismos se utilice al máximo.

Considerando que el eje de los pilares tiene una inclinación α con respecto a la normal a la estratificación, según se puede observar en la *Figura 194*, se establecen las relaciones :

$$R_V = \gamma \cdot Z\ (W + B) \cdot \cos\theta$$

$$R_H = m \cdot \gamma \cdot Z\ (W + B) \cdot \text{sen}\ \theta$$

La fuerza resultante R sobre el pilar es :

$$R = \sqrt{R_V^2 + R_H^2} = \gamma \cdot Z\,(W + B) \sqrt{\cos^2\theta + m^2\,\mathrm{sen}^2\theta} \qquad [3]$$

En modelos realizados con $\theta = 30°$ y $a = 10°$, se ha llegado a la conclusión de que las tensiones tangenciales máximas en los pilares decrecen unas 10 veces, y, además, las tensiones en los mismos se distribuyen más uniformemente que en el caso de pilares normales a la estratificación.

En modelos con $\theta = 30°$ y $a = 18°$ se ha observado que la distribución de tensiones en el pilar es más uniforme que en el caso de $a = 10°$, aproximándose dicha distribución a la del caso de pilares en yacimientos horizontales o con pequeño buzamiento.

El valor óptimo de a se obtiene haciendo que la dirección de la fuerza resultante R sobre el pilar sea paralela a sus paramentos, es decir, cuando :

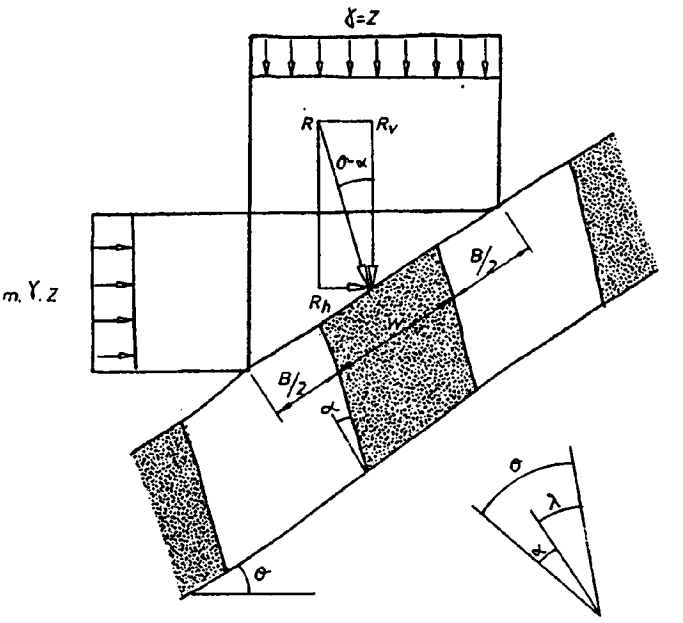


FIG. 194

$$\lambda = \theta - a$$

Al ser :

$$t_g\lambda = \frac{R_H}{R_V} = m\,tg\,\theta$$

$$m\,tg\theta = tg(\theta - a)$$

$$a = \theta - \text{arc}\,t_g\,(m\,tg\,\theta)$$

$$R = \gamma \cdot Z\,(W + B)\frac{m\,\mathrm{sen}\,\theta}{\mathrm{sen}\,(\theta - a)} \qquad [4]$$

Este tipo de pilares, así como los pilares de yacimientos horizontales o ligeramente inclinados, están sometidos a tensiones de compresión en sus extremos, siendo en la sección horizontal a media altura del pilar donde se produce una distribución de tensiones más uniforme. En estos pilares, donde $H/W > 1{,}5$, la parte central del pilar en altura, trabaja a compresión simple. La tensión de compresión en este caso viene dada por :

$$\sigma = \frac{\cos a}{W} \cdot R \qquad [5]$$

según el valor de R obtenido anteriormente, la tensión de compresión es :

$$\sigma = \frac{\gamma \cdot Z\,(W + B)}{W} \cos a \sqrt{\cos^2\theta + m\,\mathrm{sen}^2\theta} \qquad [6]$$

4.3. *Determinación de la distribución de tensiones en los pilares mediante medidas efectuadas "in situ"*

El método utilizado con más frecuencia es el de la sobreperforación. Las medidas efectuadas "in situ" proporcionan unos resultados que dependen demasiado de las condiciones locales de las

minas. Por consiguiente, estos resultados no pueden generalizarse; así los métodos de determinación de tensiones "in situ" sólo se utilizan para comprobar la validez de las teorías aplicadas.

5. Diseño de techos en terrenos estratificados

5.1. *Introducción*

En los techos sobre cavidades subterráneas se pueden diferenciar dos zonas, la parte superior y la parte más próxima a la excavación; esta última se denomina "techo inmediato" y comprende uno o más estratos que se han despegado del resto de los estratos superiores. El despegue del techo inmediato del resto de los estratos es debido a que en formaciones sedimentarias los estratos son planos y potentes y sus uniones son débiles.

La carga que actúa en el techo inmediato es sólo su peso propio, ya que después del despegue del techo, dejan de actuar las fuerzas litostáticas de los estratos superiores.

En estos casos, se puede calcular la distribución de tensiones y momentos flectores en el techo teniendo en cuenta la teoría de vigas o de placas y también mediante métodos numéricos.

La teoría de las vigas supone que el techo inmediato es asimilable a una serie de vigas de anchura unidad, de luz igual a la anchura de la excavación y empotradas por sus dos extremos en los pilares. Esta teoría es aplicable cuando la longitud del techo de la excavación es mayor que el doble de su luz; además, el techo en estudio no debe estar próximo a una intersección con otra cámara.

La teoría de las placas es aplicable al diseño de techos cuando no se cumplen las dos condiciones de aplicación de la teoría de las vigas.

A pesar de las investigaciones realizadas, la base fundamental para el diseño de techos sigue siendo la experiencia.

5.2. *Techos asimilables a vigas*

5.2.1. *Resúmen de la teoría de flexión de las vigas rectas.*

Para diseñar un techo aplicando tanto la teoría de las vigas como de las placas, se tendrán en cuenta las siguientes condiciones :

- Las capas deben ser de espesor uniforme
- La flexión del techo es debida exclusivamente a su peso propio
- El techo inmediato está empotrado en ambos extremos
- La roca de cada capa debe ser homogénea, isótropa y con un comportamiento linealmente elástico

A continuación se va a hacer un breve resúmen de la teoría de la flexión de las vigas rectas cargadas uniformemente y empotradas en sus dos extremos.

Los supuestos para el desallorro de la teoría son :

- La viga está compuesta de un material homogéneo, isótropo y elástico
- La longitud de la viga debe ser ocho veces mayor que su espesor
- La sección transversal de la viga debe ser uniforme y tener un plano longitudinal de simetría
- Las secciones planas antes de la deformación permanecen planas después de la misma
- Al ser muy pequeños la flecha "y" y el ángulo de la fibra neutra antes y después de la deformación, el radio de curvatura de la fibra neutra puede expresarse por $R = -d^2 y/dx^2$
- Las cargas se consideran aplicadas en el plano de simetría y perpendiculares al eje longitudinal de la viga.

Las tensiones máximas de compresión se producen en la parte inferior de la viga en los empo-

tramientos; las de tracción, en la parte superior de la viga en los empotramientos y las tensiones de corte máximas tienen lugar en la fibra neutra, en el plano xz, también en los empotramientos.

La tensión de corte se anula en el centro de la luz; en este punto, la tensión de tracción, que tiene lugar en la parte inferior de la viga, alcanza un valor igual a la mitad de la tracción máxima; análogamente, la tensión de compresión, que tiene lugar en la parte superior de la viga, alcanza la mitad del valor máximo.

Las tensiones en los empotramientos vienen dadas por las siguientes expresiones :

$$\sigma_{máx} = \frac{\gamma . L^2}{2 . t} \quad \text{(tracción o compresión)} \qquad [1]$$

$$\tau_{máx} = \frac{3}{2} \; \tau_{medio} = \frac{3 \gamma L}{4} \qquad [2]$$

la flecha máxima, $f_{máx}$, que se produce en el centro de la luz, tiene el siguiente valor :

$$f_{máx} = \frac{\gamma . L^4}{32 . E . t^2} \qquad [3]$$

donde :

L es la longitud de la viga

t el espesor de la viga

γ el peso específico

E el módulo de elasticidad longitudinal

5.2.2. *Cálculo de la luz máxima cuando el techo inmediato está formado por un estrato*

Asimilando el estrato que forma el techo a una serie de vigas de ancho unidad, la relación de la tensión normal y de corte máximas, según se acaba de ver en el punto 5.2.1. es :

$$\frac{\sigma_{máx}}{\tau_{máx}} = \frac{2 L}{3 t} \qquad [4]$$

Cuando la luz del techo es superior a cinco veces su espesor, la tensión de tracción es algo mayor que el triple de la tensión de corte; dicha tensión de tracción máxima se toma como base de diseño de la luz máxima de la cámara, ya que la resistencia a la tracción de una roca es inferior a su resistencia al corte.

Considerando un coeficiente de seguridad F_t, entre 4 y 8, y siendo T_o la resistencia a la tracción de la roca, resulta que :

$$\sigma_{máx} . F_t = T_o \qquad [5]$$

$$\frac{\gamma . L^2}{2 t} . F_t = T_o$$

y la luz máxima en este caso tiene el siguiente valor :

$$L = \sqrt{\frac{2 T_o t}{\gamma F_t}} \qquad [6]$$

En techos calculados para mucho tiempo, se adoptará $F_t = 8$.

El hecho de adoptar un coeficiente de seguridad elevado es debido al desconocimiento de algunos fenómenos que se producen, así como a la extrapolación de los resultados de la resistencia de probetas en laboratorio a escala real. Por otra parte, al asimilar los techos a vigas o placas, hay que hacer una serie de suposiciones que simplifican el problema, pero que a la vez hacen que se pierda precisión.

En el diseño de techos deben considerarse las condiciones más desfavorables estudiando la persistencia de las diversas familias de discontinuidades que pueden aparecer en el macizo rocoso.

5.2.3. *Cálculo de la luz máxima cuando el techo inmediato está formado por dos o más estratos.*

Las suposiciones de partida que se hacen son las siguientes :

- Los dos estratos tienen la misma longitud y la misma anchura
- La flecha de los dos estratos es igual en cualquier punto
- El estrato superior está cargando al inferior con una carga uniformemente repartida
- El estrato inferior soporta al estrato superior con la misma carga por unidad de longitud
- El coeficiente de fricción de los dos estratos es nulo

Para realizar el dimensionado de los techos formados por dos estratos, hay que distinguir dos casos según la relación carga por unidad de longitud/rigidez a la flexión.

a) Cuando la mencionada relación es menor para el estrato superior que para el inferior, los dos estratos actúan independientemente, con lo cual son aplicables las relaciones obtenidas en el punto 5.2.2. para cada estrato, así como la relación (6) que proporciona la luz máxima.

b) Cuando la relación carga por unidad de longitud/rigidez a la flexión es menor para el estrato inferior que para el superior, el estrato superior estará totalmente apoyado sobre el inferior y por lo tanto éste estará soportando parcialmente el peso del estrato superior. En este caso habrá que desarrollar unas nuevas relaciones análogas a las del apartado anterior.

Al estar los dos estratos en contacto continuamente, debido a la menor rigidez a la flexión del estrato superior, las flechas de ambos estratos serán iguales (Véase *Figura 195*).

La flecha de una viga doblemente empotrada y cargada con una carga q por unidad de longitud se expresa mediante :

$$f = \frac{q\,x^2\,(L-x)^2}{24\,E\,.\,I} \qquad [7]\,.$$

donde :

x es la abcisa del punto donde se obtiene la flecha
L es la longitud de la viga
q es la carga uniforme por unidad de longitud
I es el momento de inercia de la viga

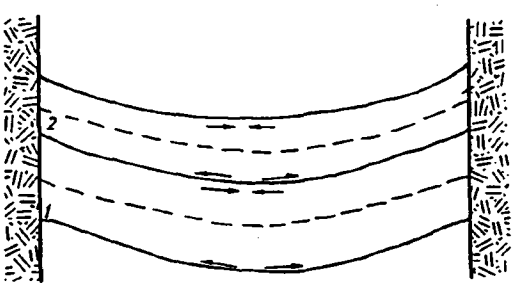


FIG. 195

$$f_1 = \frac{(q_1 + \Delta q)\,.\,x^2\,(L-x)^2}{24\,.\,E_1\,.\,I_1} \qquad [8]$$

Δ_q es la carga adicional por unidad de longitud ejercida por el estrato superior sobre el inferior

En el estrato superior, la flecha viene dada por :

$$f_2 = \frac{(q_2 - \Delta_q)\,.\,x^2\,(L-x)^2}{24\,E_2\,I_2} \qquad [9]$$

Al ser $f_1 = f_2$ resulta :

$$\frac{q_1 + \Delta_q}{E_1 \cdot I_1} = \frac{q_2 - \Delta_q}{E_2 \cdot I_2} \qquad [9]$$

de donde :

$$\Delta_q = \frac{q_2 E_1 I_1 - q_1 E_2 I_2}{E_1 I_1 + E_2 I_2} \qquad [10]$$

Entrando con este valor en las relaciones anteriores que daban el valor de las flechas f_1 y f_2 :

$$f_1 = f_2 = \frac{\frac{q_1 + q_2}{2}}{24 \cdot \frac{E_1 I_1 + E_2 I_2}{2}} \cdot x^2 (L - x)^2 \qquad [11]$$

Con esta última relación se puede ver que cada estrato se comporta frente a la flexión del mismo modo que si la carga por unidad de longitud y la rigidez fueran iguales a la carga media por unidad de longitud y a la rigidez media de los dos estratos.

A continuación se van a obtener unas relaciones para $\sigma_{máx}$, τ máx y $f_{máx}$ análogas a las obtenidas anteriormente, cuando el techo inmediato estaba constituido por un solo estrato. Para este fin, se puede calcular el valor de un peso específico ficticio γ_a de forma tal que al sustituir el peso específico γ por γ_a en las relaciones $\sigma_{máx}$, $\tau_{máx}$ y $f_{máx}$ obtenidas para un estrato, resulten otras relaciones aplicables al caso del techo inmediato formado por dos estratos.

Siendo b la anchura de las dos capas y t_1 y t_2 sus espesores, las cargas q por unidad de longitud y los momentos de inercia I resultan ser :

$$q_1 = \gamma_1 \cdot b \cdot t_1 \qquad I_1 = \frac{1}{12} \cdot b \cdot t_1^3$$

$$q_2 = \gamma_2 \cdot b \cdot t_2 \qquad I_2 = \frac{1}{12} \cdot b \cdot t_2^3$$

El peso específico ficticio γ_a para una anchura b = 1, se define de tal forma que :

$$\gamma_a \cdot t_1 = \gamma_1 \cdot t_1 + \Delta_q$$

Sustituyendo este valor de Δ_q por el valor de Δ_q hallado anteriormente, al igualar las flechas f_1 y f_2, y despejando γ_a, se tiene :

$$\gamma_a = \frac{E_1 t_1^2 (\gamma_1 t_1 + \gamma_2 t_2)}{E_1 t_1^3 + E_2 t_2^3} \qquad [12]$$

Por consiguiente, las tensiones máximas y la flecha, teniendo en cuenta las relaciones obtenidas para el caso del techo inmediato constituido por un estrato, serán :

$$\sigma_1 \text{ máx} = \frac{\gamma_a L^2}{2 t_1} \qquad [13]$$

$$\tau_1 \text{ máx} = \frac{3 \cdot \gamma_a \cdot L}{4} \qquad [14]$$

$$f_1 \text{ máx} = \frac{\gamma_a \cdot L^4}{32 \cdot E_1 \cdot t_1^2} \qquad [15]$$

Para n estratos, cuyas relaciones carga por unidad de longitud/rigidez a la flexión van aumentando hacia los estratos superiores, el peso específico aparente γ_a será :

$$\gamma_a = \frac{E_1 \cdot t_1^2 \sum_{i=1}^{n} \gamma_i t_i}{\sum_{i=1}^{n} E_i t_i^3} \qquad [16]$$

Esta relación es aplicable hasta un determinado estrato tal que al considerar el estrato inmediatamente superior, γ_a permanece prácticamente constante.

Cuando los estratos que forman el techo inmediato están inclinados un ángulo θ, la carga por unidad de longitud que actúa sobre el techo, responsable de la flexión del mismo, viene dada por :

$$q_i = q_h \cos \theta$$

siendo q_h la carga por unidad de longitud que actuaría sobre el techo si éste fuera horizontal.

5.2.4. *Influencia de las tensiones naturales horizontales sobre la estabilidad de techos estratificados*

Para estudiar la influencia de las tensiones horizontales, se parte del modelo de viga expuesto en el apartado 5.2.1., teniendo en cuenta, además, que la viga está sometida a una fuerza axial F, siendo :

$$F = S_h \cdot t \quad \text{por unidad de anchura.}$$

S_h es la tensión horizontal existente en el macizo rocoso

t es el espesor de la viga

El momento en el centro de la luz de la viga tiene el siguiente valor :

$$M_{centro} = \frac{\gamma t L^2}{24} \left[\frac{6 (v - \text{sen } v)}{v^2 \text{ sen } v} \right] \quad , \text{ siendo :} \qquad [17]$$

$$v = L \sqrt{\frac{3 S_h}{E t^2}}$$

y el momento en el empotramiento es :

$$M_{emp} = \frac{-\gamma t L^2}{12} \left[\frac{3 (\text{tg } v - v)}{v^2 \text{ tg } v} \right] \qquad [18]$$

Como se puede observar, comparando con los momentos flectores obtenidos cuando no son tomadas en consideración las tensiones naturales horizontales, ahora los momentos flectores se ven incrementados debido a la tensión horizontal S_h. Si la viga no está perfectamente empotrada, los momentos flectores en el punto medio van aumentando progresivamente, hasta llegar al caso de una viga simplemente apoyada sometida a una carga horizontal, cuyo momento flector es máximo en el centro de la luz de la viga y viene dado por :

$$M_{máx} = \frac{\gamma \cdot t \cdot L^2}{8} \left[\frac{2\,(1-\cos v)}{v^2 \cos v} \right] \qquad [19]$$

El hecho de que la viga esté más o menos empotrada en los pilares, depende de la rigidez de los mismos. Al ser menos rígidos los pilares, los empotramientos no son tan perfectos y la curvatura de la viga en dichos puntos disminuye, con lo cual disminuyen los momentos flectores que son proporcionales a la curvatura de la viga. Sin embargo, esta reducción de tensiones en la viga al disminuir los momentos flectores en los empotramientos está limitada a $M = \gamma\, L^2/16\ t$, ya que a partir de este instante, los momentos en el centro de la luz de la viga empiezan a ser mayores que en los empotramientos.

La tensión total que actúa a lo largo de la viga será la suma de la tensión horizontal existente, S_h y la debida al momento flector.

$$\sigma_{total} = S_h + \sigma_{flector}$$

La relación anterior deja de ser válida cuando se produce el pandeo de la viga; por tanto, para estar seguros de que el pandeo no se va a producir, el valor de S_h debe estar limitado a 1/20 del valor de la compresión longitudinal que produciría pandeo; esta compresión tiene el siguiente valor:

$$\sigma_e = -\frac{\pi^2 \cdot E \cdot t^2}{3\,L^2}$$

que, con la condición anteriormente mencionada, hace que :

$$S_h \leqslant \frac{E\,t^2}{6\,L^2} \ ,$$

valor que normalmente es superior a las tensiones horizontales existentes en los macizos rocosos.

5.2.5. *Influencia sobre la estabilidad del techo de las fuerzas verticales debidas a presiones de fluidos*

Volviendo a las ecuaciones [1] y [3] expuestas en el apartado 5.2.1. de $\sigma_{máx}$ y $f_{máx}$, considerando además una presión uniforme P, resulta :

$$\sigma_{máx} = \frac{\gamma \cdot L^2}{2 \cdot t} + \frac{P\,L^2}{2\,t^2} \qquad [20]$$

$$f_{máx} = \frac{\gamma \cdot L^4}{32\,Et^2} + \frac{P\,L^4}{32\,E\,t^3} \qquad [21]$$

$$L = \sqrt{\frac{2 \cdot T_o \cdot t}{(\gamma + P/t)\,F_t}} \qquad [22]$$

donde F_t es el coeficiente de seguridad

Para suprimir los efectos tan desfavorables que pueden tener los fluídos a presión sobre la estabilidad de los techos, se pueden realizar una serie de sondeos de drenaje desde la mina, dirigidos al techo.

5.3. *Techos asimilables a placas*

5.3.1. *Cálculo de los momentos flectores y flechas*

Dada la complejidad del problema, para su resolución se acude a métodos numéricos, tal como

el método de diferencias finitas, propuesto por Wright (70). De los resultados obtenidos de estos estudios con ordenador, se deduce, que cuando los pilares tienen una disposición regular, el momento máximo positivo se produce en el eje de las cámaras y el máximo momento negativo, en los vértices de los pilares. Cuando la distribución es al tresbolillo, la distribución de momentos máximos es análoga al caso de distribución regular de pilares.

En cuanto a las flechas, las flechas máximas del techo se producen en las zonas de intersección del eje de la cámara con el eje de los enlaces entre cámaras, cuando los pilares están colocados regularmente. Si éstos están colocados al tresbolillo, la flecha máxima se produce en el eje de los enlaces.

En la *Figura 196* se presenta una distribución de momentos flectores y flechas de una explotación por cámaras y pilares con pilares regulares y otra con pilares al tresbolillo.

Para simplificar la resolución del problema del cálculo de las tensiones y momentos flectores máximos en techos asimilables a placas, se supondrá que las intersecciones de los enlaces con las cámaras se producen en ángulo recto.

Teniendo en cuenta la complejidad del problema, se recomienda utilizar un método numérico, ya que los métodos gráficos pierden precisión y se introducen errores del orden del 20 ó 30 por ciento.

5.3.2. *Influencia de la rigidez, tamaño y forma de los pilares sobre el valor de los momentos y flechas en el techo*

Se define el factor C como un coeficiente que relaciona entre sí los siguientes factores: rigidez de la placa, rigidez de los pilares y distancia entre ejes de los mismos. El valor C viene dado por:

$$C = \frac{3}{4}\,(1-\mu^2)\left(\frac{E_p}{E_s}\right)\left(\frac{A^4}{H\,t^3}\right) \quad , \qquad [23]$$

donde:

μ es el módulo de Poisson de la placa en dirección horizontal

E_p es el módulo de elasticidad del pilar en dirección vertical

E_s es el módulo de elasticidad del techo en dirección horizontal

A es la distancia entre ejes de los pilares

H es la altura de los pilares

t es el espesor de la placa

Al aumentar el factor C, tanto los momentos máximos como las flechas máximas disminuyen. Por consiguiente:

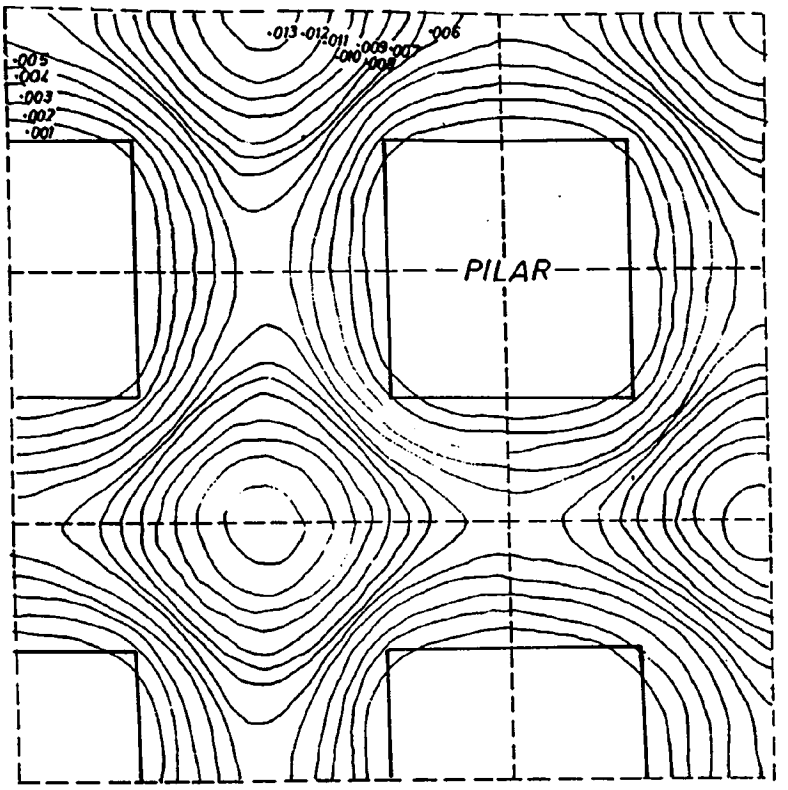
Al aumentar la rigidez del pilar, los momentos y flechas máximas disminuyen, ya que un aumento de la rigidez del pilar implica un aumento de la relación E_p/H, con lo cual el factor C aumenta.

Al aumentar la distancia A entre los ejes de los pilares, el factor C también aumenta.

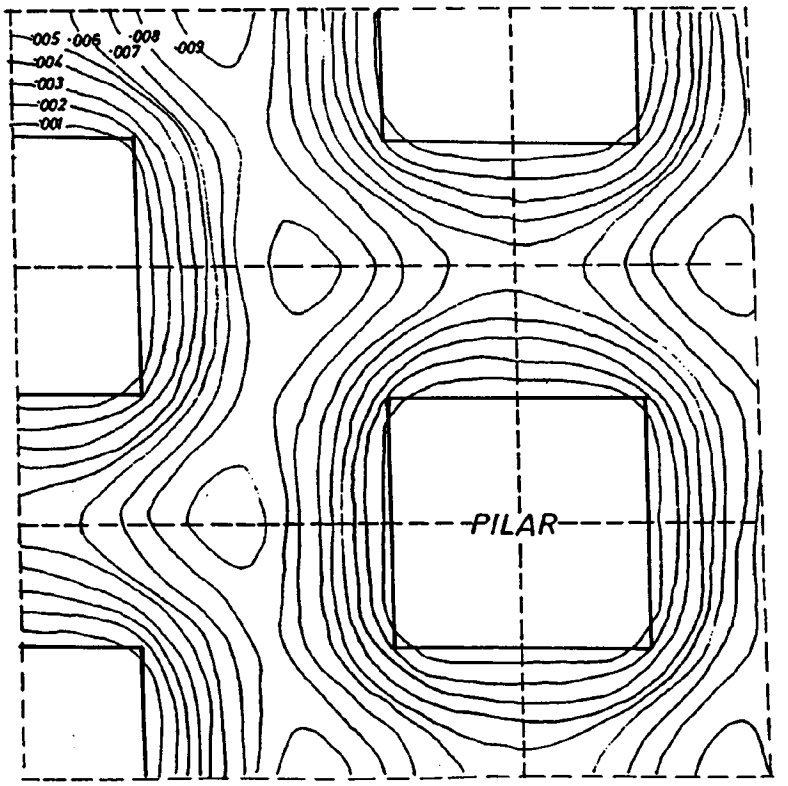
Al aumentar la altura H de los pilares, el factor C disminuye.

Un problema que se presenta en la determinación del factor C, es la cuantía en que los pilares se hunden en el techo o en el piso, dato necesario para hallar su altura efectiva.

Como es natural, al aumentar el tamaño de los pilares respecto a la luz de las cámaras y de los enlaces, los momentos disminuyen, considerados éstos en valor absoluto. Lo mismo sucede con las flechas (Véase *Figura 196*).

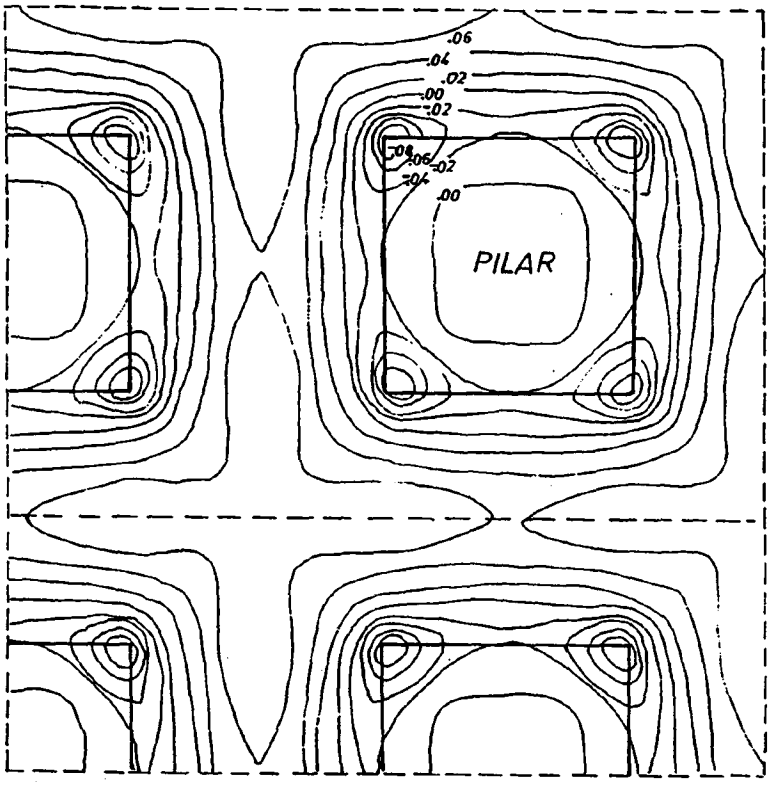


1. FLECHAS PILARES REGULARES

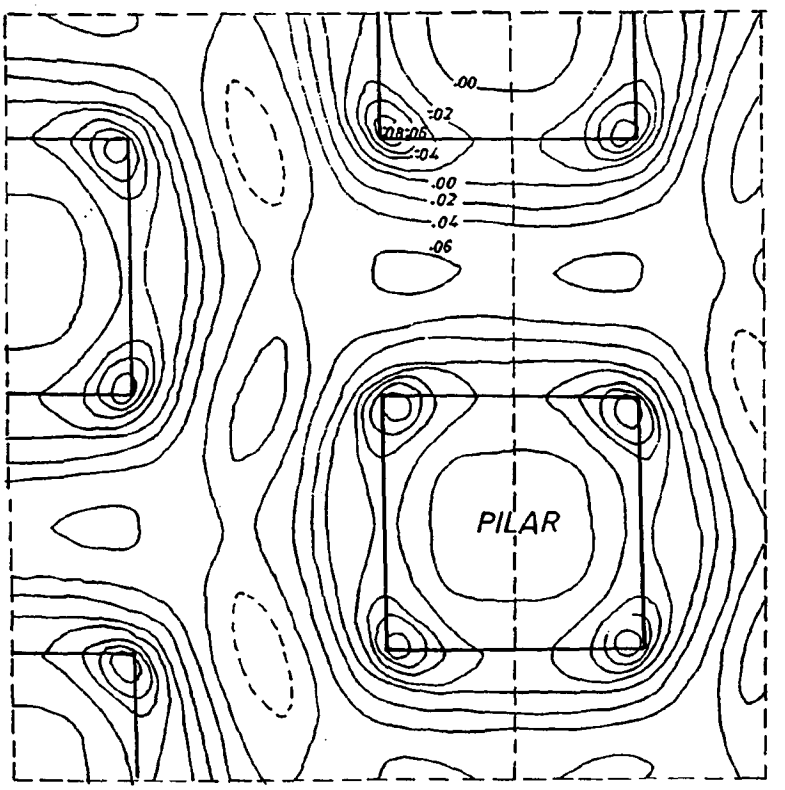


2. FLECHAS PILARES AL TRESBOLILLO

FIG. 196



3. MOMENTOS MAXIMOS.
PILARES REGULARES



4. MOMENTOS MAXIMOS
PILARES ALTRESBOLILLO

FIG. 196
(Continuación)

5.4. *Influencia de las fisuras en el diseño de techos*

La aparición de fisuras en los techos aumenta considerablemente la inestabilidad de los mismos y puede incluso llegar a invalidar los estudios realizados anteriormente asimilando el techo a vigas o placas.

Las orientaciones de las fisuras que se pueden encontrar en los techos vienen definidas por los buzamientos de las mismas y su dirección respecto al eje de la cámara. Así, cuando el buzamiento de las fisuras es fuerte y están orientadas perpendicularmente al eje de la cámara o formando un pequeño ángulo con la perpendicular al eje, si el techo se había considerado como placa cuando no se tenían en cuenta las fisuras, se puede asimilar ahora a una serie de vigas, cuya luz se verá algo incrementada respecto a la luz de la cámara según las fisuras sean más o menos perpendiculares el eje de la cámara.

Otro tipo de fisuración de techos que puede encontrarse es aquél en que la dirección de las fisuras es paralela al eje de la cámara o forma un ángulo pequeño con dicho eje y el buzamiento de las mismas es fuerte. En este caso, la estabilidad del techo depende del valor de las tensiones horizontales que actúan en el techo de la cámara.

Si estas tensiones horizontales son suficientemente elevadas, sigue siendo aplicable la teoría de las vigas para el dimensionado del techo. En caso contrario, se aplicará la teoría del arco, que se expondrá en el punto siguiente.

Un caso importante de fisuración del techo es cuando, con fuerte buzamiento, las fisuras están muy próximas a los pilares, eliminando uno de los empotramientos. En este caso, el techo funciona como un voladizo; el momento máximo negativo se ve multiplicado por 6 respecto al existente si no se tuviera en cuenta la fisuración, es decir, si se asimilara el techo a una viga doblemente empotrada; el esfuerzo cortante se duplica respecto al de la viga doblemente empotrada.

La resistencia al deslizamiento de las superficies de las fracturas es un factor fundamental en la estabilidad del techo. Desde este punto de vista, la fracturación más desfavorable es la que se encuentra situada próxima a los pilares y con fuerte buzamiento hacia los mismos. Este caso se va a analizar a continuación, considerando el deslizamiento entre las superficies de la fractura y descomponiendo la fuerza axial P y la fuerza cortante V en una fuerza paralela y otra normal a la fisura (Véase *Figura 197*).

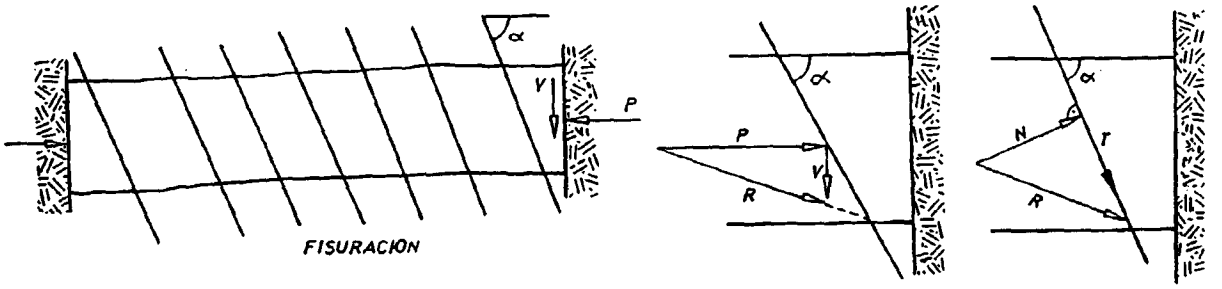


FIG. 197

F_r = fuerza de rozamiento = μ. N, donde μ es el coeficiente de rozamiento entre las superficies de la fisura.

De la figura anterior se deduce que :

$\bar{P} + \bar{V} = \bar{R} = \bar{N} + \bar{T}$

$T = P \cos \alpha + V \operatorname{sen} \alpha$

$N = P \operatorname{sen} \alpha - V \cos \alpha$

Para que no se produzca deslizamiento, $T \leqslant F_r = \mu . N$.

En este análisis conviene introducir un coeficiente de seguridad F_t suficientemente elevado, ya que en el cálculo se han introducido algunos errores, como, por ejemplo, el considerar μ constante a lo largo de la fisura.

5.5. *Teoría del arco para el diseño de techos fracturados*

El efecto de arco que tiene lugar en techos fracturados, consiste en la aparición de unas tensiones de compresión en el techo, desviándose las tensiones verticales hacia los hastiales de la excavación.

La teoría del arco es aplicable a techos fracturados en los que las tensiones horizontales no son lo suficientemente elevadas como para eliminar las tensiones de tracción que aparecen en el techo inmediato cuando la fisuración tiene fuerte buzamiento y la dirección de la misma forma un pequeño ángulo con el eje longitudinal de la excavación.

Los techos fracturados se pueden desplomar debido a la falta de una fuerza axial suficiente que evite el deslizamiento entre las superficies de las fracturas; otra causa de caída de techos es la trituración de la roca que se produce en los extremos de las fracturas, haciendo que los bloques que antes eran estables puedan caer ahora por giro de los mismos; por último, también se puede considerar el pandeo como causa de hundimiento de techos, ya que el pandeo origina un giro suficientemente grande del techo, asimilado a una viga, produciendo una caída de bloques si el techo se encuentra suficientemente fracturado.

Para evitar la rotura del techo debida al deslizamiento entre las superficies de las fracturas, el momento debido al peso propio de la viga debe ser contrarrestado por el momento debido a la fuerza axial (Véase *Figura 198*).

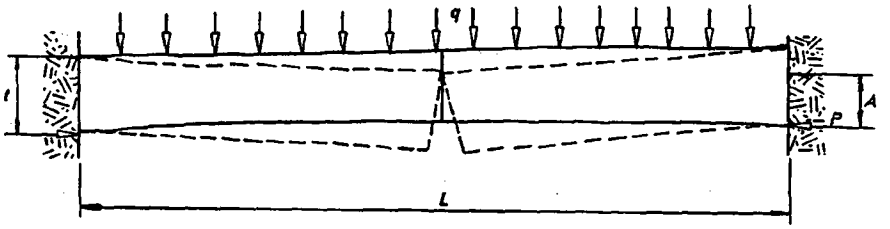


FIG. 198

q es la carga por unidad de longitud correspondiente al peso propio de la viga.

P es la fuerza axial "in situ" y A es el brazo del momento correspondiente a la fuerza axial P.

El momento máximo debido a una carga uniforme actuando sobre una viga viene dado por $q.L^2/8$, donde L es la longitud de la viga.

Por consiguiente, $q\ L^2/8 = P.A$

Para exponer el caso general de una viga sometida a un empuje horizontal P y a una carga vertical, primero se verá un caso particular.

Cuando la viga solamente está sometida a su peso propio y no existe ninguna fuerza axial inicial P, el empuje axial P_o desarrollado por el peso de la viga, según la teoría del arco para vigas fracturadas, viene dado por :

$$P_o = \frac{q\ L^2}{8\ Ao}$$

donde A_O es el brazo del momento para el empuje axial P_O. En el caso particular considerado, se tiene que :

$$A_O = 0{,}91 \cdot t - \frac{0{,}44 \cdot t^2}{L}$$

donde t es el espesor de la viga.

La validez de la relación anterior está limitada a vigas doblemente empotradas cuyos empotramientos no permiten el movimiento de la viga.

Volviendo al caso general de una viga fracturada sometida a una fuerza axial "in situ" de valor P por unidad de anchura de la viga y a una carga vertical, la fuerza axial total P_T viene dada por :

$$P_T = \frac{P \cdot t}{4 A_O} + \sqrt{\frac{P^2 (8 A_O^2 - 4 A_O t + t^2)}{8 A_O^2} + \frac{q^2 L^2 (q L^2 - 4 P \cdot t)}{64 A_O^2}}$$

Una vez calculada P_T, se procede de forma análoga a lo expuesto en el punto 5.4., descomponiendo la fuerza axial P_T en una componente paralela a la fisuración y otra perpendicular a la misma, obteniéndose finalmente la condición de no deslizamiento entre las superficies de las fracturas del techo.

La segunda causa de caída de techos mencionada anteriormente, se produce mediante la trituración de la roca que se ve sometida a sobretensiones en ciertos puntos próximos a las fracturas.

La tensión máxima de compresión que aparece en una viga sometida solamente a su peso propio y sin ninguna fuerza axial P, es :

$\sigma_{máx} = \frac{2 P_O}{t - A_O}$, suponiendo que la distribución de tensiones en los empotramientos sea triangular, suposición que parece bastante aproximada a la realidad, aunque al no haber sido estudiada suficientemente para diversas condiciones, el coeficiente de seguridad que se aplique, debe ser elevado.

Cuando además del peso propio actúa una fuerza axial "in situ", P, resulta que :

$$\sigma_{máx} = \frac{2 P_T}{t - A_T} \text{ , donde } \quad A_T = \frac{q L^2}{8 P_T}$$

6. Roturas del techo y de los paramentos relacionadas con la estructura geológica.

Para el desarrollo de este punto, se han tenido en cuenta los estudios realizados por Hoek y Brown (40)

6.1. *Estabilidad de huecos a distintas profundidades*

Cuando se trata de un macizo rocoso formado a base de bloques, los problemas de estabilidad en cavidades subterráneas a poca profundidad, surgen únicamente como consecuencia de fenómenos de caída de bloques o cuñas del techo y de los paramentos. Como se verá posteriormente, la caída de bloques es debida a la gravedad, es decir, al peso del bloque en cuestión; además, estas caídas se ven influenciadas por las tensiones existentes "in situ". A pequeña profundidad, estas tensiones se pueden despreciar y las caídas de los bloques dependen de la geometría y tamaño de la excavación así como de la estructura del macizo rocoso.

Si se realiza la excavación en roca sana con pocas juntas, no se presentan grandes problemas

de estabilidad, sobre todo si las tensiones alrededor del hueco excavado son inferiores a la quinta parte de la resistencia a compresión de la roca. En estas condiciones, se pueden realizar grandes huecos en el macizo rocoso sin sostenimiento. Sin embargo, según va aumentando la profundidad a la que se realiza la excavación, las tensiones alrededor del hueco aumentan, llegándose a situaciones inestables en las que se pueden producir roturas de la roca en forma de pequeñas lascas, al principio, llegándose a roturas explosivas a más profundidad.

6.2. *Roturas dependientes de la estructura*

6.2.1. *Caída de cuñas del techo*

Para que se forme un bloque inestable que pueda caer al interior de la excavación, debe haber como mínimo tres planos de discontinuidad.

A continuación, utilizando la proyección estereográfica, se estudiará la estabilidad de una cuña situada en el techo de la excavación.

Se presentan dos posibilidades de caída de cuñas :

Cuando la cuña cae sin deslizamiento. Este fenómeno se produce cuando la vertical trazada desde el vértice de la cuña corta al techo en un punto que cae dentro de la base de la cuña.

En el caso de que dicho punto se sitúe fuera de la base de la cuña, ésta caerá deslizando sobre uno de sus planos o sobre la línea de intersección entre dos planos.

En ambos casos, la proyección estereográfica de la línea vertical que pasa por el vértice de la cuña está representada por el centro de la red.

Para que la cuña caiga por gravedad, sin deslizamiento, el área comprendida entre los 3 arcos de círculo máximo que representan los planos de la cuña en proyección estereográfica, debe incluir el centro de la red. (Véase *Figura 199*).

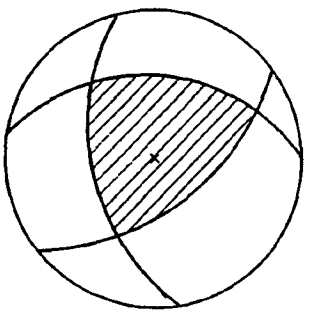


FIG. 199

Cuando no tiene lugar la condición anterior, la cuña podrá caer por gravedad y deslizando, por lo menos, sobre uno de sus planos o a lo largo de la línea de intersección de dos planos; en la *Figura 200* se representa este caso en proyección estereográfica. El hecho de que la cuña caiga o no, depende de la inclinación del plano o de la línea de intersección de los planos sobre los que se produce el deslizamiento. Si esta inclinación es mayor que el ángulo de fricción ϕ se producirá la caída de la cuña por deslizamiento. La condición de no deslizamiento en proyección esterográfica queda satisfecha cuando los tres arcos de círculo máximo que representan los planos de la cuña, caen fuera de un círculo obtenido llevando el ángulo ϕ desde el exterior hacia el centro de la red estereográfica, tal como se ve en la *Figura 201*. En este caso la cuña es estable.

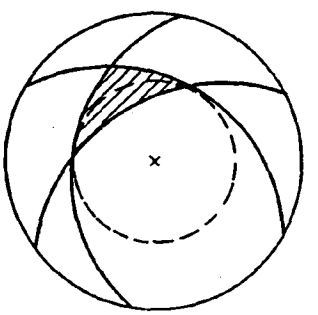


FIG. 200

6.2.2. *Evaluación de la forma y volumen de las cuñas del techo de la excavación, potencialmente inestables*

Aquí, como en los demás casos que se van a estudiar, se utilizará la proyección estereográfica.

La nomenclatura que se va a utilizar es la siguiente :

– Los planos de la cuña se representan por sendos arcos de círculo máximo, A, B, C.

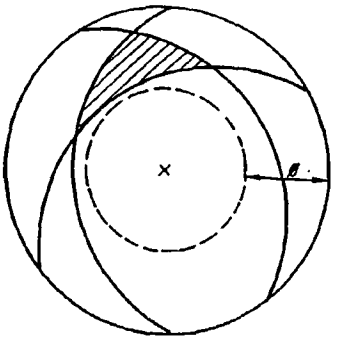


FIG. 201

– La dirección de dichos planos se representa mediante las rectas a, b, c.

– Las trazas de los planos verticales que pasan por el centro de la red y por las intersecciones de los círculos máximos, están señaladas con las letras ab, ac y bc.

Si se trata de una excavación de M metros de anchura y cuyo eje está orientado $\delta°$ desde el N hacia el E, se puede determinar el máximo tamaño de una cuña situada en el techo de la excavación, tal como se ve en la *Figura 202*. Las direcciones de los planos de la cuña A, B, C, vienen dadas por las intersecciones a, b, c, de dichos planos con el techo de la excavación.

En la *Figura 202* se presenta el problema en proyección estereográfica y en planta, con una sección vertical xx abatida que pasa por el centro de la cuña.

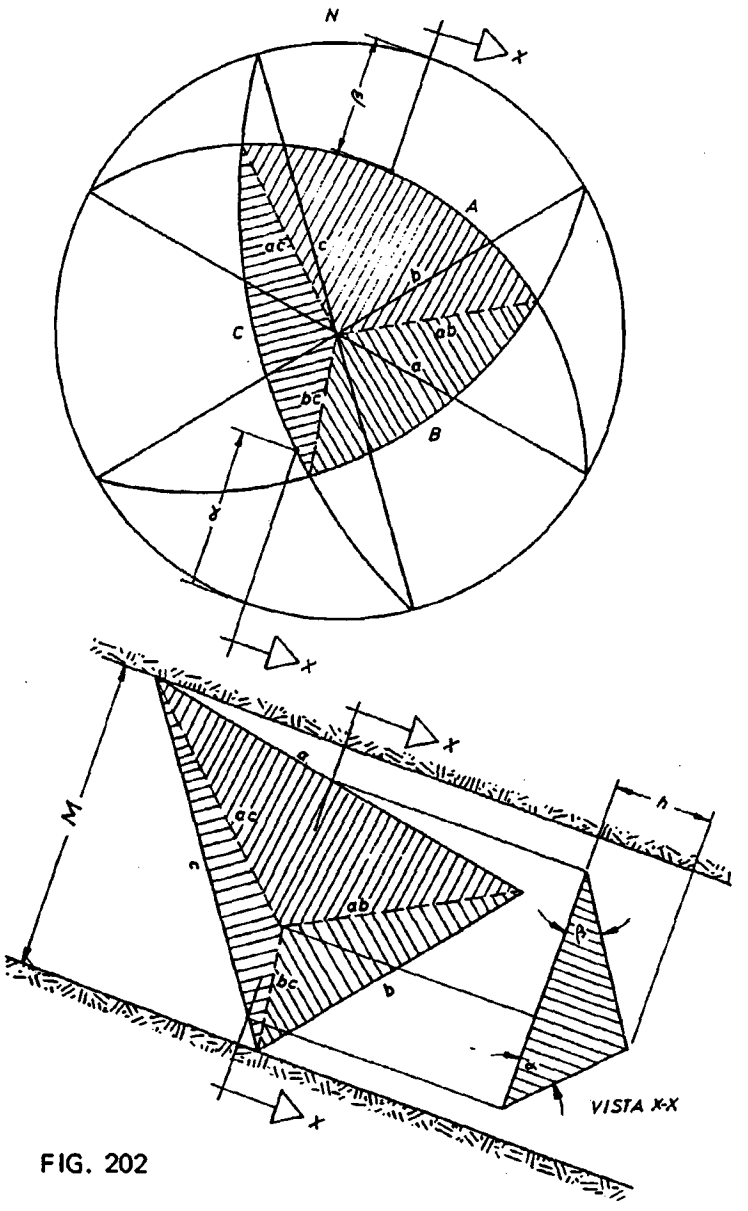


FIG. 202

El vértice de la cuña en proyección estereográfica está representado por el centro de la red y en planta, dicho punto viene definido por la intersección de las líneas ab, ac y bc. Para obtener la altura h del vértice de la cuña hasta el techo de la excavación, se abate el triángulo obtenido mediante una sección xx de la cuña por un plano vertical que pasa por el vértice de la misma y es perpendicular al eje de la excavación.

La base de dicho triángulo está definida por los puntos de intersección de la sección xx con las trazas a y c de los planos de la cuña. El vértice de la cuña se obtiene tomando, desde la base del mencionado triángulo, los buzamientos aparentes α y β que definen dos rectas que se cortan en el vértice de la cuña. Los ángulos α y β se obtienen de la proyección estereográfica de la cuña y la sección xx.

El volúmen de la cuña es 1/3 del área de la base por su altura.

Si se trata del caso en que la cuña cae por deslizamiento, se siguen los mismos pasos que en el caso anterior para determinar

la forma de la cuña; para determinar su altura, el plano vertical que define la sección xx en este caso, pasa por el vértice de la cuña y en lugar de ser perpendicular a la dirección del eje del túnel, como ocurría en el ejemplo anterior, en este caso pasa por la recta ab. El ángulo α obtenido en proyección estereográfica, es la inclinación verdadera de la línea de intersección de los planos A y B. (Véase *Figura 203*).

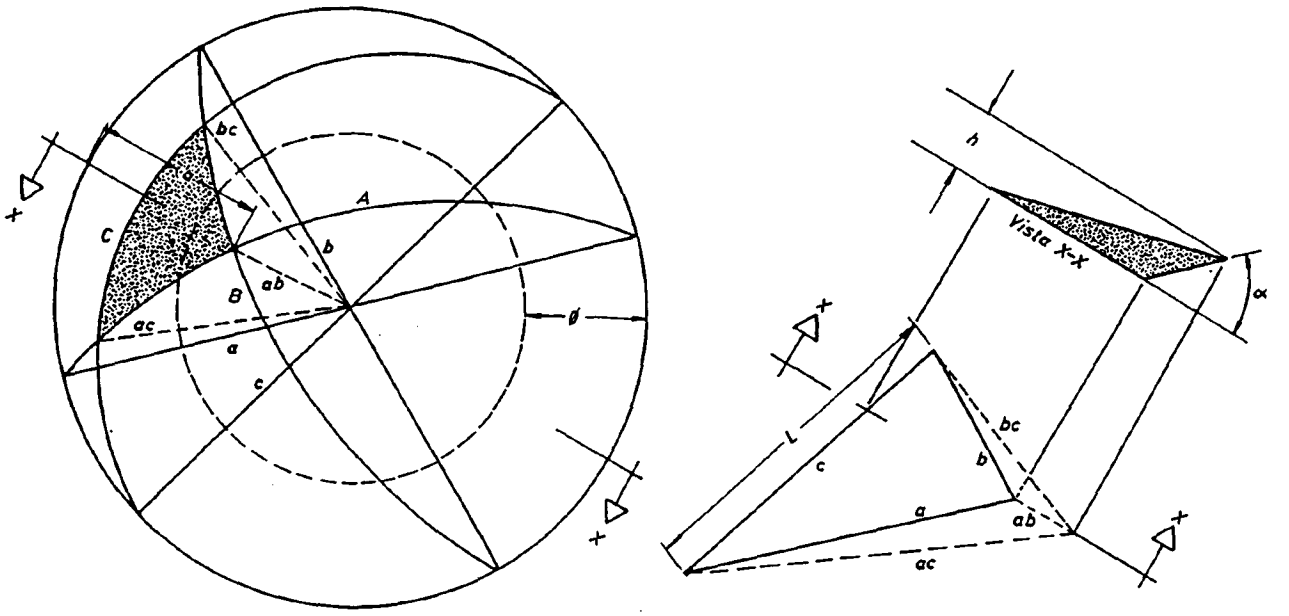


FIG. 203

6.2.3. *Caída de cuñas de los paramentos. Primer método.*

Se va a hacer el estudio de estabilidad de las cuñas en una excavación de eje N δ° E.

Las cuñas solo podrán caer por deslizamiento, no por gravedad exclusivamente.

Considerando una cuña situada en uno de los paramentos de la excavación, dicha cuña se representa por la proyección de las trazas de los tres planos que la forman, sobre un plano horizontal que pasa por el centro de la esfera de referencia. Para obtener la forma real de la cuña en el paramento de la excavación, hay que determinar la forma de la figura de intersección proyectada sobre un plano vertical.

Para obtener la figura de intersección hay que girar 90° las intersecciones ab, ac y bc de los círculos máximos alrededor del eje del túnel.

En la *Figura 204* se indica el procedimiento a seguir para obtener la figura de intersección en el plano vertical. En primer lugar se trazan las intersecciones ab, ac y bc orientadas al N, así como el eje del túnel en dirección N δ° E. Se gira el papel transparente hasta hacer coincidir el eje del túnel con el eje N–S de la red estereográfica colocada debajo del papel transparente.

A continuación, se giran cada una de las intersecciones sobre un plano vertical 90°, a lo largo de los paralelos. De esta forma se pasa a ab´ y así sucesivamente. El giro de dichos puntos debe realizarse en el mismo sentido para que los nuevos puntos de intersección se sitúen en el mismo hemisferio.

Una vez encontrados los círculos máximos que pasan por ab´ – ac´, ac´ – bc´ y ab´ – bc´, quedan definidos los planos de la cuña; la dirección de dichos planos representa las trazas de los planos de la cuña en los paramentos de la excavación.

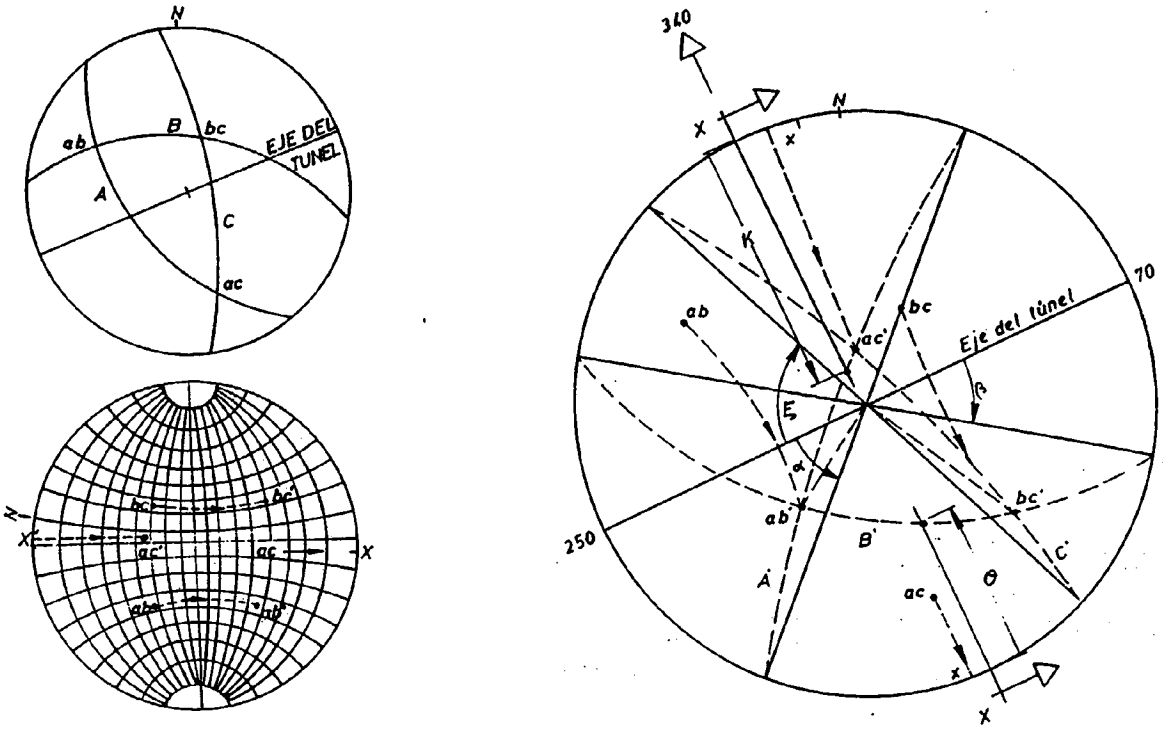


FIG. 204

Al llegar a este punto, para obtener la altura h del vértice de la cuña, se procede de la misma forma que en el caso de caídas de cuñas del techo. (Véase *Figura 205*).

Es muy importante interpretar correctamente las proyecciones de la *Figura 205*, ya que un error en este punto implica suponer estables cuñas que no lo son. Así, la figura de abajo representa las trazas de la cuña en el paramento norte de la excavación y vistas desde su interior, o bien, en el paramento sur, vistas desde el exterior de la excavación.

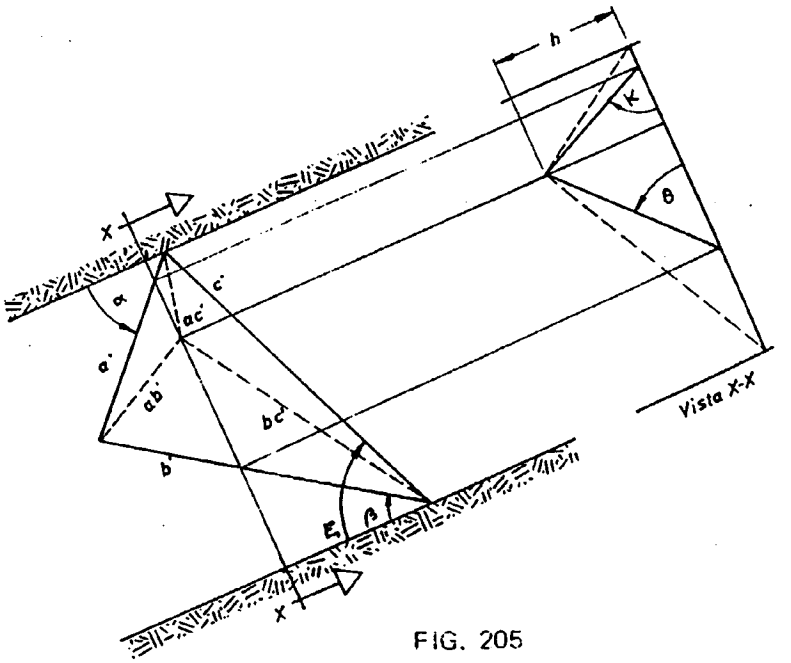


FIG. 205

6.2.4. *Caída de cuñas de los paramentos. Segundo método.*

Partiendo de la misma excavación anterior, para estudiar la estabilidad de las cuñas hay que hallar la proyección verdadera de la cuña sobre el paramento de la excavación, para lo cual se procede como sigue :

Las trazas a, b y c, de las juntas A, B, C que forman la cuña en el paramento de la excavación,

se obtienen determinando en primer lugar los buzamientos aparentes α, β y ξ de los planos A, B y C respecto a un plano vertical paralelo a los paramentos. En la *Figura 206* se explica el procedimiento a seguir en este segundo método.

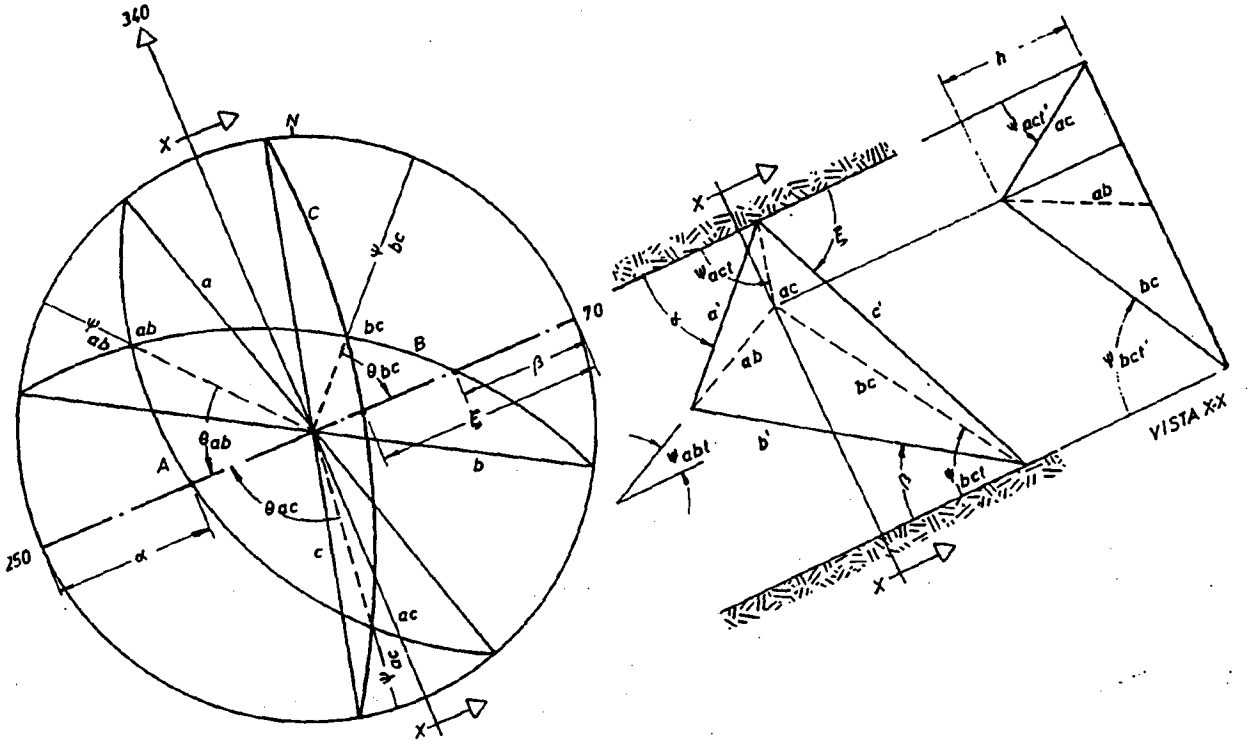


FIG. 206

La disposición de las trazas ab, ac y bc en los paramentos de la excavación se determina mediante los buzamientos ψ_{abt}, ψ_{act} y ψ_{bct} de las proyecciones de las líneas de intersección de los planos AB, AC y BC respectivamente, sobre los paramentos de la excavación.

Los ángulos ψ_{abt}, ψ_{act} y ψ_{bct} vienen dados por :

$$\operatorname{tg}\psi_{abt} = \frac{\operatorname{tg}\psi_{ab}}{\cos\theta_{ab}}\,;\ \operatorname{tg}\psi_{act} = \frac{\operatorname{tg}\psi_{ac}}{\cos\theta_{ac}}\,;\ \operatorname{tg}\psi_{bct} = \frac{\operatorname{tg}\psi_{bc}}{\cos\theta_{bc}}$$

siendo θ_{ab}, θ_{ac} y θ_{bc} los ángulos que forman las respectivas proyecciones de las líneas de intersección ab, ac y bc sobre un plano horizontal, con el eje de la excavación. ψ_{ab} ψ_{ac} y ψ_{bc} son los buzamientos verdaderos de las líneas de intersección ab, ac y bc.

La altura h de la cuña se encuentra determinando los ángulos ψ_{act}, y ψ_{bct}, que representan los buzamientos de las líneas de intersección ac y bc en un plano vertical perpendicular al eje de la excavación.

Los ángulos $\psi_{act'}$ y $\psi_{bct'}$, se obtienen mediante :

$$\operatorname{tg}\psi_{act'} = \frac{\operatorname{tg}\psi_{ac}}{\operatorname{sen}\theta_{ac}} \qquad \operatorname{tg}\psi_{bct'} = \frac{\operatorname{tg}\psi_{bc}}{\operatorname{sen}\theta_{bc}}$$

6.3. *Análisis por computador de inestabilidades estructuralmente controladas*

El análisis por computador de la estabilidad estructural está justificado cuando se trata de una excavación suficientemente grande en la que es necesario realizar muchos cálculos para estudiar la estabilidad de un gran número de cuñas. El análisis estereográfico de la estabilidad de las cuñas es especialmente útil a la hora de comprobar la estabilidad de cuñas aisladas.

Se supone que las cuñas estudiadas en el punto anterior tienen un tamaño máximo según el vano o los paramentos de la excavación; además, no se tiene en cuenta la situación de las cuñas; estas suposiciones son admisibles en un estudio preliminar de la estabilidad de la excavación, pero en un estudio más detallado que comprenda numerosas cuñas,no se puede partir de unos supuestos tan conservadores.

El análisis de la estabilidad de las cuñas y bloques considerando sus dimensiones reales y su situación ha sido propuesto por Croney, Legge y Dhalla (71).

Los datos de entrada que hay que suministrar al ordenador, consisten en la situación y orientación de todas las discontinuidades importantes. El programa proporciona un desarrollo plano de la excavación, mostrando todas las discontinuidades. Se sitúan todas las cuñas y bloques formadas por tres o cuatro discontinuidades, junto con la superficie de la excavación, y se comprueba la posibilidad de caída o deslizamiento para cada cuña. Cuando la cuña o el bloque en cuestión es cinemáticamente inestable, el ordenador anota las coordenadas de todos los vértices de la cuña, el área de la base y el volúmen y altura de la cuña o bloque. Esta información se puede utilizar para calcular la fuerza de anclaje necesaria para tener un factor de seguridad determinado en cada cuña o bloque.

Se realizan varias pasadas del programa en el ordenador para diversas orientaciones de la excavación y se adopta aquélla en la que existe el mínimo volúmen de cuñas potencialmente inestables. El problema se complica cuando el macizo rocoso está atravesado por muchas familias de discontinuidades análogas en cuanto a su resistencia; la elección de la orientación más favorable es más difícil y hay que estudiar un número suficiente de orientaciones para decidir la más apropiada.

6.4. *Influencia del tamaño de la excavación sobre roturas controladas estructuralmente*

Se considera el ejemplo de una excavación en la que el eje de la misma es paralelo a la dirección de la línea de intersección de las dos familias de juntas existentes, cuyo espaciado es de 30 cm.

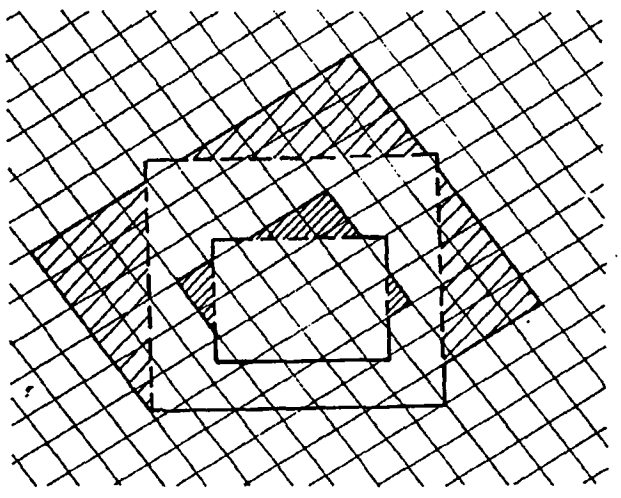


FIG. 207

La galería excavada es de sección cuadrada, según se ve en la *Figura 207*. Las zonas sombreadas adyacentes a la galería más pequeña de la figura muestran que una galería de 1,80 x 1,80 m de sección origina unas cuñas inestables de aproximadamente 1,10 m^3 por cada metro de longitud de la galería.

Si en estas condiciones se decide abrir una galería de 3,60 x 3,60 m, las zonas sombreadas mayores muestran que las cuñas inestables en este caso son de unos 6,20 m^3 por cada metro de longitud de galería

Por consiguiente, el incremento de volúmen de la zona inestable al aumentar el tamaño de la excavación, es aproximadamente proporcional al incremento de la sección transversal de la misma.

6.5. *Influencia de las tensiones existentes "in situ" sobre inestabilidades controladas estructuralmente*

Cuando se trata de excavaciones realizadas a grandes profundidades o cuando las tensiones horizontales son muy elevadas, no se pueden despreciar estas fuerzas a la hora de estudiar la estabilidad de las cuñas, tal y como se hizo en los puntos precedentes. Sin embargo, hasta el momento no se conoce bien la influencia de las tensiones "in situ" sobre cuñas o bloques cinemáticamente inestables, por lo que sólo se puede tratar el problema en casos muy particulares.

Por ejemplo, en el caso ilustrado en la *Figura 208*, la estabilidad de un bloque de altura h_b, peso P y sometido a una tensión normal σ_n, se puede expresar por la condición de equilibrio límite mediante :

$$\sigma_n = \frac{P \operatorname{sen} a}{2\, h_b\, tg\, \phi} \qquad [1]$$

ϕ es el ángulo de rozamiento de las superficies de la discontinuidad.

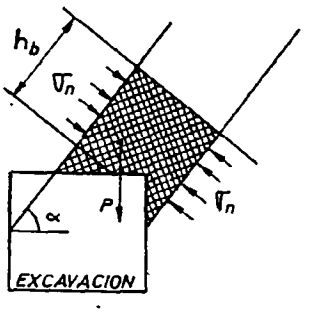


FIG. 208

Cuando la tensión normal media σ_n obtenida de la distribución de tensiones alrededor de una cavidad y del peso del bloque, es menor que el segundo miembro de la ecuación [1], es necesario reforzar el bloque, ya que éste será inestable.

En otros casos, hay que tener en cuenta que al realizar una excavación próxima a otra preexistente, debido a la nueva distribución de tensiones alrededor de la primera excavación, cuñas o bloques que eran perfectamente estables pueden llegar a ser inestables. En estas condiciones, lo más prudente es no tener en cuenta el soporte proporcionado por las tensiones del terreno al estudiar la estabilidad de las cuñas en la primera excavación.

7. Explotaciones por hundimiento

7.1. *Introducción*

La explotación por hundimiento de bloques de un macizo rocoso se distingue de otro tipo de explotaciones, en la necesidad de que la masa mineral que va a ser extraída se hunda después de realizar una abertura en forma tabular debajo del yacimiento mineral; el hundimiento se debe poder prever y controlar por razones de seguridad y operatividad.

Un yacimiento mineral que se hunde con mucha facilidad, puede presentar problemas especiales en lo referente a los sistemas de soporte en las galerías de acceso a la explotación, donde debe existir estabilidad.

La extracción completa de un bloque previamente hundido, cuyas dimensiones pueden ser de 50 a 100 metros de lado y de 100 a 300 metros de altura, tiende a crear un gran vacío, originando cambios significativos en la distribución de tensiones en el macizo rocoso y una migración de la roca colindante hacia el vacío creado. Estos fenómenos aparecen muy pronto en el desarrollo de una mina y conducen a problemas adicionales en lo referente al control del movimiento del terreno en las zonas de explotación, en la roca adyacente a la cámara de hundimiento y en el área de subsidencia sobre la mina.

La mecánica de una operación de hundimiento comprende gran cantidad de variables geotécnicas, incluyendo la determinación de las tensiones naturales, las propiedades estructurales de un macizo rocoso cruzado por varias familias de juntas, las propiedades del flujo de los fragmentos de roca después del hundimiento, la estabilidad de las galerías y la estabilidad y desplazamientos

de la estructura rocosa que rodea a la masa mineral.

La obtención de unos resultados fiables para predecir la capacidad de hundimiento, se consigue mediante medidas "in situ" de las propiedades de los macizos rocosos, ensayos de laboratorio, análisis matemáticos de los problemas y medidas del comportamiento de la estructura subterránea dentro y fuera de la mina mediante la comparación de las predicciones teóricas con las características reales de la mina.

Los problemas de control del terreno son inevitables en una situación donde los movimientos del mismo se producen en tan gran escala y donde se espera que el macizo rocoso se hunda controladamente en una determinada zona pero sea estable en otra.

Para proyectar respuestas efectivas a estos problemas de control del terreno, se necesita conocer primeramente lo que está ocurriendo, no sólo en la zona donde se observan los síntomas, sino en una zona más amplia que comprende todo el macizo rocoso sobre el área total de extracción, estudiando los efectos que se producen tanto en superficie como en el interior.

En la mayor parte de las explotaciones, el problema del diseño de las aberturas para provocar el hundimiento del terreno, es un problema de interacción entre los huecos excavados. Para ilustrar ésto, en la *Figura 209* viene una sección simplificada de una serie de aberturas realizadas a lo largo del nivel de extracción en una explotación por hundimiento de bloques y sobre estas aberturas hay una sección simplificada de un sistema de cámaras y pilares en el nivel en que se va a realizar el hueco inicial para provocar el hundimiento. En esta fase del desarrollo de la mina, las tensiones alrededor de las aberturas en el nivel de extracción se ven influenciadas solamente de una forma moderada por las aberturas del nivel en que se ha realizado el hueco inicial para provocar el hundimiento y viceversa. Por lo tanto, las tensiones alrededor de las aberturas se obtienen aproximadamente mediante la distribución de tensiones alrededor de aberturas simples o múltiples en roca; estos valores fueron descritos por Obert y Duvall (47).

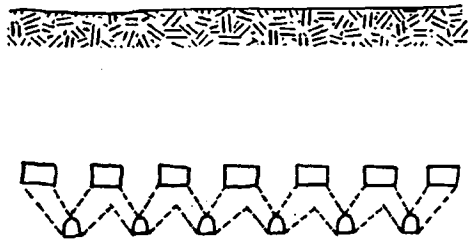


FIG. 209

Una vez que los pilares del primer nivel de arranque se han volado para provocar el hundimiento (Véase *Figura 210*), la situación cambia repentinamente. La abertura situada sobre el nivel de extracción, ahora puede aproximarse a una abertura en forma de óvalo y esta abertura tiende a desviar el campo vertical de tensiones.

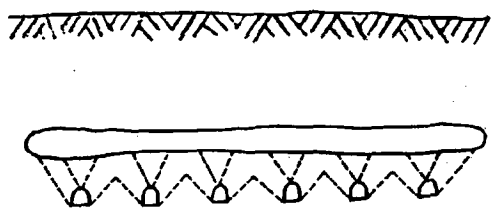


FIG. 210

A medida que transcurre el hundimiento, la cámara se transforma en una abertura mucho mayor de forma rectangular o cuadrada rellena de roca. Si la roca no está soportando la mayor parte del campo de tensiones, esta abertura puede considerarse, para cuestiones de diseño, como si estuviera vacía; las tensiones que actúan entre las aberturas mayores y menores cambian totalmente (Véase *Figura 211*). Cuando el hundimiento avanza hasta la superficie, el material hundido soporta algunas tensiones, pero mucho menores que si el material estuviera intacto; esta condición es análoga a la de una inclusión blanda en un cuerpo rígido, tratado por Donnell (72).

Al llegar a este punto, las galerías de extracción están sujetas a concentraciones de tensiones similares a las producidas por una trinchera rellena de material sin consolidar (Véase *Figura 212*).

El desarrollo de las aberturas debajo de la zona de corte inicial es la parte más importante del

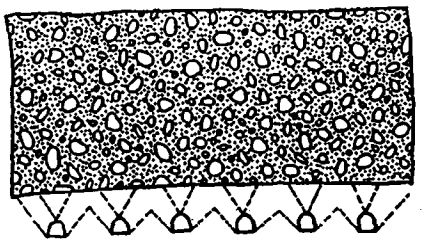


FIG. 211

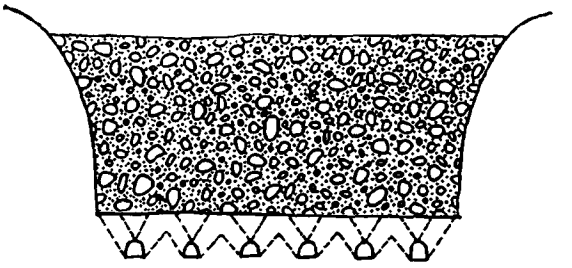


FIG. 212

sistema de explotación por hundimiento y normalmente estas aberturas reciben la peor parte de las variaciones del campo tensional y consecuentemente necesitan un máximo cuidado en cuestión de soporte y mantenimiento. Merrill y Johnson (73) han realizado un análisis completo de las variaciones de concentración de tensiones durante la perforación del hueco inicial situado sobre los niveles de extracción.

En la mayoría de los casos, el hundimiento progresa hacia la superficie por medio de un arco contínuo que se va desplazando hacia arriba. Sin embargo, hay lugares aislados donde el terreno hundido cae en forma de bloques según fracturas bien definidas en el macizo rocoso. Cuando el hundimiento llega hasta la superficie o cerca de ella y las tensiones laterales en el terreno han desaparecido (excepto para la roca fracturada en el hundimiento), el terreno en la superficie adoptará una forma plana y continuará cediendo hacia la zona de hundimiento.

7.3. *Excavación del hueco inicial bajo el yacimiento*

El método de explotación por hundimiento, realizando una cavidad previa debajo del yacimiento, difiere de la mayoría de los otros métodos en que el hundimiento es una parte esencial del proceso de excavación y comprende el movimiento de millones de metros cúbicos de roca a lo largo de distancias de cientos de metros.

El macizo rocoso debe caer por su propio peso de una manera que se pueda prever y controlar después de que se haya realizado una excavación en forma tabular debajo del yacimiento mineral.

Un método común de la creación de este hueco es perforar una serie de galerías y volar los pilares intermedios. Los análisis técnicos de la estructura subterránea y la experiencia práctica muestran que los problemas de soporte del terreno en las galerías realizadas para excavar este hueco y en los accesos para la extracción de mineral, situados debajo de dicho hueco, son menores utilizando el sistema de extracción por retirada a lo largo del hueco, de acuerdo con una secuencia tal que el hueco se desarrolle aproximadamente de forma circular u ovalada, para evitar la formación de esquinas entrantes o pilares aislados que soportan altas concentraciones de tensiones.

El análisis teórico de las tensiones muestra que el efecto de la excavación tabular de una abertura en un campo de tensiones de compresión, es una redistribución de las tensiones preexistentes que rodean a la abertura de forma que se libera totalmente la tensión vertical de compresión dentro de la zona marcada con R (en la *Figura 213*) por encima y por debajo del hueco tabular perforado, originando tensiones de compresión mayores que las normales en la zona C cerca del final del hueco. En respuesta a la liberación de tensiones de compresión, el terreno por debajo de la abertura se mueve hacia arriba (v) y el terreno por encima de la abertura va cediendo.

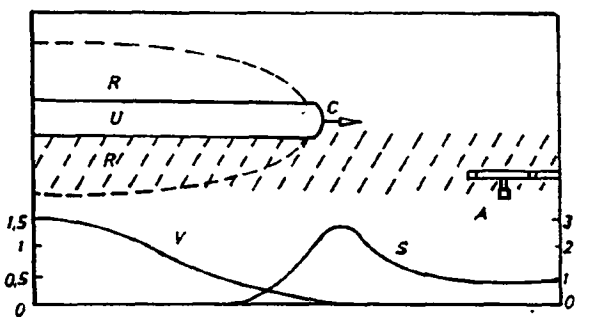


FIG. 213

7.4. *Mecanismos de hundimiento*

Si la relación de tensiones naturales horizontales a verticales excede de 1/2, no se desarrollan tensiones de tracción en la zona R de la figura anterior. Si $S_h/S_v < 1/2$ las tensiones de tracción en la zona R pueden causar algún desprendimiento inicial en forma de domo. En cualquier caso, para que el hundimiento prosiga continuamente hacia arriba por encima del domo o arco, la rotura del macizo rocoso debe iniciarse mediante algún tipo de rotura por compresión o rotura cortante, ya que no existen tensiones de tracción.

Una aproximación del cálculo del hundimiento consiste en analizar el macizo rocoso como un medio homogéneo y contínuo, suponiendo que puede producirse la iniciación de la rotura, si la tensión de corte calculada es mayor que la resistencia al corte del macizo rocoso, ya sea a lo largo de la roca misma o a lo largo de planos de debilidad.

En una segunda aproximación, se considera el proceso de rotura con más detalle. Si las juntas naturales de la roca están rellenas con materiales relativamente más plásticos que la roca, por ejemplo, materiales arcillosos, los fragmentos de roca limitados por estas juntas se desplazarán ligeramente debido a las tensiones de compresión en el arco y por lo tanto, el arco se hundirá progresivamente, abriendo espacios entre los bloques, que van perdiendo su integridad estructural; de esto se deduce que cuanto mayores sean los espesores de relleno de las fallas y juntas que intersectan la línea del arco, más fácilmente se hundirá el arco sometido a tensiones de compresión continuas y se volverá más débil, tendiendo a la rotura.

Otro modo de rotura es la caída por gravedad o extrusión (favorecida por los minerales arcillosos procedentes de zonas cizallas, astilladas o trituradas que intersectan el arco). Cada pequeño fragmento que cae,deja parcialmente sin confinamiento el fragmento adyacente. De este modo van cayendo progresivamente todos los pequeños fragmentos que rellenan el espacio entre dos bloques en una junta. Al perderse el confinamiento del bloque, éste puede caer. Las zonas de cizalladura más amplias que el espaciado medio de las juntas,ocasionarán caídas de los bloques limitados por las juntas. Cuando aparece una zona de cizalladura de mayor tamaño que las anteriores, que intersecta el arco, puede ser suficiente para iniciar el hundimiento. Por consiguiente, según esto, contra más pequeño sea el espaciado entre zonas de cizalladura, más probable será el hundimiento.

El hundimiento natural del macizo rocoso situado sobre la excavación tabular inicial,se produce pués mediante un desprendimiento progresivo de fragmentos que caen a una velocidad controlada, evitándose así la creación de un hueco demasiado grande si dicha velocidad de caída es muy elevada, o la detención del hundimiento si dicha velocidad es demasiado baja.

En el caso de que la cavidad creada en la parte inferior del yacimiento no sea suficiente para mantener un hundimiento contínuo de éste, se perforan abanicos de taladros alrededor de la zona que se pretende hundir.

Por último, hay que calcular el vano de la cavidad para que se produzca el hundimiento controlado. Esto se consigue mediante análisis teóricos basados en las propiedades del macizo rocoso considerado, especialmente las referentes a resistencia y características de las familias de discontinuidades.

Hasta el momento presente, se han conseguido resultados muy diversos en las predicciones sobre la capacidad de hundimiento de los macizos rocosos.

7.5. *Extracción del mineral y movimientos del terreno alrededor del hueco producido*

En la operación de extracción del mineral, algunos de los bloques son demasiado grandes para pasar a través de los coladeros; incluso, algunos bloques que pueden pasar por los coladeros, son demasiado grandes para las máquinas de carga y transporte. Para evitar estos problemas, se po-

dría realizar una voladura secundaria de estos bloques o bien proceder a un taqueo mecánico de los mismos; sin embargo, ambas operaciones son caras y, además, interrumpen el rítmo normal de producción.

La distribución de tamaños de bloques, es decir, la fragmentación del mineral que llega a los puntos de carga, depende de la distribución de fracturas y planos de debilidad en el macizo rocoso original. La predicción de dicha distribución de tamaños es un problema geomecánico de especial importancia.

Los bloques de mineral que se van desprendiendo, al principio son considerablemente mayores que los que llegan a los puntos de carga, debido a que aquéllos se ven sometidos a diversas fuerzas, como por ejemplo, el peso del material desprendido con posterioridad que yace sobre los bloques que van a ser cargados, fuerzas de rozamiento con los bloques vecinos durante la caída del material, etc.

En estudios sobre modelos realizados a pequeña escala del flujo de partículas en una columna suficientemente alta, que simula la carga del mineral hundido, se puede observar una zona con forma de embudo, F_1 en la *Figura 214,* en las que las partículas se mueven rápidamente hacie el punto de carga. Cerca de la parte inferior, las paredes del embudo están inclinadas unos 70° respecto a la horizontal. Al aumentar la altura de la columna, la inclinación de las paredes del embudo tiende a aumentar, llegando en algunos casos a valores próximos a 90°. Las partículas situadas fuera de la zona activa de carga tienen un movimiento descendente y hacia el embudo, pero dicho movimiento es muy lento; sus desplazamientos decrecen rápidamente, tendiendo a cero al alejarse del embudo. Los límites de esta zona se pueden describir como un segundo embudo (F_2 en la *Figura 214*). Las inclinaciones de las paredes del embudo son función de la distribución de tamaños de las partículas: contra más finas sean las partículas, las paredes del embudo se inclinan más. Así, para bloques grandes, se puede aumentar el espaciado de los coladeros de mineral.

La disminución del confinamiento debido al movimiento parcial del material en el embudo F_2, permite que se produzca una liberación de tensiones, con el consiguiente movimiento de la roca próxima al embudo (F_3 en la figura 214).

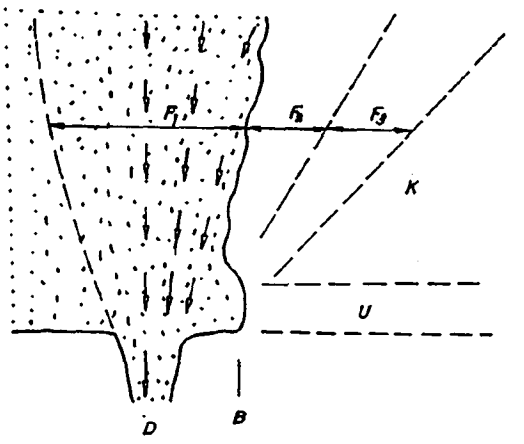


FIG. 214

La carga activa en el primer embudo, la migración de partículas en el segundo embudo y los movimientos de la roca próxima a este segundo embudo, producen un fenómeno de debilitamiento del macizo rocoso en toda la zona de hundimiento, facilitando la caída de bloques. Sin embargo, los desplazamientos de roca producidos al debilitarse el macizo rocoso originan daños estructurales afectando a los soportes de las galerías de acceso próximas a la zona de hundimiento.

7.6. *Influencia del confinamiento sobre el hundimiento*

La resistencia a compresión de un macizo rocoso no es constante; por cada 7 MPa de disminución de la presión de confinamiento, la resistencia a compresión del macizo rocoso puede disminuir en 3 ó 4 veces la mencionada cantidad.

El hundimiento del macizo rocoso se ve facilitado por cualquier mecanismo que reduzca el confinamiento a que está sometido, ya que el macizo rocoso situado sobre el hueco inicialmente excavado comienza a fracturarse debido a tensiones de compresión o cortantes.

La pérdida de resistencia del macizo rocoso junto a la zona de hundimiento, no es efectiva en toda la zona próxima a la excavación tabular inicial, ya que el macizo rocoso en la región K (Véase *Figura 214*) no puede desplazarse lateralmente y además todavía permanece fijo por su base. La *Figura 213* muestra la rápida disminución de la deformación V hacia el lado opuesto de la excavación. Cuando se extrae la franja U (Véase *Figura 214*) se elimina gran parte del confinamiento lateral de la región K. Continuando la extracción del siguiente bloque, se va eliminando progresivamente el confinamiento de la región K, consiguiéndose, al final, que no exista restricción alguna para los desplazamientos laterales y produciéndose, por lo tanto, una disminucuón de la resistencia de la roca a lo largo de la parte inferior del bloque, que entonces puede empezar a desprenderse.

Se puede conseguir una mayor disminución del confinamiento mediante la excavación de ranuras para liberar la región K por uno o más lados.

La estructura del hueco formado sobre la excavación inicial, debido a que las caídas de roca tienden a dejar tras de sí zonas arqueadas, puede tomar forma de domo, medio domo o la cuarta parte de un domo, dependiendo del número de lados abiertos, 0, 1 ó 2, como se puede ver en la *Figura 215*.

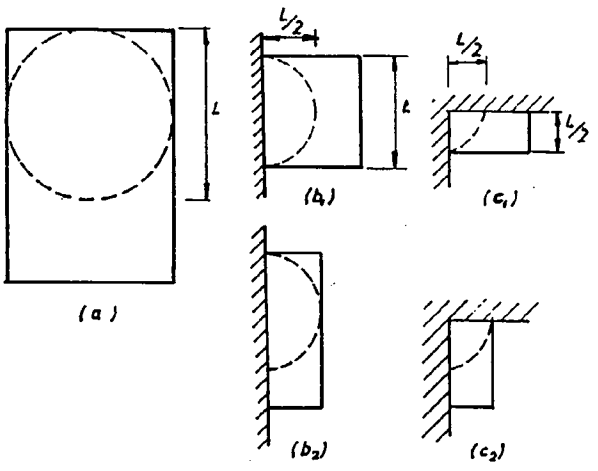


FIG. 215

La estabilidad de un domo completo depende, por una parte, de la compresión longitudinal según planos verticales y, por otra, de la compresión, de menor importancia que la anterior, debida al confinamiento y que actúa según líneas sobre planos horizontales. Si se extrae mediante cortes verticales, la mitad o las tres cuartas partes del domo, se elimina una parte importante de las dos compresiones anteriormente mencionadas, resultando que la mitad del vano máximo estable es sucesivamente menor para medio domo o la cuarta parte de un domo, que para un domo completo, es decir, $L_d/2 > L_{d_{1/2}}/2 > L_{d_{1/4}}/2$.

El procedimiento habitual para llevar a cabo, en la práctica, las anteriores operaciones, es mirar una zona (bloque) de determinadas dimensiones, de forma tal que la longitud y anchura de la zona minada, L ó L/2, sea mayor que el vano mínimo para que se produzca el hundimiento de un determinado macizo rocoso, en cualquier situación considerada, es decir, domo completo, medio domo o la cuarta parte del domo.

La relación aproximada 4 : 2 : 1 existente entre vanos de hundimiento para un domo completo, medio domo o la cuarta parte de un domo, observada en distintos tipos de roca, pone en evidencia la teoría del domo y la del factor de confinamiento en el desarrollo del hundimiento.

7.7. Influencia de las tensiones naturales

La estabilidad de un arco en un macizo rocoso tiende a aumentar con la profundidad de la mina, debido al aumento de las componentes horizontales de las tensiones naturales. Esto se pone especialmente de manifiesto en macizos rocosos que contienen pocas discontinuidades y juntas u otros defectos, sobre todo, si no se encuentran discontinuidades planas inclinadas, ya que no existe ningún mecanismo aparente que pueda deteriorar la estructura del arco. La extracción del primer bloque de mineral en los mencionados macizos rocosos puede ser muy difícil. Por otra parte, una vez que se ha extraído el primer bloque, cada vez va siendo más fácil el hundimiento de zonas

próximas a dicho bloque, a causa del fenómeno anteriormente mencionado del debilitamiento que se produce alrededor de la zona hundida, debido a la migración de partículas y liberación de deformaciones y al efecto adicional de debilitamiento del macizo rocoso que puede lograrse en la zona del macizo rocoso donde se extrae el bloque inicial, retirando dicho bloque inicial de la zona de hundimiento; es decir, el campo de tensiones naturales : parece no tener una importancia principal, aparte del hundimiento de un primer bloque.

7.8. *Repercusión del hundimiento en superficie: Subsidencia*

Cuando se detiene el hundimiento y se continúa la extracción del mineral, se van creando grandes cámaras, que ofrecen el evidente peligro de que se produzcan ondas de compresión de aire a altas velocidades debido a ulteriores hundimientos del yacimiento; por este motivo, es fundamental que el hundimiento alcance hasta la superficie del terreno.

Para controlar el límite superior de la cavidad, se puede realizar un sondeo que irá siendo interceptado por la cavidad según va progresando ésta; en este sondeo se puede instalar un sistema que detecta las profundidades de una serie de anclajes, o bien cementar dentro de él, un cable que indica donde se va produciendo la rotura. También se puede comprobar periódicamente el calibre del sondeo.

La migración de fragmentos de mineral hacia el embudo activo, mencionado anteriormente, (Véase *Figura 214*) produce en superficie una "cubeta" de hundimiento de mayor tamaño que el mismo embudo, que al principio no se puede detectar a simple vista. La detección del inicio de esta cubeta de hundimiento se realiza midiendo periódicamente los desplazamientos del terreno, tal y como se verá en el punto que trata de la instrumentación.

Mediante la obtención de los valores de los desplazamientos, tanto verticales como horizontales, y midiendo su dirección, se tienen unos datos importantes para interpretar una serie de factores relacionados con el fenómeno de subsidencia, tales como: la situación y tamaño de los vacíos que se van produciendo bajo la superficie, la interpretación de los fenómenos que se observan en la fase de extracción del mineral (tipo de roca, distribución de tamaños de mineral, dilución, etc.), la influencia de discontinuidades estructurales importantes (juntas y fallas, unidades estratigráficas débiles o resistentes, etc.) y por último, la velocidad de expansión de la cubeta de hundimiento, cuyo conocimiento puede ser de especial importancia si, por ejemplo, ésta se dirije hacia un pozo o edificación.

Teniendo en cuenta la experiencia obtenida de otras minas, el límite exterior del hundimiento activo vertical, viene marcado por un embudo cuyos lados están inclinados entre 60° y 70°, estando delimitada la cubeta de hundimiento por un embudo cuyos lados tienen una inclinación de unos 45°.

CAPITULO XI

INSTRUMENTACION

1. Introducción

En los años anteriores a 1960, cuando la Mecánica de Rocas no estaba reconocida como una materia de mucha importancia en los diseños de estructuras subterráneas, no se llevaban a cabo programas de instrumentación con el rigor y medios que éstos requieren; así, los resultados de las campañas de medida casi siempre se tomaban de una forma muy excéptica.

En la actualidad, debido al gran desarrollo que está experimentando la Mecanica de Rocas y a la necesidad de comprobar "in situ" las diversas teorías desarrolladas para el dimensionado de estructuras subterráneas en roca, existe una clara tendencia a la instrumentación; esto ayuda también a controlar el comportamiento de la excavación durante su construcción, mejorando de este modo las condiciones de seguridad.

Con la instrumentación se pretende obtener una información previa para el diseño de excavaciones subterráneas y un conocimiento del comportamiento de la excavación según va evolucionando la misma, así como la influencia de otras excavaciones próximas al hueco inicial.

Con los extensómetros se obtienen datos sobre las deformaciones de los pilares, los paramentos de un túnel y los techos de cavidades subterráneas. Con estos instrumentos también se puede determinar el despegue de los estratos que forman el techo de las excavaciones realizadas en macizos rocosos estratificados.

Cuando no se pueden instalar estaciones de medida entre techo y piso para estudiar el descenso del techo, cabe colocar instrumentos especialmente diseñados para ello.

La carga sobre los paramentos de cavidades subterráneas se estima mediante células de carga y de presión, que se colocan con las bases paralelas a la superficie donde se va a medir la carga. Mediante las inclusiones rígidas,se determina la variación de las tensiones en un punto, pero no las tensiones absolutas en el mismo, para lo cual existen otros instrumentos ya descritos con anterioridad al tratar el tema del Modelo Geomecánico.

Debido al elevado precio de la instrumentación, hay que elegir cuidadosamente el programa de instrumentación más adecuado para lograr un equilibrio entre los objetivos perseguidos por la instrumentación y el coste de la misma.

A continuación se describirán algunos de los instrumentos existentes en el mercado.

2. Medidor mecánico de deformaciones

2.1. *Descripción del instrumento*

Con este instrumento se mide la deformación entredos puntos de medida que se anclan en la roca. Los puntos de anclaje del aparato se cementan en la roca, perforando pequeños agujeros de 12,5 mm de diámetro.

El rango de medida del aparato está comprendido entre 51 y 254 mm y la precisión en la medida es de 0,0025 mm.

Siendo Δ L el desplazamiento medido y L la distancia inicial entre puntos de anclaje, la deformación ϵ viene dada por :

$$\epsilon = \Delta L/L$$

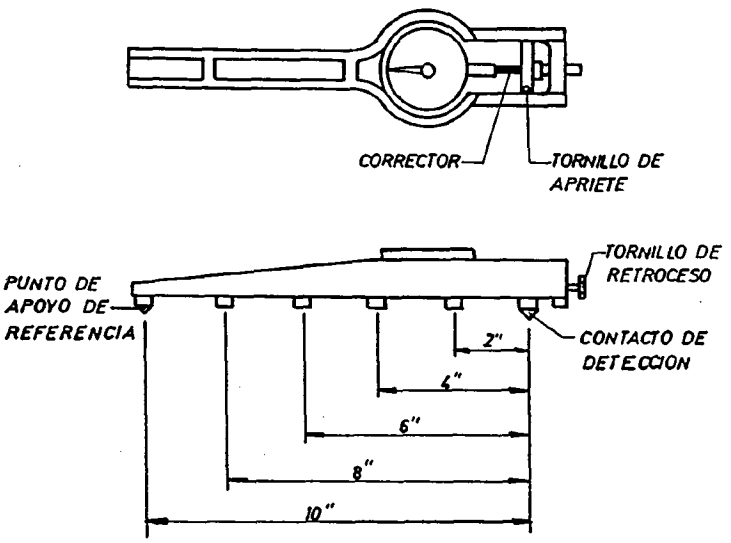


FIG. 216

Además del aparato en sí, hay que disponer de una barra maestra de acero especial con un bajo coeficiente de dilatación térmica. Con esta barra se calibra el cero mecánico del instrumento y también se realizan las correcciones precisas debidas a los efectos térmicos. (Véase *Figura 216*).

2.2. *Aplicaciones*

El medidor mecánico de deformaciones se utiliza fundamentalmente para cuantificar las deformaciones de los pilares, de los paramentos de un túnel y de los techos de cavidades subterráneas.

El instrumento se puede utilizar de dos formas diferentes: la primera, midiendo a lo largo de una sola dirección y, la segunda, según tres direcciones. Al primer tipo de aplicaciones corresponde el control de separaciones de fisuras,o bien el control del movimiento de corte cuando los puntos de anclaje se sitúan en lados opuestos de la discontinuidad.

Otras aplicaciones son la medida de deformaciones verticales en un pilar o paramento de un túnel y la medida de las deformaciones de cuadros metálicos de soporte, con los puntos de anclaje en los miembros de acero del cuadro.

La aplicación más general es la consistente en situar tres direcciones de medida, orientadas a 60° y formando un triángulo equilátero entre sí. Las deformaciones en las tres direcciones de medida ϵ_1 ϵ_2 y ϵ_3 se determinan dividiendo por L los Δ L correspondientes que se han medido, ΔL_1, ΔL_2 y ΔL_3 (Véase *Figura 217*).

Las deformaciones principales ϵ_p y ϵ_q y sus orientaciones θ_p y θ_q se determinan mediante las siguientes ecuaciones, Obert y Duvall, (47) :

$$\epsilon_p = \frac{1}{3}(\epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3) + \frac{\sqrt{2}}{3}[(\epsilon_1 - \epsilon_2)^2 + (\epsilon_2 - \epsilon_3)^2 + (\epsilon_3 - \epsilon_1)^2]^{1/2}$$

$$\epsilon_q = \frac{1}{3}(\epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3) - \frac{\sqrt{2}}{3}[(\epsilon_1 - \epsilon_2)^2 + (\epsilon_2 - \epsilon_3)^2 + (\epsilon_3 - \epsilon_1)^2]^{1/2}$$

$$\theta_{pq} = \frac{1}{2} tg^{-1} \frac{\sqrt{3}(\epsilon_2 - \epsilon_3)}{2\epsilon_1 - \epsilon_2 - \epsilon_3} \qquad (1)$$

donde, θ_{pq} es el ángulo desde ϵ_1 a ϵ_p ó ϵ_q medido en sentido contrario al de las agujas del reloj.

Si :

$\epsilon_2 > \epsilon_3$ y $\epsilon_2 + \epsilon_3 < 2\epsilon_1$, entonces
$0° < \theta_p < 45°$

$\epsilon_2 > \epsilon_3$ y $\epsilon_2 + \epsilon_3 > 2\epsilon_1$, entonces
$45° < \theta_p < 90°$

$\epsilon_3 > \epsilon_2$ y $\epsilon_2 + \epsilon_3 > 2\epsilon_1$, entonces
$90° < \theta_p < 135°$

$\epsilon_3 > \epsilon_2$ y $\epsilon_2 + \epsilon_3 < 2\epsilon_1$, entonces
$135° < \theta_p < 180°$

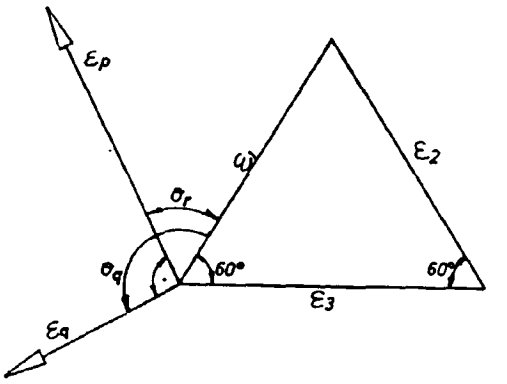


FIG. 217

θ_{pq} de la ecuación (1) puede ser θ_p ó θ_q. Hay que tener en cuenta las desigualdades para determinar si se trata de θ_p ó θ_q ; por ello hay que aplicar un convenio de signos positivos para la tracción en las desigualdades.

La medida de deformaciones en tres direcciones se aplica :

• En la determinación de la variación de las tensiones en el tiempo en las superficies de los huecos abiertos en una mina o en los pilares de la misma. Las variaciones de la tensión principal $\Delta\sigma_p$ e $\Delta\sigma_q$ se calculan mediante las ecuaciones :

$$\Delta\sigma_p = \frac{E}{1-\mu^2}(\epsilon_p + \mu\,\epsilon_q)$$

$$\Delta\sigma_q = \frac{E}{1-\mu^2}(\epsilon_q + \mu\,\epsilon_p) \qquad (2)$$

donde :

E es el módulo de elasticidad

μ es el coeficiente de Poisson

• En la determinación de las tensiones absolutas en la superficie de un hueco.

En este caso se toman las lecturas iniciales en las tres direcciones. A continuación se liberan las tensiones de la zona, habitualmente por medio de la perforación de una fila de agujeros alrededor de la zona de medida; una vez concluída la liberación de tensiones, se toma una segunda serie de lecturas, determinándose las tres deformaciones ϵ_1, ϵ_2 y ϵ_3. Las deformaciones principales se calculan de las ecuaciones (1). Las tensiones principales en la roca antes de efectuar las perforaciones para liberar las tensiones, vienen dadas por (2)

• En la medida del hinchamiento o contracción de una muestra de roca en laboratorio, según cambia su contenido de humedad. El hinchamiento puede inducir a grandes tensiones en la mina cuando la roca está confinada en una o más direcciones. Las únicas tensiones presentes durante el

ensayo de hinchamiento en laboratorio, serían aquéllas debidas a los gradientes de humedad o heterogenidad dentro de la muestra.

3. Tubo extensométrico

3.1. *Descripción del instrumento*

El tubo extensométrico está formado por una serie de tubos telescópicos, un reloj indicador y asientos de contacto al final de los tubos, para medir la variación de la distancia entre puntos de anclaje en el techo y en el piso de la galería.

La precisión del reloj indicador es de 0,0025 mm. La longitud total del tubo telescópico se suele ajustar en incrementos de 0,3 m y 25 mm, mediante pernos que se colocan en una serie de agujeros realizados en los tubos y espaciados con mucha precisión. Los instrumentos que hay en el mercado tienen unas longitudes de medida de 0,9 a 1,8 m, de 1,8 a 3,4 m, de 3,4 a 5,2 m y de 5,2 a 7,6 m.

Los asientos semiesféricos de contacto, que son de acero inoxidable, se introducen dentro de los agujeros de las cabezas de los pernos situados en el techo de la mina, siendo este un procedimiento de anclaje muy barato. Hay que proteger las estaciones del piso mediante un tubo para prevenir caídas de roca.

Los puntos de anclaje del piso deben realizarse en roca firme, de otra forma las lecturas se verán afectadas por movimientos del suelo debidos a vibraciones provocadas por ulteriores voladuras o también por el paso de maquinaria cerca de la estación de medida.

Como instrumento accesorio del tubo extensométrico, hay que disponer de una barra maestra de acero especial con bajo coeficiente de dilatación térmica, utilizada como referencia para calibrar el tubo extensométrico. Las magnitudes de los errores introducidos por el desgaste de los asientos de contacto y el manejo del cero en el reloj indicador se miden fácilmente con la barra maestra. Sin embargo, los errores debidos a la temperatura no se pueden determinar con la barra maestra; por este motivo hay que colocar un termómetro junto al tubo extensométrico y realizar una lectura por cada medida de deformación efectuada; de este modo, si es necesario, se hace la corrección debida a la temperatura.

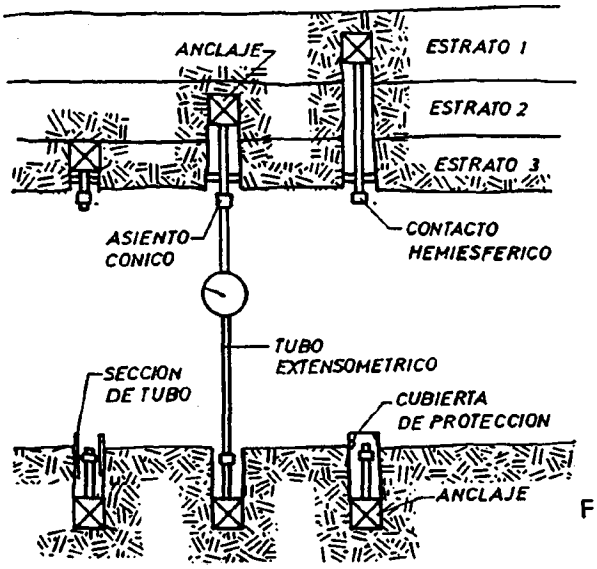


FIG. 218

Si el extensómetro es del mismo acero especial que la barra maestra, los errores debidos a la temperatura son mínimos.

El instrumento se coloca tal y como se muestra en la *Figura 218*.

El procedimiento operativo es el siguiente :

Se toma una lectura inicial de cero; a continuación se van tomando lecturas con periodicidad diaria, semanal o mensual. La diferencia entre una de estas lecturas y la lectura inicial de cero es la convergencia durante el intervalo de tiempo dado.

3.2. *Aplicaciones*

El tubo extensométrico se utiliza para medidas de convergencia entre techo y piso en función del tiempo (la velocidad de convergencia da una indicación de la estabilidad o inestabilidad del techo); una segunda utilización de este instrumento es como medidor de las separaciones que se producen entre estratos del techo por medio de la colocación de varios puntos de anclaje en diversos horizontes del techo.

4. Medidor de deformación de pilares

4.1. *Descripción del instrumento*

Este instrumento está diseñado para medir la expansión lateral de los pilares; si se coloca verticalmente también pueden efectuarse medidas de movimientos de techos o separaciones de estratos. El instrumento mide los desplazamientos relativos entre dos puntos de anclaje con una precisión de 0,025 mm.

La ventaja de este aparato estriba en que puede construirse con relativa facilidad en el taller de la mina, utilizando pernos de techo y otras piezas de metal que se pueden obtener con facilidad.

En la *Figura 219* se presenta el instrumento y su instalación.

El anclaje superior de la *Figura 219* se introduce en el barreno mediante la herramienta de instalación que encaja en la varilla de 16 mm de diámetro del perno de expansión situado en el techo. La varilla de 6,4 mm de diámetro, que se atornilla al final de la varilla de 16 mm de diámetro, transmite el movimiento del punto de anclaje superior hacia abajo, a través de un agujero más ancho existente en el perno de cabeza exagonal de 101,6 mm de longitud (punto (4) en la *Figura 219*). El movimiento relativo de los puntos de anclaje se mide en un reloj indicador. La base del medidor se presiona contra el bloque de acero inoxidable (punto (1) de la *Figura 219*). El eje del reloj indicador pasa a través de un agujero en su base y se pone en contacto con el extremo de la barra de acero inoxidable de 6,4 mm de diámetro.

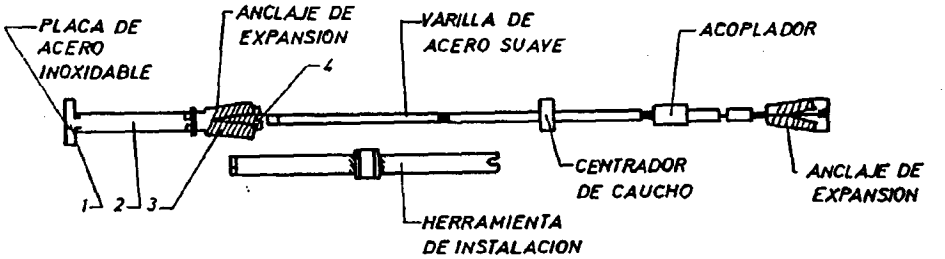


FIG. 219

Con este instrumento, normalmente, no es necesario realizar correcciones por temperatura, ya que habitualmente los cambios de temperatura en la roca son insignificantes.

4.2. *Aplicaciones*

El medidor de deformaciones de pilares se puede colocar horizontal o verticalmente, según se explica a continuación.

La aplicación más frecuente de este instrumento es como comprobador de la estabilidad de

los pilares. Para este fin, se perforan agujeros horizontales en el interior del pilar. Se instala el instrumento y se miden los desplazamientos entre un punto de anclaje cercano al centro del pilar y otro punto de anclaje en el borde del mismo. Las lecturas se toman con la periodicidad que se juzgue oportuno en cada caso. La velocidad de expansión lateral de un pilar da una medida muy importante de la estabilidad del mismo, ya que, frecuentemente, cuando se aproxima la rotura de un pilar se forman lascas verticales en los paramentos.

Otra aplicación consiste en colocar varios aparatos en sondeos verticales realizados en el techo de la mina, con anclajes en diferentes horizontes para medir la separación de los estratos en función del tiempo. Normalmente, los anclajes superiores están en el mismo horizonte en cada sondeo, mientras que los anclajes inferiores están situados en diferentes horizontes, utilizando diferentes longitudes de tubo (punto (2) de la *Figura 219*).

5. Instrumento controlador de descensos de techos

5.1. *Descripción del instrumento*

Este aparato consiste en una serie de anclajes de muelles que se colocan a diversas profundidades en un solo sondeo perforado en el techo de la mina. El movimiento del anclaje se transmite al extremo exterior del sondeo mediante un alambre. Las medidas se obtienen con relación al anclaje del extremo exterior del sondeo. Se utiliza un peso de 2,3 kg para mantener el alambre tirante mientras se toman las lecturas. Las lecturas se efectúan en un reloj indicador con graduaciones de 0,025 mm, midiéndose la distancia entre un botón de bronce fijado al alambre y una caperuza de bronce asegurada al anillo anclado en el emboquillamiento del sondeo.

Los componentes del instrumento, cuyo esquema aparece en las *Figuras 220 y 221*, se pueden fabricar fácilmente, excepto los muelles y el reloj indicador.

El anclaje de muelle puede utilizarse en sondeos cuyos diámetros varían entre 31,8 y 44,5 mm. El diámetro del sondeo en el emboquillamiento debe ser de 41,3 mm como mínimo, para anclar el anillo de cobre en dicho emboquillamiento.

Los anclajes, junto con el alambre fijado a los mismos, se empujan hasta la profundidad deseada en el sondeo mediante la herramienta de instalación, tal como se puede ver en la *Figura 221*

Al igual que con el medidor de deformaciones de pilares, normalmente no hay que realizar correcciones de temperatura, ya que los cambios de temperatura en la roca suelen ser insignificantes.

La graduación del cero en el reloj indicador se comprueba simplemente extendiendo completamente el eje del instrumento y anotando la lectura del indicador en ese momento.

5.2. *Instalación*

En la *Figura 221* se indican los pasos a seguir en la instalación del instrumento.

1.° – Se coloca el anillo dentro del sondeo y se ancla en el lugar elegido. Para conseguir un buen anclaje, se puede utilizar una resina de secado rápido. A continuación se quita la tapa del anillo.

2.° – Se empujan los anclajes junto con los alambres hasta la profundidad deseada. Después de instalado cada anclaje se pasa su alambre a través de su correspondiente agujero en la caperuza y se fija y asegura el botón de bronce.

3.° – Cuando todos los anclajes están instalados, los alambres pasados y fijados los botones, se vuelve a colocar y a asegurar la caperuza sobre la parte inferior del anillo.

4.° – Con el instrumento controlador de descensos de techo completamente instalado, se ajustan las posiciones de los botones de bronce de forma que las lecturas del cero en el reloj indicador se sitúen aproximadamente en el centro de la escala. A continuación se anotan las lecturas del reloj indicador para cada uno de los alambres.

5° – Se toman más lecturas con intervalos de tiempo prefijados; así, si aparece una fisura entre los puntos de anclaje 2 y 3, por ejemplo, las lecturas en los puntos 1 y 2 permanecen invariables, mientras que las lecturas en los puntos 3 y 4 cambiarán.

5.3. *Aplicaciones*

La primera aplicación del instrumento de control de descenso de techos es la medida de la separación de los estratos en el techo de la mina, en función del tiempo. En este caso, se coloca un anclaje a bastante profundidad, del orden de 4,5 m. Se colocan otros anclajes a 0,5; 1,5 y 2,5 m o a otras distancias previamente elegidas, de forma que se puedan medir los despegues previstos de los estratos.

Una segunda aplicación del instrumento es el control del hundimiento del techo cuando no se pueden instalar estaciones de medida entre techo y piso, debido a las condiciones poco propicias del piso u otros factores, como paso de maquinaria, etc. En este caso, el anclaje superior más elevado debe situarse fuera de la zona de influencia del hueco.

6. Extensómetros instalados en sondeos

6.1. *Tipos de extensómetros*

Los diversos tipos de extensómetros disponibles en el mercado corresponden a dos modelos principales: extensómetros de alambre y extensómetros de varilla.

Según recientes investigaciones,

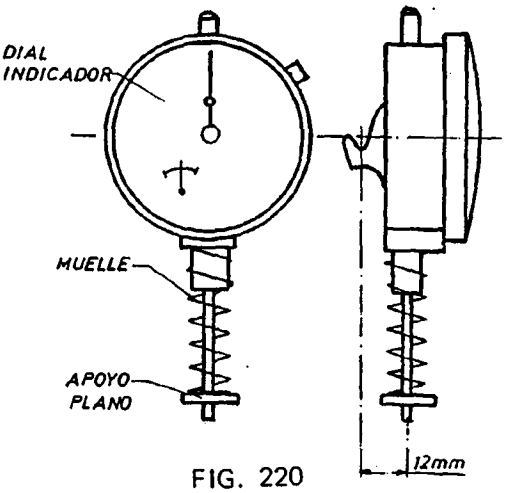


FIG. 220

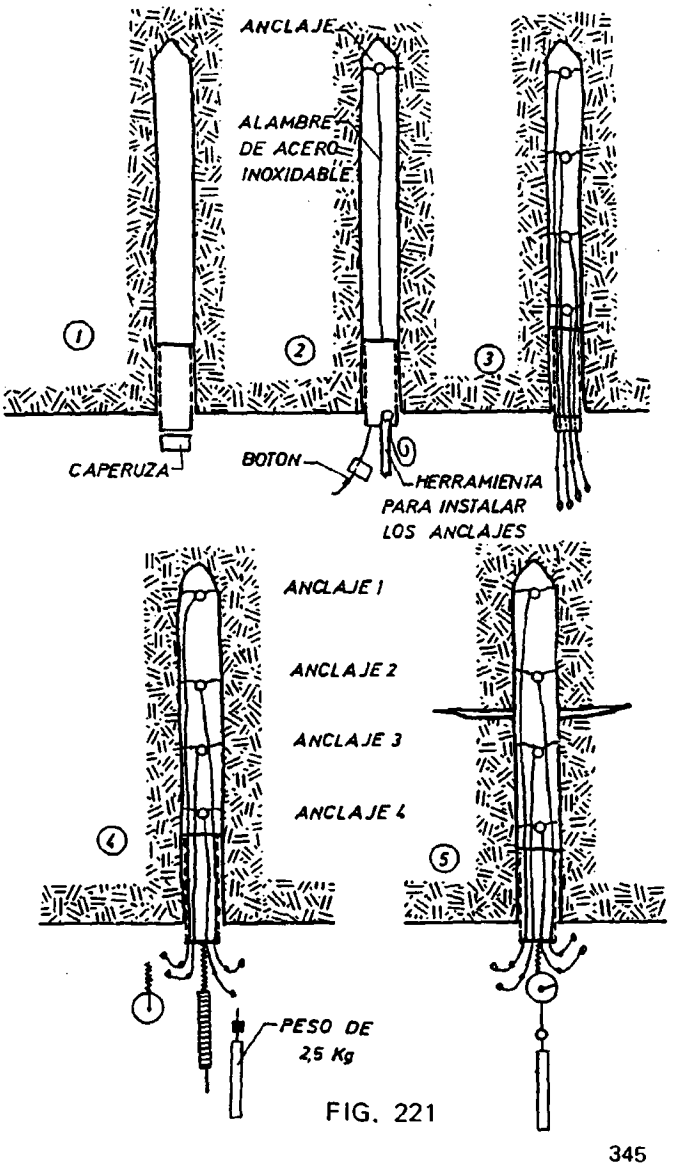


FIG. 221

se prefieren los extensómetros de varilla a los de alambre, ya que aquéllos se pueden utilizar para toda una gama de inclinaciones y profundidades de los sondeos. Sin embargo, hay tres razones fundamentales para utilizar un extensómetro de alambre a profundidad moderada :

Su bajo costo
Se elimina el problema del pandeo que se produce cuando se utilizan muchas varillas
Facilidades de instalación y aplicación

En agujeros profundos, horizontales o inclinados, es preferible utilizar extensómetros de alambre o varillas sometidas a tracción.

Los extensómetros de sondeo constan de :

La cabeza del instrumento
El anillo de anclaje en el emboquillamiento del sondeo
El sistema de anclajes de la parte inferior del sondeo y las varillas o alambre, según el tipo de extensómetro
El cable de señal, cuando la cabeza del instrumento está equipada con una salida para lectura electrónica
El aparato exterior de lectura, bien mecánico o electrónico

6.2. *Forma de ejecutar el sondeo*

La mayor parte de los extensómetros están previstos para ser instalados en sondeos cuyo diámetro nominal varía de 57 a 75 mm.

El tipo de sonda es indistinto; se utiliza perforación con diamante o perforación percusiva, teniendo siempre en cuenta la tolerancia exigida en el sondeo para satisfacer las necesidades de anclaje. Se pueden modificar los diámetros de los sondeos fuera de las medidas standard, modificando las dimensiones del anillo de anclaje en el emboquillamiento y de los anclajes del interior del sondeo.

Los sondeos deben encontrarse bien limpios y libres de trozos de rocas producidos en la perforación. También es importante asegurar el correcto drenaje de los sondeos.

En lo referente a profundidad y orientación de los sondeos, éstos deben alcanzar las zonas del macizo rocoso donde el campo tensional no se ve influenciado por ninguna excavación, con objeto de tener un buen punto de referencia. Los anclajes menos profundos se sitúan en zonas inestables y pueden sufrir desplazamientos de diverso grado y en varias direcciones, en relación a la cabeza del instrumento, al anclaje estable (que es el más profundo) o a los anclajes adyacentes.

Los sondeos deben orientarse de forma tal que el extensómetro mida las componentes axiales de la deformación que son de interés para el estudio del hueco. Por ejemplo, en un túnel la orientación más frecuente es según un plano transversal al eje del túnel. En zonas de falla o planos de discontinuidad, los sondeos se realizan perpendicularmente a los planos, para medir la separación, o bien formando un pequeño ángulo con dichos planos, para medir el desplazamiento cortante.

6.3. *Tipos de anclajes y colocación en el sondeo*

En lo referente al espaciado de los anclajes, viene impuesto por factores geológicos locales, tales como la geometría del macizo rocoso, etc. El anclaje más profundo debe situarse a una profundidad como mínimo de tres veces el diámetro de la cavidad.

En la *Figura 222* se presenta un ejemplo de cómo deben situarse los anclajes del extensómetro. Los datos geológicos del macizo rocoso se obtienen de los mismos sondeos en que posteriormente se instalarán los extensómetros, identificándose de este modo los posibles planos de fractura, que determinan la situación de los anclajes.

Los diferentes tipos de anclajes son los siguientes:

1.- Cuña plana con muelle.

Este tipo de anclaje se utiliza para profundidades inferiores a 90 metros y en zonas donde no se espera que exista flujo de agua (Véase *Figura 223*).

En lo referente a la colocación de estos anclajes, se procede como sigue:

Se mide la profundidad a la que se va a instalar el anclaje mediante las varillas de colocación. Se corta una longitud igual de alambre, o, si el extensómetro es de varilla, se enroscan varillas hasta tener la mencionada longitud. A continuación se fija el anclaje al alambre o a las varillas.

Se introduce el alambre, o las varillas, con el anclaje en el interior del sondeo hasta la profundidad deseada para el anclaje más profundo. Aquí es importante que la herramienta de colocación no gire ni retroceda de forma que pueda quedar desenganchada del anclaje.

A continuación se aprieta el anclaje, retirando la herramienta de colocación unos 30 cm y, luego, tirando del alambre o varilla de medida con una fuerza de 35 a 45 kg, el anclaje no debe deslizar. Por último, se retiran las herramientas de colocación del interior del sondeo.

Se repite así la operación para los restantes anclajes.

Es muy importante que los alambres o varillas no se enreden entre sí. Para evitarlo, los extremos exteriores de las varillas o alambres se fijan a algún objeto firme.

Al finalizar estas operaciones, se pasan los alambres o varillas por el anclaje de la boca del sondeo y se fijan a dicho anclaje.

2.- Cuña plana con muelle y tornillo de fijación.

Este anclaje, basado en el modelo anterior, se puede colocar con mucha más precisión y, además, el tornillo proporciona una fuerza extra de anclaje.

La colocación y fijación de la cuña se lleva a cabo mediante un perno que se gira

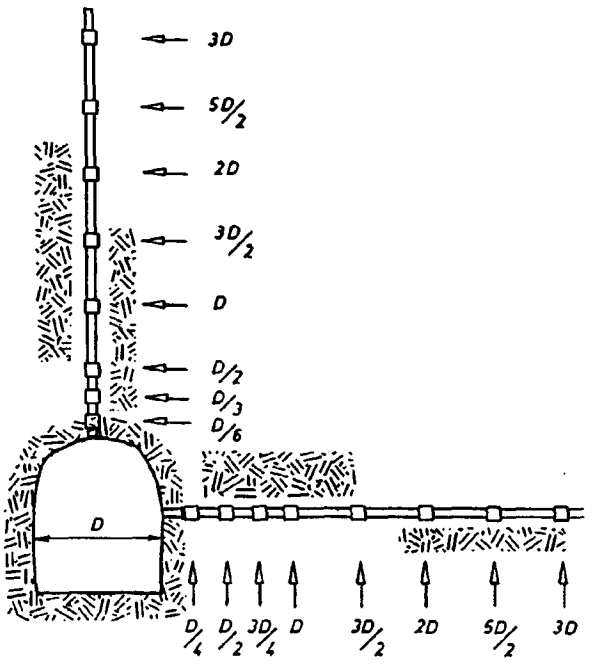


FIG. 222

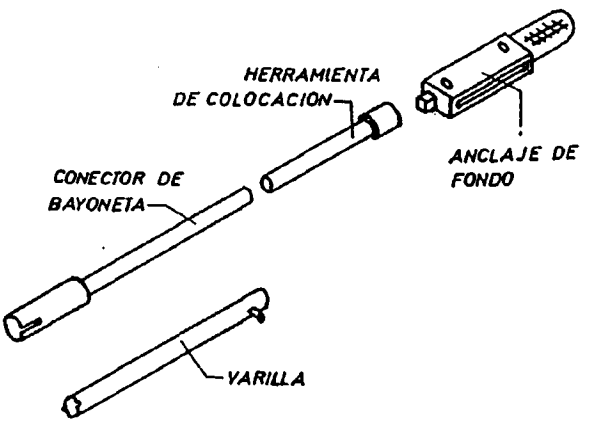


FIG. 223

desde el exterior, regulándose así también la fuerza de anclaje.

Por lo demás, la secuencia de colocación de los anclajes es exactamente igual que en el caso anterior.

3.- Anclaje mecánico (empernado).

Se utiliza en roca sana con extensómetros de varilla o de cable. (Véase *Figura 224*).

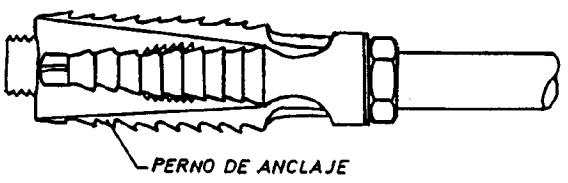


FIG. 224

Para colocar este anclaje, una vez que se ha medido la profundidad a la que va a ser instalado, se desliza por el interior del sondeo el anclaje que va a estar situado más profundo, mediante la herramienta de colocación, de forma que el anclaje esté presionando contínuamente contra las paredes del sondeo. Si el sondeo se ensancha y el anclaje pierde presión contra las paredes del sondeo, se giran las varillas de colocación o de medida en el sentido de las agujas del reloj para apretar ligeramente el anclaje; si el sondeo se estrecha y se bloquea el anclaje, se giran las varillas en el sentido opuesto, hasta que el anclaje pueda seguir deslizándose hasta su posición prevista. La razón de presionar ligeramente el anclaje contra las paredes del sondeo, es evitar el giro cuando se vaya a colocar definitivamente, ya que si esto ocurre, el anclaje no se podrá expansionar.

Finalmente se retiran las varillas de colocación. Se utilizan secciones cada vez más cortas, para ir instalando los anclajes menos profundos. El anclaje de boca del sondeo se expande, utilizando otras herramientas especiales suministradas por el fabricante.

4.- Anclajes con cementado resistente al agua.

Se utilizan en zonas donde existe un flujo de agua excesivo a lo largo del sondeo y también cuando se tiene intención de dejar instalado el extensómetro mucho tiempo.

El inconveniente de este tipo de anclajes radica en la dificultad de realizar el cementado, a menos que se disponga de un equipo especialmente diseñado al efecto, cosa que no es muy frecuente. Por otra parte, cuando la roca es extremadamente débil, el cemento puede ser mucho más resistente que la roca, por lo que puede producirse un despegue entre el cemento y la roca, dejando inutilizado el anclaje.

Hay que hacer notar que los sistemas de anclajes cementados son ligeramente menos sensibles en compresión que en tracción.

Para realizar correctamente los anclajes cementados, el sondeo debe estar bien limpio.

6.4. *Toma de datos e interpretación*

La primera lectura activa de cada elemento se toma como referencia para compararla con las demás lecturas. Esta primera lectura se realiza después de 24 horas de instalado el instrumento, aunque conviene tomar una lectura justo después de instalado el sistema, con objeto de comprobar el buen funcionamiento de todas las conexiones.

La frecuencia con que deben tomerse las posteriores lecturas depende de la variación prevista en las cantidades que serán medidas. Por ejemplo, al estar la deformación de la roca directamente relacionada con el avance del frente de explotación, si se trabaja a 3 relevos, deben realizarse 3 lecturas diarias en cada extensómetro. Esta frecuencia de lecturas se disminuye cuando el frente se va alejando del extensómetro y cuando se observa que el hueco excavado tiende a ser estable.

Los datos obtenidos de las lecturas de los extensómetros se utilizan para obtener el desplaza-

miento de la cabeza del instrumento con respecto a cada anclaje, el desplazamiento de cada anclaje con respecto al anclaje más profundo y a la aceleración de la deformación de la roca entre anclajes adyacentes y entre el anclaje más profundo y la cabeza del instrumento. También se pueden calcular otros parámetros con los datos disponibles, según las necesidades existentes.

Una vez obtenidos los desplazamientos relativos después de cada lectura, se trazan una serie de curvas; la curva más significativa es la que relaciona el desplazamiento del anclaje en función del tiempo.

Los desplazamientos se refieren al anclaje estable, que puede ser el más profundo o bien la cabeza del instrumento. En la misma hoja se trazan los movimientos de todos los anclajes en función del tiempo; de esta forma se puede ver fácilmente si los anclajes se están desplazando, si este desplazamiento se va acelerando y también se puede observar la situación de las zonas donde se producen los mayores desplazamientos.

En lo referente a la interpretación de los datos, cuando las deformaciones van siendo menores, se tiende a la estabilización del hueco; ocurre lo contrario cuando la aceleración de la deformación aumenta, tendiéndose en este caso a la rotura o colapso del hueco; esto último también puede ocurrir con una velocidad de deformación constante, es decir, con aceleración nula.

6.5. *Fuentes de error del instrumento*

Los errores más frecuentes se producen como resultado de los desperfectos mecánicos producidos en la cabeza del instrumento, en el reloj indicador, en el cable de señal o en los cables de conexión. La inutilización prematura del reloj indicador y de los cables de señal o conexión, tiene lugar a causa de acumulaciones de polvo, hielo y humedad en las conexiones.

Las variaciones de temperatura producen en general pequeños errores. Sin embargo, a veces la variación de temperatura puede ser tal que obligue a realizar la corrección adecuada; esta corrección no se puede definir con precisión; por este motivo, se utiliza el factor de calibración, que reduce las medidas realizadas con temperaturas superiores a la standard y aumenta las medidas realizadas con temperaturas inferiores a la standard. En la mayoría de los casos se toma la temperatura standard como el promedio de la temperatura estable en la zona donde está instalado el extensómetro.

7. Células de carga y células de presión

7.1. *Células de carga*

7.1.1. *Tipos e instalación*

Las células de carga se fabrican en dos modalidades: células huecas y células macizas. Ambos tipos consisten en uno o más cilindros que deben soportar la carga que va a medirse. Las tensiones en los cilindros se controlan utilizando resistencias extensométricas o bien un sistema de cuerda vibrante o un transductor inductivo, que dan lecturas proporcionales a las cargas aplicadas.

Las medidas se pueden leer en el mismo punto donde está colocada la célula o bien a cierta distancia. Al primer tipo corresponden las células de lectura mecánica u óptica, que son bastante simples. Al segundo tipo corresponden las células de carga hidráulicas o eléctricas. Las células hidráulicas contienen una cápsula hidráulica sellada, con medidor de presión interna del fluido. Las células de carga mecánicas y ópticas son más baratas y robustas que las eléctricas, aunque su precisión es menor; por este motivo, se utilizan en el empernado, donde la presión no es muy importante y además se utilizan en gran número. Sin embargo, se puede conseguir muy buena precisión utilizando

una placa curvada con dos pletinas rígidas de acero. La compresión de la placa curvada se mide con un comparador de esfera en tres lugares alrededor de la célula. La carga que se va a medir debe estar bien centrada a lo largo del eje de la célula. Para evitar la transmisión de momentos flectores a la célula, se utilizan asientos esféricos.

Por último, se puede mencionar la célula de carga fotoeléctrica para pernos, que consiste en una serie de discos de vidrio sobre los que actúa diametralmente la carga que va a ser medida. Al ser observados los discos con luz polarizada se puede ver una determinada distribución de franjas coloreadas que indican la magnitud de la carga aplicada según su espaciamiento y color.

Las células de carga se instalan con las bases paralelas a las supercicies donde se quiere medir la carga. Los cables de señal deben estar bien protegidos para evitar posibles daños en los mismos.

La mayoría de las células electrónicas están calculadas para que las variaciones de temperatura no distorsionen los resultados, aunque cuando se preven variaciones muy amplias de temperatura entre la temperatura de calibración (21° C) y la temperatura media de operación, hay que calibrar las células para la temperatura de operación, por lo menos 8 horas antes de realizar las lecturas.

Los platos de carga que se colocan a ambos lados de la célula deben ser lo suficientemente rígidos y resistentes para que no se doblen o rompan cuando la carga actúa sobre ellos.

7.1.2. *Toma de datos e interpretación*

Las lecturas se anotan en unos impresos que vienen divididos en columnas donde figuran la fecha, hora, situación del frente con respecto a la estación de medida, el número de serie de la unidad de lectura y las iniciales del técnico que toma las lecturas. Es conveniente también dibujar un esquema de la situación de la célula con el número de serie de la misma.

Los valores reales de las cargas se determinan de la siguiente forma :

Se toma una lectura en la célula justo antes de su colocación, cuando la célula no está sometida a carga alguna. Es la llamada lectura cero, que se toma como base de cálculo para el resto de lecturas.

El aumento de la carga hace que la nueva lectura esté desplazada en sentido positivo. La variación de la lectura, una vez aplicado el factor de calibración de la célula de carga, indica la magnitud de la carga aplicada.

7.1.3. *Fuentes de error del instrumento.*

El primer error importante puede tener su origen en variaciones de la longitud de los cables de señal de la célula de carga. Con longitudes moderadas de cables, del orden de 4 ó 5 metros, los errores aparecen como una desviación del cero en la escala de lectura, siendo despreciable la variación de la pendiente de la curva de calibración.

El error del cero puede determinarse tomando una lectura de la célula de carga antes de cambiar la longitud del cable de señal, otra lectura después del cambio de la longitud del cable de señal, anotando la diferencia entre ambas lecturas. Estas diferencias anotadas se utilizan como corrección de datos. Las correcciones se realizan individualmente en cada célula.

El error por desviación del cero producido por el mantenimiento y reparación de los cables de señal de la célula de carga, suele ser insignificante; sin embargo, cuando se sustituye una parte importante del cable de señal, hay que retirar la célula de carga y volverla a calibrar de nuevo.

7.2. *Células de presión*

7.2.1. *Tipos e instalación*

Las células de presión que se describen en este apartado son del tipo hidráulico, neumático

o eléctrico. Las células hidráulicas y neumáticas, o células de presión Gloetz, constan de un gato plano conectado a un transductor hidráulico o neumático respectivamente. El gato plano está formado por dos planchas de metal muy delgadas, soldadas alrededor de su perímetro y rellenas con aceite o mercurio. El fluido seleccionado depende del tipo de terreno en el que se va a instalar la célula. La compresibilidad de la célula (es decir, del líquido de su interior), debe ser análoga a la del material circundante para que la tensión transferida a la célula sea aproximadamente igual a la que actúa en sus proximidades. En rocas o en hormigón la célula debe ser relativamente rígida y se rellena con mercurio; cuando se trata de suelos, la célula se rellena con acéite. Si la célula es más rígida que el material donde está instalada, la presión registrada por la célula será mayor que la realmente existente. El volúmen de fluido contenido en la célula tiene un valor muy crítico. En las células colocadas en roca o en hormigón el volúmen de fluido debe ser el mínimo necesario para que las dos caras del gato plano estén separadas únicamente por una cantidad pequeña de fluido.

El gato plano se conecta a un transductor con un corto tubo metálico y el transductor al panel de medida mediante dos tubos flexibles de plástico. El fluido que se inyecta al transductor para la lectura debe ser aire o una mezcla de acéite hidráulico y keroseno. El aire tiene la ventaja de ser más limpio y barato y además no hay que hacer ninguna corrección por la diferencia de presión debida a las distintas alturas de la célula de presión y el instrumento de lectura. El inconveniente que presenta el aire es la respuesta lenta obtenida, debido a su compresibilidad; por este motivo, los transductores neumáticos se utilizan cuando la longitud de la tubería que va al panel de medida es menor de 500 m. Para la lectura neumática se utiliza una pequeña botella recargable de aire comprimido, mientras que para la lectura hidráulica se emplea una bomba manual hidráulica y un depósito de aceite.

La célula se instala en el punto donde se va a realizar la medida de presión, antes de verter el hormigón o colocar el hormigón proyectado en un túnel. Hay que asegurar un contacto contínuo y uniforme entre el gato plano y el material circundante. Cuando el cemento ha fraguado, la presión de terreno ejercida perpendicularmente al gato plano será igual a la presión hidráulica del fluido de su interior. La presión del fluido se mide por la aplicación de una presión de aire o de acéite a uno de los dos tubos que conectan el transductor hidráulico con el panel de medida. Cuando la presión que se aplica es suficiente para equilibrar la de la célula, se registra en el panel de medida un flujo de aire o acéite y así la presión aplicada será igual a la de los terrenos circundantes.

Cuando la célula Gloetz se instala en hormigón, debe ir provista de un tubo compensador para contrarrestar la contracción que se produce en el hormigón durante el fraguado. Las lecturas de los dos primeros días no se tendrán en cuenta, ya que las reacciones químicas que se producen durante el fraguado son exotérmicas.

En cuanto a las células de presión eléctricas, las más usuales son las que utilizan el principio de la cuerda vibrante. La célula consiste en dos planchas circulares de acero que forman sendos diafragmas. En la cara interna de cada diafragma se montan pilares de metal. La presión de la roca en las caras externas de la célula origina una pequeña rotación angular de los pilares, poniéndose de este modo en tensión una cuerda vibrante. Cada una de las dos caras de la célula actúa como un mecanismo de medida. La célula va conectada al panel de medida mediante cables eléctricos.

7.2.2. *Fuentes de error en las medidas*

Como consecuencia de cambios de temperatura, las células pueden registrar cambios de presión que realmente no existen. En las zonas donde la variación de temperatura sea perceptible, hay que instalar controles de temperatura junto a las células, tales como termopares, que permiten realizar las correcciones por temperatura a los valores de presión registrados.

En la práctica esta operación es difícil, por lo que se recomienda realizar un cuidadoso posicio-

nado de las células y un aislamiento de las superficies expuestas.

Las lecturas de los dos primeros días no se deben tener en cuenta, como se ha indicado anteriormente.

8. Medidas de cambio tensional. Inclusiones rígidas.

8.1. *Tipos de instrumentos.*

Se han desarrollado una serie de instrumentos de medida cuyas características difieren según la forma de medir las tensiones en la inclusión.

El instrumento que utiliza el National Coal Board está formado por un cilindro de bronce dividido longitudinalmente en dos mitades para instalar entre ellas dos bandas extensométricas cementadas en una pequeña cavidad de una de las mitades. Las generatrices del cilindro convergen ligeramente para que éste se pueda ajustar fuertemente a un sondeo en el que se ha cementado resina epoxy. El instrumento mide los esfuerzos en dirección normal a la sección longitudinal del cilindro de bronce.

Otro instrumento es el diseñado por Potts y Tomlin, que consta de dos cuñas entre las que se aloja un cilindro con una cavidad en forma de lámina que está llena de aceite,que transmite su presión al estar sometido a una carga el elemento de medida.

Se han desarrollado también cilindros huecos de material de alta resistencia dentro de los cuales está situada diametralmente una cuerda vibrante con la que se mide la deformación mediante su frecuencia de resonancia. La cuerda vibrante se orienta en la dirección en la que se van a medir las tensiones.

Se pueden utilizar por último células de presión planas cementadas "in situ" o en cápsulas con mortero de cemento y arena hasta obtener un cilindro de 2,25 pulgadas de diámetro y 8 pulgadas de longitud. Durante su instalación se bombea fluido a la célula hasta alcanzar una presión determinada. Al aumentar o disminuir las tensiones variará la presión del fluido.

Las inclusiones rígidas, dentro de ciertos límites, permiten la determinación directa de tensiones sin necesidad de conocer los valores de las constantes elásticas. Para este fin, es necesario una calibración previa en el mismo tipo de roca donde se van a realizar las medidas. Sin embargo, sólo se pueden determinar tensiones relativas, ya que al estar la inclusión cargando fuertemente sobre la roca, al sobreperforar para obtener las tensiones absolutas el cilindro de roca se rompería. Por otra parte, solo se pueden medir tensiones en una sola dirección.

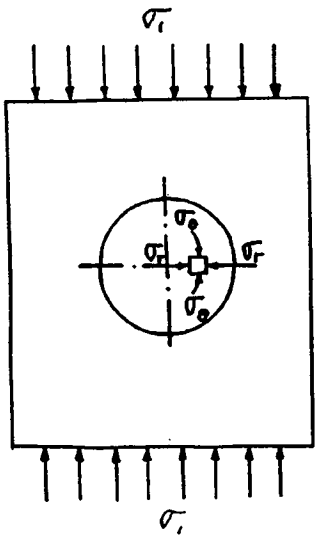


FIG. 225

8.2. *Determinación de la tensión* σ_1

Se considera una inclusión circular elástica de radio R, (Véase *Figura 225*), sometida a una tensión vertical σ_1. A una distancia r del centro de la inclusión, las tensiones radial y tangencial σ_r y σ_θ respectivamente, tienen el siguiente valor :

$$\sigma_\theta = \frac{\sigma_1}{2}\left[\beta - 3\gamma\left(\frac{2\,r^2}{R^2} - 1\right)\right] \qquad (3)$$

$$\sigma_r = \frac{\sigma_1}{2}(\beta - 3\gamma) \qquad (4)$$

donde :

$$\beta = \frac{2\,(E/E')\,(1-\mu')}{(E/E')+[(\mu+1)\,(1-2\,\mu)/(\mu'+1)]}$$

$$\gamma = \frac{4\,(E/E')\,(1-\mu')}{(E/E')\,(5-6\,\mu')+[(1+\mu)\,(3-2\,\mu)/(\mu'+1)]}$$

E' y μ' son respectivamente el módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson de la inclusión y E y μ los de la roca.

Cuando $E/E' > 5$, β y γ son constantes independientes de μ y μ'. En ese caso $\sigma_\theta/\sigma_1 = 2{,}2$ y $\sigma_r/\sigma_1 \simeq 0{,}2$ en el centro de la inclusión. Por consiguiente, el valor de σ_1 se obtiene directamente midiendo las tensiones en el centro de la inclusión.

Si el sistema de tensiones a que está sometida la inclusión es biaxial, siendo σ_1 y σ_2 las tensiones, en el centro de la inclusión aparecerán unas tensiones cuyo valor es el siguiente :

$$\sigma'_1 = k_1\,\sigma_1 + k_2\,\sigma_2 \qquad (5)$$

$$\sigma'_2 = k_1\,\sigma_2' + k_2\,\sigma_1 \qquad (6)$$

donde :

$$k_1 = \frac{1}{2}(\beta + 3\gamma)$$

$$k_2 = \frac{1}{2}(\beta - 3\gamma)$$

En este caso, si $E/E' > 2$, la tensión en la inclusión es proporcional a la tensión en el terreno independiente de los módulos de elasticidad y de Poisson.

9. Microsismos

Antes de producirse una caída de una roca o una rotura, existe una primera fase en la que se producen ruidos que solamente son audibles mediante geófonos y equipos de amplificadores con auriculares. Estos ruidos preceden a otros ruidos de mayor entidad que en ciertas ocasiones son perfectamente audibles y suelen ser el preludio de caídas de roca.

El método microsísmico para la determinación de las tensiones en la roca se basa en que la velocidad de propagación de una onda esférica a través de una roca es función de las propiedades elásticas de la roca, Obert & Duvall (47).

En un material linealmente elástico las propiedades elásticas son independientes del estado de tensiones; en este tipo de material la velocidad de propagación es constante. Sin embargo, ningún material es perfectamente elástico. Por este motivo, las propiedades elásticas son función de las tensiones aplicadas, y por lo tanto también lo es la velocidad de propagación.

Se han realizado bastantes ensayos con este método para determinar las tensiones absolutas estableciendo una relación entre la tensión aplicada y la velocidad de propagación para varios tipos de roca, pero no se han conseguido resultados aceptables. Sin embargo, los registros repetitivos de velocidades de propagación pueden ser bastante efectivos para detectar las variaciones de las tensiones cuando se realizan excavaciones subterráneas.

Cuando se realizan investigaciones detalladas, se utiliza algún equipo de grabación o registro, determinándose así las amplitudes de los impulsos sísmicos.

Para determinar las zonas inestables, se sigue uno de los dos siguientes procedimientos :

– Se va desplazando el geófono para determinar el punto o zona de mayor amplitud de impulsos.
– Se utilizan una serie de geófonos fijos colocados en las proximidades de la zona supuestamente inestable, registrándose simultáneamente las medidas en todos ellos y determinándose el punto o zona que da mayor amplitud de impulsos. Con este segundo procedimeinto, al no ser necesario mover los geófonos, se evita el peligro de entrar en zonas inestables.

10. Estratoscopio

El estratoscopio es un instrumento diseñado para realizar observaciones visuales y fotografías en el interior de sondeos para localizar las zonas de roca competente e incompetente y los planos de discontinuidad.

Consta de un pequeño telescopio con un retículo calibrado, un foco luminoso para iluminar el interior del sondeo y un par de prismas para dirigir la luz. También posee un dispositivo para adaptar una cámara fotográfica.

Con objeto de realizar observaciones más precisas, se prefiere los sondeos realizados con corona de diamante, ya que las paredes interiores quedan muy suaves, siendo más sencilla la localización de las discontinuidades geológicas.

11. Movimientos de superficie por topografía

Para detectar los movimientos producidos en superficie por una excavación subterránea mediante técnicas topográficas, en primer lugar hay que establecer una serie de puntos de estación y medir la magnitud y dirección del movimiento en cada una de estas estaciones.

Para que las estaciones de medida permanezcan durante cierto tiempo en el mismo punto donde se situaron al principio de la campaña de medidas, es necesario colocar en cada estación un redondo de acero de 0,5 a 1 m de longitud, o bien un dado de hormigón de 0,30 m de lado con una varilla en su cara superior.

Las estaciones de medida se establecen a lo largo de líneas paralelas y perpendiculares a la zona en estudio, tal como se indica en la *Figura 226*

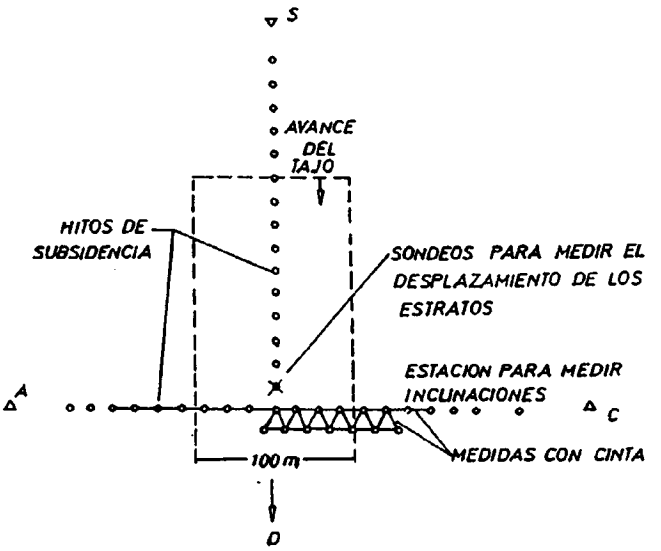


FIG. 226

También hay que fijar una serie de estaciones de medida fuera de la vertical de la excavación subterránea para tener unos puntos fijos que puedan servir de referencia.

11.1. *Movimiento horizontal*

Determinando exactamente la posición de las estaciones próximas, se obtienen las deformaciones horizontales en superficie.

La distancia entre estaciones se mide mediante cintas métricas, extensómetros o medidores electrónicos de distancia. Los ángulos se miden con un teodolito de 0,5 segundos de sensibilidad.

Le deformación horizontal, determinada la situación de estaciones próximas, se puede obtener por el método de la intersección. La estación M se observa desde otras dos estaciones A y B. (Véase *Figura 227*).

Las distancias a y b se obtienen por el teorema de los senos:

$$\frac{\text{sen A}}{a} = \frac{\text{sen M}}{c} = \frac{\text{sen B}}{b}$$

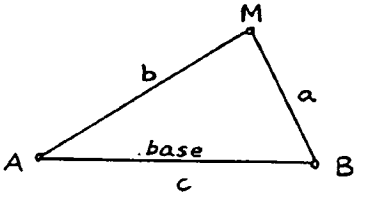


FIG. 227

11.2. *Movimiento vertical*

El movimiento vertical se determina por métodos de nivelación, con un nivel o un taquímetro.

Con el nivel se puede utilizar la técnica de nivelación diferencial, que consiste en determinar la diferencia de cotas entre dos puntos. Este procedimiento se va realizando sucesivamente entre cada dos puntos del perfil de hundimiento. También con el nivel se puede utilizar el método de perfil de nivelación; en este caso, se procede como sigue: se fija un plano de referencia horizontal y se miden las cotas de las distintas estaciones respecto a dicho plano colocando la mira sobre cada una de ellas.

11.3. *Pendiente*

La pendiente se puede determinar a partir del perfil de hundimiento, o también, se puede medir con un inclinómetro. El inclinómetro se coloca sobre unos puntos acoplados permanentemente a la estación de medida. Consiste en una placa triangular que tiene 3 tornillos micrométricos espaciados según ángulos de 120°. La placa tiene un nivel de burbuja para su nivelación.

La pendiente se determina dividiendo las lecturas de ajuste obtenidas con los tornillos micrométricos en las sucesivas medidas por la distancia entre los tornillos.

CAPITULO XII
RECOMENDACIONES

A lo largo de este trabajo se han expuesto en primer lugar, los métodos de explotación que más se utilizan actualmente en la minería mundial y se ha hecho referencia muy especialmente a los empleados en las minas metálicas subterráneas españolas. Al contrario de lo que se observa en algunos tratados, la exposición se ha realizado de forma lógica, pues, antes de describir los métodos, se han dado los criterios necesarios para su elección, es decir, para determinar cual es el más adecuado para cada tipo de yacimiento.

En cada uno de los métodos de explotación descritos, se han expuesto los problemas que plantea el dimensionado de la mina y lo que la mecánica de rocas puede aportar a su solución.

La parte propiamente dicha de mecánica de rocas, se ha iniciado con una presentación de la metodología que debe seguirse para la aplicación de esta técnica al dimensionado de minas metálicas subterráneas.

En síntesis, la forma correcta de proceder consiste en la realización de tres modelos: geológico, geotécnico y matemático, y en comprobar, finalmente, las conclusiones del estudio mediante medidas de las tensiones y deformaciones en la estructura subterránea, una vez puesta en marcha la mina. El resto del trabajo realizado ha consistido en explicar, con todo el detalle que se ha creido necesario, cómo se debe construir cada uno de estos modelos.

Sólo nos queda, pues, para terminar nuestro estudio, hacer unas recomendaciones a los mineros metálicos españoles. Estas recomendaciones se presentan a continuación.

1.– No debe decidirse una explotación de un criadero metálico, antes de conocerlo perfectamente. Por ello es imprescindible el estudio geológico, geomecánico y económico del mismo.

1.1. Deberán aprovecharse los datos del estudio geológico previo, para realizar simultáneamente un estudio geomecánico simple del macizo rocoso, evitando la repetición de operaciones.

2.– Si estos estudios previos suministran datos optimistas sobre las posibilidades del criadero, se puede pasar al estudio de viabilidad del mismo. En esta segunda fase se procede a intensificar la toma de datos, necesarios para el mejor conocimiento del criadero desde el punto de vista geológico, geotécnico, económico y minero.

2.1. Al mismo tiempo, y con los resultados de este estudio de viabilidad, debe procederse a la selección del método más apropiado.

Es recomendable en esta fase, no escatimar tiempo ni medios, en la toma de datos, necesario para la decisión final. Está ampliamente demostrado en la práctica, que el rigor, en esta fase previa, es ampliamente rentable.

3.– La segunda fase nos ha conducido a seleccionar un método, y en muchos casos dos, como más adecuados para la explotación del criadero. Procede entonces, en una tercera fase, realizar el proyecto, o proyectos, que nos presenten, con todo detalle, el método definitivo que se va a emplear.

3.1. En este proyecto deben considerarse, con detalle, los sistemas mineros que se van a utilizar

realizando la selección de los medios de arranque, transporte, control de huecos, elementos auxiliares y de seguridad. Para completar el proyecto, se intensificará la toma de datos y los estudios geotécnicos.

3.2. Con los estudios geotécnicos se decide el dimensionado de cavidades y, en su caso, de los pilares o macizos de protección, la orientación de arranque para mejorar su eficacia, la gestión de galerías para situarlas en las mejores condiciones y elegir los sistemas de sostenimiento, y la protección de la superficie, en los casos que proceda, etc.

4.– Cumplidas las fases anteriores, se inicia la preparación y explotación del criadero, para lo cual debe realizarse una planificación detallada de la ejecución del proyecto, en todas sus fases.

4.1. Simultáneamente se realizará un seguimiento geomecánico de las labores mineras. Este permite, además de conocer el comportamiento del macizo rocoso, al avanzar la explotación, tomar datos que permiten completar y, en su caso, corregir los del estudio inicial.

Este seguimiento se consigue con la adecuada instrumentación, que debe estar prevista en el proyecto y en la planificación.

5.– Aunque el método mejor será el que resulte de los estudios indicados en las anteriores conclusiones, queremos exponer también, como consecuencia de los métodos descritos, los que son considerados como mejores con carácter universal.

5.1. De los métodos con sostenimiento natural los preferidos son el de "cámaras y pilares", para yacimientos tabulares, horizontales, de mineral pobre, como hierro y rocas impregnadas con mineral de poca ley. En los demás casos, y con pendientes de más de 30°, se prefiere el método de "cámaras vacías, con barrenos largos".

5.2. Cuando se necesita sostenimiento artificial en filones verticales o en masas, se prefiere el método de "rebanadas horizontales ascendentes rellenas"; pero si los hastiales y las características del filón lo permiten, está también muy extendido el método de "cámaras almacén".

5.3. Entre los métodos de hundimiento, el más generalizado internacionalmente es el de "niveles hundidos", para filones o masas potentes, pendiente fuerte, mineral estable y techo que siga bien, en su hundimiento, a las voladuras del mineral.

Cuando el mineral sea friable, o esté muy resquebrajado por minados anteriores, se prefiere emplear el "bloque hundido".

5.4. Para completar lo anterior, se añade una relación comparativa, actual, de los rendimientos de los métodos más corrientes

METODO	RENDIMIENTOS Normal	Máximo	
Cámaras y pilares	30 – 50	50 – 70	t.h.r.
Niveles hundidos	20 – 40	40 – 50	"
Bloque hundido	15 – 40	40 – 50	„
Cámaras vacías	15 – 30	30 – 40	„
Rebanadas rellenas	10 – 20	20 – 40	„
Cámaras almacén	5 – 10	10 – 15	

6.– Las explotaciones por cámaras y pilares y por cámaras vacías con barrenos largos no presentan actualmente, en la mayoría de los casos, otro problema que la determinación de la estabilidad de los techos y resistencia de los pilares. Esta última cuestión resuelta a nivel teórico, requiere a nivel práctico, para ser aclarada, un gran número de ensayos de compresión simple. Estos ensayos deben realizarse con probetas de diferentes anchuras (superiores a 50 mm) y alturas, y el análisis de los resultados debe llevarse a cabo mediante la técnica de correlación multivariable.

El diseño de los techos, salvo en el caso de terrenos estratificados y poco o nada fracturados,

en el que se aplican las teorías de las vigas o placas, se realiza, normalmente, de forma empírica.

7. En las explotaciones por niveles y bloques hundidos, el problema geotécnico básico consiste en predecir el comportamiento del hundimiento. Este tema no ha encontrado, hasta ahora, una solución rigurosa. El enfoque que le han dado los especialistas presenta dos facetas distintas, por un lado, se hacen cálculos de la distribución de tensiones y por otro se intenta valorar las propiedadades del mazico rocoso mediante clasificaciones geomecánicas. Al no haberse conseguido dar una respuesta razonablemente precisa al problema, aconsejamos que los estudios teóricos sean realizados o supervisados por técnicos con gran experiencia en explotaciones por hundimiento.

8.– Las explotaciones por rebanadas rellenas y cámaras almacén no presentan problemas de dimensionado, en general. La dificultad que se plantea, normalmente, es el control del cielo y hastiales de la cámara. Este control requiere el conocimiento de la distribución de tensiones y de la resistencia del macizo rocoso. El primero de estos temas puede ser resuelto con suficiente exactitud por los modelos numéricos existentes, pero el segundo requiere fuertes dosis de empirismo.

Hay que tener en cuenta, sin embargo, que el control de la estabilidad del cielo y hastiales se ejerce con procedimientos, como: bulones, anclajes o pilares poste, que pueden utilizarse con mucha flexibilidad, lo que permite, dentro de ciertos límites, corregir errores iniciales de diseño. No obstante, también en este tipo de explotaciones, cuando se dan situaciones adversas, como explosiones de roca o anchuras superiores a las críticas, conviene que el diseño de la mina sea realizado por técnicos de experiencia probada en la aplicación de la mecánica de rocas al diseño de este tipo de explotaciones.

(1) C.E. GREGORY, 1980, A concise History of Mining, Ed. Pergamon Press.
(2) R.Q.K. MORRISON, 1976, A Philosophy of Ground Control, Ed. McGill. Un
(3) A.B. CUMMINS, 1973, Mining Engineering Handbook, Ed. AIME.
(4) NICHOLAS Y J. MAREK, cap. 62. Call. The Feasibility Study.
(5) L.J. THOMAS, 1973, An Introduction to Mining, Ed. Hicks Smith/Sons
(6) AIME, 1982, Underground Mining Methods, Ed. W.A. Hustrulid
(7) P. STASSEN, 1981, Methodes D'Exploitation, V.2. Ed. Universite de Liege.
(8) S. BORISOV y otros, 1976, Labores Mineras, Ed. MIR. Moscú
(9) Revista-Junio, 1978. Engineering Mining Journal
(10) Revista, 1975, Febrero, Annales des Mines de Belgique
(11) Trabajo 2.1.16 – 1980, Jornadas Mineras de Huelva
(12) Revista, 1979, Abril, Mining Magazine
(13) Revista, 1980, Mayo, World Mining
(14) Revista, 1980, Noviembre, Mining Engineering
(15) AIME, 1981, Design and Operation of Caving and Sublevel Stoping Mines – Cap. 38
(16) Trabajo 2-1-05, 1980, Jornadas Mineras de Huelva
(17) E/MJ, 1978, Operating Handbook of Mineral Underground Mining, Ed. McGraw Hill
(18) Revista, 1978, Febrero, Mining Engineering
(19) Revista, 1980, Abril, World Mining
(20) XII°, 1972, Comité de Minería, Lima
(21) Revista, 1980, Julio, Industrie Minerale
(22) Revista, 1981, Novbre. Industrie Minerale. Les Thecnique
(23) Revista, 1980, Enero, Mining Magazine
(24) Revista, 1979, Octubre, Mining Engineering
(25) THOMAS y otros, 1979, Fill Tecnology, Ed. Int. Academic Services
(26) RAMIREZ OYANGUREN, P., 1981, Técnicas Modernas para el Dimensionado de Minas Metálicas Subterráneas. Simposio sobre el uso industrial del subsuelo. Madrid
(27) ISRM, 1978, Commission on Standardization of Laboratory and Field Tests. Suggested Method for the Quantitative Description of Discontinuities in Rock Masses. Int. J. Rock Mech. Min. Scie. & Geomech. Abstr. Vol.15
(28) BROWN E.T., 1981, "Rock Characterization, Testing and Monitoring" ISRM. Imperial College of Science and Technology, Londres
(29) RAMIREZ P. Y LANCHA E., 1979, Propiedades Mecánicas de las Rocas y de los Macizos Rocosos. Fundación Gómez-Pardo. E.T.S. Ingenieros de Minas. Madrid
(30) SZECHY K. 1967, The Art of Tunnelling. Academiai Kiado. Budapest
(31) CANMET, 1977, Groundwater. Pit Slope Manual. Minister of Supply and Services. Canadá
(32) RAMIREZ OYANGUREN, P. 1980, Diseño de Taludes en Rocas Competentes. Fundación Gómez-Pardo, E.T.S. Ingenieros de Minas. Madrid
(33) McCLINTOCK F.A. Y WALSH J.B., 1982, Friction on Griffith Cracks Under Pressure. Fourth U.S. National Congress of Appl. Mech. Proc.
(34) JAEGER J.C., 1969, Fundamentalof Rock Mechanics, Methuen and Co. Ltd. London
(35) BRAY J.W., 1967, A Study of Jointed and Fractured Rock, Rock Mech. and Engr. Geol. Vol. 5, nums.2 y 3
(36) PANEK J.A., 1979, Estimating Mine Pillar Strength from Compression Tests. Society of Mining Engineers of AIME. Transactions vol.268, 1749. New Orleans, LA. U.S.A.
(37) LANGHAAR, H.L., 1951. Dimensional Analysis and Theory of Models. John Wiley, New York
(38) FISHER, R.A., 1951, The Design of Experiments. 6th ed. Oliver and Boyd, Edimburgh and London
(39) GRIFFITH, W. 1924, Theory of Rupture. Proc. First International Congress Applied Mechanics. Delft. 55-63
(40) HOEK E. and BROWN E.T., 1980, Underground Excavations in Rock. Institution of Mining and Metallurgy, London

(41) DRUKER D.C. and PRAGER W. 1952 Soil Mechanics and Plastic Analysis or Limit Desing. Brown University.
(42) GOODMAN R.E. and OHNISHI Y. 1973 Undrained Shear Testing of Jointed Rock. Rock Mechanics. vol. 5.
(43) BARTON Y CHOUBEY, 1974, A review of the Shear Strength of Filled Discontinuities in Rock, Ed. E. Broch
(44) LADANYI Y ARCHAMBAULT, 1972, Evaluation de la Résistance au Cisaillement d'unMassif Rocheux Fregmenté. Int. Geol. Cong. Montreal
(45) GOODMAN, R.E., 1976, Methods of Geological Engineering. West Publishing Company. U.S.A.
(46) HAST, N., 1958, The Measurement of Rock Pressure in Mines, Sver. Geol. Unders. Arsb 52, 3,183.
(47) OBERT, L. and DUVALL, W., 1967, Rock Mechanics and the Design of Structures in Rock. John Wiley and Sons Inc., New York, London, Sydney
(48) ROCHA M. and SILVERIO A. 1969, A New Method for the Complete Determination of the State of Stress in Rock Masses. Geotechnique 19. núm. 1. Revista
(49) RAMIREZ OYANGUREN, P. 1980, Dimensionado del Sostenimiento en Galerías y Túneles. Fundación Gómez-Pardo. E.T.S. Ingenieros de Minas. Madrid
(50) MORENO TALLON E., 1981, Las Clasificaciones Geomecánicas de las Rocas, aplicadas a las Obras Subterráneas. EPTISA, Estudios y Proyectos Técnicos Industriales. Madrid
(51) TERZAGHI K., 1946, Rock Defects and Loads on Tunnel Supports. Commercial Shearing and Stamping Co., Ohio, U.S.A.
(52) MERRIT, A.H., 1968, Geological Predictions for Underground Excavations. North American rapid excavations and tunnelling conference. Chicago
(53) SJOGREN, B., 1979, Seismic Classification of Rock Mass Qualities. Geophysical prospecting. núm. 27.
(54) BARTON, LIEN AND LUNDE, 1974, Engineering Classification of Rock Masses for the Design of Tunnel Support. Rock Mechanics. 6
(55) BARTON N., 1976, Recent Experiences with the Q-System of Tunnel Support Design. Proceedings with the Symposium of Exploration for Rock Engineering. Johannesburg
(56) BIENIAWSKI Z.T., 1976, Rock Mass Classifications in Rock Engineering. Proceedings of the Symposium of Exploration for Rock Engineering. Joannesburg
(57) BIENIAWSKI Z.T., 1979, The Geomechanics Classification in Rock Engineering Applications. 4º Congreso International de Mecánica de Rocas. Montreaux. Tomo 2
(58) ST. JOHN, C.M. Y HARDY, M.P. 1982, Geotechnical Models and their Application in Mine Design. Underground Mining Methods Handbook, Págs. 1479-1488
(59) HOCKING G., 1978, Analysis of Toppling-Sliding Mechanisms for Rock Slopes, 19th U.S. Symposium on Rock Mechanics. Stateline. NV.
(60) VOEGELE M., FAIRHURST C., Y CUNDALL P.A., 1977, Analysis of Tunnel Support Loads Using a Large Displacement. Distinct Block Model, Rockstore 77, Suecia
(61) ZIENKIEWICZ, O.C., 1980, El Método de los Elementos Finitos, Reverte, Barcelona
(62) NAYLOR D.J. Y PANDE G.N., 1981, Finite Elements in Geotechnical Engineering, Pineridge Press, Swansea, U.K.
(63) USER'S HANDBOOK for Program SAGE, 1980, Geognosis Ltd., Londres
(64) HOCKING G., 1978, Stresses Around Funnel Intersections, Computer Methods in Tunnel Design. The Institution of Civil Engineers, Londres
(65) MEECK J.L. Y KIRBY, R.W., Finite Element Analysis of Cemented Fill Exposures, 2nd International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Blacsburg, VA.
(66) MARTIN SUAZ J., 1981, Estudio de la Estabilidad de los Pilares de una Explocation Metálica Subterránea por Subniveles Mediante Análisis Elástico. Tesis Doctoral. E.T.S.I.M. Madrid
(67) CUNDALL, 1978, Computer Modeling of Jointed Rock Masses, Dames and Moore, Los Angeles, California
(68) VOEGELE M.D., 1978, An Interactive Graphics Based Analysis of the Support Requirements of Excavations in Jointed Rock Masses, Tesis, Universidad de Minnesota
(69) ALDER L., 1968, Ground Control in Bedded Formations. Bull, 28, Virginia Polytechnic Ins. and State Univ., Blacksburg. VA.
(70) WRIGHT F.D. , RATTI G. AND FUN DEN WANG. Stresses in Mine Roof Slabs over Rectangular, Elastic Pillars. Illinois. U.S.A.
(71) CRONEY P., LEGGE T.F. Y DHALLA A., 1978, Location of Block Release Mechanism in Tunnels from Geological Data and the Design of Associated Support. London
(72) DONNELL L.H., 1941, Stress Concentrations due to Elliptical Discontinuities in Plates Under Edge Forces. Theo von Karman/Anniversary Volume, California. Institute of Technology
(73) MERRIL R.H. AND JOHNSON G., 1964, Changes in Strain and Displacement Created by Undercutting in Block Caving. International Strata Control Congress. Columbia University, New York