

**VI CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA GEOLOGICA APLICADA A OBRAS  
SUPERFICIALES Y SUBTERRANEAS****MODULO II: LA MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y  
A LA CONSTRUCCION**

Del 6 al 10 de junio de 1994.

**DIRECTORIO DE PROFESORES**

1. Ing. Javier M. Leonardo Espinoza C.  
Londres No. 17 Depto. 203  
Col. Del Carmen Coyoacan  
04100 México, D.F.
2. Ing. Servando Arana García  
Responsable de Mecánica de Rocas  
Comisión Federal de Electricidad  
Augusto Rodón 265  
Col. Nochebuena Mixcoac  
03720 México, D.F.
3. Ing. Raúl Cuéllar Borja  
Gerente de Supervisión Externa  
Grupo Prof. Planeación y Proyectos  
Blvrd. Manuel Avila Camacho 40 piso 9  
Col. Palmitas  
11610 México, D.F.
4. Ing. Sergio Herrera Castañeda  
Jefe de Oficina  
Comisión Federal de Electricidad  
Augusto Rodón 265  
Col. Nochebuena Mixcoac  
03720 México, D.F.
5. Ing. Armando Rabágo Martín  
Gerente General  
Comisión Federal de Electricidad  
Comercio y Administración 29 Desp. 1  
Col. Copilco Universidad  
04360 México, D.F.
6. Ing. David Yáñez Santillán  
Ingeniero  
Comisión Federal de Electricidad  
Augusto Rodón 265  
Col. Nochebuena Mixcoac  
03720 México, D.F.
7. Ing. Javier Rendón Huerta  
Residente de Mecánica de Rocas  
Comisión Federal de Electricidad  
Gerencia de Ingeniería Experimental  
y Control  
Augusto Rodón 265  
Col. Nochebuena Mixcoac  
03720 México, D.F.

**VI CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA GEOLOGICA APLICADA A OBRAS  
SUPERFICIALES Y SUBTERRANEAS**

**MODULO II: LA MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y  
A LA CONSTRUCCION**

Del 6 al 10 de junio de 1994.

**DIRECTORIO DE ASISTENTES**

1. Francisco Castellanos Martínez  
Ing. Geólogo  
Comisión Federal de Electricidad  
Framboyanes 5  
Col. Campestre, Tlapacoyan, Ver.  
Tel. 5 05 60
  
2. Ing. José Fabio Morera Lobo  
Ing. Geólogo 5  
Inst. Costarricense de Electricidad  
Sabana Norte Edificio de Laboratorios  
San José Costa Rica  
A.C. 10032  
Tel. 220 74 00
  
3. Ing. José Francisco Pineda Mora  
Residente Técnico  
Comisión Federal de Electricidad  
Río Mississippi '72 piso 9  
Col. Cuauhtémoc  
Del. Cuauhtémoc, México, D.F.  
Tel. 639 36 55
  
4. Ing. Alejandro Rodríguez Gutiérrez  
Superintendente  
Ingenieros Civiles Asociados  
Minería 145 Edif. B  
Col. Escandón  
06700 México, D.F.  
Tel. 272 99 91

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
 CURSOS ABIERTOS  
 VI CURSO INTERNACIONAL DE GEOLOGIA APLICADA A OBRAS SUPERFICIALES Y SUBTERRANEAS  
**MODULO 11: MECANICA DE ROCAS**  
 Del 6 al 10 de junio de 1994.

F E C H A	H O R A R I O	T E M A	P R O F E S O R
Lunes 6	9;00 a 11;00 hrs.	Comportamiento de las rocas en las obras de ingeniería	Ing. Sergio R. Herrera C.
	11;00 a 14;00 hrs.	Propiedades mecánicas y clasificación de la roca intacta.	Ing. J. Armando Rábago M.
	16;00 a 19;00 hrs.	Propiedades mecánicas e hidráulicas de la roca in-situ y clasificación de macizos rocosos	M.I. Leopoldo Espinosa G.
Martes 7	9;00 a 14;00 hrs.	Mecánica de rocas en el diseño y construcción de obras subterráneas.	Ing. Raúl Cuéllar Borja
	16;00 a 19;00 hrs.		
Miércoles 8	9;00 a 14;00 hrs.	Estabilidad de taludes en roca, análisis y diseño.	Ing. David Yáñez Santillán
	16;00 a 19;00 hrs.		
Jueves 9	9;00 a 14;00 hrs.	Cimentaciones en roca	Ing. Sergio R. H. Castañeda Ing. Javier Rendón Huerta
	16;00 a 19;00 hrs.		
Viernes 10		Visita al Proyecto Hidroeléctrico "Zimapán" Salida 9;00 hrs. y regreso el día sábado 11 a las 16;00 hrs.	Ing. Javier Rendón Huerta Ing. Servando Arana García
Sábado 11			

CURSO: Módulo II: Mecánica de Rocas.

FECHA: del 6 al 10 de junio de 1994.

		DOMINIO DEL TEMA	EFICIENCIA EN EL USO DE AYUDAS AUDIOVISUALES	MANTENIMIENTO DEL INTERES. (COMUNICACION CON LOS ASISTENTES, AMENIDAD, FACILIDAD DE EXPRESION).	PUNTUALIDAD	
CONFERENCISTA						
1	Ing. Sergio R. Herrera Castañeda					
2	Ing. J. Armando Rábago Martín					
3	M.I. Leopoldo Espinosa Graham					
4	Ing. Raúl Cuéllar Borja					
5	Ing. David Yáñez Santillán					
6	Ing. Javier Réndón Huerta					
7	Ing. Servando Arana García					
ESCALA DE EVALUACION: 1 a 10						

EVALUACION DE LA ENSEÑANZA

SU EVALUACION SINCERA NOS AYUDARA A MEJORAR LOS PROGRAMAS POSTERIORES QUE DISEÑAREMOS PARA USTED.

Módulo II; Mecánica de Rocas

del 6 al 10 de junio de 1994.

T E M A		ORGANIZACION Y DESARROLLO DEL TEMA	GRADO DE PROFUNDIDAD LOGRADO EN EL TEMA	GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO EN EL TEMA	UTILIDAD PRACTICA DEL TEMA
1	Comportamiento de las rocas en las obras de ingeniería				
2	Propiedades mecánicas y clasificación de la roca intacta.				
3	Propiedades mecánicas e hidráulicas de la roca in-situ y clasificación de macizos rocosos.				
4	Mecánica de rocas en el diseño y construcción de obras subterráneas.				
5	Estabilidad de taludes en roca, análisis y diseño				
6	Cimentaciones en roca.				
7	Visita al Proyecto Hidroeléctrico "Zimapán", salida 9:00 hrs. y regreso el día sábado 11 a las 16:00 hrs.				
ESCALA DE EVALUACION: 1 a 10					

# EVALUACION DEL CURSO

C O N C E P T O		
1.	APLICACION INMEDIATA DE LOS CONCEPTOS EXPUESTOS	
2.	CLARIDAD CON QUE SE EXPUSIERON LOS TEMAS	
3.	GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO EN EL CURSO	
4.	CUMPLIMIENTO DE LOS OBJETIVOS DEL CURSO	
5.	CONTINUIDAD EN LOS TEMAS DEL CURSO	
6.	CALIDAD DE LAS NOTAS DEL CUSO	
7.	GRADO DE MOTIVACION LOGRADO EN EL CURSO	
EVALUACION TOTAL		

ESCALA DE EVALUACION: 1 a 10

1.- ¿Qué le pareció el ambiente en la División de Educación Continua?

MUY AGRADABLE

AGRADABLE

DESAGRADABLE

2.- Medio de comunicación por el que se enteró del curso:

PERIODICO EXCELSIOR  
ANUNCIO TITULADO DE  
VISION DE EDUCACION  
CONTINUA

PERIODICO NOVEDADES  
ANUNCIO TITULADO DE  
VISION DE EDUCACION  
CONTINUA

FOLLETO DEL CURSO

CARTEL MENSUAL

RADIO UNIVERSIDAD

COMUNICACION CARTA,  
TELEFONO, VERBAL, ETC.

REVISTAS TECNICAS

FOLLETO ANUAL

CARTELERIA UNAM "LOS  
UNIVERSITARIOS HOY"

GACETA  
UNAM

3.- Medio de transporte utilizado para venir al Palacio de Minería

AUTOMOVIL  
PARTICULAR

OTRO MEDIO

4.- ¿Qué cambios haría en el programa para tratar de perfeccionar el curso?

---

---

---

5.- ¿Recomendaría el curso a otras personas?  SI  NO

6.- ¿Qué periódico lee con mayor frecuencia?

---

---

7.- ¿Qué cursos le gustaría que ofreciera la División de Educación Continua?

\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

8.- La coordinación académica fué:

EXCELENTE

\_\_\_\_\_

BUENA

\_\_\_\_\_

REGULAR

\_\_\_\_\_

MALA

\_\_\_\_\_

9.- Si está interesado en tomar algún curso INTENSIVO ¿Cuál es el horario más conveniente para usted?

LUNES A VIERNES  
DE 9 a 13 H. Y  
DE 14 a 18 H.  
(CON COMIDA)

\_\_\_\_\_

LUNES A VIERNES  
DE 17 a 21 H.

\_\_\_\_\_

LUNES A MIERCOLES  
Y VIERNES DE  
18 a 21 H.

\_\_\_\_\_

MARTES Y JUEVES  
DE 18 A 21 H.

\_\_\_\_\_

VIERNES DE 17 a 21 H.  
SABADOS DE 9 a 14 H.

\_\_\_\_\_

VIERNES DE 17 A 21 H.  
SABADOS DE 9 a 13 H.  
DE 14 a 18 H.

\_\_\_\_\_

OTRO

\_\_\_\_\_

10.- ¿Qué servicios adicionales desearía que tuviere la División de Educación Continua, para los asistentes?

\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_

11.- Otras sugerencias:

\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_





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

**CURSOS ABIERTOS**

**VI CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA GEOLOGICA APLICADA A**

**OBRAS SUPERFICIALES Y SUBTERRANEAS**

**MODULO II: LA MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION**

**T E M A I**

**COMPORTAMIENTO DE LAS ROCAS EN LAS OBRAS DE INGENIERIA  
(CIVIL Y MINERA)**

# MECANICA DE ROCAS

"Es la ciencia teórica y aplicada que trata del comportamiento mecánico de las rocas; estudia la reacción de las rocas a los campos de fuerza

## MECANICA

Comportamiento y reacción  
de los materiales a los esfuerzos

- . Resistencia
- . Deformabilidad

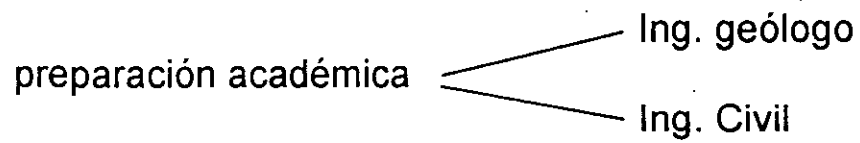
## ROCAS

Geología:

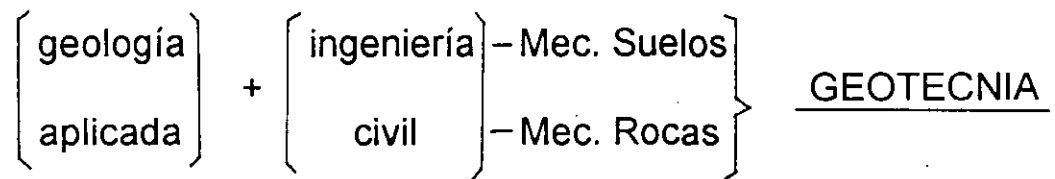
- . Litología
- . Estructuras
- . Geohidrología

## Mecánica de Rocas

- El geólogo y el ingeniero civil



- Concepto de GEOTECNIA



## **Campo de aplicación**

Estabilidad de Taludes:	canteras, presas puentes, caminos, canales, etc.
Excavaciones Subterráneas:	conducciones de fluidos, minas, cavernas, almacenamientos, etc.
Cimentaciones:	presas, puentes, vertedores, torres, etc.

- Problemas Geológicos de las Obras Civiles y Mineras

Resistencia  
Deformabilidad  
Permeabilidad

## PROBLEMAS GEOTECNICOS EN ROCAS IGNEAS

INTRUSIVAS: Granitos, dioritas y gabros

- Profundidad de meteorización
- Alteración hidrotermal
- Alto grado de fracturamiento y argilitización
- Exfoliación (por liberación de esfuerzos)
- Fracturamiento bastante regular con dos o más sistemas
- Permeabilidad

EXTRUSIVAS:

- Depósitos volcánicos recientes
  - secuencias anisotrópicas (lavas, piroclastos)
  - capas débiles (cenizas, tobas)
  - suelos fósiles
  - espesores delgados de lava
  - diaclasas de enfriamiento (estructuras columnares)
  - vesículas, ductos y cavidades
  - depósitos heterogéneos (brechas)
  - variaciones en resistencia, deformabilidad y permeabilidad (tobas, brechas)
  - seudoestratificación
  - depósitos de ceniza metaestables
  - alteración (p.e. tobas básicas a bentonita)
  - tubificación
- Depósitos volcánicos antiguos
  - fracturamiento
  - alteración meteórica
  - permeabilidad

# PROBLEMAS GEOTECNICOS EN ROCAS SÉDIMENTARIAS CLÁSTICAS

## ARENISCAS

Sus propiedades mecánicas e hidráulicas dependen de:

- cantidad de cementante o matriz
- porosidad
- composición de los granos de arena
- grado de compactación
- contenido de agua
- grado de alteración
- edad de la roca

Problemas:

- sistemas y grado de fracturamiento
- estratificación y plegamiento
- asociación con lutitas (baja resistencia, bufamiento)
- tubificación
- disgregación (areniscas no cementadas)
- alteración por meteorización
- baja resistencia y alta deformabilidad (no cementadas)
- permeabilidad

## PROBLEMAS GEOTECNICOS EN ROCAS SEDIMENTARIAS CLASTICAS

### LUTITAS

Sus propiedades mecánicas dependen de:

- contenido mineralógico (relación arcilla-cuarzo)
- tipo de arcilla predominante (actividad)
- grado de compactación (menos resistentes)
- grado de cementación (más resistentes)
- grado de fracturamiento y deformación
- edad de la roca

Problemas:

- fisilidad (lutitas con mica)
- blandas (lutitas carbonosas)
- desintegración por intemperismo (lutitas con bajo grado de compactación)
- desmoronamiento (contracción)
- deformables (baja capacidad de carga)
- baja resistencia al esfuerzo cortante
- expansión (lutitas con montmorillonitas, piritita y marcasita)
- facilidad de erosión
- estratificación y grado de fracturamiento
- anisotropía
- solubilidad (lutitas con yeso)
- gases (lutitas carbonosas)
- fluencia plástica (creep)

## PROBLEMAS GEOTECNICOS EN ROCAS SEDIMENTARIAS

QUIMICAS (calizas, dolomías, greda, caliche, evaporitas, margas)

Sus propiedades mecánicas dependen de:

- edad de la roca
- porosidad
- mineralogía
- grado de fracturamiento y plegamiento
- espesor de los estratos

Problemas:

- Permeabilidad (disolución y fracturamiento)
- fluencia plástica (evaporitas y greda)
- cavernas de disolución (con o sin relleno) karst
- presencia de lutita interestratificada
- resistencia al esfuerzo cortante (lutitas y yeso)
- grado de fracturamiento y estratificación
- hundimientos superficiales (karst)
- asentamientos y deformación pequeña (greda)
- expansión (evaporitas con anhidrita)
- disolución rápida (yeso)
- desmoronamiento en presencia de humedad (margas)



## PROBLEMAS GEOTECNICOS EN ROCAS METAMORFICAS

### Pizarras, filitas y esquistos

- orientación preferencial (foliación y esquistocidad)
- bandas de minerales laminares (clorita, mica)
- fisilidad (pizarras)
- anisotropía (resistencia y deformabilidad)
- fracturamiento y deformación intensa
- alteración meteórica
- presencia de minerales de baja resistencia al esfuerzo cortante (esquistos de clorita, taleo y sericita)

### Gneiss

- alteración meteórica
- bandas gruesas de minerales laminares (micas)
- fracturamiento

### cuarcita, hornfels

- sólo problemas asociados al grado de fracturamiento

### Mármol

- las mismas características de las calizas

## DISCONTINUIDADES GEOLOGICAS

"Una discontinuidad es una fractura en el macizo rocoso"

tipos:

- juntas y planos de estratificación
- fallas y fracturas de origen tectónico
- foliación (en rocas metamórficas)
- exfoliación (en rocas ígneas intrusivas)
- diaclasas de enfriamiento (columnas en lavas y diques)

Familia de discontinuidades: las que son paralelas unas de otras

Sistema de discontinuidades: se forma por dos o más familias

- familia primaria es la más abundante
- familia secundaria menos abundante

Las discontinuidades influyen en las características del macizo rocoso:

- resistencia al esfuerzo cortante
- deformabilidad
- permeabilidad

## DISCONTINUIDADES GEOLOGICAS

Características para fines de ingeniería:

- rugosidad: influye en la resistencia al esfuerzo cortante varía de lisa ( $i = 0$ ) a muy rugosa
- espaciamiento: permite apreciar la estructura del macizo rocoso y ya que representan zonas de debilidad influyen en su resistencia efectiva e isotropía.
- resistencia de las superficies del plano: influyen en la resistencia al esfuerzo cortante y la deformabilidad del macizo
- desplazamientos previos: (presencia de estrías) influyen en la resistencia al esfuerzo cortante
- apertura: influyen en la resistencia y permeabilidad del macizo, pueden dar indicios del efecto del intemperismo en el terreno
- tipo de relleno: el tipo y cantidad influyen en la resistencia, deformabilidad, p. ej. arcilla, material granular, carbonato, etc.
- contenido de agua: influye en la resistencia y cohesión del relleno y paredes del plano

# INTERACCION INGENIERO GEOLOGO-GEOTECNICO EN LA CONSTRUCCION DE OBRAS CIVILES

S.R. Herrera  
S.R. Herrera  
Comisión Federal de Electricidad

**RESUMEN** Se analiza la participación del ingeniero geólogo y del geotécnico durante la construcción de obras civiles y se anotan una serie de normas que ésta interacción debe seguir. Al final se tratan algunos aspectos educativos de ambos profesionistas que el autor considera importantes de tratar de resolver para mejorar la comunicación entre ellos.

## INTRODUCCION

La transferencia de información entre el ingeniero geólogo (IG) y el geotécnico (Gt) durante el proceso constructivo de una obra es de vital importancia para garantizar que ésta cumpla satisfactoriamente con sus objetivos. Este tema ha sido tratado por otros autores con bastante claridad y sencillez, siempre haciendo notar la conveniencia de esta interacción, no sólo en la etapa constructiva de las obras, sino durante su planeación y posteriormente en la operación.

Este trabajo pretende explicar como se lleva a cabo el flujo de información entre el IG y el Gt. Debido a la imposibilidad de abarcar todos los campos especializados en los que se tiene esta relación, se ha preparado un esquema general en el cual se tienen las obras civiles más comunes, como son las excavaciones a cielo abierto y subterráneas, puentes, caminos, cimentaciones y otras.

El objetivo implícito de este trabajo es el de reflexionar sobre la claridad que tienen ambos profesionistas de la importancia del tema, importancia que se debe inculcar desde la etapa de estudios profesionales.

## DEFINICIONES

¿Cuál es el significado actual de las palabras ingeniería geológica y geotécnica?

Parece ser que diferentes grupos de profesionistas dedicados a la ingeniería poseen diferentes significados de estas palabras.

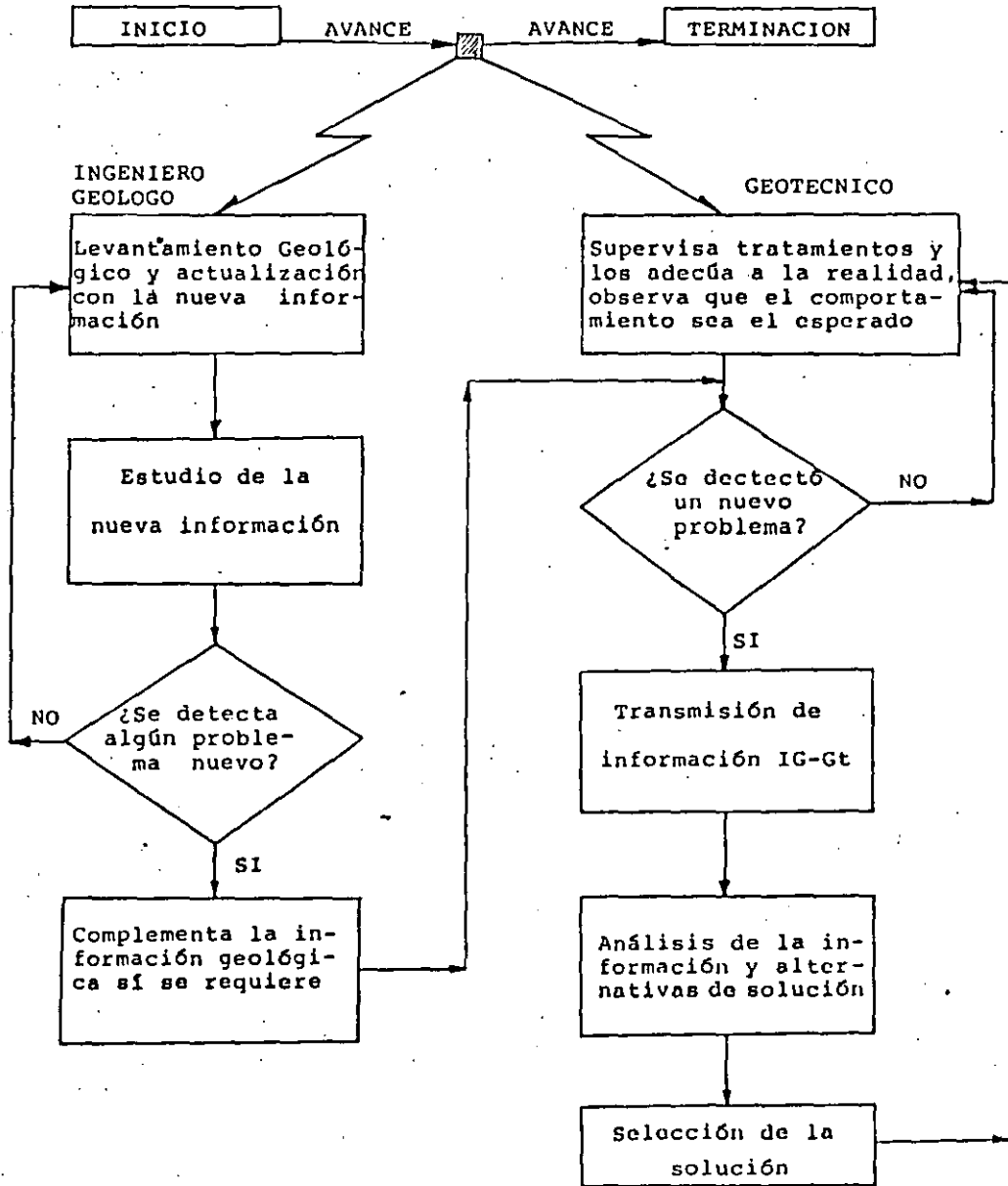
Para entender lo que se trata de expresar en este artículo será necesario definirlos con claridad, estableciendo las características que distinguen a una de otra.

Terzaghi definió a la INGENIERIA GEOLOGICA como la rama de la ingeniería que utiliza sólo los conceptos necesarios de la geología relacionados con las diversas obras de ingeniería civil; actualmente, dada la diversidad de aplicaciones que tiene la geología, se acostumbra también designarla como GEOLOGIA APLICADA A LA INGENIERIA CIVIL. La petrología, geología estructural, geohidrología y geofísica básica son las principales materias que utiliza el IG en su trabajo profesional, si bien, requiere de complementarse con otras materias de Ingeniería Civil para lograr un entendimiento claro de cómo se generan los problemas en la interacción Geología-Obra civil.

La GEOTECNIA tiene un significado más amplio se puede decir que es el conjunto de conocimientos que permiten entender un problema Geología-Obra Civil desde sus orígenes, ésto es desde los aspectos geológicos que lo provocan analizarlo y finalmente darle una solución adecuada. Lo anterior engloba conocimientos como son la ingeniería geológica, mecánica de suelos y de rocas, estructuras, cimentaciones, movimiento de tierras y otras, principalmente del ramo de la ingeniería civil.

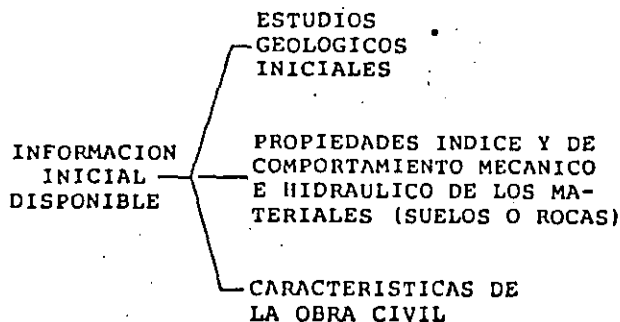
# INTERACCION INGENIERO GEOLOGO-GEOTECNICO EN LA CONSTRUCCION

El siguiente diagrama de flujo pretende resumir como se desarrolla el trabajo en conjunto, IG-Gt:



Quando una obra ha sido iniciada el Gt cuenta con información obtenida en los estudios preliminares, a partir de la cual él ya ha estimado el patrón inicial de actividades a desarrollar que van a garantizar la seguridad y estabilidad de la obra.

En general esta formación es la siguiente:



En el diagrama de flujo anterior, se muestra la actividad del geotécnico durante la construcción, revisando que, conforme la obra avanza, los diversos tratamientos diseñados en base a la información inicial disponible, sean en realidad adecuados a las dificultades que el terreno plantea. Si existen variaciones importantes es responsabilidad de éste efectuar las correcciones necesarias en pro de la seguridad del personal y de la obra civil en general.

Por otra parte, el IG efectúa los estudios geológicos necesarios conforme avanza la obra, con éstos actualiza su modelo o esquema geológico inicial que le permiten detectar o anticipar cualquier variación importante que conduzca a un problema geológico no previsto. Es responsabilidad del IG mantener al día esta información, analizarla continuamente conforme recaba nuevos datos de la obra y en caso necesario transmitirla al Gt.

El cómo un IG analiza la información, recaba nuevos datos y la transmite al Gt es la parte esencial del problema en la interacción de ambos profesionistas. Este problema es aún mayor si el Gt no tiene bases suficientes de geología para captar y comprender lo que se le trata de transmitir; de acuerdo a la definición, un geotécnico debería de tener tales bases, sin embargo, es frecuente que esto ocurra.

Se observa en la práctica que si ambos profesionistas tienen una buena preparación enfocada a este trabajo o bien tienen experiencia previa, la comunicación es bastante fluida y se desarrolla en una atmósfera cordial.

Se deben observar ciertas normas cuando IG y Gt trabajan en conjunto:

1a.- El IG debe ser el responsable de la planeación de las exploraciones y trabajos geológicos en la obra, siempre.

2a.- El Gt debe participar en la programación de dichos estudios geológicos, pero este último es el que debe decidir cómo, dónde y cuándo es más conveniente efectuarlos. En este punto cabe señalar una nota de D. Deere (1968):

"La suma total de los eventos en la historia geológica de una área, dejan una litología particular, para un conjunto de estructuras geológicas particulares y para un estado de esfuerzos particulares". ¿Qué se trata de decir con lo anterior?; lo siguiente: Un IG, por su formación, tiene siempre un mejor concepto espacial de la geología de un sitio que un Gt, su ubicación en el espacio y en el tiempo geológico le permiten "olfatear" los problemas en los que se puede ver envuelta una obra civil.

3a.- Cuando el Gt recibe información geológica nueva, éste debe siempre cuestionarse si está completa y cubre todos los puntos que requiere para efectuar su trabajo. Cuando la información es escasa o bien no es la adecuada, debido a la falta de experiencia del IG, el geotécnico se "protege", invariablemente, utilizando factores de seguridad mayores, todos sabemos lo que esto implica en la economía de una obra.

4a.- La terminología que debe ser utilizada por el IG, debe estar exenta de palabras raras o desconocidas. Es frecuente encuchar decir al Gt que no entiende o conoce tal o cual término expresado por el geólogo, lo cual implica que ignore si le es útil o no la información dada en este punto.

#### EL INGENIERO GEOLOGO, ASPECTOS EDUCATIVOS

El geólogo egresado de las escuelas o universidades nacionales posee por lo general una deficiente preparación para enfrentarse a esta actividad. Sus conocimientos son bastante cualitativos y de terminología compleja para cualquier otro profesionista. Es recomendable que en su preparación profesional se incluyan

materias de "ingeniería básica", y si le es atractivo el campo de la Geología Aplicada a la Ingeniería Civil, curse materias optativas ligadas a este campo que se ofrecen en el plan de estudios del ingeniero civil.

La Ingeniería Geológica es en sí misma una verdadera especialidad, cuya importancia se torna evidente durante el desarrollo de las obras de ingeniería hoy en día.

En la medida que el IG se prepare mejor, podrá alcanzar más fácilmente los siguientes puntos:

- planear mejor sus exploraciones y definir sus objetivos.
- no se conformará con entregar solo una geología bien hecha, sino además comprenderá su relación con la obra civil, en sus problemas y soluciones.
- al enriquecer sus conocimientos con la experiencia, aportará información más adecuada para la obra en construcción y con la calidad y detalle necesarios.

#### EL GEOTECNICO, ASPECTOS EDUCATIVOS

En México, la mayor parte de los geotécnicos proceden de la carrera de Ingeniería Civil y en menor cantidad los hay de las ramas de Geofísica, Mecánica, Estructuras, Geología y Minería. En la actualidad, se ha observado que la mayor parte de los ingenieros civiles terminan su carrera con solo un curso de Geología, equivalente al primer curso de "Geología Física" que llevan los IG en su carrera. Conclusión: una escasa preparación en este campo. En el curso de postgrado Mecánica de Suelos, no se tiene un avance mayor que el anterior.

Generalmente el ingeniero aprende geología en forma autodidáctica o bien, obligado por su trabajo en el campo.

Sería muy recomendable que el ingeniero civil que se fuese a dedicar al campo de la geotecnia cursara durante sus estudios profesionales otras materias de geología tales como petrología y geología estructural que complementarían su preparación.

#### CONCLUSIONES

Son tres las conclusiones que el autor considera importantes de este trabajo:

- 1a. El IG y el Gt deben tener una preparación adecuada para poder interactuar en el campo de las obras civiles. Su preparación debe realizarse desde los estudios profesionales y debe continuar a lo largo de su desarrollo como profesionistas.
- 2a. Deben observarse ciertas normas durante esta interacción en las cuales la comunicación es la parte esencial.
- 3a. Por último, un geotécnico, siempre debe hacerse acompañar por un ingeniero geólogo, durante la planeación y construcción de una obra civil, y si se requiere, durante las observaciones periódicas de las obras en operación.

#### AGRADECIMIENTOS

El autor desea agradecer a los ingenieros Raúl Cuellar Borja, Armando Rábago Martín y Jorge Castilla Camacho, sus comentarios acerca del trabajo, los cuales han sido de mucho valor para elaborarlo. Participaron en forma indirecta a través de pláticas sobre el tema Dr. Eulalio Juárez Badillo y el Prof. Raúl Marsal, a los cuales les doy mi agradecimiento.

Por último a la señora Irene Zamora Garay por la amabilidad de haber escrito a máquina este trabajo.

## ENGINEERING PERFORMANCE OF ROCKS

### IGNEOUS AND METAMORPHIC ROCKS

The plutonic igneous rocks are characterised by granular texture, massive structure and relatively homogeneous composition. In their unaltered state they are essentially sound and durable with adequate strength for any engineering



requirement (Table 1.10). In some instances, however, intrusives may be highly altered, by weathering or hydrothermal attack. Furthermore fissure zones are by no means uncommon in granites. The rock mass may be very much fragmented along such zones, indeed it may be reduced to sand size material (see Terzaghi<sup>132</sup>) and it may have undergone varying degrees of kaolinisation.

Table 1.10 SOME PHYSICAL PROPERTIES OF IGNEOUS AND METAMORPHIC ROCKS

	Specific gravity	Unconfined compressive strength (MN/m <sup>2</sup> )	Point load strength (MN/m <sup>2</sup> )	Shore scleroscope hardness	Schmidt hammer hardness	Youngs modulus ( $\times 10^3$ MN/m <sup>2</sup> )
Mount Sorrel Granite	2.68	176.4	11.3	77	54	60.6
Eskdale Granite	2.65	198.3	12.0	80	50	56.6
Dalbeattie Granite	2.67	147.8	10.3	74	69	41.1
Markfieldite	2.68	185.2	11.3	78	66	56.2
Granophyre (Cumbria)	2.65	204.7	14.0	85	52	84.3
Andesite (Somerset)	2.79	204.3	14.8	82	67	77.0
Basalt (Derbyshire)	2.91	321.0	16.9	86	61	93.6
Slate* (North Wales)	2.67	96.4	7.9	41	42	31.2
Slate† (North Wales)		72.3	4.2			
Schist* (Aberdeenshire)	2.66	82.7	7.2	47	31	35.5
Schist†		71.9	5.7			
Gneiss	2.66	162.0	12.7	68	49	46.0
Hornfels (Cumbria)	2.68	303.1	20.8	79	61	109.3

\*Tested normal to cleavage or schistosity

†Tested parallel to cleavage or schistosity.

In humid regions valleys carved in granite may be covered with residual soils which extend to depths often in excess of 30 m. Fresh rock may only be exposed in valley bottoms which have actively degrading streams. At such sites it is necessary to determine the extent of weathering and the engineering properties of the weathered products. Generally the weathered product of plutonic rocks has a large clay content although that of granitic rocks is sometimes porous with a permeability comparable to that of medium grained sand.

Joints in plutonic rocks are often quite regular, steeply dipping structures in two or more intersecting sets. Sheet joints tend to be approximately parallel to the topographic surface. The sheet joints introduce a dangerous element of weakness into valley slopes. For example, in a consideration of Mammoth Pool Dam foundations on sheeted granite Terzaghi<sup>140</sup> observed that the most objectionable feature was the sheet joints orientated parallel to the rock surface. In the case of foundations such joints, if they remain untreated, may allow the escape of large quantities of water from the reservoir, and this may lead to

the development of hydrostatic pressures in the rock downstream which are high enough to dislodge sheets of granite.

Generally speaking the older volcanic deposits do not prove a problem in foundation engineering, ancient lavas having strengths frequently in excess of 200 MN/m<sup>2</sup>. But volcanic deposits of geologically recent age at times prove treacherous, particularly if they have to carry heavy loads such as concrete dams. This is because they often represent markedly anisotropic sequences in which lavas, pyroclastics and mud flows are interbedded. Hence foundation problems in volcanic sequences arise because weak beds of ash, tuff and mudstone occur within lava piles which give rise to problems of differential settlement and sliding. In addition weathering during periods of volcanic inactivity may have produced fossil soils, these being of much lower strength. The individual lava flows may be thin and transected by a polygonal pattern of cooling joints. They also may be vesicular or contain pipes, cavities or even tunnels.

Pyroclastics usually give rise to extremely variable foundation conditions due to wide variations in strength, durability and permeability. Their behaviour very much depends upon their degree of induration, for example, many agglomerates have a high enough strength to support heavy loads such as concrete dams and also have a low permeability. By contrast ashes are invariably weak and often highly permeable. One particular hazard concerns ashes, not previously wetted, which are metastable and exhibit a significant decrease in their void ratio on saturation. Tuffs and ashes are frequently prone to sliding. Montmorillonite is not an uncommon constituent in the weathered products of basic ashes.

Slates, phyllites and schists are characterised by textures which have a marked preferred orientation. Platey minerals such as chlorite and mica tend to segregate into almost parallel or subparallel bands alternating with granular minerals such as quartz and feldspar. This preferred alignment of platey minerals accounts for the cleavage and schistosity which typify these metamorphic rocks and means that slate, in particular, is notably fissile. Obviously such rocks are appreciably stronger across, than along the lineation (Table 1.10). The orientation of the planes of cleavage or schistosity in relation to the foundation structure can be significant. Not only does cleavage and schistosity adversely affect the strength of metamorphic rocks, it also makes them more susceptible to decay.

Generally speaking, however, slates, phyllites and schists weather slowly but the areas of regional metamorphism in which they occur have suffered extensive folding so that in places rocks may be fractured and deformed. Some schists, slates and phyllites are variable in quality, some being excellent foundations for heavy structures; others, regardless of the degree of their deformation or weathering, are so poor as to be wholly undesirable. For instance, talc, chlorite and sericite schists are weak rocks containing planes of schistosity only a millimetre or so apart. Some schists become slippery upon weathering and therefore fail under a moderately light load.

The engineering performance of gneiss is usually similar to that of granite. However, some gneisses are strongly foliated which means that they possess a texture with a preferred orientation. Generally this will not significantly affect their engineering behaviour. They may, however, be fissured in places and this can mean trouble. For example, it would appear that fissures in the gneiss under the heel of the Malpasset Dam, which eventually led to its failure (see Jaeger<sup>141, 142</sup>).

Fresh, thermally metamorphosed rocks such as quartzite and hornfels are very strong and afford excellent foundations. Marble has the same advantages and disadvantages as other carbonate rocks.

## SANDSTONE

Simply defined a sandstone is an indurated sand, the latter being classified in terms of particle size. In other words a sandstone is a Elastic sediment in which mineral grains or rock fragments are bound together with cement and/or matrix. However, there are several fundamental types of sandstone depending on their composition, more particularly the proportions of feldspar, quartz and detrital matrix they contain. For example, quartz arenites contain over 95% quartz whereas greywackes contain 15 to 25% detrital matrix with little or no cement (see Pettijohn, Potter and Siever<sup>143</sup>).

Sandstones may vary from thinly laminated micaceous types to very thickly bedded varieties. Moreover they may be cross-bedded and are invariably jointed. With the exception of shaley sandstone, sandstone is not subject to rapid surface deterioration on exposure.

The dry density and especially the porosity of a sandstone are influenced by the amount of cement and/or matrix material occupying the pores. Usually the density of a sandstone tends to increase with increasing depth below the surface (see Bell<sup>144</sup>).

The compressive strength of a sandstone is influenced by its porosity, amount and type of cement and/or matrix material as well as the composition of the individual grains. Price<sup>145, 146</sup> showed that the strength of sandstones with a low porosity (less than 3.5%) was controlled by their quartz content and degree of compaction. In those sandstones with a porosity in excess of 6% he found that there was a reasonably linear relationship between dry compressive strength and porosity, for every 1% increase in porosity the strength decreased by approximately 4%. If cement binds the grains together then a stronger rock is produced than one in which a similar amount of detrital matrix performs the same function. However, the amount of cementing material is more important than the type of cement although if two sandstones are equally well cemented, one having a siliceous, the other a calcareous cement, then the former is the stronger. For example, ancient quartz arenites in which the voids are almost completely occupied with siliceous material are extremely strong with crushing strengths exceeding 240 MN/m<sup>2</sup>. By contrast poorly cemented sandstones may possess crushing strengths less than 3.5 MN/m<sup>2</sup>.

The pore water plays a very significant role as far as the compressive strength and deformation characteristics of a sandstone are concerned. For example, the Fell Sandstone and Bunter Sandstone may suffer a reduction of dry compressive strength on saturation of nearly 30 and 60% respectively (Table 1.11).

Moore derived a value of Young's modulus of 1100 MN/m<sup>2</sup> for the Bunter Sandstone from long term (up to 18 months) plate load testing. The modulus was found to increase with depth. At the highest loading, 5.6 MN/m<sup>2</sup>, settlement did not exceed 4 mm. Creep accounted for 20 to 30% of the total settlement at loads varying between 0.3 and 1.5 MN/m<sup>2</sup>, but at 3.0 and 5.6 MN/m<sup>2</sup> it was lower. Moore and Jones<sup>148</sup> concluded that at fairly low stresses the Bunter Sandstone, even though weathered near the surface provided a sound foundation. Moreover the rapid reduction in settlement with depth presumably means

Table 1.11 SOME PHYSICAL PROPERTIES OF ARENACEOUS SEDIMENTARY ROCKS

	Fell Sandstone (Rothbury)	Chatsworth Grit (Stanton in the Peak)	Bunter Sandstone (Edwinstowe)	Keuper Waterstones (Edwinstowe)	Horton Flags (Helwith Bridge)	Bronllwyn Grit (Llanberis)
Specific gravity	2.69	2.69	2.68	2.73	2.70	2.71
Dry density (Mg/m <sup>3</sup> )	2.25	2.11	1.87	2.26	2.62	2.63
Porosity	9.8	14.6	25.7	10.1	2.9	1.8
Dry unconfined compressive strength (MN/m <sup>2</sup> )	74.1	39.2	11.6	42.0	194.8	197.5
Saturated unconfined compressive strength (MN/m <sup>2</sup> )	52.8	24.3	4.8	28.6	179.6	190.7
Point load strength (MN/m <sup>2</sup> )	4.4	2.2	0.7	2.3	10.1	7.4
Scleroscope hardness	42	34	18	28	67	88
Schmidt hardness	37	28	10	21	62	54
Young modulus (x 10 <sup>3</sup> MN/m <sup>2</sup> )	32.7	25.8	6.4	21.3	67.4	51.1
Permeability (x 10 <sup>-4</sup> mm/s)	1740	1960	3500	22.4	-	-

that simple spread foundation structures may be suitable even for sensitive buildings.

Many sandstones in the valleys excavated in the Millstone Grit series (Namurian) have been fractured by valley bulging or cambering. For example, spectacular valley bulges were recorded in the foundations of the Howden, Derwent and Ladybower Dams. In the latter the folding was present to a depth of almost 60 m (see Hill<sup>149</sup>). A further consequence of valley bulges is the opening up of tension fissures in sandstones forming the valley sides. These fissures run parallel to the valley and may be up to 250 mm wide close to the valley side, but they become progressively narrower and finally disappear when followed into the hillside. Valley bottom and valley side disturbance appear to be the result of a number of factors including stress relief, moisture up-take by underlying shales, artesian water pressures, valley notch concentration of stresses or frozen ground conditions.

Frequently thin beds of sandstone and shale are interbedded. Foundations on such sequences may give rise to problems of shear, settlement, and rebound, the magnitude of these factors depending upon the character of the shales. In some cases this even accentuates the undesirable properties of the shale by permitting access of water to the shale-sandstone contacts. Contact seepage may weaken shale surfaces and cause slides in dipping formations.

to a lesser extent, from foraminifera. The fine fraction, which takes the form of calcite particles about one micron or less in size, is almost entirely composed of coccoliths and may form up to, and sometimes over, 80% of certain horizons.

Bell<sup>151</sup> found a notable range in the dry density of chalk, which substantiated the work of Higginbottom<sup>152</sup>. For example, low values have been recorded from the Upper Chalk of Kent (1.35 to 1.64 Mg/m<sup>3</sup>) whilst those from the Middle Chalk of Norfolk and the Lower Chalk of Yorkshire frequently exceed 2.0 Mg/m<sup>3</sup>. In other words the density of the Chalk tends to increase with depth, presumably due to increasing overburden pressures, the void ratio decreasing. The porosity of chalk tends to range between 30 and 50%.

Carter and Mallard<sup>153</sup> found that chalk compressed elastically up to a critical pressure, the apparent preconsolidation pressure. Marked breakdown and substantial consolidation occurs at higher pressures. The apparent preconsolidation pressure is influenced by consolidation, cementation and possibly creep. They obtained coefficients of consolidation ( $c_v$ ) and compressibility ( $m_v$ ) similar to those found by Meigh and Early<sup>154</sup> and Wakeling<sup>155</sup>;  $c_v = 1135 \text{ m}^2/\text{yr}$ ,  $m_v = 0.019 \text{ m}^2/\text{MN}$ . The unconfined strength of the Chalk ranges from moderately weak (much of the Upper Chalk) to moderately strong (much of the Lower Chalk of Yorkshire and the Middle Chalk of Norfolk) according to the strength classification recommended by the Geological Society<sup>156</sup>. However, the unconfined compressive strength of chalk undergoes a marked reduction when it is saturated. For example, according to Bell, some samples of Upper Chalk from Kent suffer a dramatic loss on saturation amounting to approximately 70%.

Samples from the Lower and Middle Chalk may show a reduction in strength averaging some 50%. The pore water also has a critical influence on the triaxial strengths of chalk and obviously its modulus of deformation (see Meigh and Early<sup>154</sup>).

Bell<sup>151</sup> noted that the mode of failure of the Upper Chalk when tested in triaxial conditions was influenced by the confining pressure. Diagonal shear failure occurred at the lower confining pressures but at 4.9 MN/m<sup>2</sup> confining pressure and above plastic deformation took place, giving rise to barrel shaped failures in which numerous small, inclined shear planes were developed. Meigh and Early<sup>154</sup> suggested that at high cell pressures the sample underwent disaggregation, which they demonstrated by wetting and drying failed samples, this causing a collapse of their structure.

Chalk is a non-elastic rock ( $E_i$  is less than  $5 \times 10^4 \text{ MN/m}^2$ ), and the Upper Chalk from Kent is particularly deformable, a typical value of Young's modulus being  $5 \times 10^3 \text{ MN/m}^2$ . In fact the Upper Chalk exhibits elastic-plastic deformation, with perhaps incipient creep, prior to failure. The deformation properties of chalk in the field depend upon its hardness, and the spacing, tightness and orientation of its discontinuities. These values are also influenced by the amount of weathering it has undergone. Using these factors, Ward *et al.*<sup>156</sup> classified the Middle Chalk at Mundford, Norfolk, into five grades, and showed that the value of Young's modulus varies with grade (Table 1.13). They pointed out that grades IV and V were largely the result of weathering and were therefore independent of lithology whereas grades I and II were completely unweathered so that the difference between them was governed by their lithological character. Accordingly grades V, IV and III occur in succession from the surface down whilst grade I may overlie grade II or vice versa.

Burland and Lord<sup>159</sup> observed that both the full-scale tank test and plate load

Table 1.13 CORRELATION BETWEEN GRADES AND THE MECHANICAL PROPERTIES OF MIDDLE CHALK AT MUNDFORD (after Ward *et al.*\*)

Grade	Description	Approximate range of $E_i$ (MN/m <sup>2</sup> )	Bearing pressure causing yield (kN/m <sup>2</sup> )	Creep properties	SPT $N$ Value† (after Wakeling <sup>155</sup> )	Rock mass factor (after Burland and Lord <sup>159</sup> )
V	Structureless melange. Unweathered and partly weathered angular chalk blocks and fragments set in a matrix of deeply weathered remoulded chalk. Bedding and jointing are absent	Below 500	Below 200	Exhibits significant creep	Below 15	0.1
IV	Friable to rubbly chalk. Unweathered or partially weathered chalk with bedding and jointing present. Joints and small fractures closely spaced, ranging from 10–60 mm apart	500–1000	200–400	Exhibits significant creep	15–20	0.1 to 0.2
III	Rubbly to blocky chalk. Unweathered medium to hard chalk with joints 60–200 mm apart. Joints open up to 8 mm, sometimes with secondary staining and fragmentary infillings	1000–2000	400–600	For pressures not exceeding 400 kN/m <sup>2</sup> creep is small and terminates in a few months	20–25	0.2 to 0.4
II	Medium hard chalk with widely spaced, closed joints. Joints more than 200 mm apart. Fractures irregularly when excavated, does not break along joints. Unweathered	2000–5000	Over 100	Negligible creep for pressure of at least 400 kN/m <sup>2</sup>	25–35	0.6 to 0.8
I	Hard, brittle chalk with widely spaced, closed joints. Unweathered	Over 5000	Over 1000	Negligible creep for pressure of at least 400 kN/m <sup>2</sup>	Over 35	Over 0.8

\*Ward *et al.*<sup>156</sup> emphasized that their  $N$  classification was specifically developed for the site at Mundford and hence its application elsewhere should be made with caution

†The correlation between SPT  $N$  value and grade may be different in the Upper Chalk (see Dennehy<sup>158</sup>)

## CARBONATE ROCKS

Carbonate rocks contain more than 50% of carbonate minerals, amongst which calcite and/or dolomite predominate. Normally the term limestone is used for those rocks in which the carbonate fraction is composed principally of calcite and the term dolostone is reserved for those rocks in which dolomite accounts for more than half the carbonate fraction. Chalk is a rather peculiar type of soft, remarkably pure limestone which is characteristically developed in the Upper Cretaceous.

Representative values of some physical properties of carbonate rocks are listed in Table 1.12. It can be seen that, generally, the density of these rocks

Table 1.12 SOME PHYSICAL PROPERTIES OF CARBONATE ROCKS

	Carboniferous limestone (Buxton)	Magnesium limestone (Anston)	Arcaster freestone (Ancaster)	Bath stone (Corsham)	Middle chalk (Hillington)	Upper chalk (Northfleet)
Specific gravity	2.71	2.83	3.70	2.71	2.70	2.69
Dry density (Mg/m <sup>3</sup> )	2.58	2.51	2.27	2.30	2.16	1.49
Porosity (%)	2.9	10.4	14.1	15.6	19.8	41.7
Dry unconfined compressive strength (MN/m <sup>2</sup> )	106.2	54.6	28.4	15.6	27.2	5.5
Saturated unconfined compressive strength (MN/m <sup>2</sup> )	83.9	36.6	16.8	9.3	12.3	1.7
Point load strength	3.5	2.7	1.9	0.9	0.4	—
Scleroscope hardness	53	43	38	23	17	6
Schmidt hardness	51	35	30	15	20	9
Young's modulus (x 10 <sup>3</sup> MN/m <sup>2</sup> )	66.9	41.3	19.5	16.1	30.0	4.4
Permeability (x 10 <sup>-9</sup> m/s)	0.3	40.9	125.4	160.5	1.4	13.9

increases with age, whilst the porosity is reduced. Diagenetic processes mainly account for the lower porosities of the Carboniferous and Magnesium Limestones in particular. On the other hand the high porosity values of the Upper Chalk may be due to the presence of hollow tests and the complex shapes of the constituent particles. What is more the Upper Chalk is poorly cemented and has not suffered the degree of pre-consolidation loading as the Middle and Lower Chalk.

Age often has an influence on the strength and deformation characteristics of carbonate and other sedimentary rocks. From Table 1.12 it can be seen that Carboniferous Limestone is generally very strong, conversely the Bath Stone (Great Oolite, Jurassic) is only just moderately strong. Similarly the oldest limestones tend to have the highest values of Young's modulus.

Thick-bedded, horizontally lying limestones relatively free from solution cavities afford excellent foundations. For example, intact samples of Carboniferous Limestone may have unconfined compressive strengths greater than 100 MN/m<sup>2</sup>. On the other hand thin bedded, highly folded or cavernous limestones are likely to present serious foundation problems. A possibility of sliding may exist in thinly bedded, folded sequences. Similarly if beds are separated by layers of clay or shale these, especially when inclined, may serve as sliding planes and result in failure.

Limestones are commonly transected by joints. These have generally been subjected to varying degrees of solutioning so that some may gape. Sink holes may develop where joints intersect and these may lead to subterranean galleries and caverns. The latter are characteristic of thick, massive limestones. Sometimes solutioning produces a highly irregular, pinnacled surface on limestone pavements. The size, form, abundance, and downward extent of the aforementioned features depends upon the geological structure and the presence of interbedded impervious layers. Individual cavities may be open; they may be partially or completely filled with clay, silt, sand or gravel mixtures, or they may be water-filled conduits. Solution cavities present numerous problems in the construction of large foundations such as for dams, among which bearing strength and watertightness are paramount.

Few sites are so bad that it is impossible to construct safe and successful structures upon them, but the cost of the necessary remedial treatment may be prohibitive. Dam sites should be abandoned where the cavities are large and numerous and extend to considerable depths.

As already pointed out, the removal of limestone in solution by ground water leads to the progressive opening of discontinuities and consequently to an increase in mass permeability. Loss of support to overlying rock or superficial material may on rare occasions take place and this can lead to collapse, resulting in subsidence. Subsidence in Liassic Limestone in Bridgend have been described by North<sup>148</sup>. Significant solution can occur where an adequate flow of unsaturated ground water takes place through a limestone mass but this occurs over an extensive time period which only exceptionally would be less than the life expectancy of the engineering works concerned. However, it could be important where extensive solutioning has been proceeding. For instance, the rate of solutioning at Hales Bar Dam, Tennessee, was very much higher than the normally accepted rates. 0.254 to 0.016 mm per year as compared with 0.041 to 0.099 mm per year (in water at 25°C the solubility of CaCO<sub>3</sub> ranges from 0.01 to 0.05 g/litre).

With the exception of certain horizons in the Lower Chalk of SE England which possesses an appreciable mud content, the Chalk is a remarkably pure, soft limestone usually containing over 95% calcium carbonate. Generally chalk can be divided into coarse and fine fractions. The coarse fraction which may constitute 20 to 30%, falls within the 10 to 100 micron range. This contains material derived from the mechanical breakdown of large shelled organisms and

gypsum in solution. At greater depths anhydrite is effectively confined during the process. This results in a gradual build-up of pressure and the stress is finally liberated as an explosive force. According to Brune<sup>167</sup> such uplifts in the United States have taken place beneath reservoirs, these bodies of water providing a constant supply for the hydration process, percolation taking place via cracks and fissures. Examples are known of the ground surface being elevated by about 6 m. The rapid, explosive movement causes strata to fold, buckle and shear which further facilitates access of water into the ground.

## SILTSTONES

Siltstones may be massive or laminated, the individual laminae being picked out by mica and/or carbonaceous material. Micro-cross bedding is frequently developed and in some siltstones the laminations may be convoluted. Siltstones have a high quartz content with a predominantly siliceous cement. They therefore tend to be hard, tough rocks (Table 1.15). Frequently siltstones are interbedded with shales or fine grained sandstones, the siltstones occurring as thin

Table 1.15 ENGINEERING PROPERTIES OF SOME COAL MEASURES ROCKS

	Mudstone	Siltstone	Shale	Barnsley Hards Coal	Deep Duffryn Coal
Specific gravity	2.69	2.67	2.71	1.5	1.2
Dry density ( $\text{Mg/m}^3$ )	2.32	2.43	2.35	—	—
Dry unconfined compressive strength ( $\text{MN/m}^2$ )	45.5	83.1	20.2	54.0	18.1
Saturated unconfined compressive strength ( $\text{MN/m}^2$ )	21.3	64.8	—	—	—
Point load strength ( $\text{MN/m}^2$ )	3.8	6.2	—	4.1	0.9
Scleroscope hardness	32	49	—	—	—
Schmidt hardness	27	39	—	—	—
Youngs modulus ( $\times 10^3 \text{ MN/m}^2$ )	25	45	5.2	26.5	—

ribs. Like sandstones, their disintegration is governed by their fracture pattern. After several months of weathering debris in excess of cobble size may be produced. Subsequent degradation down to component grain size takes place at a very slow rate.

## SHALES

Shales are the most abundant sediments accounting for approximately half the stratigraphical column (see Kuenen<sup>170</sup>). There is no sharp distinction between shales and mudstones, one grading into the other. Shales, however, are characterised by their lamination. Shale differs from residual clay in grain size distribution, the average shale consisting of about two thirds silty material and one third clay fraction. There are, of course, exceptions. Non-silty siliceous shales are usually diatom rich or derived from volcanic ash. Bauxitic shales, black

pyritous shales and sideritic shales are also usually fine grained. Shales may also contain appreciable quantities of lime or gypsum, indeed calcareous shales frequently grade into shaley limestone. Carbonaceous shales are those which accumulated slowly under anaerobic conditions and are rich in sulphur compounds.

Quartz usually accounts for approximately one third of a normal shale, clay minerals, including micas and chlorite, for another third and other minerals such as feldspar, calcite, dolomite, pyrite, hematite and limonite, together with some carbonaceous matter, make up the remainder. The mineral content of shales influences their geotechnical properties, the most important factor in this respect being the quartz-clay minerals ratio. For example, the liquid limit of clay shales increases with increasing clay mineral content, the amount of montmorillonite, if present, being especially important. Mineralogy also affects the activity of an argillaceous material, again this increases with clay mineral content, particularly with increasing content of montmorillonite. Activity influences the slaking characteristics of a shale.

Compaction with concomitant recrystallisation on the one hand and the parallel orientation of platy minerals, notably micas, on the other give rise to the fissility of shales. An increasing content of siliceous or calcareous material gives a less fissile shale whilst carbonaceous shales are exceptionally fissile. Lamination effects an important control on the breakdown of shales (see Taylor and Spears<sup>122</sup>). Other controls on the breakdown of shaley materials include air breakage and dispersal of colloidal material (see Badger *et al*<sup>120</sup>). A feature of the breakdown of shales and mudstones is their disintegration to produce silty clays (see Grice<sup>171</sup>).

Shales vary widely in their engineering behaviour, which to a large extent depends upon their degree of compaction and cementation, indeed Mead<sup>172</sup> divided shales into compaction and cementation types in his classification (Tables 1.16a and 1.16b). The cemented shales are invariably stronger and more durable. Marine shales may be impregnated with carbonate cement which makes them appreciably stronger and indeed they may grade into impure limestone. Carbonaceous shales contain a significant proportion of organic matter and are therefore softer.

Low grade compaction shales undergo complete disintegration after several cycles of drying and wetting, whilst well cemented shales are resistant. Indeed De Graft-Johnson *et al*<sup>174</sup> found that the compacted variety of Accra Shale could be distinguished from the cemented variety by wetting and drying tests. The compacted shales generally crumbled to fine material after 2 or 3 cycles whilst the cemented samples withstood 6 cycles, none of the samples exceeding a loss of 8%. The primary problem attributable to slaking of shale during construction is that upon exposure it becomes coated with mud when wetted, which prevents the development of bond between concrete and rock. This can be prevented by coating the surface with a protective material, or by pouring a protective concrete cover immediately after exposure. Slaking of shales after construction causes ravelling and spalling of cut slopes and is sometimes the cause of the undermining and collapse of more competent beds, but this is rarely a serious problem. Mudstones tend to break down along irregular fracture patterns, which when well developed, can mean that these rocks disintegrate within one or two cycles of wetting and drying.

The degree of packing, and hence the porosity, void ratio and density of a

tests at Mundford indicated that at low applied pressures even grade IV chalk behaves elastically. At higher pressures chalk exhibits yielding behaviour. They pointed out that for stresses up to  $1.0 \text{ MN/m}^2$  the plate load tests showed that grades IV and V exhibit significant creep, and in the long term creep deflections may be considerably larger than immediate deflections, creep in grade III is smaller and terminates more rapidly whilst grades II and I undergo negligible creep.

Burland *et al*<sup>160</sup> found that settlements of a five-storey building founded in soft low grade chalk at Reading were very small. Their findings agreed favourably with those previously obtained at Mundford, as did the results of an investigation carried out at Basingstoke by Kee *et al*<sup>161</sup>.

As in limestone, the discontinuities are the fundamental factors governing the mass permeability of chalk (see Ineson<sup>162</sup>). Chalk is also subject to solution along discontinuities. However, subterranean solution features tend not to develop in chalk since it is usually softer than limestone and so collapses as solution occurs. Nevertheless solution pipes and swallow holes are present in the Chalk, being commonly found near the contact of the Chalk with the overlying Tertiary and Drift deposits. West and Dumbleton<sup>163</sup> suggested that high concentrations of water, for example, run-off from roads, can lead to the re-activation of swallow holes and the formation of small pipes within a few years. They also recorded that new swallow holes often appear at the surface without warning after a period of heavy rain or following the passage of plant across a site. Moreover they found that voids can gradually migrate upwards through chalk due to material collapsing. Lowering of the chalk surface beneath overlying deposits due to solution can occur, disturbing the latter deposits and lowering their degree of packing. Hence the chalk surface may be extremely irregular in places.

Chalk during cold weather may suffer frost heave (see Lewis and Croney<sup>164</sup>), ice lenses up to 25 mm in thickness being developed along bedding planes. Higginbottom<sup>152</sup> suggested that a probable volume increase of some 20 to 30% of the original thickness of the ground may ultimately result.

Solifluction deposits known as head or coombe deposits, and which were formed under periglacial conditions during Pleistocene times, are commonly found along valley bottoms carved in the Chalk of southern England. Head is a poorly stratified, poorly sorted deposit of angular chalk fragments, frequently set in a matrix of remoulded, pasty, fine chalk detritus. Coombe deposits are to a varying degree cemented with secondary carbonate. Frost shattering also took place during Pleistocene times and its effects in the Chalk of southern England may extend to depths of several metres.

## EVAPORITIC ROCKS

Representative specific gravities and dry densities of gypsum, anhydrite, rock salt and potash are given in Table 1.14, as are the porosity values. Anhydrite according to the classification of unconfined compressive strength (Geological Society<sup>136</sup>) is a strong rock, gypsum and potash are moderately strong, whilst rock salt is moderately weak (Table 1.14). Values of Young's modulus are also given in Table 1.14, from which it can be ascertained that gypsum and anhydrite have high values of modulus ratio whilst potash and rock salt have medium

values. Evaporitic rocks exhibit varying degrees of plastic deformation prior to failure, for example, in rock salt the yield strength may be as little as one tenth the ultimate compressive strength, whereas anhydrite undergoes comparatively

Table 1.14 SOME PHYSICAL PROPERTIES OF EVAPORITIC ROCKS

	Gypsum (Sherburn in Elmet)	Anhydrite (Sandwith)	Rock salt (Winsford)	Potash (Loftus)
Specific gravity	2.36	2.93	2.2	2.05
Dry density ( $\text{Mg/m}^3$ )	2.19	2.82	2.09	1.98
Porosity (%)	4.6	2.9	4.8	5.1
Unconfined compressive strength ( $\text{MN/m}^2$ )	27.5	97.5	11.7	25.8
Point load strength ( $\text{MN/m}^2$ )	2.1	3.7	0.3	0.6
Schleroscope hardness	27	38	12	9
Schmidt hardness	25	40	8	11
Young's modulus ( $\times 10^3 \text{ MN/m}^2$ )	24.8	63.9	3.8	7.9
Permeability ( $\times 10^{-10} \text{ m/s}$ )	6.2	0.3	-	-

little plastic deformation. Creep may account for anything between 20 and 60% of the strain at failure when these evaporitic rocks are subjected to incremental creep tests. Rock salt is most prone to creep. However, Justo and Zapico<sup>165</sup> recorded that the amount of settlement which occurred when gypsum was subjected to plate load testing, the maximum load being  $1.2 \text{ MN/m}^2$ , was negligible.

Gypsum is more readily soluble than limestone, for example, 2100 ppm can be dissolved in non-saline waters as compared with 400 ppm. Sink holes and caverns can therefore develop in thick beds of gypsum (see Eck and Redfield<sup>166</sup>) more rapidly than they can in limestone. Indeed in the United States they have been known to form within a few years where beds of gypsum are located beneath dams. Extensive surface cracking and subsidence has occurred in parts of Oklahoma and New Mexico due to the collapse of cavernous gypsum (see Brune<sup>167</sup>). The problem is accentuated by the fact that gypsum is weaker than limestone and therefore collapses more readily.

Kendal and Wroot<sup>168</sup> quoted vivid accounts of subsidences which occurred in the Ripon area in the eighteenth and nineteenth centuries due to the solution of gypsum. They wrote that wherever beds of gypsum approach the surface craters have been formed by the collapse of overlying rocks into areas from which gypsum has been removed by solution. However, where gypsum is effectively sealed from the ingress of water by overlying impermeable strata such as marl, solution does not occur (see Redfield<sup>169</sup>). The solution of gypsum gives rise to sulphate bearing ground waters which mean that normal concrete may suffer accordingly.

Uplift is a problem associated with anhydrite. This takes place when anhydrite is hydrated to form gypsum; in so doing there is a volume increase of between 30 and 58% which exerts pressures that have been variously estimated between 2 and  $69 \text{ MN/m}^2$ . It is thought that no great length of time is required to bring about such hydration. When it occurs at shallow depths it is expansion but the process is gradual and is usually accompanied by the removal of

Chappell<sup>175</sup>, 6000 and 7250 MN/m<sup>2</sup>, for cemented shale tested parallel and normal to the lamination respectively.

According to Burwell<sup>176</sup> well-cemented shales, under structurally sound conditions, present few problems for large structures such as dams, though their strength limitations and elastic properties may be factors of importance in the design of concrete dams of appreciable height. They, however, have lower moduli of elasticity and generally lower shear values than concrete and therefore in general are unsatisfactory foundation materials for arch dams.

The problem of settlement in shales generally resolves itself into one of reducing the unit bearing load by widening the base of structures or using spread footings. In some cases appreciable differential settlements are provided for by designing articulated structures capable of taking differential movements of individual sections without damage to the structure. Severe settlements may take place in low-grade compaction shales. Uplift frequently occurs in excavations in shales and is attributable to swelling and heave (see below). Differential rebound movements in the foundations require special design provisions.

The stability of slopes in excavations can be a major problem in shale both during and after construction. This problem becomes particularly acute in dipping formations and in formations containing expansive clay minerals.

Sulphur compounds are frequently present in shales, clays, mudstones and marls. An expansion in volume large enough to cause structural damage can occur when sulphide minerals such as pyrite and marcasite suffer oxidation to give anhydrous and hydrous sulphates.

According to Fasiska, Wagenblast and Dougherty<sup>177</sup> the pyrite structure may be regarded as a stacking of almost close packed hexagonal sheets of sulphide ions with iron ions in the interstices between the sulphide layers. The packing density is related to the radius of the sulphide ion which is 1.85 Å (volume = 26.1 Å<sup>3</sup>). In the sulphate structure each atom of sulphur is surrounded by four atoms of oxygen in tetrahedral coordination. The packing density is related to the radius of the sulphate ion which is 2.8 Å, giving a volume of 92.4 Å<sup>3</sup>. This represents an increase in volume per packing unit of approximately 35%. Hydration involves a further increase in volume. In fact such a reaction is electrolytic, that is, water is required and the sulphate ion exists in solution. Any cation in the system may cause the precipitation of sulphate crystals. If calcium carbonate is present, gypsum may be formed, which may give rise to an eightfold increase in volume over the original sulphide, exerting pressures of up to about 0.5 MN/m<sup>2</sup>. This leads to further disruption and weakening of the rocks involved.

Penner *et al*<sup>178</sup> quoted a case of heave in a black shale of Ordovician age in Ottawa which caused displacement of the basement floor of a three storey building. The maximum movement totalled some 107 mm, the heave rate being almost 2 mm per month. When examined the shale in the heaved zone was found to have been altered to a depth of between 0.7 and 1 m. Beneath, the unaltered shale contained numerous veins of pyrite, indeed the sulphur content was as high as 1.6%. The heave was attributable to the alteration of pyrite to gypsum and jarosite, these forming in the fissures and between the laminae of the shales in the altered zone. Measurements of the pH gave values ranging from 2.8 to 4.4, and it was therefore concluded that the alteration of the shales was the result of biochemical weathering brought about by autotrophic bacteria. The heaving was therefore arrested by creating conditions unfavourable for bacterial growth. This was done by neutralising the altered zone by introducing a potassium

hydroxide solution into the examination pits. The water table in the altered zone was also kept artificially high so that the acids would be diffused and washed away, and to reduce air entry.

Similarly sulphuric acid and sulphate are produced when gypsum is subjected to weathering. Aqueous solutions of sulphate and sulphuric acid react with tricalcium aluminate in Portland cement to form calcium sulphotoaluminate or ettringite. This reaction is accompanied by expansion. The rate of attack is very much influenced by the permeability of the concrete or mortar and the position of the water table. For example, sulphates can only continue to reach cement by movement of their solutions in water. Thus if a structure is permanently above the water table it is unlikely to be attacked.

By contrast below the water table movement of water may replenish the sulphates removed by reaction with cement, thereby continuing the reaction. Concrete with a low permeability is essential to resist sulphate attack, hence it should be fully compacted. Sulphate resistant cements, that is, those in which the tricalcium aluminate is low can also be used for this purpose (Table 1.17). Foundations used to be made larger than necessary to counteract sulphate attack but it is now more economical to protect them by impermeable membranes or bituminous coatings.

## MARL

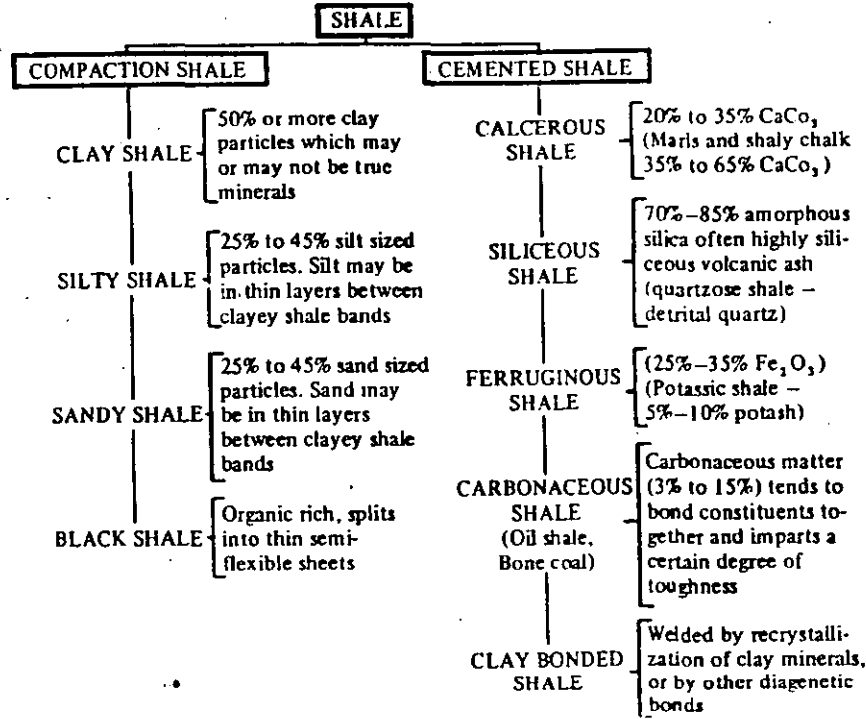
Marl is a term which has been assigned various meanings, although it has recently been defined by Pettijohn<sup>180</sup> as a rock with 35 to 65% carbonate and a complementary content of clay. However, this definition cannot be applied to many of the rocks in Britain which are referred to as marls, for example, most of the marls of the Keuper series contain less than 20% carbonate material. Such rocks according to the classification of clay-lime carbonate mixtures, after Barth, Correns and Eskola<sup>181</sup>, are marly clays or mudstones. In the account which follows the term marl is used in the latter context.

Marls are particularly well developed in the Old Red Sandstone, Permian and Trias systems. It is assumed that many of these marls were formed by the deposition of vast quantities of fine sediment in shallow inland lakes or seas in regions of high evaporation, others may represent fine grained aeolian deposits. These rocks are extensively distributed in England and Wales, for example, the Red Marls of the Lower Old Red Sandstone in South Wales outcrop from Pembrokeshire to Brecon Beacons, the Middle and Upper Marls of the Permian occur, with a north-south outcrop, in Yorkshire. But the Keuper Marl (Trias) is the most extensively distributed occurring in Yorkshire, Nottinghamshire, Lancashire, Cheshire, the Midlands, Gloucestershire and south west England. Because the marls of the Keuper series are extensively distributed and because they have been more thoroughly investigated as far as their geotechnical properties are concerned, attention will be focused on them alone.

The marls of the Keuper series consist of between 50 and 90% clay minerals. The marl may contain thin veins or beds of gypsum, in such cases the ground waters contain sulphates. According to Dumbleton<sup>182</sup> illite accounts for 28 to 56% of the clay minerals and chlorite may total some 39%. Usually more than half the chlorite is of the swelling type. Quartz tends to vary between 5 and 35%. The other minerals include calcite and dolomite (which usually comprise

shale, depend on its mineral composition and grain size distribution, its mode of sedimentation, its subsequent depth of burial and tectonic history, and the effects of diagenesis. The porosity of shale may range from slightly under 5 to just over 50% with natural moisture contents of 3 to 35%. Argillaceous materials are capable of undergoing appreciable suction before pore water is removed, drainage commencing when the necessary air-entry suction is achieved (about  $pF$  2). Under increasing suction pressure the incoming air drives out water from a shale and some shrinkage takes place in the fabric before air can offer support. Generally as the natural moisture content and liquid limit increase so the effectiveness of soil suction declines.

It would appear that the strength of compacted shales decreases exponentially with increasing void ratio and moisture content. However, in cemented shales the amount and strength of the cementing material are the important factors influencing intact strength. Unconfined compressive strength tests on Accra Shales carried out by De Graft-Johnson *et al*<sup>124</sup> indicated that the samples usually failed at strains between 1.5 and 3.5%. The compressive strengths varied from 200 kN/m<sup>2</sup> to 20 MN/m<sup>2</sup>, with the values of the modulus of elasticity ranging from 6.5 to 1400 MN/m<sup>2</sup>. Those samples which exhibited the high strengths were generally cemented types. In fact values of Young's modulus as high as 15000 MN/m<sup>2</sup> have been recorded from well cemented shales. The higher the degree of fissility possessed by a shale the greater the anisotropy with regard to strength, deformation and permeability. For instance, the influence of fissility on Young's modulus can be illustrated by two values quoted by

Table 1.16a CLASSIFICATION OF SHALE (After Mead<sup>123</sup>)Table 1.16b ENGINEERING EVALUATION OF SHALES (After Underwood<sup>125</sup>)

Laboratory tests and in situ observations	Average range of values		Probable in situ behaviour						
	Favourable		High pore pressure	Low bearing capacity	Tendency to rebound	Slope stability problems	Rapid sinking	Rapid erosion	Tunnel support problems
	Unfavourable	Favourable							
Compressive strength (kN/m <sup>2</sup> )	350–2070	2070–3500	>	>>	>>	>>	>	>>	>
Modulus of elasticity (MN/m <sup>2</sup> )	140–1400	1400–14000	>	>>	>>	>>	>	>>	>
Cohesive strength (kN/m <sup>2</sup> )	35–700	700–>10500	>	>>	>>	>>	>	>>	>
Angle of internal friction, degrees	10–20	20–65	>	>>	>>	>>	>	>>	>
Dry density Mg/m <sup>3</sup>	1.12–1.78	1.78–2.56	>	>>	>>	>>	>	>>	>
Potential swell (%)	3–15	1–3	>	>>	>>	>>	>	>>	>
Natural moisture content (%)	20–35	5–15	>	>>	>>	>>	>	>>	>
Coefficient of permeability m/s	10 <sup>-11</sup> –10 <sup>-12</sup>	>10 <sup>-7</sup>	>	>>	>>	>>	>	>>	>
Predominant clay minerals	Montmorillonite or illite	Kaolinite and chlorite	>	>>	>>	>>	>	>>	>
Activity ratio	0.75–>20	0.35–0.75	>	>>	>>	>>	>	>>	>
Wetting and drying cycles	Reduces to grain sizes	Reduces to flakes	>	>>	>>	>>	>	>>	>
Spacing of rock defects	Closely spaced	Widely spaced	>	>>	>>	>>	>	>>	>
Orientation of rock defects	Adversely oriented	Favourable oriented	>	>>	>>	>>	>	>>	>
State of stress	> Existing overburden load	= Favourable oriented overburden load	>	>>	>>	>>	>	>>	>

M. according to S. Irmay (Israel Journal of Technology, Vol 6, No. 4, pp 165–172, 1968), the maximum possible  $\phi = 47.4^\circ$



# 3 Identification of Rocks and Minerals

Introduction to Rock Mechanics  
Richard E. Goodman  
Wiley & Sons, 1980.

## HOW MANY ROCKS AND MINERALS MUST AN ENGINEER KNOW?

Textbooks of mineralogy commonly list determinative properties for about 200 minerals. A good book on petrography will mention more than 1000 types of rocks. The subject is interesting and has many practical offshoots. Fortunately, however, the list of the most common rock-forming minerals is rather short—about 16—and many of the rock types fall naturally into groups with similar engineering attributes, so that only about 40 rock names will suffice to describe most of the individuals of real interest for civil engineering purposes. There are exceptional cases, however, when rather bizarre rock types cause unusual problems for excavations, or rock materials. Rather than learn 1000 varieties in order to be equipped for the one special case, it is more efficient to enlist the aid of a petrologist when this happens. For the basic education of the geotechnical engineer, it will usually suffice to become familiar with the 16 minerals and 40 rocks discussed below, that is, to be able to identify them and to know something of their occurrence and properties.

## ROCK-FORMING MINERALS

The common rock-forming minerals are silicates, carbonates, and several salts (sulfates and chlorides). The silicate minerals are formed from the silica tetrahedra ( $\text{SiO}_4$ ) linked together in "island structures," sheets, chains, and networks by iron, magnesium, calcium, potassium, and other ions. The island structures, such as

olivine, are tetrahedra without shared corners—they are the highest temperature minerals of the silicate group (earliest formed when a melt cools) and they are generally the first to weather when exposed to the atmosphere. The sheet structures (e.g., mica) have easy parting (cleavage) in one direction and generally low shear strength along that direction (parallel to the sheets). Chains (e.g., pyroxenes and amphiboles) and networks like feldspars and quartz are usually very strong and durable.

The carbonates are weakly soluble in water but more highly soluble if water has been enriched in acid by percolation through soil or by industrial pollution. The carbonate minerals also have the characteristic of twinning readily by gliding on intracrystalline planes, so rocks composed of these minerals behave plastically at elevated pressures. Other salts (e.g., gypsum and halite) are readily soluble in water. The sulfide pyrite is present in small amounts in almost all rocks and occasionally occurs as a significant percentage of rocks.

The common rock-forming minerals that you should be able to identify are:

### Silicates

Quartz, feldspar (orthoclase, and plagioclase), mica (biotite and muscovite), chlorite, amphibole, pyroxene, and olivine.

### Carbonates

Calcite and dolomite.

### Others

Gypsum, anhydrite, halite, pyrite, and graphite.

Table A3.1 will assist you to identify these minerals. Since minerals forming the rock fabric are usually found in fragments or crystals less than a centimeter in maximum dimension, it is necessary to view the rock using a hand lens or even better, a binocular microscope. The minerals are divided into those that can be scratched by the fingernail, those that can be scratched by a knife blade but not by the fingernail, and those that cannot be scratched by a knife blade. On Moh's scale of relative hardness, the fingernail will usually have a hardness between 2 and  $2\frac{1}{2}$ , while the average knife will have a hardness of between 5 and  $5\frac{1}{2}$ . The presence or absence of cleavage is one of the easily noted diagnostic features of the minerals listed. Cleavage surfaces are smooth and uniform and reflect incident light uniformly at one orientation. The angles between the cleavages can be measured by rotating the specimen in the hand to move from the orientation of a reflection on one surface to the reflection orientation for the adjacent surface. As an illustration of how the table works, compare calcite, feldspar, and quartz, three minerals that are frequently confused by engineers. Quartz presents no cleavage and will not be scratched by a knife. (It may display crystal faces; crystal faces are

Table 1.17 REQUIREMENTS FOR CONCRETE EXPOSED TO SULPHATE ATTACK

Concentration of sulphates expressed as SO <sub>3</sub>			Minimum cement content				
Class	In soil, total SO <sub>3</sub>	In ground water	Type of cement	Nominal maximum size of aggregate			Maximum free water/cement ratio
	%	parts per 100 000		40 - 20 mm	10 mm		
1	less than 0.2	less than 30	Ordinary Portland or Portland-blastfurnace	240	280	330	0.55
2	0.2-0.5	30-120	Ordinary Portland or Portland-blastfurnace	290	330	280	0.50
			Sulphate-resisting Portland	240	280	330	0.55
			Supersulphated	270	310	360	0.50
3	0.5-1.0	120-250	Sulphate-resisting Portland or supersulphated	290	330	380	0.50
4	1.0-2.0	250-500	Sulphate-resisting Portland or supersulphated	330	370	420	0.45
5	over 2	over 500	As for Class 4, but with the addition of adequate protective coatings of inert material such as asphalt or bituminous emulsions reinforced with fibreglass membranes				

Notes. This table applies only to concrete made with aggregates complying with the requirements of BS 882 or BS 1047 placed in near-neutral groundwaters of pH 6 to pH 9, containing naturally occurring sulphates but not contaminants such as ammonium salts. Concrete prepared from ordinary Portland cement would not be recommended in acidic conditions (pH 6 or less); sulphate-resisting Portland cement is slightly more acid-resistant but no experience of large-scale use in these conditions is currently available. Supersulphated cement has given an acceptable cement, provided that the concrete is dense and prepared with a free water/cement ratio of 0.40 or less in mineral acids down to pH 3.5.

The cement contents given in Class 2 are the minima recommended by the manufacturers. For SO<sub>3</sub> contents near the upper limit of Class 2, cement contents above these minima are advised.

For severe conditions, e.g. thin sections, sections under hydrostatic pressure on one side only and sections partly immersed, consideration should be given to a further reduction of water/cement ratio and, if necessary, an increase in cement content to ensure the degree of workability needed for full compaction and thus minimum permeability.

(After BRE Digest 174. Crown Copyright. Reproduced by permission of the Controller of HMSO and by courtesy of the Director of the Building Research Establishment, UK)

less than 20%) and hematite -- one or two per cent. Occasionally other clay minerals such as sepiolite and palygorskite have been found.

The clay particles tend to be aggregated mainly into silt-size units, the aggregated structure being extremely variable (see Davis<sup>186</sup>). Particles composing the aggregate are held together by cement. Sherwood<sup>184</sup> suggested that silica might be the cementing agent whilst Lees<sup>185</sup> assumed that the clay particles were bound together by physical forces. The former explanation seems the more likely. Aggregation leads to the lack of correlation between consistency limits

and shear strength on the one hand and clay content on the other. Because engineering behaviour is controlled by the aggregates, rather than the individual clay minerals, the plasticity, according to Davis<sup>186</sup>, is lower than would be expected. He consequently proposed the aggregation ratio as a means of assessing the degree of aggregation. The aggregation ratio was defined as the percentage weight of clay as determined by mineralogical analysis, expressed as a ratio of the percentage weight of clay particles determined by sedimentation techniques. On the other hand Sherwood<sup>184</sup> maintained that aggregation did not give anomalous plasticity values for Keuper marls and that they can generally be classified as materials of low to medium plasticity (Table 1.18). The activity of the Keuper marls increases as the degree of aggregation increases.

Table 1.18 SOIL CLASSIFICATION TESTS ON KEUPER MARL (From Sherwood<sup>184</sup>)

	Clay content by sedimentation (%)	Clay content by X-ray analysis (%)	Liquid limit (%)	Plastic limit (%)	Plasticity index (%)
1	26	94	71	40	31
2	36	58	33	19	14
3	30	87	46	28	25
4	12	77	48	29	19

These marls are very often fissured, weathering and water penetrating the fissures and thereby further reducing the strength of the material. Certain marls exhibit rapid softening when exposed to wet conditions. The fissures close with increasing depth. Skempton and Davis (see Chandler<sup>187</sup>) proposed the following classification of weathered Keuper marl:

Zone	Description
V Fully weathered	Matrix only
IV Highly weathered	Matrix with occasional pellets < 3 mm diameter
III Moderately weathered	Matrix with frequent lithorelicts up to 25 mm
II Slightly weathered	Angular blocks of unweathered marl with virtually no matrix
I Unweathered	Marl (often fissured)

Weathering first develops along fissures in zone II material, the weathered product consisting of a thin veneer of silt. A significant proportion of the marl is weathered in zone III, the unweathered material occurring as angular fragments set in a weathered matrix which is predominantly silty. The water content of the matrix exceeds that of the lithorelicts. In zone IV the lithorelicts are mainly of coarse sand size, and the marl has lost much of its silty texture, indeed up to 50% may be composed of clay-sized particles. This indicates that particle aggregation is broken down upon weathering. Little or no trace of the original structure now remains and the material has a lower permeability than has zone III,  $5 \times 10^{-9}$  to  $5 \times 10^{-10}$  m/sec as compared with  $1 \times 10^{-8}$  to  $1 \times 10^{-9}$  m/sec respectively. Finally the marl is completely weathered, becoming a plastic, slightly silty, clay. Chandler<sup>187</sup> showed that highly and fully weathered marl could be distinguished from material from zones I, II and III by its particle size distribution and plasticity index (Table 1.19).

Bergforsen Dam affords an example of special problems due to mineralogy. A series of basic dikes under the concrete gravity structure decomposed in a few years after impoundment of water due to rapid decay of calcite. Solution of calcite was accelerated by carbon dioxide in vugs within the rock; the percolating water dissolved the carbon dioxide, thereby becoming enriched in carbonic acid. Originally hard rock was thus transformed to clay. The foundation was washed and pressure grouted. Also lime-saturated water was circulated continuously through the rock at a pressure higher than that of the reservoir, thereby excluding the reservoir water from the foundation [Aastrup and Sallstrom (1964), see references Ch. 2].

## IDENTIFICATION OF COMMON ROCKS

One cannot expect to be able to assign the correct geological name to all specimens found in an engineering project; sometimes it requires not only a thorough training in petrology but also petrographic examination of a thin section in order to determine the rock type. However, there is a system to rock identification and most engineers can manage to become fairly proficient at classifying rocks with a little guidance. It should be appreciated that the geological classification of rocks is not intended to group rocks with like engineering properties; in fact, its prime purpose is to group rocks of similar mode of origin. Nevertheless, a rock name with a short description of the nature and arrangement of the component particles or crystals often connotes much that is of practical value.

Table A3.2 presents a greatly simplified flow chart that will help you assign a name to an unknown specimen. In most cases using this chart, a rock group name can be assigned unambiguously after examination of a fresh surface of an unknown hand specimen. However, the chart is not infallible because the boundaries between grades are sometimes based upon subjective judgments, and the qualities being assessed are often gradational in character from one individual to the next. Of the many attributes presented by a rock specimen three are singled out dominantly in this chart—texture, hardness, and structure.

The major division is between *crystalline* and *clastic* textures. The crystalline rocks like granite, basalt, and marble possess an interlocking fabric of crystals with very little or no pore space. There may be grain boundary cracks and other fissures that can weaken the rock, and the crystals themselves may be deformable (e.g., calcite in marble) but the fabric is generally a strong one. In contrast, the clastic rocks consist of a collection of pieces of minerals and rocks with subspherical pore space more or less continuously connected through the rock. To the extent that this pore space is filled with durable cement, the rock will be strong and rigid. Some clastic rocks that are hard and rocklike in appearance contain only clay in the interparticle spaces and soften to soillike consistency on soaking in water. Some

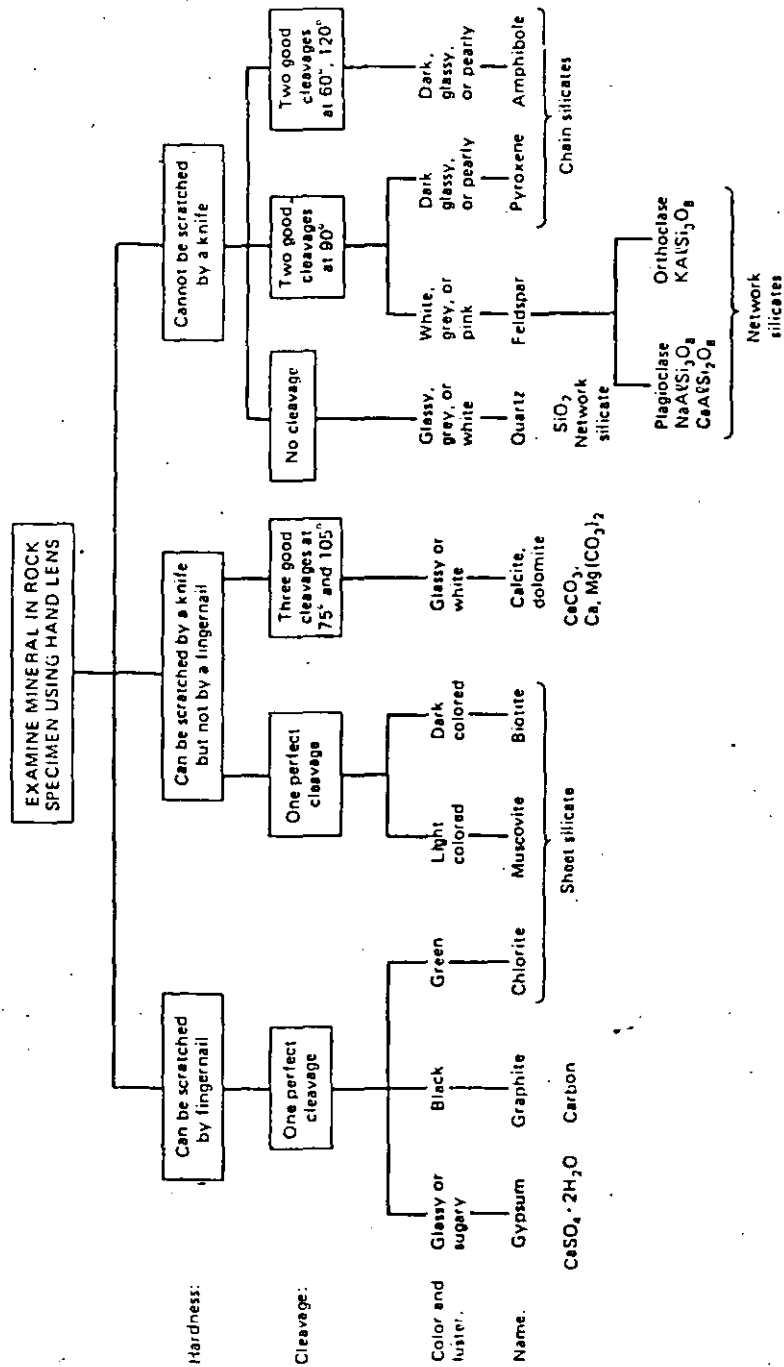
rock specimens are so fine grained that the grains or crystals cannot be seen with the naked eye; in that case the rock can be classified with other tests.

The second classification index used in Table A3.2 is *hardness*. Although it is less well defined as a rock property than as a mineral property, the scratch hardness of a fresh rock surface gives a helpful index. By "fresh" we mean to exclude those specimens softened by weathering or localized alteration processes. Some rocks (e.g., greenstone) owe their characteristics to hydrothermal alteration which, occurring at considerable depth, uniformly altered a large rock volume; it is not intended to exclude these rocks from the candidates for identification but rather to exclude those weathered specimens that have sounder neighbors. The scratch hardness of a rock is not an infallible index, as some rocks lie close to the hardness of a knife and some straddle this boundary with a "scatter band" of variability. However, in certain cases the scratch test is useful, for example, in distinguishing aplite from marble, or hornfels from claystone. In micaceous rocks, what appears to be a scratch is revealed, under the microscope, actually to consist of a flaking off of cleavage fragments in front of the blade—a ploughing action. Scratch hardness is not usually useful as a classification index in the coarse clastic rocks.

A third division is made between *isotropic* and *anisotropic* structures. Metamorphic rocks (e.g., slate, schist, and gneiss) possess an incipient parting tendency parallel to one plane or one axis; consequently, these rocks present extreme anisotropy (i.e., directionality) in all physical properties. Some sedimentary rocks (e.g., shale, chert, and thin-bedded limestone) possess such closely spaced laminations that even the hand specimen shows strong directionality. In other rocks, the structure is massive on the hand specimen scale (e.g., thick-bedded sandstone and limestone, and basalt) so that the specimen appears to be isotropic. Some granites are isotropic even on the field scale. In coarse clastic rocks, although it is important as a physical attribute, the degree of isotropy is not useful as a classification index. The classification of these rocks is effected mainly in terms of grain size and fabric.

Some individual rock groups will now be considered. The hard, isotropic crystalline rocks present three series depending on the relative sizes of the crystals: the coarse-grained varieties are of *plutonic* igneous origin; those with relatively coarse crystals in a matrix of crystal sizes invisible to the naked eye (porphyritic texture) are *volcanic* in origin; rocks that are uniformly fine grained, or porphyritic with a fine-grained ground mass are usually of *dike* origin, having cooled at shallow or moderate depth. The many rock names within these groups reflect changes in mineralogic composition that are not always significant from an engineering point of view. For example, the difference between *granite* and *granodiorite* is mainly in the relative abundance of orthoclase and plagioclase minerals that are almost identical in physical properties. The darker varieties of these rocks, such as gabbro and peridotite, are composed of a relatively larger proportion of early formed, high-temperature pyroxene and olivine, which renders them more susceptible to weathering processes. Hard anisotropic crystalline rocks are usually rather strong (e.g., gneiss and amphibolite). Soft anisotropic crystalline rocks include schists, in

TABLE A3.1  
Simplified Mineral Identification Flowchart: Common Rock-forming Minerals



destroyed when the crystal is broken, whereas cleavage surfaces will be found on all the mineral chips after the crystal is broken.) Feldspar is harder than the knife and also presents two good directions of cleavage. Calcite also has good cleavage but it can be scratched. Moreover, the calcite presents rhombohedral angles between the cleavage surfaces (75° and 105°) whereas the feldspar cleavages have approximately 90° angles between them.

## OTHER IMPORTANT MINERALS

A small number of minerals account for most of the special problems that sometimes occur with rocks. These special problems concern pollution, rapid weathering, swelling, chemical attack of neighboring rocks, deleterious behavior in concrete, and very low friction. Some of the minerals involved are difficult to identify in hand specimens but the engineer should recognize the names and look for them in geological reports. Academic geologists are not always aware of the influence some of these individuals can exert on engineering properties and behavior of rocks. A partial listing of potential problem minerals follow.

### Soluble Minerals

Calcite, dolomite, gypsum, anhydrite, salt (halite), and zeolite.

### Unstable Minerals

Marcasite and pyrrhotite.

### Potentially Unstable Minerals

Nontronite (iron-rich montmorillonite), nepheline, leucite, micas rich in iron.

### Minerals Whose Weathering Releases Sulfuric Acid

Pyrite, pyrrhotite, and other sulfides (ore minerals).

### Minerals With Low Friction Coefficients

Clays (especially montmorillonites), talc, chlorite, serpentine, micas, graphite, and molybdenite.

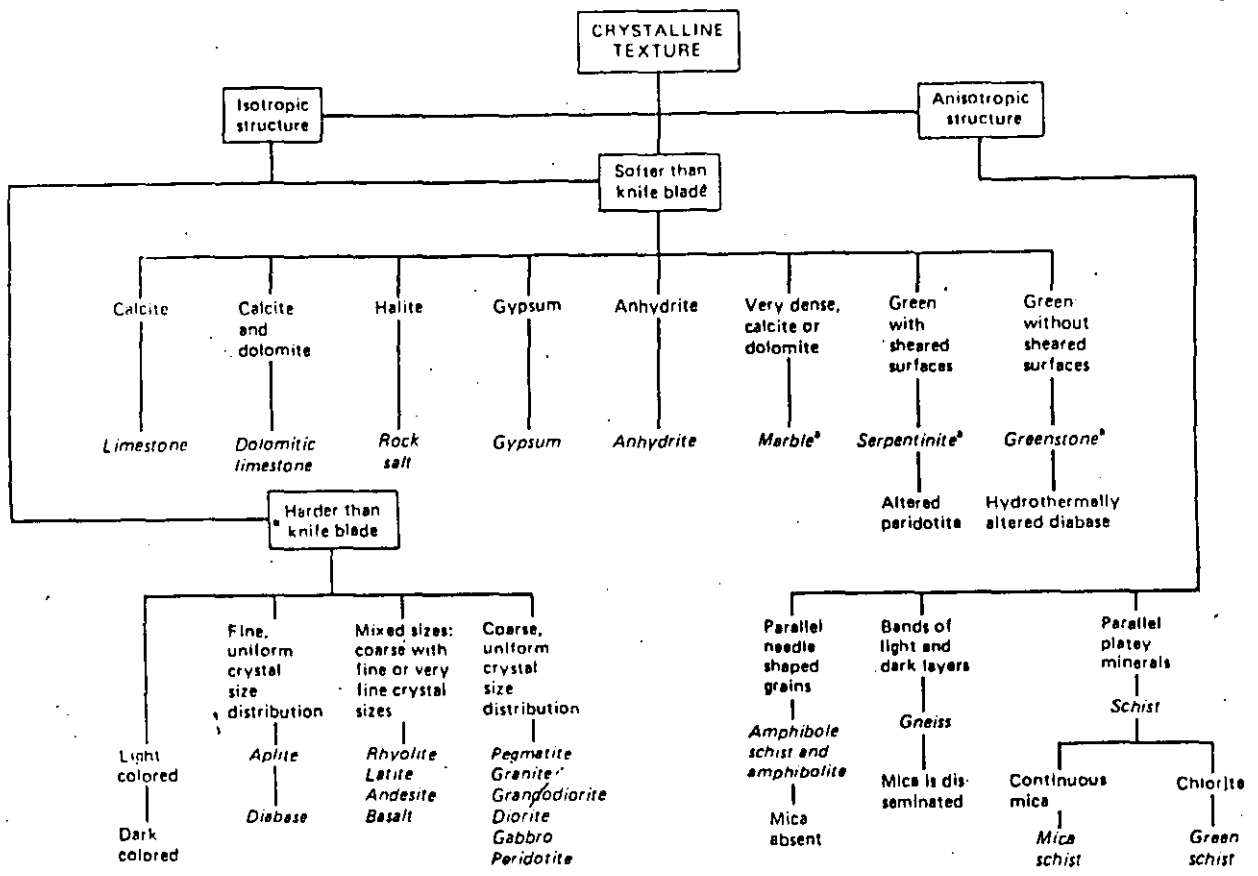
### Potentially Swelling Minerals

Montmorillonites, anhydrite, vermiculite.

### Minerals That React or Interfere With Portland Cement

Opal, volcanic glass, some cherts, gypsum, zeolite, and mica.

TABLE A3.2  
Identification Scheme for Rocks



\*May be anisotropic in hand specimen.

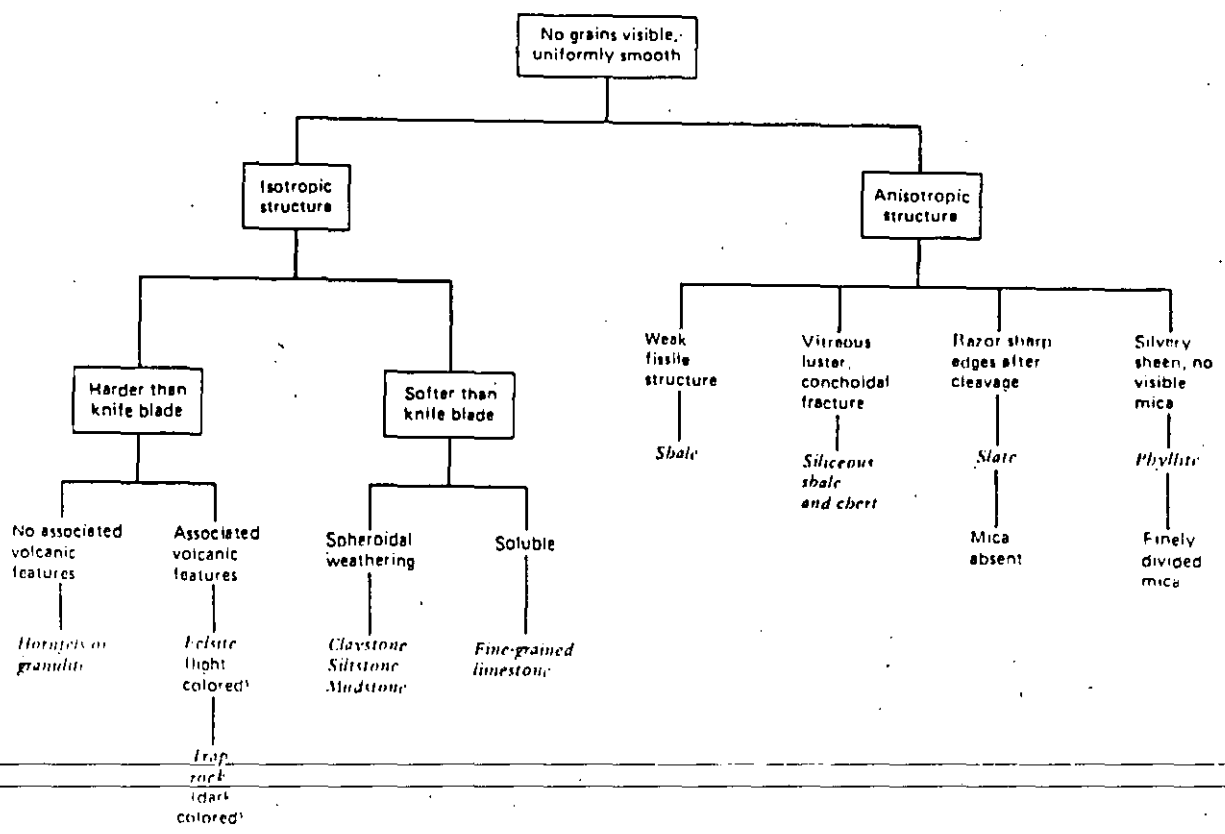
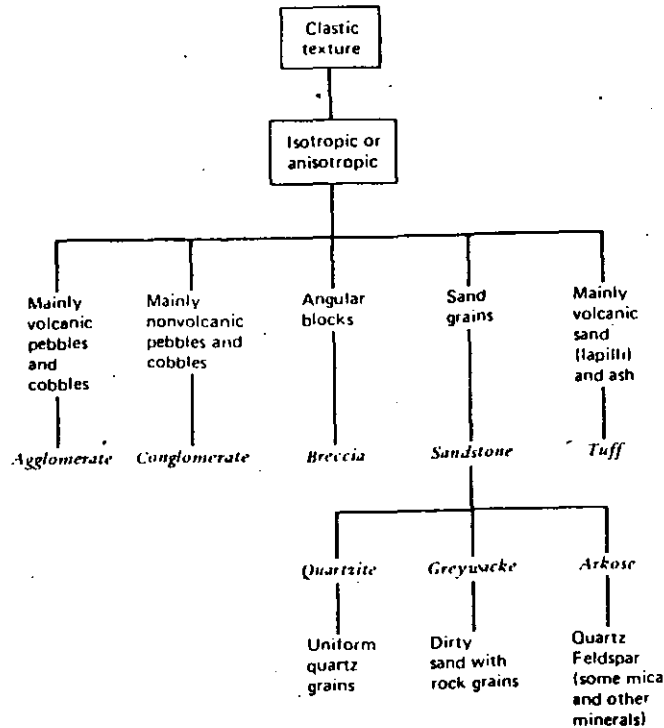


TABLE A3.2--(continued)



which the softness may be due to a true identification of chlorite or other soft minerals, or a ploughing of micas as previously noted.

Isotropic crystalline rocks that scratch readily include evaporite rocks—limestone, dolomite, gypsum, anhydrite, rock salt, etc.—and altered basic igneous rocks—serpentinite and greenstone. All these rocks can present undesirably weak and deformable properties to the civil engineer, serpentinites by virtue of internal surfaces of previous shear and associated weak minerals, and schist by virtue of the continuous bands of mica or chlorite or other minerals of low shear strength.

The rocks that are most difficult to identify are those without visible grains or crystals. Uniformly aphanitic basalts, cherts, shales, some slates, and some fine-grained limestones and dolomites can provide difficulty when the hardness and structure is overlooked. Associated rocks and structures that can be studied in the field usually make rock identification much easier in the field.

TABLE A3.3  
The Geologic Time Scale

Era	Period	Epoch	Age*
Cenozoic	Quaternary	Holocene	10,000 yr
		Pleistocene	2 m.y.
	Tertiary	Pliocene	
		Miocene	
		Oligocene	
		Eocene	65 m.y.
Mesozoic	Cretaceous		
	Jurassic		
	Triassic		225 m.y.
Paleozoic	Permian		
	Pennsylvanian		
	Mississippian		
	Devonian		
	Silurian		
	Ordovician		
	Cambrian		570 m.y.
Precambrian			

\* m.y. = million years.

Table A3.3 lists the periods of geological history. Time names should be included with the petrologic rock name in engineering practice, particularly when dealing with sedimentary rocks. In a general way, the older rocks tend to be harder and more permanently cemented. There are, unfortunately, important and dramatic exceptions: for example, uncemented montmorillonite clays are found in rock units from the lower Paleozoic. To those conversant with engineering geology, however, rock age names do imply associated engineering attributes more effectively than does any single index property. Every worker in rock mechanics should know these names and use them routinely in rock descriptions.



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

**CURSOS ABIERTOS**

**VI CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA GEOLOGICA APLICADA A  
OBRAS SUPERFICIALES Y SUBTERRANEAS**

**MODULO II: LA MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION**

**TEMA II**

**PROPIEDADES MECANICAS Y CLASIFICACION DE LA ROCA INTACTA**

## COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD

## MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES B.3.4

## G E O T E C N I A

## CÁPITULO 4.

## 4.1 ENSAYES DE LABORATORIO

## 4.1.1 ENSAYES DE COMPRESION SIMPLE Y TRIAXIAL

## 4.1.1.1 Compresión simple

Las pruebas de compresión simple se ejecutan aplicando cargas axiales sin confinamiento a los especímenes de roca. Para cada incremento de carga se mide la deformación longitudinal del espécimen.

## 4.1.1.2 Compresión triaxial

## a) Pruebas triaxiales no drenadas con medición de presión de poro

La fig III.1 muestra un corte esquemático de una cámara de compresión triaxial diseñada para medir presión de poro. Consiste en una base, cabeza, mangueras, deformómetros, manómetros y accesorios. La base y la cabeza tienen varios orificios a través de los cuales la presión de poro penetra en el espécimen. La presión confinante se mantiene constante manualmente por medio de un tornillo-pistón que compensa los cambios de volumen que resultan de la deformación del espécimen. También puede controlarse automáticamente con un regulador de presión. Lleva conectado un tubo pequeño de plás



### B.III

tico enrollado al espécimen, que sirve de dren durante el llenado de la cámara del fluido confinante (agua o aceite). La deformación axial durante la prueba se mide con una celda eléctrica. En cada medición de desplazamiento del espécimen se resta el efecto de la deformación elástica del aparato.

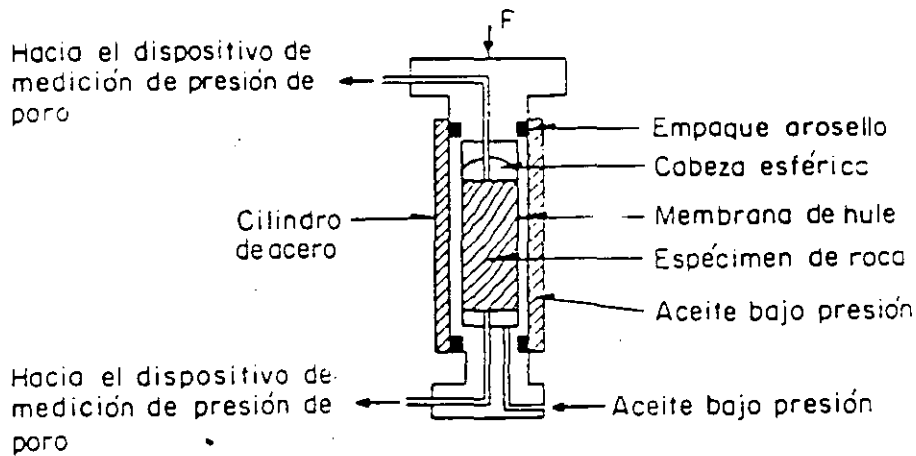


Fig III.1 Corte esquemático de una cámara triaxial diseñada para medir la presión de poro

Al comienzo de los ensayos se saturan el sistema de medición de poro y el espécimen que queda protegido con una membrana de hule. Se aplica una pequeña carga axial, y la presión confinante se incrementa gradualmente hasta su nivel de trabajo; entonces la presión de poro se mide en ambos extremos. El sistema de contrapresión se cierra y el espécimen se carga progresivamente con una velocidad de aplicación de carga que debe quedar entre 5 y 10 kg/cm<sup>2</sup> (ref 1).

Durante las pruebas, la presión de poro debe mantenerse menor que la presión confinante, de tal manera que el incremento de presión durante la carga deje siempre la presión confinante efectiva,  $\sigma_3'$ , con valor positivo. Una disminución de la presión de poro, es señal de expansión del espécimen y ocurre frecuentemente durante una etapa avanzada de deformación.

#### b) Pruebas drenadas

En estas pruebas la instalación del sistema de contrapresión se mantiene

## B.III

abierto, de tal manera que, durante la aplicación de la carga axial, cualquier incremento de la presión de poro se disipa por los extremos.

## 4.1.1.3 Análisis de las pruebas

Para analizar los resultados de los ensayos de compresión deben trazarse sus círculos de falla de Mohr. Los círculos de Mohr de pruebas de compresión simple son tangentes al eje de las ordenadas y los de triaxiales se localizan a una distancia de este eje igual al valor del esfuerzo confinante efectivo (fig III.2). En ensayos drenados los esfuerzos normales aplicados,  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$ , son los efectivos, y en ensayos no drenados los esfuerzos efectivos,  $\sigma'_1$  y  $\sigma'_3$ , son los normales aplicados,  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$ , menos la presión de poro,  $u$ .

Se dibuja la envolvente de los círculos de falla y la resistencia al corte se interpreta, tomando en cuenta la ley de Coulomb:

$$R_c = c + \sigma' \tan \phi \quad (\text{III.1})$$

donde

$R_c$  resistencia al corte

$\phi$  ángulo de fricción interna

$c$  cohesión o resistencia al corte cuando  $\sigma' = 0$

$\sigma'$  esfuerzo normal efectivo actuante sobre el plano de corte

$\sigma' = \sigma - u$ , donde  $\sigma$  = esfuerzo normal externo y  $u$  = presión de poro.

Las envolventes de falla de las rocas son, en general, curvas. Los parámetros  $c$  y  $\phi$  de Coulomb definen la posición de intervalos limitados que puedan considerarse rectos. La posición de estos se selecciona de acuerdo con el nivel de esfuerzos del problema de interés.

El cambio de presión de poro,  $\Delta u$ , se expresa en función de los cambios en los esfuerzos principales,  $\Delta \sigma_1$  y  $\Delta \sigma_3$ , mediante la ecuación de Skempton desarrollada para suelos:

$$\Delta u = B (\Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_3)) \text{ con } B = 4 \quad (\text{III.2})$$

donde el coeficiente  $A$  depende de la desviación relativa del comportamiento

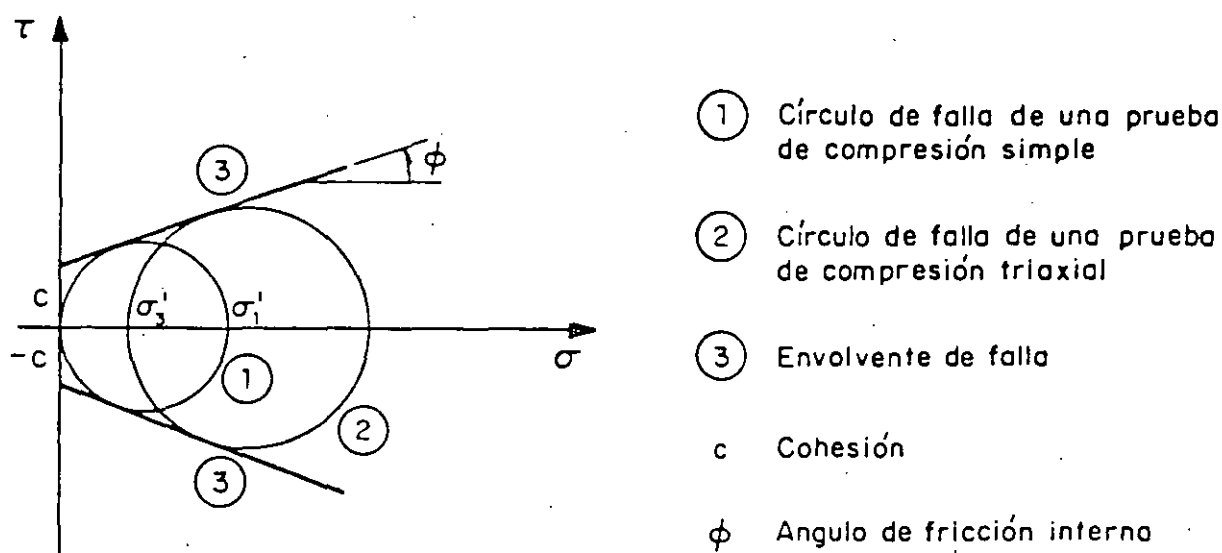


Fig III.2 Círculos de Mohr y envolventes de falla de una prueba de compresión simple y una triaxial

to de la roca de la teoría elástica, que para algunas rocas es considerable.

#### 4.1.2 ENSAYES DE TENSION

##### 4.1.2.1 Tensión axial

Existen dos técnicas para efectuar esta prueba. Una consiste en transmitir la carga de tensión axial al espécimen de roca con casquetes metálicos cementados a sus extremos (fig III.3). En la otra técnica, la carga de tensión se aplica a los especímenes con mordazas ajustadas a sus extremos que son de mayor sección transversal que la zona central del espécimen donde se produce la falla.

Otro método, poco usual, de obtener la resistencia a la tensión es empleando una máquina centrífuga en la que se introduce el espécimen de roca de 36 cm de diámetro y 180 cm de longitud en un recipiente cilíndrico de acero de longitud algo mayor, que se puede girar según el eje ortogonal central. Al iniciar la rotación, el espécimen desliza, apoyándose sobre una de sus bases en el interior del recipiente, creándose en el espécimen un estado de esfuerzos de tensión (fig III.4) no uniforme que alcanza su valor máximo en su parte media. Conociendo la velocidad angular  $\omega$  y la densidad de la roca  $\rho$ , el esfuerzo a una distancia  $x$  de uno

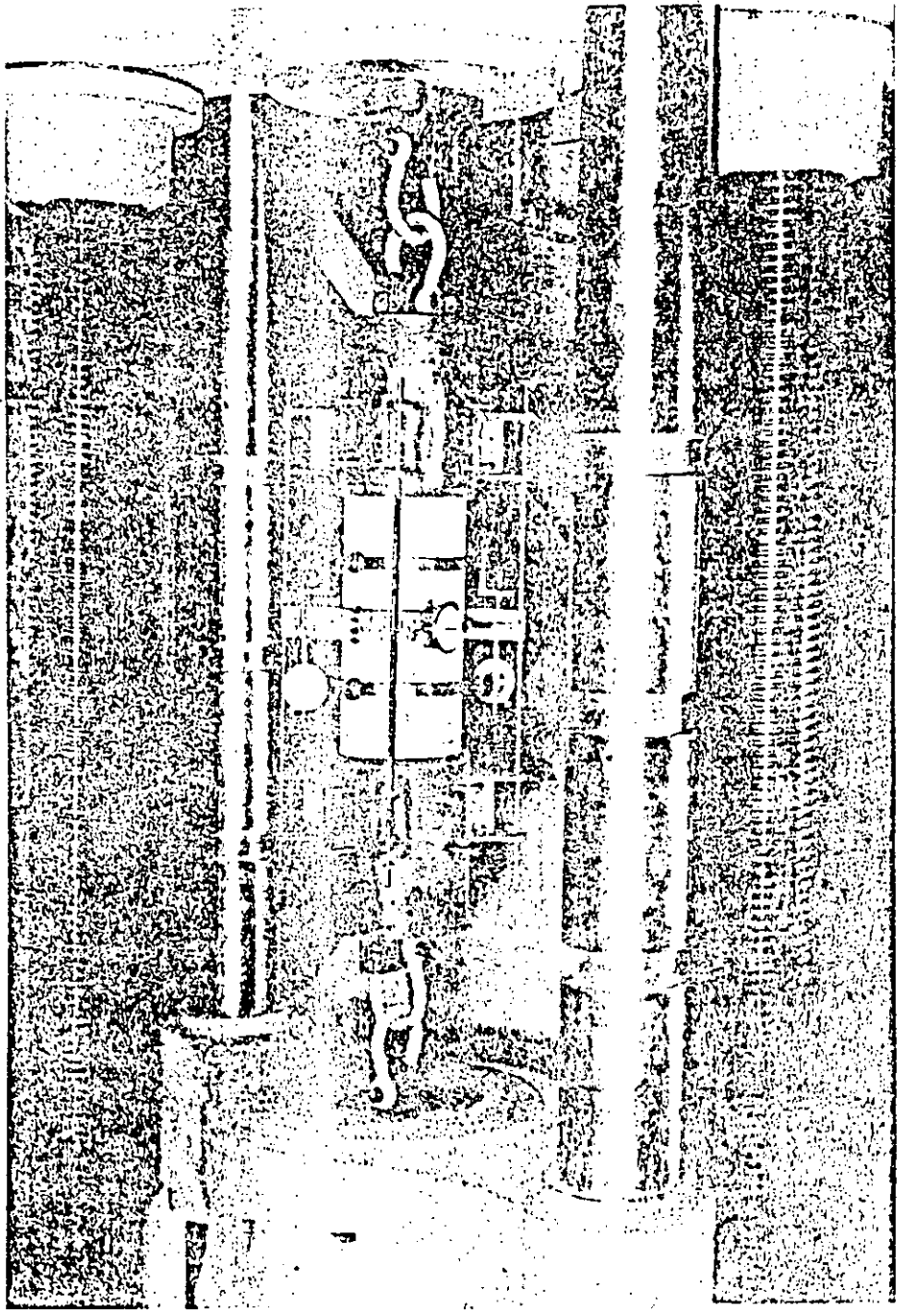


Fig III.3 Dispositivo de tensión axial

## B.III

de los extremos de la probeta es:

$$\sigma_x = \frac{1}{2} \rho \omega^2 (Lx - x^2) \quad (\text{III.3})$$

donde

L longitud del espécimen

$\rho$  cociente del peso específico entre la aceleración de la gravedad

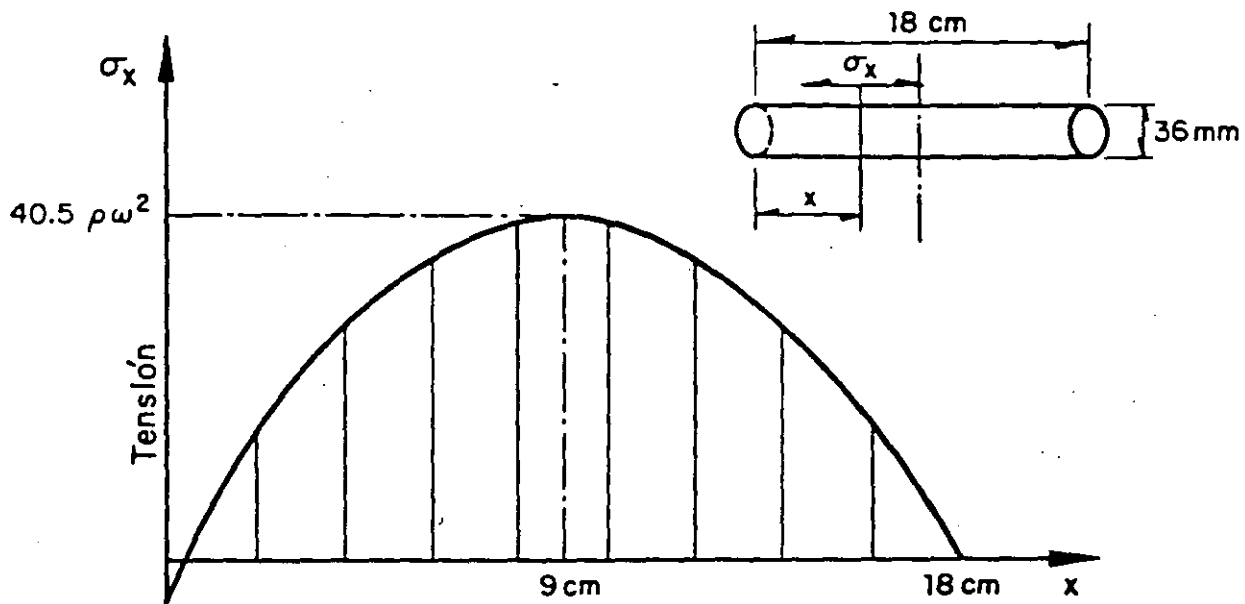


Fig III.4 Distribución de esfuerzos longitudinales en la probeta

#### 4.1.2.2 Prueba de flexión

Consiste en someter a un espécimen de roca simplemente apoyado en sus dos extremos a una carga en el punto medio del claro. Cuando los esfuerzos son más altos que la resistencia a la tensión de la roca, el espécimen falla (fig III.5).

Cuando una carga,  $P$ , se aplica al centro de una viga simplemente apoyada de longitud  $2\ell$ , produciendo una flecha  $y$  perpendicular al eje de la viga, el mó

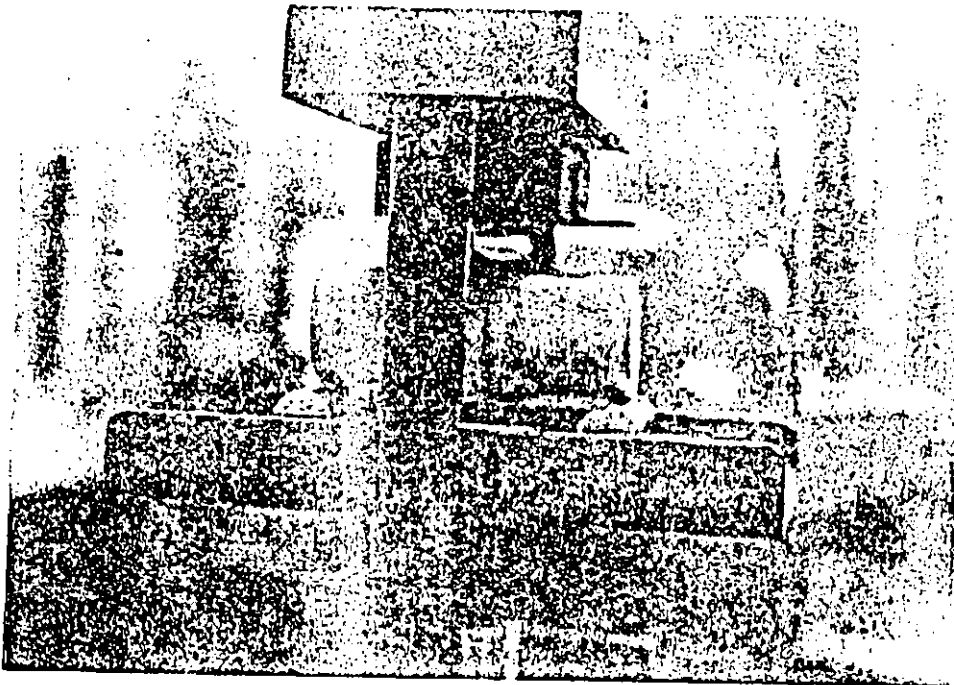


Fig III.5 Prueba de flexión

dulo de elasticidad promedio a la flexión es (ref 1):

$$E_{\text{prom}} = Pl^3/6Iy \tag{III.4}$$

La resistencia de tensión a la flexión es

$$F = Pl y_0/2I \tag{III.5}$$

donde

I momento de inercia de la sección transversal de la viga. (Para una sección transversal circular de radio R,  $I = \pi R^4/4$ , y para una sección transversal rectangular, h x b,  $I = bh^3/12$ )

$y_0$  distancia del eje neutro de la viga al punto extremo de la sección transversal en el lado de tensión.

B.III

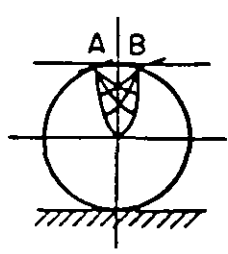
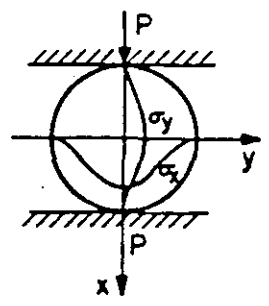
4.1.2.3 Prueba brasileña

Consiste en someter a compresión diametral a un espécimen cilíndrico produciéndose así esfuerzos de tensión,  $\sigma_y$ , y de compresión,  $\sigma_x$ , como se indica en la fig III.6, cuyos valores máximos son:

$\sigma_x = 6 P / \pi D \ell$  de compresión (verticalmente) (III.6)

$\sigma_y = -2P / \pi D \ell = - \frac{\sigma_x}{3}$  de tensión (horizontalmente) (III.7)

A pesar de que el esfuerzo de tensión inducido es menor que el de compresión, el espécimen falla a lo largo del eje vertical debido a su menor resistencia a la tensión.



a) Diagramas de esfuerzos de compresión,  $\sigma_x$  y de tensión,  $\sigma_y$

b) Zona de ruptura debido a fricción en el área cargada

Fig III.6 Prueba brasileña

4.1.3 ENSAYES DE CORTE

Esta prueba consiste en provocar una falla por corte a través del material intacto en un plano seleccionado previamente o a través de un plano de debilidad preexistente. La muestra se prepara con una ranura (fig III.7a) o cementándola en un molde (fig III.7b).

Las pruebas de corte simple o directo se efectúan aplicando al espécimen una carga normal constante, N, y una carga tangencial, T, que se incrementa desde cero hasta un valor máximo. Durante el ensaye se miden los desplazamientos vertical y horizontal de la parte superior del espécimen con respecto a la inferior. En la fig III.8 se presentan las gráficas esfuerzo-deformación

B.III

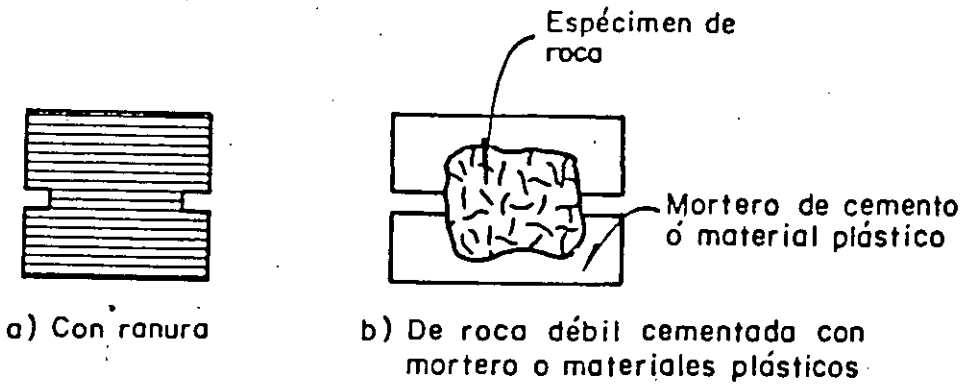


Fig. III.7 Especímenes de roca para pruebas de corte simple

resultantes. La curva I representa la relación del esfuerzo con la deformación horizontal, y la curva II con la deformación vertical del espécimen durante la prueba.

Al aumentar la carga tangencial,  $T$ , manteniendo constante la carga normal,  $N$ , se incrementan los esfuerzos cortantes,  $\tau$ , hasta llegar a un máximo,  $\tau_{m\acute{a}x}$ , en el cual se fractura el espécimen y aparece una grieta horizontal. La parte superior del espécimen posee mayor libertad para desplazarse y las deformaciones horizontales se incrementan más rápidamente. El esfuerzo tangencial decrece hasta un valor constante,  $\tau_{\acute{u}lt}$ , que representa las fuerzas de fricción entre las dos partes del espécimen. Los desplazamientos horizontales aumentan enormemente y los verticales alcanzan un valor constante.

El esfuerzo  $\tau_{m\acute{a}x}$  corresponde a la resistencia de la roca al cortante; el esfuerzo  $\tau_{\acute{u}lt}$  representa las fuerzas de fricción dentro del espécimen y permite determinar el ángulo de fricción.

Al efectuar los ensayos de diferentes especímenes de una misma roca, variando la carga normal para cada prueba, se construye el diagrama esfuerzo cortante-esfuerzo normal (plano de Mohr).

La prueba de punzonado o penetración consiste en perforar un disco de roca por medio de un pistón como se indica en el diagrama de la fig III.9.



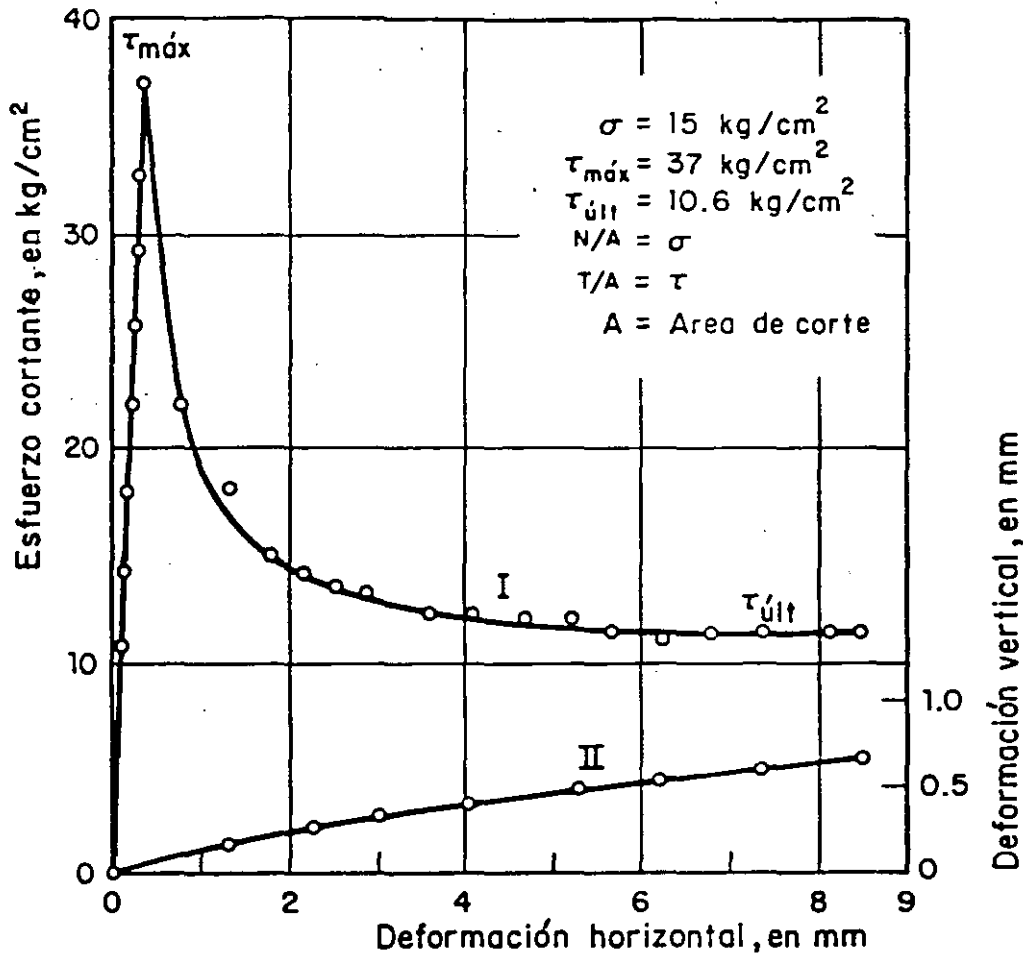


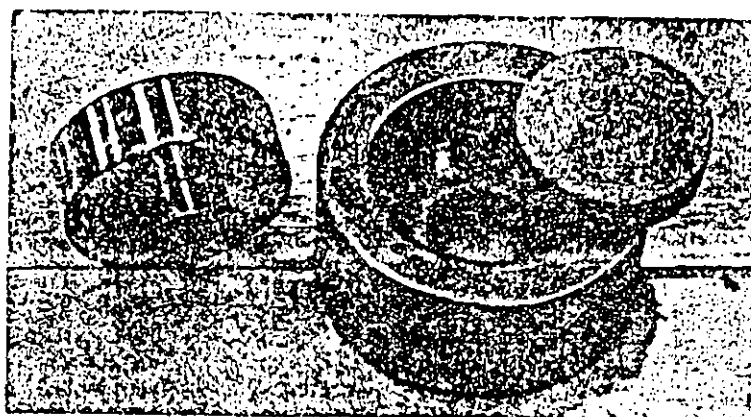
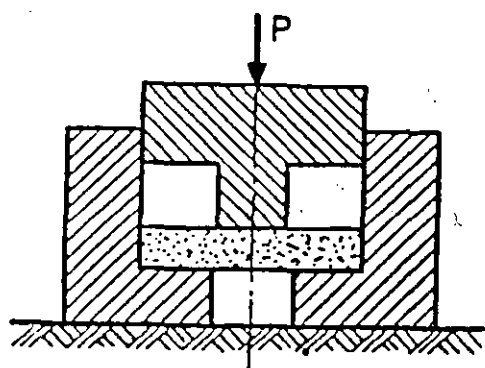
Fig III.8 Diagrama esfuerzo-deformación para la prueba de corte simple

#### 4.1.4 PROPIEDADES INDICE

##### 4.1.4.1 Porosidad

###### a) Porosímetro (ref 2).

Este dispositivo (fig III.10) está constituido por un tubo de vidrio en forma de U. La rama derecha de este tubo, de 70 cm de largo, termina en una llave,  $R_1$ ; la izquierda, de 10 cm de altura, tiene un depósito cilíndrico C con dimensiones que permiten utilizarlo como portamuestras. El portamues-



a) Corte esquemático

b) Fotografía

Fig III.9 Prueba de punzonado

tras, C, debe quedar cerrado herméticamente, lo que se puede lograr mediante un sistema de contacto de superficies ásperas engrasadas entre el portamuestras propiamente dicho y su tapa semiesférica. Esta tapa va conectada a un tubo de sección transversal conocida de 50 cm de longitud y con una llave,  $R_2$ , en su extremo superior.

En el punto más bajo del tubo de vidrio se tiene una tercera rama provista de una llave,  $R_3$ , y un receptáculo móvil lleno de mercurio, H.

El procedimiento de medición de la porosidad es el siguiente:

- Se introduce la muestra en el portamuestras C y se abren las llaves  $R_1$ ,  $R_2$  y  $R_3$
- Desplazando el volumen H, se fija el nivel del mercurio inmediatamente abajo de las llaves  $R_1$  y  $R_2$
- Se cierran las llaves  $R_1$  y  $R_2$
- Se desplaza el receptáculo H hasta alcanzar el nivel inferior del portamuestras C
- Se cierra la llave  $R_3$  y se deja descansar el volumen H en su apoyo S. En

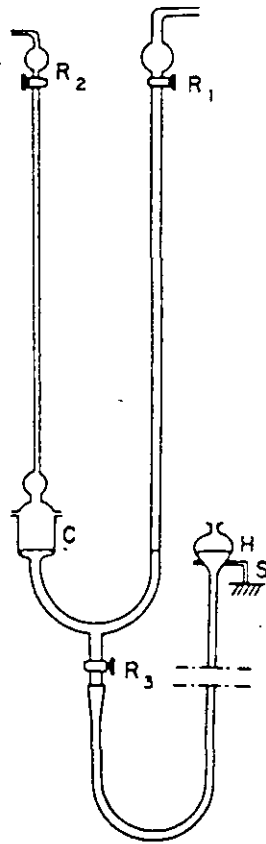


Fig. III.10 Porosímetro de Farran y Thénos (ref 2)

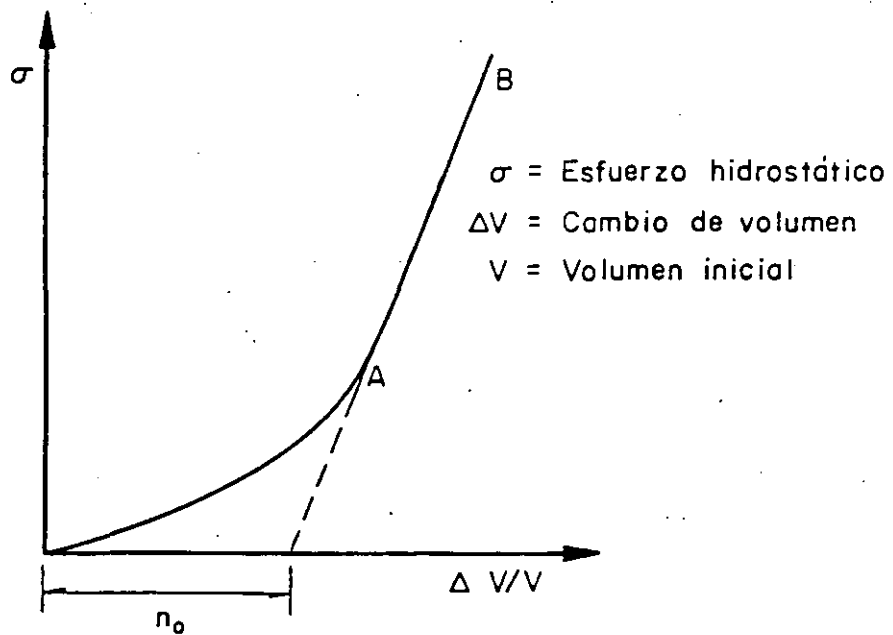


Fig. III.11 Variación del volumen de la muestra en función de la presión hidrostática aplicada

estas condiciones, el aire contenido en la muestra se desprende y sube hasta ocupar cierto volumen cerca de la llave  $R_2$

- Se abren las llaves  $R_1$  y  $R_3$  y se desplaza H hasta que coincidan los niveles del mercurio en las dos ramas del tubo de vidrio
- Se mide el volumen del aire de la rama 2, que en estas condiciones está bajo la presión atmosférica, y se tomará como el volumen de vacíos,  $V_v$

La porosidad, n por ciento, será el cociente del volumen de vacíos  $V_v$  entre el volumen de la muestra  $V_m$ , multiplicado por 100.

Un minuto de permanencia de la muestra después del quinto paso es suficiente.

#### b) Método de Walsh (ref 3).

Consiste en someter a un espécimen de roca a una presión hidrostática, y obtener la gráfica del cambio de volumen unitario contra presión (fig III.11).

Prolongando la recta AB se intercepta el eje de las abscisas en un punto que representa la porosidad de fisuración  $n_o$  de la roca.

#### 4.1.4.2 Peso específico

El procedimiento para obtener en laboratorio los pesos volumétricos natural y seco de una muestra de roca es el siguiente:

- Se pesa la muestra con su humedad natural (se obtiene  $P_m$ )
- Se seca al horno durante 24 h a  $105^\circ\text{C}$ , se enfría dentro de un recipiente hermético y se pesa (se obtiene  $P_s$ )
- Mediante la balanza de la fig III.12 se obtiene el volumen de la muestra  $V_m$  de la manera siguiente: en el platillo izquierdo se coloca una tara igual al peso de la muestra, y abajo del derecho la muestra sumergida en un recipiente que contiene mercurio. En el platillo derecho, además del peso propio de la muestra, se tiene el empuje ascendente que sufre la muestra ( $13.6 V_m$ ) y el peso de taras conocidas Q para equilibrar la balanza. De este modo se puede establecer la ecuación

$$P_m = P_m + Q - 13.6 V_m \quad (\text{III.8})$$

de donde se obtiene el valor  $V_m$

## B.III

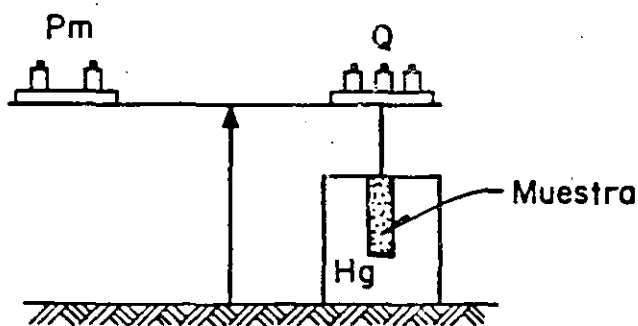


Fig III.12 Ensaye para determinar el volumen de la muestra

El peso volumétrico natural,  $PV$ , es

$$PV = \frac{P_m}{V_m} \quad (\text{III.9})$$

y el peso volumétrico seco,  $PV_{\text{seco}}$

$$PV_{\text{seco}} = \frac{P_s}{V_m} \quad (\text{III.10})$$

## 4.1.4.3 Absorción de agua

El grado de alteración de una roca,  $i$ , se obtiene de la manera siguiente:

- Se seca la muestra de roca al horno a  $105 \pm 2^\circ\text{C}$  durante 2 h, aproximadamente, y se pesa, obteniéndose  $P_1$
- Se sumerge en agua durante 1/2 a 1 1/2 h y se pesa, obteniéndose  $P_2$
- Se calcula el valor de  $i$ , empleando la ecuación

$$i = \frac{P_2 - P_1}{P_1} \times 100 \quad (\text{III.11})$$

## 4.1.4.4 Permeabilidad de la roca intacta

## a) Permeabilidad al aire

La prueba se realiza mediante el aparato de la fig III.13, como se indica a

### B.III

continuación:

- Se coloca el espécimen en el portamuestra, se sella lateralmente y se tapa
- Se abre la válvula de vacío, elevándose el mercurio
- Se cierra la comunicación al vacío
- Se destapa el portamuestra; entonces, el aire pasa a través de la muestra, bajando, en consecuencia, la columna de mercurio. Se mide la variación de la columna de mercurio en un tiempo determinado.

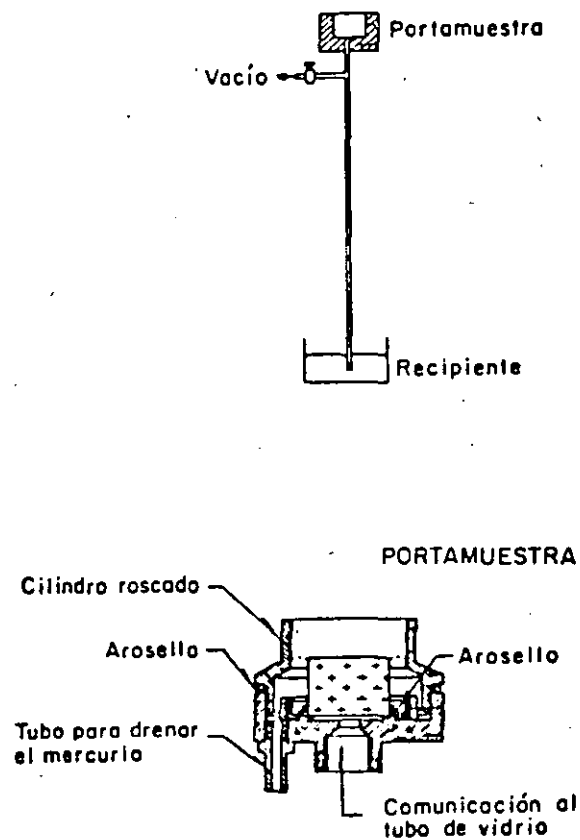


Fig III.13 Aparato para medir la permeabilidad al aire

El dispositivo es similar al de un permeámetro de carga variable.

La permeabilidad al aire se calcula mediante:

B.III

$$k = \frac{a L}{A t} \left( \frac{1}{13.6} \ln \frac{h_2}{h_1} + \frac{h_1 - h_2}{p} \right) \quad \text{(III.12)}$$

donde

- $h_1, h_2$  alturas inicial y final de la columna de mercurio
- $a$  área de la sección transversal del tubo
- $A$  área de la sección transversal del espécimen
- $L$  espesor del espécimen
- $p$  presión atmosférica
- $t$  intervalo de tiempo correspondiente al cambio  $h_1 - h_2$  de la columna de mercurio

b) Permeabilidad al agua

Esta prueba consiste en hacer pasar agua a través de la muestra con carga constante. El agua debe ser la misma con la que la roca estará en contacto en el campo.

Si la permeabilidad varía con el tiempo o la composición química del agua filtrada a través de la muestra se modifica, la alterabilidad de la roca es alta.

4.1.4.5 Sensitividad

Se realiza en un cilindro de roca de 60 mm de diámetro y 150 mm de altura (ref 4), con una perforación axial de 12 mm de diámetro y 125 mm de longitud (fig III.14). La perforación central queda comunicada al exterior mediante un tubo pegado con araldita. Se introduce la muestra en un depósito de agua y se produce en ella un flujo radial convergente, aplicando una presión exterior de 50 kg/cm<sup>2</sup>, y divergente mediante una presión interior de 1 kg/cm<sup>2</sup>. En ambos casos, el tubo de salida estará a la presión atmosférica.

El coeficiente de permeabilidad,  $k$ , se calcula mediante la ecuación

$$k = \frac{Q}{2\pi Lp} \ln \frac{r_1}{r_2} \quad \text{(III.13)}$$

donde

## Consideraciones geológicas\*

D. U. Deere

Rock Mechanics in Engineering Practice  
Edits. K.G. Stagg y O.C. Zienkiewcs  
J. Wiley & Sons., 1968

### 1.1 Introducción

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

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

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

\* De una próxima publicación en dos volúmenes original de Donald U. Deere, titulados provisionalmente, *Engineering Geology* (Geología aplicada a la Ingeniería) y *Rock Mechanics* (Mecánica de las Rocas). Cita reproducida con la autorización de Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, EE. UU.

† Definición del Comité de Mecánica de Rocas de la Academia Nacional de Ciencias en «Rock-Mechanics Research», *Natl. Acad. Sci.-Natl. Res. Council*, Washington, D. C., 1966.



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

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

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

## 1.2 Importancia de la litología o tipo de roca

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

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

\* Para unificar hemos traducido, en todo el texto, *joints* por diaclasas, aunque cabría establecer diferencias entre éstas, las litoclasas y algunos otros tipos de discontinuidades y fracturas (*N. del T.*).

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

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

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

\* Aunque últimamente se tiende a escribir *gneis* hemos preferido conservar la grafía tradicional (*N. del T.*).

### 1.3 Clasificación de las rocas en ingeniería

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

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

Tabla 1.1 Clasificación de la roca intacta<sup>a</sup>

#### I. Basada en la resistencia ( $\sigma_c$ )

Clase	Descripción	Resistencia a compresión simple (kg/cm <sup>2</sup> )
A	Resistencia muy alta	> 2.250
B	Resistencia alta	1.120-2.250
C	Resistencia media	560-1.120
D	Resistencia baja	280-560
E	Resistencia muy baja	< 280

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

Tabla 1.2 Clasificación<sup>a</sup> de la roca intacta<sup>a</sup>

#### II. Basada en el módulo relativo ( $E_t/\sigma_c$ )

Clase	Descripción	Módulo relativo <sup>b</sup>
H	Elevado módulo relativo	> 500
M	Módulo relativo medio	200-500
L	Módulo relativo bajo	< 200

<sup>a</sup> Las rocas se clasifican según su resistencia y módulo relativo en AM, BL, BH, CM, etc.

<sup>b</sup> Módulo relativo =  $E_t/\sigma_c$ .

siendo  $E_t$  = módulo tangente para el 50 % de la carga de rotura,  
 $\sigma_c$  = resistencia a compresión simple.

Únicamente unos pocos tipos de rocas entran en la categoría A, la cuarcita, la diabasa y los basaltos densos, entre ellas. La categoría B, 1.120-2.250 kg/cm<sup>2</sup>, comprende la mayoría de las rocas ígneas, las rocas metamórficas más duras y las areniscas bien cementadas, las pizarras arcillosas duras y la mayoría de las calizas y dolomías. En la categoría C, rocas de resistencia media en el intervalo 560-1.120 kg/cm<sup>2</sup>, se encuentran muchas pizarras arcillosas, areniscas y

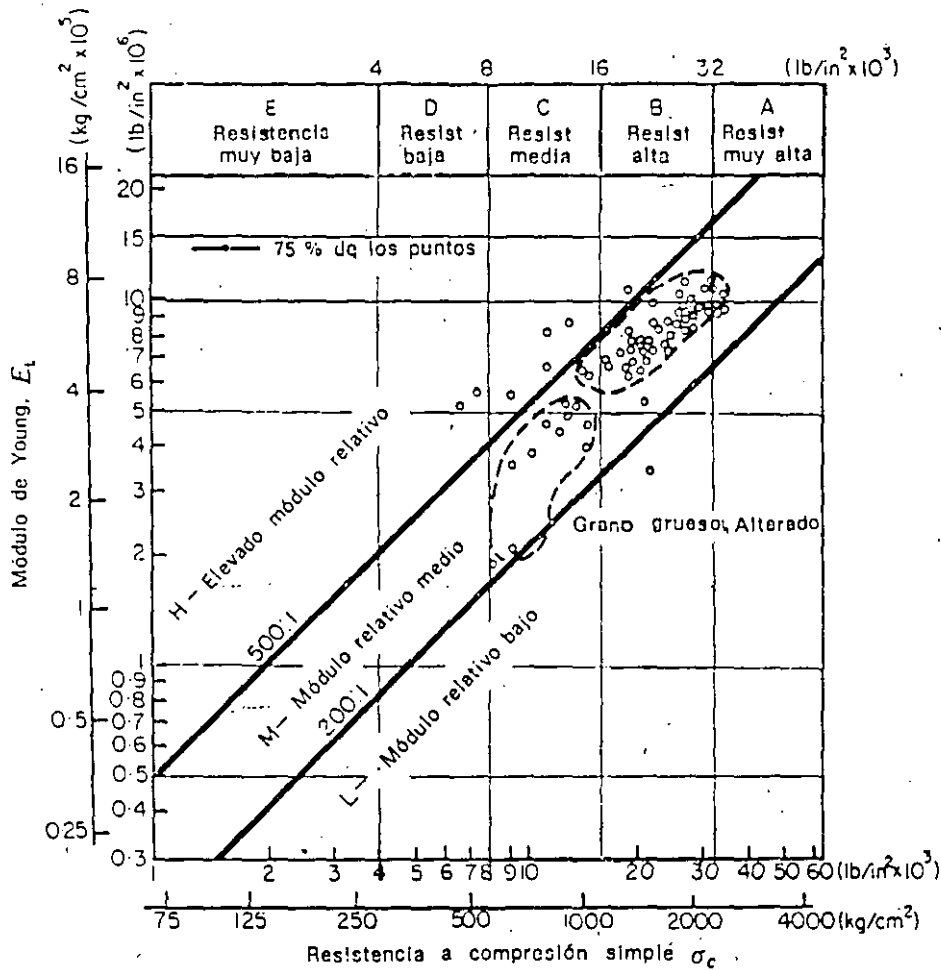


Figura 1.1 Clasificación de rocas intactas de la familia del granito (80 muestras, 16 emplazamientos, varios investigadores)<sup>4</sup>

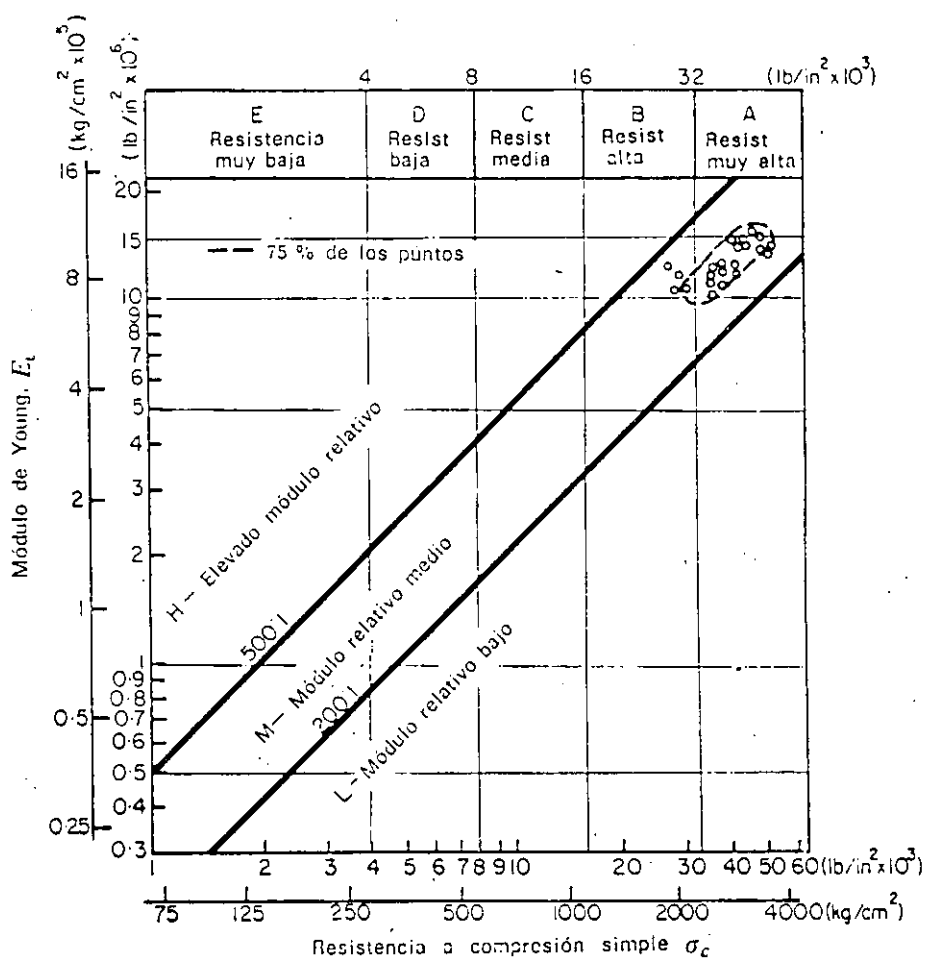
$E_t$  = módulo tangente para el 50% de la carga de rotura.  
La roca se clasifica como AM, BH, BL, etc.

calizas porosas, las variedades más esquisos<sup>t</sup> de las rocas metamórficas (por ejemplo la clorita, y los mica y talcoesquistos). Las categorías D y E, de resistencia baja a muy baja, comprenden rocas porosas o de baja densidad como la arenisca friable, la toba porosa, las pizarras muy arcillosas, la sal gema y las rocas meteorizadas o alteradas químicamente de cualquier litología.

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

se utiliza la relación entre este módulo y la resistencia a compresión simple, el *módulo relativo* \*, según se indica en la tabla 1.2.

Puede emplearse un diagrama de clasificación como el de la figura 1.1. Los valores de la resistencia a compresión y del módulo de elasticidad se han representado en escala logarítmica para abarcar una amplia gama de valores. Las categorías de resistencia se indican en la parte superior de la figura. El mó-



**Figura 1.2** Clasificación de rocas intactas-Diabasas (26 muestras, 8 emplazamientos, varios investigadores) <sup>1</sup>  
 $E_t$  = módulo tangente para el 50 % de la carga de rotura.  
 La roca se clasifica como AM, BH, BL, etc.

dulo relativo se deduce de la posición respecto a las diagonales. La zona central viene limitada por una línea superior con un módulo relativo de 500:1 y una línea inferior correspondiente a un módulo de 200:1. Esta zona se designa con la letra M, o zona de módulo relativo *medio*. Las rocas que poseen una estructura compacta y poca o ninguna anisotropía suelen entrar dentro de esta categoría. En ella están comprendidas la mayoría de las rocas ígneas. Los puntos marcados en la figura 1.1 representan 80 muestras de granito corres-

\* Traducción arbitraria que proponemos para la *modulus ratio* del texto original (N. del T.).

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

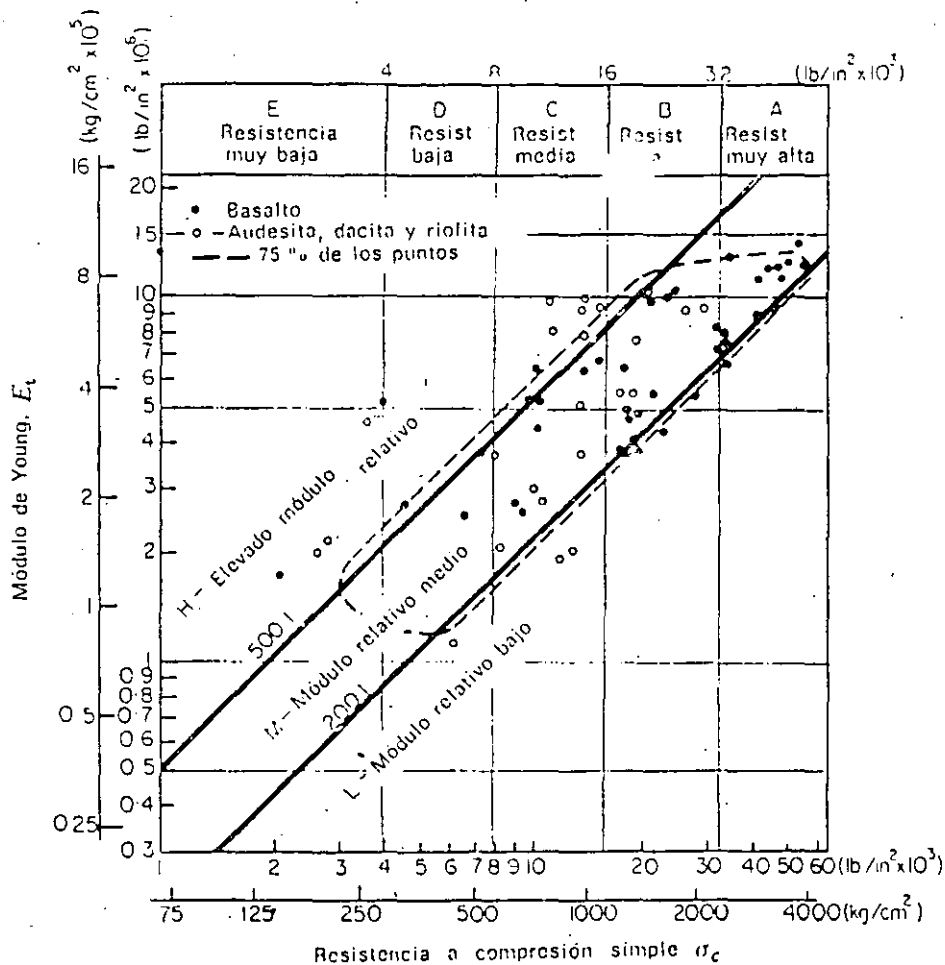


Figura 1.3 Clasificación de rocas intactas-Basalto y otras rocas volcánicas (70 muestras, 20 emplazamientos, varios investigadores) <sup>4</sup>

$E_t$  = módulo tangente para el 50% de la carga de rotura.  
La roca se clasifica como AM, B11, BL, etc.

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

En la figura 1.5 aparece el diagrama resumen de las rocas sedimentarias. Se advierte que las calizas y dolomías entran principalmente en las categorías de resistencia B y C aunque algunas muestras son del tipo A, de muy elevada resistencia, o D, rocas muy débiles. Los detalles de estas calizas y dolomías se indican en la figura 1.6. Puede verse que muchos de los puntos caen próximos a la línea superior (módulo relativo 500:1) o por encima de ella. Esta situación

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

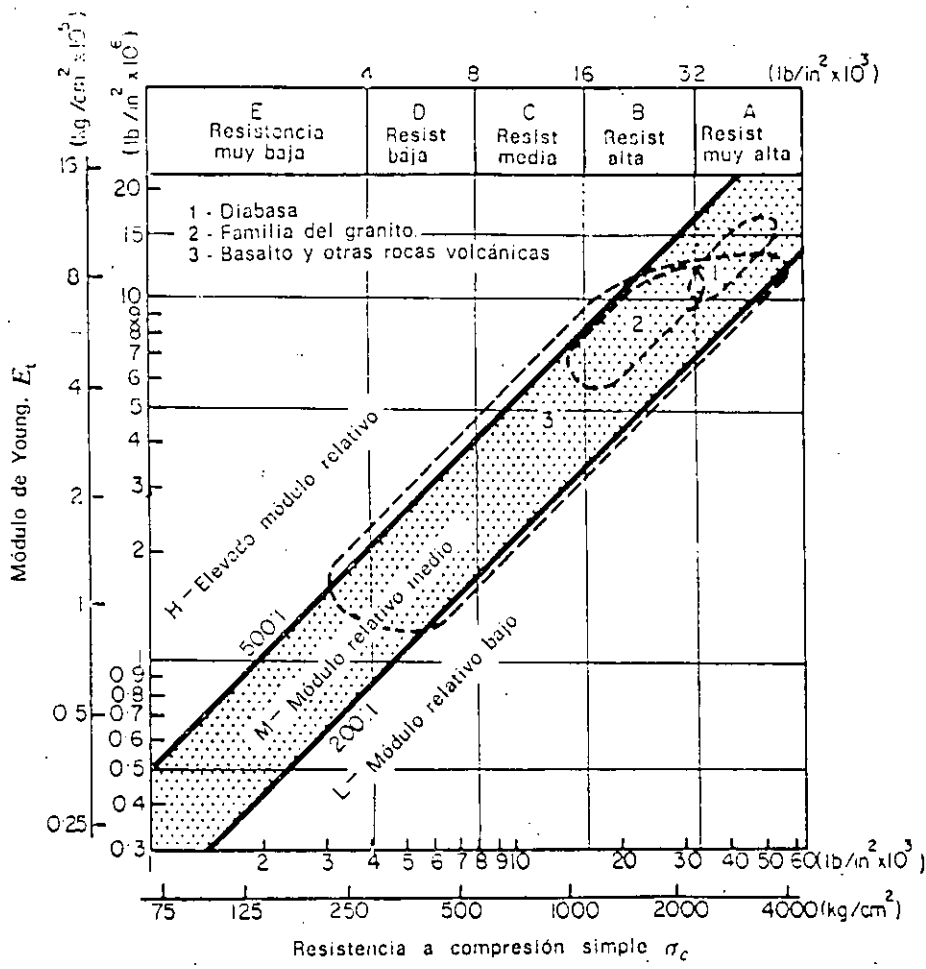


Figura 1.4 Clasificación de rocas intactas-Resumen de rocas ígneas (176 muestras, 75 % de los puntos) <sup>4</sup>

$E_t$  = módulo tangente para el 50 % de la carga de rotura.  
La roca se clasifica como AM, BH, BL, etc.

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

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

rocas cuarcíticas aparecen clasificadas como AM, en la misma posición que otros tipos de rocas densas, de granos iguales y estructura compacta, como la diabasa y los basaltos densos. Los gneis vienen representados de forma semejante a los granitos pero con una resistencia media algo menor y una mayor dispersión en el módulo relativo. La dispersión adicional proviene de la mayor variación de mineralogía respecto al granito y a la anisotropía por efecto de

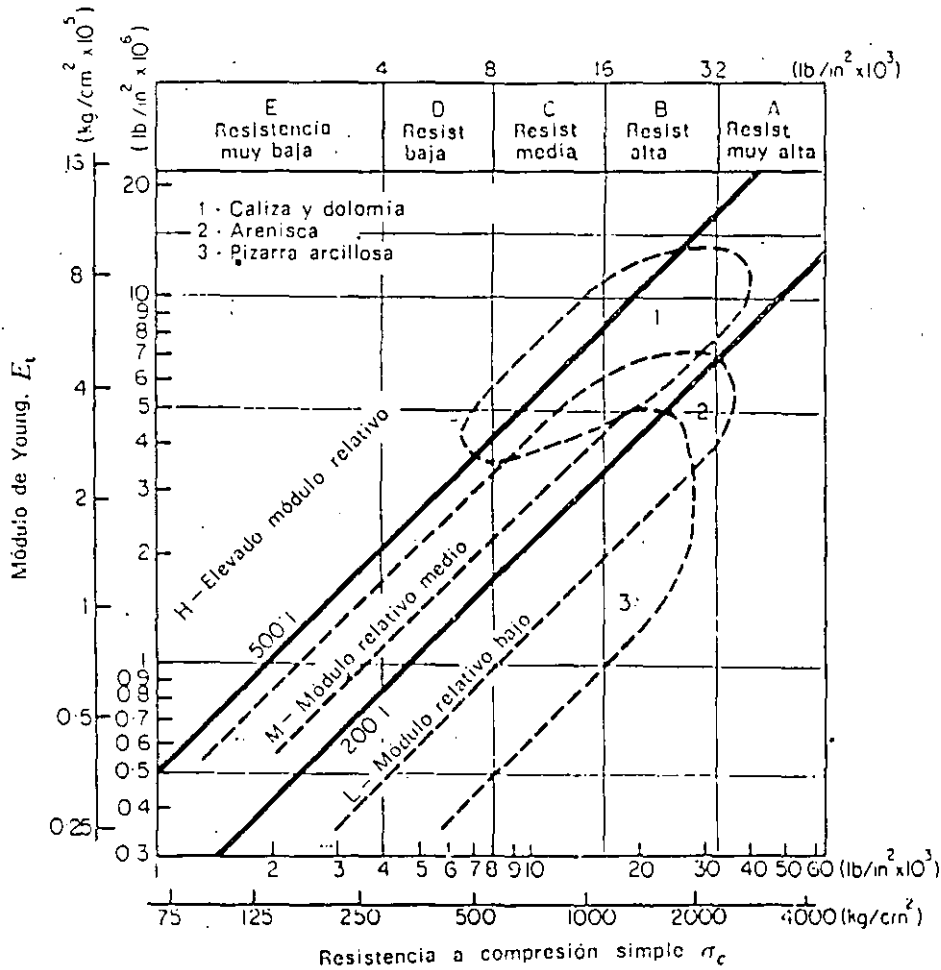


Figura 1.5 Clasificación de rocas intactas-Resumen de rocas sedimentarias (193 muestras, 75 % de los puntos)<sup>4</sup>

$E_t$  = módulo tangente para el 50 % de la carga de rotura.  
La roca se clasifica como AM, BH, BL, etc.

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

Quizá el diagrama más interesante es el de los esquistos. La envolvente 4a (fig. 1.7) corresponde a muestras con una esquistosidad orientada hacia la vertical, es decir con un ángulo elevado ( $45^\circ$  o superior) entre el plano de esquistosidad y la horizontal (testigos ensayados con el eje en posición vertical). El elevado módulo relativo de la mayoría de las muestras no corresponde tanto a un valor inherentemente alto sino más bien a un caso de baja resis-



tencia por efecto de roturas prematuras según los planos de esquistosidad con fuerte buzamiento. Por otro lado, la envolvente de las muestras con un pequeño ángulo de esquistosidad ( $45^\circ$  o menos respecto a la horizontal) cae en la zona de módulos relativos bajos. En este caso, la resistencia no resulta muy afectada por la esquistosidad pero el módulo de elasticidad es bajo por efecto del cierre de las microfisuras paralelas a los planos de esquistosidad. La envolvente del

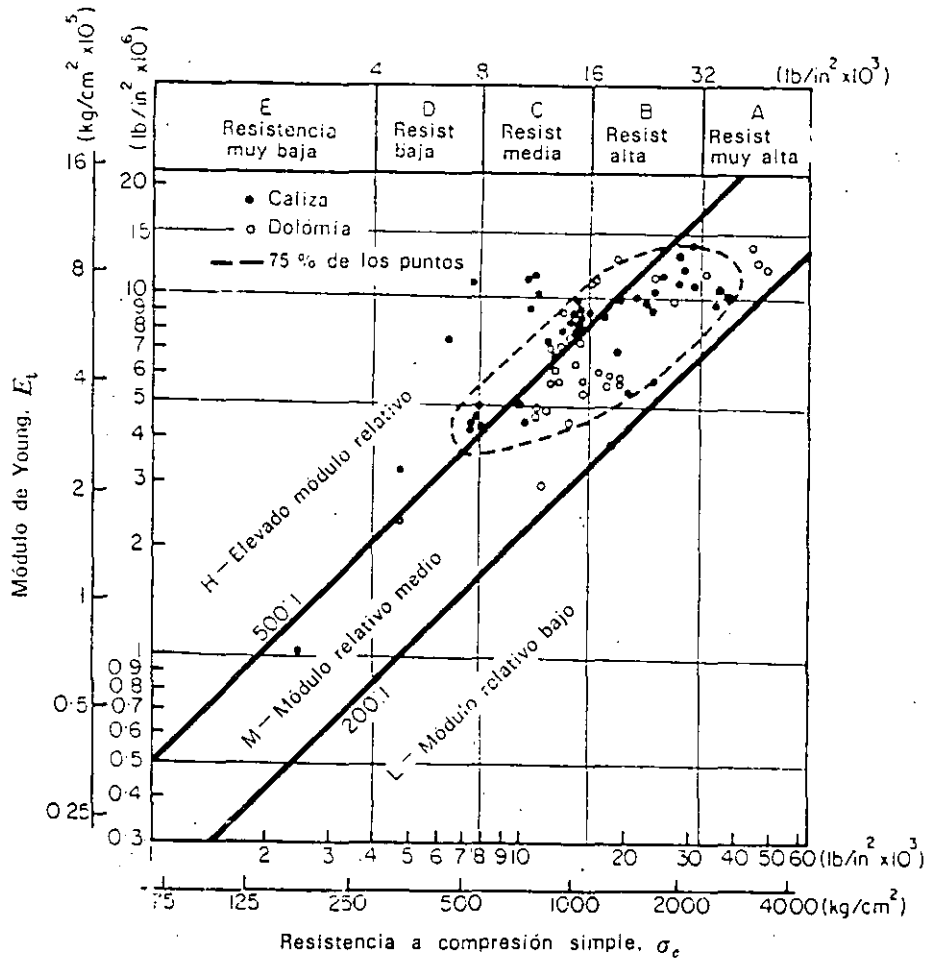


Figura 1.6 Clasificación de rocas intactas-Caliza y dolomía (77 muestras, 22 emplazamientos, varios investigadores) <sup>4</sup>

$E_t$  = módulo tangente para el 50 % de la carga de rotura.  
La roca se clasifica como AM, BH, BL, etc.

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

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

de éstos a los esquistos. Los diagramas resumen de las rocas ígneas y de las rocas sedimentarias muestran características semejantes en cuanto a las diferencias de mineralogía y estructura.

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

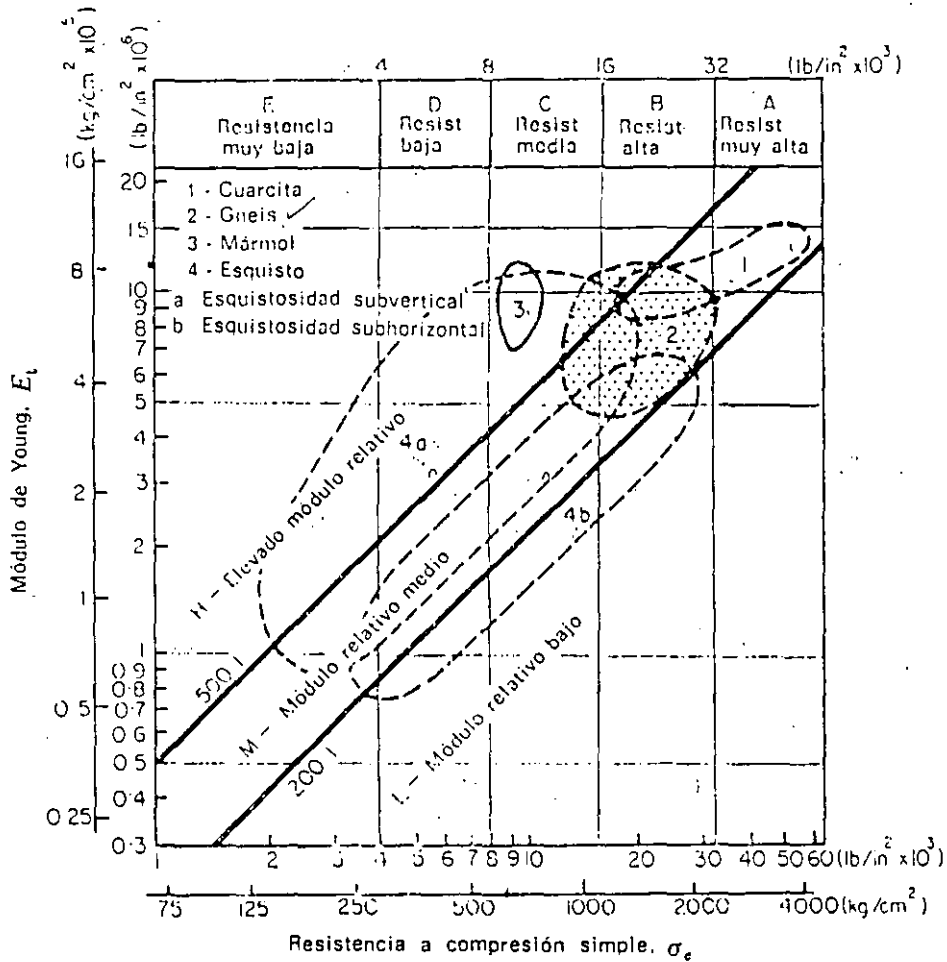


Figura 1.7 Clasificación de rocas intactas-Resumen de rocas metamórficas (167 muestras, 75% de los puntos)<sup>1</sup>

$E_t$  = módulo tangente para el 50% de la carga de rotura.  
La roca se clasifica como AM, BH, BL, etc.

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

## 1.4 Características estructurales de los macizos rocosos

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

### 1.4.1 Representación de las discontinuidades geológicas

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

Los reconocimientos de campo pueden dar resultados muy útiles respecto a las características citadas. Sin embargo, debe tenerse cuidado en no sacar conclusiones erróneas de las medidas, por las razones siguientes: en primer lugar, los afloramientos pueden no ser lo suficientemente numerosos para proporcionar una muestra representativa estadísticamente; en segundo lugar, las discontinuidades principales, como fallas o zonas de fallas múltiples, pueden no ser visibles por efecto de la erosión o una meteorización profunda que las haya enmascarado; en tercer lugar, los afloramientos pueden no tener una exposición tridimensional suficiente para permitir determinar el número real y la separación de todas las discontinuidades (ver, por ejemplo, Terzaghi <sup>6</sup>); y, por último, las discontinuidades profundas pueden diferir considerablemente de las que aparecen superficialmente. Por estas razones, suele ser conveniente realizar los levantamientos no sólo en la superficie sino en pozos de reconocimiento, galerías y sondeos.

Se emplean dos métodos principales para realizar representaciones gráficas a partir de sondeos. Un método utiliza el testigo orientado <sup>7</sup>; el otro parte de la fotografía, bien por medio de la televisión <sup>8</sup> o con película en color <sup>9</sup>. La ventaja de los métodos fotográficos es que puede obtenerse cierta información sobre el ancho de las singularidades estructurales, permitiendo saber si están abiertas o rellenas de otro material.

### 1.4.2 Presentación de los resultados

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

miento, y 2) como diagramas estadísticos señalando las frecuencias relativas de las discontinuidades de diferentes orientaciones encontradas en el lugar. Ambos sistemas tienen sus ventajas y también sus limitaciones.

~~El primer tipo de representación es preferible para un empleo general.~~

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

La situación real de las singularidades puede representarse en un plano: para los pozos y galerías de reconocimiento se recomiendan las secciones desarrolladas. La orientación se suele representar mediante un símbolo apropiado de dirección y buzamiento. El diagrama cuadrado de Müller constituye también una forma gráfica excelente para representar los datos <sup>8</sup>.

Los diagramas estadísticos pueden ser de diversos tipos. Los dos más comunes son la roseta de diaclasas<sup>11</sup> y la proyección estereográfica <sup>6, 8, 12-14</sup>. La ventaja del diagrama estadístico es que permite reunir un gran número de observaciones dispersas en torno a un origen único, componiendo una figura de la que se pueden sacar conclusiones <sup>13</sup>. El diagrama estadístico es útil para obtener una indicación sobre las condiciones «medias». En algunos casos puede servir para definir las direcciones de excavación, etc., haciendo mínimos los problemas de estabilidad. Debe señalarse una vez más, sin embargo, que el factor más importante en un determinado emplazamiento suele no ser el estado «medio», sino la presencia de una estructura geológica de orientación crítica como una zona milonitizada, una falla o una diaclasa principal.

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

Además de la representación gráfica o estadística de las discontinuidades geológicas conviene disponer de alguna forma de clasificación que permita la caracterización del macizo rocoso. El objeto de esta clasificación es facilitar la comunicación entre los geólogos, técnicos de Mecánica de Rocas, ingenieros proyectistas y contratistas. Para unificar la terminología en la descripción de las diaclasas, Deere <sup>5</sup> ha hecho la propuesta que figura en la tabla 1.3.

Tabla 1.3 Terminología descriptiva para la separación entre diaclasas <sup>6</sup>

Término descriptivo	Separación entre diaclasas
Muy juntas	Menor de 5 cm
Próximas	5 cm-30 cm
Bastante próximas	30 cm-1 m
Separadas	1 m-3 m
Muy separadas	Mayor de 3 m

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

1.5.1 Índice de calidad de las rocas, RQD \*

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

(a) Longitud de testigo recuperado (cm)	Recuperación modificada (cm)	(b) Índice de calidad (R Q D)	Calidad
25	25	0 - 25	Muy mala
5		25 - 50	Mala
5	10	50 - 75	Regular
8		75 - 90	Buena
10	12	90 - 100	Excelente
12			
8	10		
10			
15	15		
10			
5	15		
15			
128	Longitud Total 150 cm	87	
Recuperación = 128/150 = 85 %		R Q D = 87/150 = 58 %	

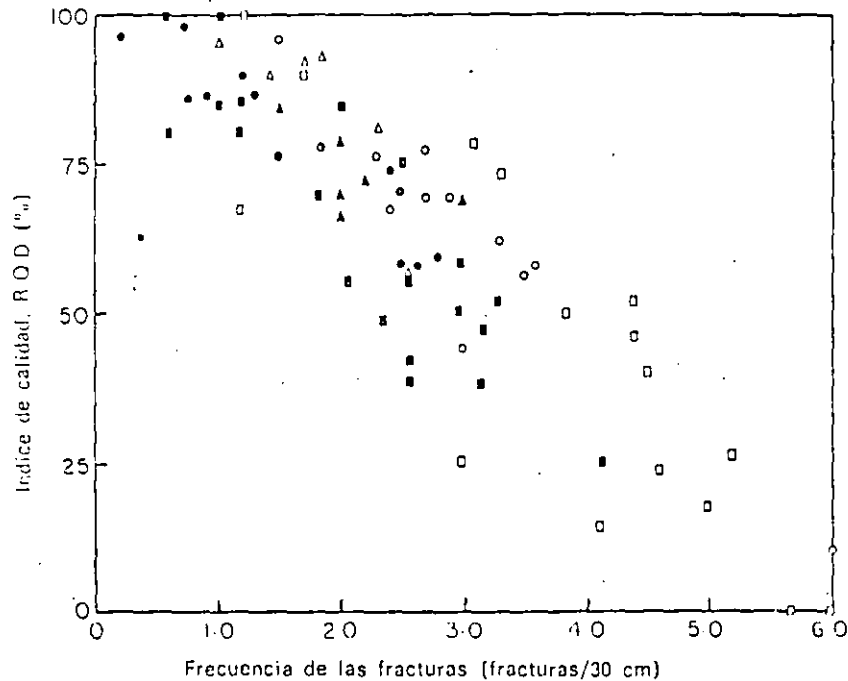
Figura 1.8 La recuperación modificada de testigo como índice de calidad de una roca <sup>15</sup>

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

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

\* Rock Quality Designation.

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



Granito del batolito Climax

- Pared de túnel normalmente a las diaclasas
- △ Pared de túnel paralelamente a las diaclasas
- Testigo NX

Testigo NX

- Presa de Dworshak, gneis granítico
- ▲ Basalto de John Day
- Aleurita de Hackensack

Figura 1.9 Correlación entre los índices de calidad de las rocas: frecuencia de las fracturas y RQD<sup>15</sup>

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

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

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

Tabla 1.4 Relación entre el RQD y la calidad de la roca<sup>15</sup>

Indice de calidad (RQD) (%)	Calidad
0-25	Muy mala
25-50	Mala
50-75	Regular
75-90	Buena
90-100	Excelente

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

### 1.52 Velocidad relativa

El efecto de las discontinuidades del macizo rocoso puede estimarse comparando la velocidad *in situ* de ondas de compresión con la velocidad sónica determinada en laboratorio para un testigo inalterado extraído de la misma roca, como se indica en la figura 1.10. La diferencia entre ambas velocidades se debe a las discontinuidades estructurales que existen en el terreno. Onodera<sup>16</sup> fue el primero en proponer como criterio de calidad el cociente de velocidades o velocidad relativa  $V_F/V_L$ , donde  $V_F$  y  $V_L$  son las velocidades de la onda de compresión para el macizo rocoso *in situ* y para el testigo inalterado respectivamente. Para una roca masiva de excelente calidad, con sólo unas pocas diaclasas cerradas, la velocidad relativa debe ser próxima a la unidad. Al aumentar el grado de diaclasado y fracturación, la velocidad relativa disminuye a valores inferiores a la unidad.

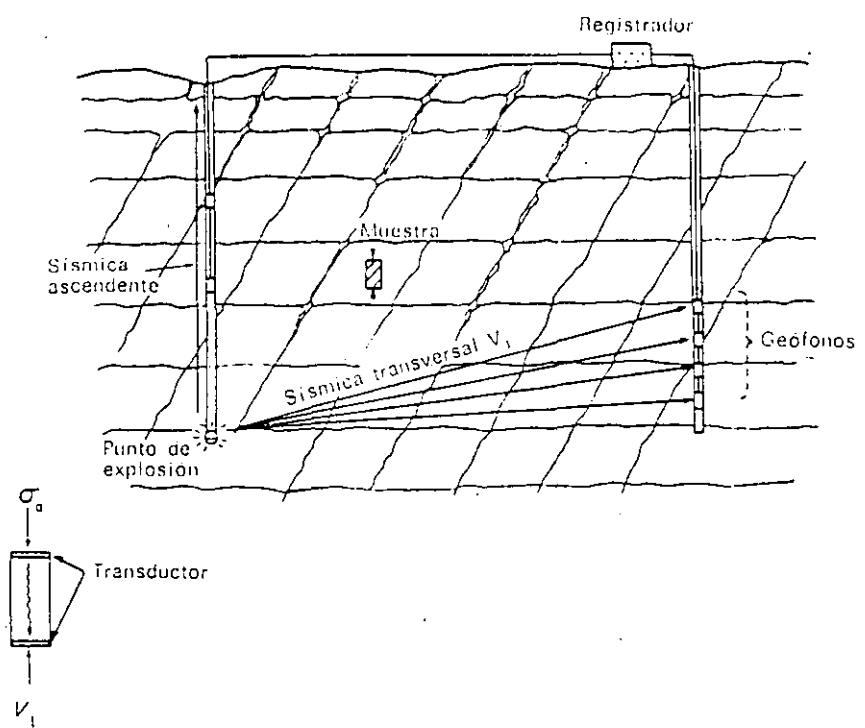


Figura 1.10 La velocidad relativa ( $V_F/V_L$ ) como índice de la calidad de una roca<sup>15</sup>

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

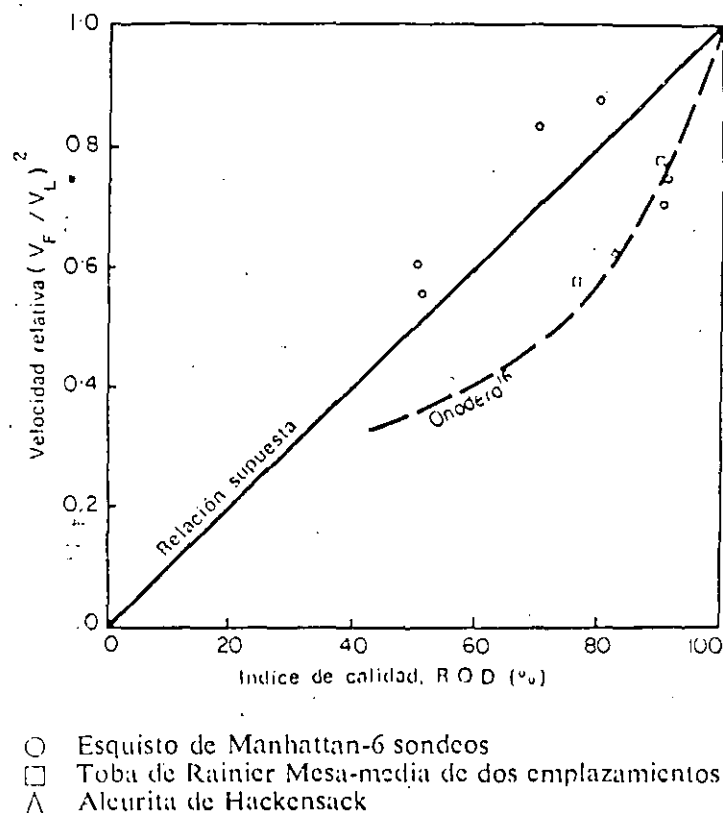


Figura 1.11 Correlación entre la velocidad relativa y el índice de calidad RQD<sup>15</sup>

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

## 1.6 Estado tensional «in situ»

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



precisión todos los acontecimientos ocurridos. Incluso conociendo la historia geológica completa, no sería posible determinar el estado tensional por ignorar las propiedades características del material bajo sollicitaciones de larga duración y el mecanismo real de deformación por efecto de la subpresión, erosión, etc.

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

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

## Referencias

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

Tabla 3.1

## CLASIFICACIONES DE LA ROCA

Clasificación	Propósito General	Propósito Especial
ROCA  INTACTA	Geológicas * ( )	Bergh-Christensen y Selmer-Olsen
	Coates * (1964)	- resistencia a la voladura (1970)
	Deer y Miller * (1966)	Selmer-Olsen y Blindheim
	Underwood * (1967)	- Perforación (1970)
	Gamble * (1971)	
	Franklin et al * (1971)	
	Stapledon * ( )	
MACIZO  ROCOSO	U S B M * (1962)	Terzaghi-Túneles *(1946)
	John (1967)	Lauffer-Túneles (1958)
	Onodera (1970)	Bieniawski-Túneles *(1974)
	Iida et al (1970)	Barton et al-Túneles *(1975)
	Muller y Hoffman (1970)	Kruse et al-diseño de revestimiento
	Deer y Miller RQD * (1966)	de túneles (1968)
	Hansagi-Factor de	Ege-Túneles en rocas graníticas *(1968)
	Fisuración * ( )	Albert y Duvall-Minas (1967)
		Goodman y Duncan-Taludes en rocas (1971)

\* Consideradas en el texto

### 3. CLASIFICACIONES INGENIERILES DE LAS ROCAS

En este capítulo también se considera conveniente apartar a la roca intacta del macizo rocoso, con el fin de especificar las características que los definen. En la roca intacta en general, las clasificaciones están basadas en la resistencia, el módulo de deformación y por otra parte, en la geología, es decir, toma en cuenta el origen de la roca y la relación con su estructura y textura. Respecto al macizo rocoso se puede establecer que los objetivos de clasificación se dirigen al tipo de obra y de allí los alcances se han ampliado debido a la necesidad y utilidad práctica.

Es por lo anterior que cuando se trata de la roca intacta las clasificaciones tienden a ser generales por que sus resultados se pueden particularizar a una necesidad especial, por tanto, existe mayor número de clasificaciones de roca intacta cuyo propósito es general. En cambio, para los macizos rocosos prevalecen las clasificaciones particulares, debido a que los factores que intervienen son demasiados y en diferentes grados de importancia, por tanto es de mayor dificultad generalizarlos.

En los apartados de este capítulo se presentan en forma resumida los criterios considerados en diferentes clasificaciones, tanto para la roca intacta como para el macizo rocoso; mientras que, en la Tabla 3.1 se anticipan los datos de los autores y el propósito para el cual elaboró su clasificación.

#### 3.1. Clasificación de la Roca Intacta

El primer criterio de clasificación que se considera es el relacionado con el origen de las rocas, pues es el que en un momento dado proporciona el nombre para identificación, considerando la composición mineralógica, textura y estructura. En esta forma se da una idea inmediata de los problemas que se pudieran tener en determina

Tabla 3.2a

CLASIFICACION SIMPLE DE LAS ROCAS IGNEAS

Volcánicas-Extrusivas		Composición mineralógica								Plutónicas-Intrusivas	
Estructura	Textura	Esenciales				Accesorios Característicos				Estructura	Textura
Diques, mantos derrames o flujos lávicos (someros)	afanítica y porfídica (matriz afanítica)	Qz	Fel (k)	Pla (Na)	Pla (Ca)	Anf	Pir	Oli	Mic	Batolitos, lacolitos Troncos, diques y mantos profundos	Fanerítica y porfídica (Matriz Phanerítica)
CLARAS	Riolita	*	*			o			o	Granito	
	Traquita		*			o	o		o	Sienita	
	Latita de cuarzo	*	+			o	o		o	Monzonita de cuarzo	
	Latita (Traqui-Andesita)	-	+	+		o			o	Monzonita	
	Dacita	-	+	*		o	o		o	Granodiorita	
OSCURAS		+	-	*		o	o		o	Diorita de cuarzo	
	Andesita		-	*		o	o			Diorita	
	Basalto	o			*		o	o	o	Gabro	
					*		o	o	o	Diabasa (fanerítica fina)	

Qz = Cuarzo  
 Fel (K) = Feldespato Potásico (ortoclasas-microclina)  
 Pla (Na) = Plagioclasa sódica  
 Pla (Ca) = Plagioclasa cálcica  
 Anf = Anfíbol (hornblenda)  
 Pir = Piroxeno (augita)

Oli = Olivino  
 Mic = Mica (biotita, muscovita)  
 \* = Abundante  
 + = Moderado  
 - = Escaso  
 o = Puede o no estar presente

da obra, no obstante, que el nombre por sí solo de la roca abarque un amplio rango de resistencia o deformabilidad de un macizo rocoso. En las tablas 3.2, 3.2a, 3.3, 3.4, 3.5 y 3.5a se presentan las clasificaciones geológicas de las rocas.

Para las características físicas se incluyen los ensayos y correlaciones que han efectuado los autores siguientes: Gamble (1971), sobre "durabilidad", la cual puede considerarse en función de la resistencia; Stapledon, establece rangos de resistencia de diferentes rocas respecto a la compresión simple o uniaxial; Coates (1964) resume cinco propiedades importantes basadas en las propiedades de la roca intacta y en las discontinuidades geológicas in situ; Deer y Miller (1966) también efectúan un sistema de clasificación en función de la resistencia a la compresión simple y el módulo relativo o deformabilidad; Franklin et al (1971), relacionaron la resistencia a la compresión simple, con un índice de anisotropía y el espaciamiento de las discontinuidades geológicas para obtener una clasificación de la resistencia.

Tabla 3.2 ROCAS PIROCLASTICAS Y VIDRIOS VOLCANICOS

Rocas Piroclásticas	Componentes
<u>Aglomerado</u> <u>Brecha</u> <u>Toba</u>	<u>bombas</u> <u>bloques y fragmentos</u> ceniza (lapilli, bombas o bloques)
Vidrios	Composición
<u>Obsidiana</u> <u>Taquilita</u> <u>Perlita</u> <u>Pómez</u> <u>Escoria</u>	Generalmente no es posible determinar su composición pero se puede poner como prefijo el nombre de la roca afanítica asociada

Tabla 3.5

CLASIFICACION DEL TIPO DE ROCA

GRUPO GENETICO		SEDIMENTARIAS DETRITICAS					PIROCLASTICAS	QUIMICAS/ORGANICAS	
Estructura común		ESTRATIFICADA							
Composición		Granos de roca, cuarzo, feldespato y minerales arcillosos			Por lo menos el 50 % de los granos son de carbonato.		Por lo menos el 50% de los granos son rocas ígneas de grano fino		
TAMAÑO DEL GRANO (mm)	60  2	grano muy grueso  grano grueso	RUDACEA	Fragmentos de roca		GRAVA	CALCIRUDI TA	AGLOMERADO: granos redondeados BRECHA VOLCANICA. TOBA DE LAPILLI: granos angulares	CENIZA VOLCANICA
				BOLEOS	CONGLOMERADOS: granos redondeados.				
		GRAVA	BRECHA: granos angulosos						
	grano medio	AREIACEA	ARENA	Principalmente fragmentos de minerales		ARENA	CALCARE NITA	TOBA	
				ARENISCA: fragmentos de minerales ARENISCA CUARZOSA: 95% de cuarzo					
				ARCOSA: 75% de cuarzo, más de 25% de feldespato.					
			GRAUWAKA: 75% de cuarzo, 15% de detritos finos.						
0.06	grano fino	ARCILLOSA O LUTACEA	LIMO	LIMOLITA: 50% de partículas de grano fino	LIMO	CALCILIMOLITA, CRETA	TOBA de grano fino	TURBA	
0.002	grano muy fino		ARCILLA	ARCILLITA: 50% de partículas de grano muy fino	LODO	CALCILUTITA	TOBA de grano muy fino	LIGNITO CARBON	
	VIDRIO AMORFO								

Tabla 3.3

## CLASIFICACION SIMPLE DE LAS ROCAS SEDIMENTARIAS

Textura	R O C A	C O M P O S I C I O N	C A R A C T E R I S T I C A S
CLASTICA	Conglomerado	Fragmentos de 2 a 200 mm, cementante (Calcirudita)	Estratos gruesos, lentes y masiva
	Arenisca	Fragmentos de 0.06 - 2 mm, cementante (Calcarenita)	Estratificación en diferentes tipos
	Limolita	Fragmentos de 0.06 mm, cementante (limolita calcárea)	Estratificada y masiva
	Lutitas	Minerales arcillosos (micas, clorita) cementante (Calcilutita)	Fisilidad, estratificación
CRISTALINA	Marga	Minerales arcillosos, calcita (cementante)	Estratificación delgada y laminar
	Caliza	Minerales carbonatados (Ca CO <sub>3</sub> ) en ocasiones arcillas, limos, silicatos, fósiles	Estratificada y masiva
	Tufa travertino	Minerales carbonatados	Porosa
	Dolomía	CaMg (CO <sub>3</sub> ) <sub>2</sub> Dolomita	Estratificada, masas irregulares, filones
	Yeso	CaSO <sub>4</sub> - 2H <sub>2</sub> O	capas, lentes
FRAGMENTO	Coquina	Fragmentos de fósiles (conchas), cementante	Arrecifes
	Creta	Ca CO <sub>3</sub> y fragmentos (limo)	capas, nódulos, bandas, masivas
CRIPTOCRISTALINA	Carbón	C, H, O, H, S	Estratos, bandas, láminas y lentes
	Fosforita	Ca <sub>5</sub> (PO <sub>4</sub> ) <sub>3</sub> (F, OH) apatita	Estratificada, masiva y oolítica

Tabla 3.5a

CLASIFICACION DEL TIPO DE ROCA

METAMORFICA		I G N E A S				GRUPO GENETICO		
FOLIADAS	M A S I V A S				Estructura común			
Cuarzo, feldespatos, minerales aciculares oscuros	Rocas →	Minerales de color claro; cuarzo, feldespato, mica		Minerales claros y oscuros	Minerales osuros	Composición		
		Acidas	Intermedias	Básicas	Ultrabásicas			
Gneis (orto-parras, capas alternadas de minerales granulares y escamosos) MIGMATITA	CUARCITA HORNFELS	PEGMATITAS			PIROXENITA Y PERIDOTITA	grano muy grueso	60	TAMANO DEL GRANO (mm)
		GRANITO	DIORITA	GABRO	SERPENTINITA	grano grueso		
ESQUISTO	ANFIBOLITA	MICROGRANITO	MICRODIORITA	DIABASA (DOLERITA)		grano medio		
FILITA		RIOLITA	ANDESITA	BASALTO		grano fino	0.06	
PIZARRA MILONITA						grano muy fino	0.002	
		OBSIDIANA Y TAQUILITA				VIDRIO		
		VIDRIOS VOLCANICOS				AMORFO		



Tabla 3.4

CLASIFICACION SIMPLE DE LAS ROCAS METAMORFICAS

O S C U R O (incluye verde)		INTERMEDIO (incluye rojo ó café)	CLARO	C O M P O S I C I O N		E S T R U C T U R A				
Color		Minerales Principales	Minerales Acc. Carac.	No Foliada	F O L I A D A					
Cuarzo Feldespato Calcita Dolomita Talco Muscovita Sericita		Proporciones iguales de - - minerales claros y os- curos	Moscovita Sericita Siliménita Cordierita Tremolita Wollastonita Albita Andalusita Diopsido Estaurolita Olivino Serpentina	Metacuarcita, Mármol Hornfels ( cualquier roca metamórfica de estructura no direccional)	Milonita	Pizarra	Filita. Se diferencia de la pizarra por el brillo que proporcionan los minerales de mica; se diferencia del esquisto por el tamaño de los granos (son más pequeños - en la filita)	Esquistos verdes, esquistos de clorita, Anfibolita Esquisto de hornblenda y biotita	Mica esquisto	Mica-esquisto y esquisto de sericita, ambos - con cuarzo
Epidota								Gneis de diorita	Aujen-gneis	Gneis de cuarzo
Biotita								Gneis de anfibolita	Gneis de biotita	Granulita, bandeamiento debido al QZ
Piroxeno									Gneis de granate	
Serpentina									Gneis de granito	elongado ó Fel.
Hornblenda										
Clorita										
Calcita										
Dolomita										
Feldespato										
Cuarzo										

Russell B. Travis

Clasificación respecto a la "resistencia a la compresión simple" de la roca intacta.

Las medidas de la resistencia a la compresión simple o resistencia a la compresión uniaxial se efectúan en especímenes de geometría regular y principalmente caracterizan la resistencia de la roca intacta; es calculada con el cociente formado por la carga máxima transmitida al espécimen durante la prueba, entre el área de la sección transversal original. Es muy importante considerar la orientación de los ejes de carga respecto a la anisotropía del espécimen.

Stapledon, en base a una propuesta australiana estandar sobre la clasificación de la resistencia a la compresión simple de la roca, coincide con la clasificación de Coates en el nivel de "resistente" e incluyen una clase de "resistencia media" la cual corresponde aproximadamente al rango de resistencia de los concretos. Ver Tabla 3.7.

Tabla 3.7

**RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE**

Término	Símbolo	Rango de Resistencia Kg/cm <sup>2</sup>
muy débil	vw	< 70
débil	w	70 - 200
media	ms	200 - 700
resistente	s	700 - 1400
muy resistente	vs	> 1400

Para rocas que presentan una anisotropía plana; el eje longitudinal de la muestra es perpendicular a los planos naturales de debilidad (foliación, etc.). Stapledon

## Clasificación de la roca intacta según su "durabilidad"

La durabilidad es fundamentalmente importante en las aplicaciones de la mecánica de roca. Los cambios de las propiedades de la roca son producto de los procesos físicos y químicos, los cuales suceden rápidamente al ser expuesta la roca en la superficie, actuando generalmente imperceptiblemente, siendo la parte externa inmediata de la roca la que se degrada en por lo menos una decena de años. Puesto que los procesos de destrucción de la naturaleza son muy variados, no es posible reproducir una prueba que cuente con más de una de las varias situaciones naturales, por tanto, se utiliza un índice de alteración para dar una valoración relativa de la durabilidad de la roca.

La prueba para determinar la durabilidad fue propuesta por Franklin y Chendra (1972), consiste en rotar a 20 rpm durante 10 minutos, 50 gr. de roca en baño de agua y dentro de un cilindro de 140 mm de diámetro y 100 mm de longitud, formado por una malla de 2 mm de abertura. El porcentaje retenido dentro del tambor después de la rotación y sobre la base de peso seco es interpretado como la "durabilidad". La prueba de Los Angeles para determinar la resistencia a la abrasión de los agregados es muy semejante a lo expuesto por Franklin y Chendra. Por otra parte, Gamble (1971), consideró un segundo ciclo también de 10 minutos; en la Tabla 3.6 se presenta su clasificación sobre las bases expuestas arriba.

Tabla 3.6

DESCRIPCION DEL GRUPO	% RETENIDO DESPUES DE UN CICLO DE 10 MINUTOS	% RETENIDO DESPUES DEL SEGUNDO CICLO DE 10 MINUTOS
muy alta	> 99	> 98
alta	98 - 99	95 - 98
moderadamente alta	95 - 98	85 - 95
media	85 - 95	60 - 85
baja	60 - 85	30 - 60
muy baja	< 60	< 30

Gamble (1971)

Tabla 3.8 **CLASIFICACION DE ROCAS PARA MECANICA DE ROCAS**

<p>1. Resistencia a la compresión uniaxial de la roca</p> <p>a. Débil (menos de <math>68.95 \text{ MN/m}^2</math>)</p> <p>b. Resistente (<math>68.95 - 137.9 \text{ MN/m}^2</math>)</p> <p>c. Muy resistente (más de <math>137.9 \text{ MN/m}^2</math>)</p>
<p>2. Deformación de la roca antes de la falla</p> <p>a. Elástica</p> <p>b. Viscosa (si una fuerza de 50% de la resistencia a la compresión uniaxial de proporción de esfuerzo es más grande que dos microesfuerzos por hora)</p>
<p>3. Características de falla en el espécimen de roca</p> <p>a. Frágil</p> <p>b. Dúctil (si más del 25% del esfuerzo total es permanente antes de la falla)</p>
<p>4. Homogeneidad burda</p> <p>a. Masiva</p> <p>b. En capas (incluye generalmente rocas sedimentarias y esquistosas)</p>
<p>5. Discontinuidad de la roca en la formación</p> <p>a. Masiva (espaciamiento de juntas mayor de dos metros)</p> <p>b. Bloques (espaciamiento de juntas de un metro a dos metros)</p> <p>c. Fragmentada (en fragmentos que pasan a través de la malla de 75 mm)</p>

## Clasificación de Coates

Coates (1964), revisó los usos que se hacen de la mecánica de rocas en los trabajos de ingeniería y enlistó cinco propiedades que consideró como las más importantes. Sobre estas bases propuso un sistema de clasificación en el cual reconoce que la "sustancia" de roca (roca intacta) tiene ciertas propiedades que pueden ser identificadas; sin embargo, también la condición de la sustancia de roca "in situ" es de gran importancia. Las tres características que intervienen con las propiedades de la roca intacta se enlistan como sigue:

- la resistencia a la compresión simple. Es la característica que inmediatamente indica si la sustancia de roca es lo suficientemente débil, con respecto a la aplicación
- la pre-falla es la información característica de la sustancia de roca que indica la deformación lenta en niveles de esfuerzos menores a los requeridos para producir la falla
- la característica de la falla, por ejemplo; frágil ó dúctil deberá influenciar en el factor de seguridad utilizando para el diseño, como en las precauciones que se tomen durante la construcción.

El sistema de clasificación propuesto por Coates, está basado en las propiedades la roca intacta (puntos 1 a 3) y las discontinuidades geológicas "in situ" (puntos 4 y 5) y se presenta en la Tabla-3.8. Los valores de resistencia de la tabla siguiente son el resultado de la conversión de cantidades cerradas del Sistema Inglés de Unidades; de manera que los valores expuestos en esa tabla podrán expresarse con números enteros; incluso a la decena próxima.

Las rocas están clasificadas por tener un módulo relativo alto (H), medio (M), o bajo (L). Tal como se presenta en la Tabla 3.10

Tabla 3.10

**MODULO RELATIVO**

Clase	Descripción	Módulo Relativo
H	alto	> 500
M	medio	200-500
L	bajo	< 200

Modulo Relativo =  $\frac{E}{\sigma}$ , donde E = módulo tangente al 50% de la resistencia de la roca.

Franklin et al (índice combinado de la calidad de la roca intacta)

Franklin, Broch y Wilson, combinaron dos índices; la resistencia a la compresión simple y el espaciamiento de las discontinuidades y, obtuvieron un índice de calidad de roca combinado. Consiste en un cuadro (Figura 3.1) en el cual, aparecen en la parte superior siete clases de roca en rangos de resistencia de "muy débil" a "extremadamente resistente". En las partes laterales se observa de un lado la frecuencia de fracturas o juntas en seis clases que van de "muy abajo" a "extremadamente alta", y en el otro lado está la frecuencia de espaciamiento de estratificación y laminación, los cuales se dividen también en seis clases de magnitud. Sobre la base del cuadro se localiza un índice de "anisotropía de resistencia",  $I_s$ , definido como la relación entre el valor máximo y mínimo del índice de carga puntual, medido en direcciones diferentes del material.  $I_s = P/D^2$  donde P = a la fuerza requerida para quebrar el espécimen y D = a la distancia entre los puntos de contacto (diámetro)

### Clasificación de Deere y Miller

También se basa en la resistencia a la compresión no confinada, - consta de varias clases; de la A a la E, siguiendo una progresión geométrica. La línea escogida entre las clases A y B es de 2250 - kg/cm<sup>2</sup> la cual es cercana al límite superior de resistencia de las rocas. Ver Tabla 3.9.

Tabla 3.9 **CLASIFICACION INGENIERIL DE LA ROCA INTACTA SOBRE LAS BASES DE SU RESISTENCIA**

Clase	Descripción	Resistencia a la- Compresión Simple kg/cm <sup>2</sup>	Ejemplo
A	muy alta	> 2250	Igneas densas y metamórficas no direccionales (densas)
B	alta	1125 - 2250	La mayoría de las rocas ígneas, las metamórficas más resistentes, la mayoría de las sedimentarias densas o macizas, los sedimentos más densos.
C	media	560 - 1125	metamórficas más débiles y las sedimentarias porosas
D	baja	280 - 560	Rocas porosas, friables y meteorizadas
E	muy baja	< 280	Rocas porosas, friables y meteorizadas

Deer y Miller (1966)

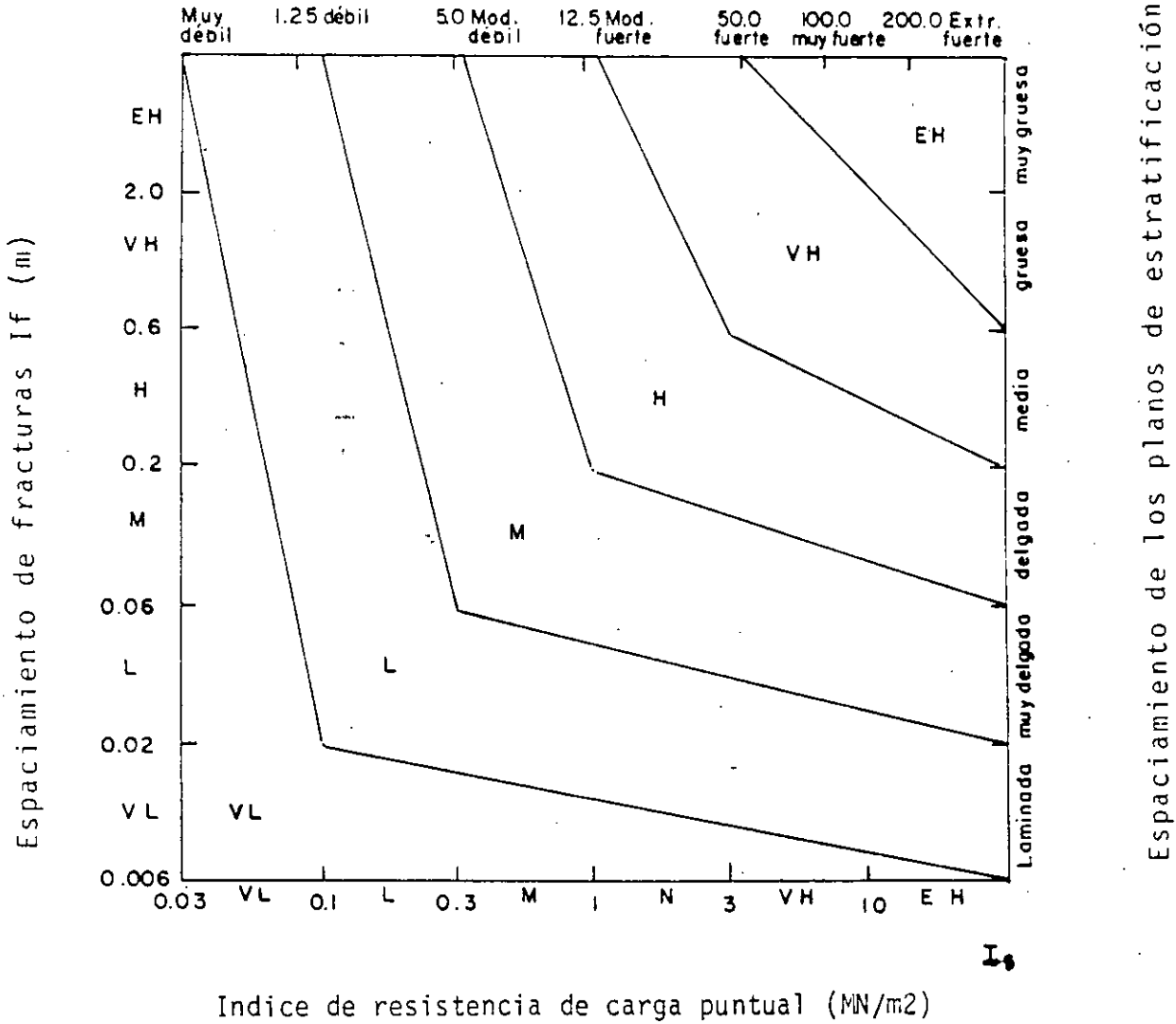
Un segundo criterio de clasificación de Deere y Miller es el Módulo relativo, definido como la relación:

$$\frac{E}{\sigma} = \frac{\text{Módulo de Elasticidad}}{\text{Resistencia a la Compresión Uniaxial.}}$$

Para la aplicación general, el índice puede obtenerse con el zonea\_miento del cuadro siguiente:

Fig. 3.1.

Resistencia a la compresión uniaxial ( $\text{MN/m}^2$ )







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

**CURSOS ABIERTOS**

**VI CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA GEOLOGICA APLICADA A  
OBRAS SUPERFICIALES Y SUBTERRANEAS**

**MODULO II: LA MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION**

**TEMA III**

**PROPIEDADES MECANICAS E HIDRAULICAS DE LA ROCA IN-SITU Y  
CLASIFICACION DE MACIZOS ROCOSOS**

DETERMINACION EN CAMPO DE LAS PROPIEDADES MECANICAS DEL MACIZO ROCOSO

ING. JORGE ARMANDO RABAGO M.

OBJETIVO

El objetivo de este Tema del CURSO MECANICA DE ROCAS es el de describir los ensayos que se realizan "in situ" para evaluar la Resistencia, Deformabilidad, Permeabilidad y Estado de Esfuerzos Tectónicos del macizo rocoso, estableciendo las ventajas y desventajas de cada método y las diferencias que existen entre los resultados obtenidos con estas pruebas y los obtenidos en laboratorio.

INTRODUCCION

La determinación de las propiedades mecánicas del macizo rocoso permite al ingeniero predecir el comportamiento futuro de una masa rocosa sometida a fuerzas impuestas por las obras ingenieriles. Los valores de resistencia, deformabilidad, permeabilidad y magnitud de esfuerzos tectónicos obtenidos mediante pruebas de laboratorio y de campo, sirven para alimentar los modelos teóricos o numéricos utilizados para predecir el comportamiento. Es evidente que la validez de los resultados obtenidos con los modelos teóricos o numéricos está en función de la buena determinación que se haga de estas propiedades.

Las pruebas realizadas en campo tienen la particularidad de abarcar un mayor volumen de roca que el ensayado en laboratorio, lo que las hace más representativas ya que involucran a un mayor número de discontinuidades y se hace más evidente la heterogeneidad y anisotropía del medio. Por otro lado la roca ensayada en campo sufre menos alteraciones que las originadas por el muestreo para recuperación de muestras que serán ensayadas en laboratorio.

Una de las más importantes restricciones que imponen los ensayos en campo es su elevado costo respecto al costo de los ensayos de laboratorio. Sin embargo en obras grandes donde el costo de una falla puede ser muy alto (tanto en pérdidas económicas como humanas) justifica plenamente el estudio de las propiedades mecánicas del macizo rocoso en campo.

El conocimiento de las limitaciones que el método de prueba impone y de la representatividad del sitio elegido para hacer la prueba en relación con el resto de la masa rocosa, así como el conocimiento de las hipótesis de la herramienta teórica y numérica de que disponemos (la cual considera, en la mayoría de los casos, al medio rocoso como un medio homogéneo, isótropo y de comportamiento elástico) y la experiencia y buen juicio del ingeniero geotecnista deberán conjuntarse para interpretar adecuadamente los resultados obtenidos de las pruebas y poderlos aplicar racionalmente al diseño ingenieril.

## DETERMINACION DE LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

Los problemas de inestabilidad de taludes rocosos, fallas de cimentaciones y, en algunos casos, de movimientos de roca hacia una excavación subterránea, se deben en gran medida a una insuficiente resistencia al esfuerzo cortante de las discontinuidades existentes en la masa rocosa o de la matriz rocosa (roca intacta). Al hacer una excavación o cimentar una estructura se imponen nuevas sollicitaciones a la masa rocosa y se desarrollan fuerzas normales y tangenciales en zonas potenciales de falla del macizo rocoso. Una vez identificados los posibles mecanismos de falla y la(s) discontinuidad(es) crítica(s) por donde puede ocurrir el deslizamiento o falla, debe evaluarse si las fuerzas tangenciales (motoras) inducidas son mayores que las fuerzas resistentes de la roca (fuerzas normales, cohesivas y friccionantes). Si esto ocurre, entonces la masa rocosa comenzará a deslizarse. Es preciso entonces determinar adecuadamente la magnitud de las fuerzas resistentes, es decir, la resistencia al corte de las discontinuidades geológicas y de la roca intacta para diferentes magnitudes de esfuerzo normal actuante en el plano o zona potencial de falla, de tal forma que éstas cubran el intervalo de presiones que se espera actúe sobre la discontinuidad. Conocida la resistencia al corte será posible entonces evaluar si hay condiciones para que la roca falle y deslice y se podrán tomar las acciones correctivas o preventivas que sean pertinentes en cada caso particular.

Identificada la zona o plano potencial de falla debe hacerse un detallado levantamiento de las características de la discontinuidad crítica ya que el espaciamiento entre fracturas, grado de alteración, tipo y espesor de relleno, rugosidad en diferentes sentidos, la presencia de agua, el tamaño y ángulo de las irregularidades, las zonas de contacto roca-roca, tienen una notable influencia en la resistencia al corte.

Los ensayos de resistencia al corte varían de acuerdo a la forma de aplicar la carga lateral al plano de corte y pueden ser de cuatro tipos:

- a. Ensayo aplicando la carga lateral paralela al plano potencial de falla
- b. Ensayo aplicando la carga lateral inclinada respecto al plano de falla
- c. Ensayo aplicando carga radial con cuchillas
- d. Ensayo de torsión

Las figuras 1 a 4 muestran un esquema de cada uno de los ensayos mencionados. Estos ensayos pueden ejecutarse en el interior de un soca-

vón de exploración, o bien en superficie. Cuando se hace en superficie (fig 1) se requiere utilizar marcos de vigas de acero, plataformas de carga y barras ancladas en roca para poder proporcionar apoyo a los gatos hidráulicos que aplican las cargas a las probetas y les permiten transferir sus reacciones. En las pruebas realizadas en socavones la transferencia de las reacciones se hace hacia las paredes y clave (fig 2).

El ensaye de corte consiste en labrar un bloque superior de roca de aproximadamente 0.7 x 0.7 m de sección transversal y 0.35 m de altura (fig 2) sobre la superficie potencial de falla y colocar sobre él los gatos hidráulicos que proporcionaron la carga normal y tangencial. Si el plano potencial de falla es una discontinuidad con relleno arcilloso, se inserta en el relleno una aguja porosa que a su vez se conecta con un transductor de presión para medir las presiones de poro debidas al agua contenida en el relleno. El bloque superior se instrumenta para medir los desplazamientos longitudinales, transversales y la dilatación o movimientos ascendentes. En una primera etapa del ensaye se aplica carga normal al bloque superior para restituir la carga que tenía originalmente antes de que se decomprimiera por el labrado. Posteriormente se mantiene una carga constante, normal al plano potencial de falla y simultáneamente se aplica la carga tangencial en incrementos hasta llegar a la falla. La velocidad de aplicación de la carga tangencial debe ser tal que las presiones de poro generadas durante el proceso de falla sean reducidas. Cuando la carga tangencial se aplica inclinada (aprox. 30° con la horizontal) el centro de carga del gato debe pasar por el centro del área del plano potencial de falla para evitar inducir momentos; por otro lado, conforme la carga tangencial aumenta se adiciona una carga normal de tal manera que resulta necesario ir disminuyendo durante la ejecución de la prueba la carga aplicada con el gato superior, de tal forma de poder mantener la carga normal constante en el plano de falla.

Durante la prueba se construyen gráficas esfuerzo cortante ( $\tau$ )-desplazamiento longitudinal ( $\delta$ ) como la que se observa en la figura 5. De las curvas obtenidas se obtienen un valor máximo de resistencia al corte ( $\tau_{m\acute{a}x}$ ) el cual ocurre para desplazamientos pequeños y un valor residual de la resistencia al corte ( $\delta_{res}$ ) que se presenta después de que ocurre un desplazamiento grande del bloque superior sobre el inferior. En términos generales el valor máximo del esfuerzo cortante normalmente se debe a la ruptura por corte del material rocoso de las caras de la discontinuidad o del relleno y el valor residual a la resistencia por fricción que se desarrolla en conjunto entre el material afallado y las caras de la discontinuidad.

A partir de los valores de  $\tau_{m\acute{a}x}$  y  $\delta_{res}$  obtenidos para cada esfuerzo normal aplicado, se construyen gráficas esfuerzo normal ( $\sigma$ ) - esfuerzo cortante ( $\tau$ ) (fig 6) de las que se obtienen las curvas que representan la ley de resistencia al esfuerzo cortante que en caso de ser rectas estará dada por la ecuación general:

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad \text{donde } c = \text{cohesión del material fallado}$$

$$\phi = \text{ángulo de fricción interna del material a fallado}$$

que en términos de esfuerzos efectivos será:

$$\tau = c + \bar{\sigma} \tan \phi = c + (\sigma - \mu) \tan \phi$$

$$\text{donde } \mu = \text{presión de poro actuante en el plano de falla}$$

En la tabla 1 se muestran valores de  $c$  y  $\phi$  obtenidos para distintas rocas. Generalmente se recomienda ejecutar tres pruebas de corte como mínimo para poder trazar la ley de resistencia al corte.

El ángulo  $i$  de las irregularidades existentes en el plano potencial de falla el cual se mide respecto a la superficie media de la discontinuidad (fig 7) también influencia notablemente la resistencia al corte como puede observarse en la figura 7. Para cargas normales bajas (línea OA) la ley de resistencia queda expresada por:

$$\tau = \sigma \tan (\phi_r + i)$$

$$\text{donde } \phi_r = \text{ángulo de fricción residual}$$

En diseño tenemos que predecir la situación más desfavorable posible y la situación más probable. La más desfavorable estará basada en la resistencia residual ( $\tau = \sigma \tan \phi_r$ ). La condición más probable se debería diseñar con la resistencia máxima pero existen una serie de factores que pueden afectarla (desplazamientos previos, falla progresiva, grado de alteración, procedimiento inadecuado de prueba, espaciamento de discontinuidad, relleno, ángulo  $i$ , etc.). Finalmente, la elección de los parámetros de resistencia para uso en diseño es sobre todo una cuestión de juicio ingenieril basado en el conocimiento de los mecanismos de falla que puedan ocurrir y en la experiencia y observación de casos reales y experimentales.

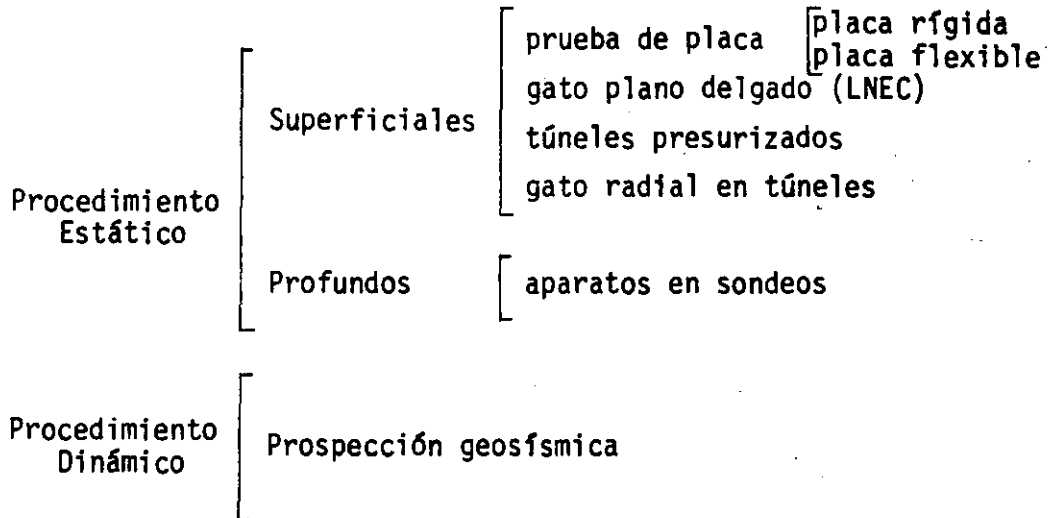
## DETERMINACION DE LA DEFORMABILIDAD DEL MACIZO ROCOSO

La aplicación de cargas impuestas por las obras ingenieriles a la masa rocosa provocan deformaciones en la misma. La magnitud de las deformaciones será función del nivel de esfuerzos aplicado a la masa rocosa, tiempo en que se apliquen estos esfuerzos, espaciamientos y frecuencia de las discontinuidades, características de las discontinuidades y de la roca intacta, grado de alteración de la roca, anisotropía y heterogeneidad de la masa rocosa, tamaño del área cargada en relación al espaciamiento de las discontinuidades y magnitud y dirección de los esfuerzos residuales en la roca. La deformabilidad de la masa rocosa se expresa mediante el Módulo de Deformabilidad que es la relación del esfuerzo aplicado y su correspondiente deformación unitaria durante la aplicación de una carga al macizo rocoso incluyendo su comportamiento elástico e inelástico.

La construcción de excavaciones y cimentaciones en roca requieren definir la deformabilidad del macizo con el propósito de conocer su comportamiento ante cargas y descargas y poder diseñar adecuadamente los revestimientos, estructuras y método de construcción a utilizar.

Las pruebas de campo por involucrar a un mayor volumen de roca y en consecuencia a un mayor número de discontinuidades, permiten obtener valores más realistas de la deformabilidad de la masa rocosa que los obtenidos mediante ensayos en laboratorio. Los equipos utilizados para las pruebas de campo tienden a afectar volúmenes de roca cada vez mayores y a incrementar la magnitud de los esfuerzos aplicados. El principio de los ensayos es simple y consiste en aplicar una carga al terreno (reproduciendo las condiciones a las que estará sometido) y se miden las deformaciones inducidas mediante aparatos colocados a diferentes profundidades y distancias dentro del volumen de roca afectado por la carga impuesta. Durante el ensayo se registran esfuerzos aplicados ( $\sigma$ ) y deformaciones ( $\delta$ ) las cuales se dibujan en una gráfica esfuerzo-deformación como la que se muestra en la figura 8. El módulo de deformabilidad elegido puede ser secante, tangente o inicial dependiendo del conocimiento del nivel de esfuerzos al que estará sometida la masa rocosa. En algunos casos (p.ej. en excavaciones) es necesario conocer el módulo de deformabilidad a la descarga y en otros (p.ej. cimentación de maquinaria, ciclos de llenado y vaciado de agua en embalses) se requiere conocer el comportamiento de la roca sometida a ciclos de carga y descarga con diferentes tiempos de permanencia para observar la tendencia de la deformabilidad después de cierto número de ciclos y su comportamiento viscoso.

Las pruebas de deformabilidad pueden ser estáticas o dinámicas según el tiempo que dura la aplicación de carga y/o descarga y pueden hacerse en superficie o a profundidad. El siguiente esquema muestra los ensayos que se han realizado para evaluar la deformabilidad de la masa rocosa "in situ".



En general la magnitud del Módulo de Deformabilidad Dinámico es mayor que la obtenida con métodos estáticos de campo. Esto se debe fundamentalmente a que las deformaciones inducidas por la onda que viaja a través del medio son muy pequeñas y se encuentran generalmente dentro del intervalo de comportamiento elástico del medio. En cambio las cargas estáticas\* inducen deformaciones altas que rebasan el intervalo de comportamiento elástico del medio deformable.

En comparación con los módulos dinámicos y estáticos obtenidos en ensayos de laboratorio se puede enunciar la siguiente tendencia.

$$E_{\text{din lab}} > E_{\text{est lab}} > E_{\text{din campo}} > E_{\text{est campo}}$$

Pruebas Dinámicas

Estas pruebas fueron mencionadas en el tema II y se realizan emitiendo una fuente de ondas al terreno generada por un impulso; estas ondas viajan a través del medio y regresan (por refracción de las mismas) a superficie donde son captadas por geófonos. De esta forma es factible conocer el tiempo y la velocidad de llegada de la onda al geófono el cual capta ondas longitudinales y/o transversales. Los volúmenes de roca involucrados por este tipo de prueba son grandes y dado que la onda se transmite en rocas de litología y grados de alteración diferentes, así como por diversas discontinuidades, el valor del módulo es un valor promedio muy general y se obtiene mediante las expresiones:

\*su tiempo de permanencia

$$E_{\text{din campo}} = \frac{v_L^2 \rho (1 + \nu_d)(1 - 2\nu_d)}{1 - \nu_d}$$

donde:

$v_L$  = velocidad longitudinal de onda

$\rho$  = densidad de masa del medio

$\nu_d$  = módulo de poisson dinámico

$v_t$  = velocidad transversal de onda

$$E_{\text{din campo}} = 2v_t^2 \rho (1 + \nu_d)$$

El módulo de poisson puede obtenerse mediante la ecuación:

$$\nu_d = \frac{\frac{1}{2} (v_L/v_t)^2 - 1}{(v_L/v_t)^2 - 1}$$

Estas ecuaciones suponen un medio homogéneo, isótropo y de comportamiento elástico.

### Pruebas Estáticas

#### Pruebas de Placa

Existen 2 tipos de placa que pueden utilizarse para determinar la deformabilidad del medio: la placa rígida y la placa flexible. La primera es una placa de acero de aproximadamente 30 cm de diámetro a la cual se aplica carga muerta o con gatos hidráulicos para inducir deformaciones al terreno. Esta placa solo permite medir las deformaciones que se generan en la superficie de apoyo y también en la superficie del terreno lateralmente a la placa. Las figuras 9, 10, 11 y 13 muestran las diferentes formas de ejecutar un ensaye de este tipo. Para una placa infinitamente rígida y considerando al medio rocoso homogéneo, isótropo y elástico. La ecuación siguiente nos permite calcular el Módulo de Deformabilidad estático:

$$E = \frac{Pa (1 - \nu^2)}{\pi \omega a} \text{sen}^{-1} \left( \frac{a}{r} \right) \text{ para } r > a \quad z = 0$$

$$E = \frac{P (1 - \nu^2)}{2\omega_z a} \text{ para } r > a \quad z = 0$$



donde: P = presión aplicada a la roca  
 a = radio de la placa  
 $\omega$  = desplazamiento  
 $\nu$  = módulo de poisson  
 r = punto en donde se mide el desplazamiento  
 z = profundidad del punto de medición de desplazamiento

Lo reducido del área de la placa rígida permite aplicar mayores presiones al terreno, sin embargo, el bulbo de influencia de los esfuerzos en el terreno es muy reducido por lo que se afecta un volumen pequeño.

Por el contrario la placa flexible aunque permite aplicar menores presiones afecta a un mayor volumen de roca y además esta placa es anular y permite medir deformaciones a profundidad en el centro de la placa lo que nos da oportunidad de conocer los desplazamientos máximos generados por la carga aplicada en la zona de influencia de los esfuerzos. Normalmente se colocan deformímetros en el centro de la placa a una profundidad entre 0 y 3 veces el diámetro de la placa. El módulo de deformabilidad se conoce mediante la ecuación siguiente obtenida de la teoría de elasticidad:

$$E = \frac{P}{\pi \omega_z (a_2^2 - a_1^2)} \{ [(1 + \nu)z^2] [(a_1^2 + z^2)^{-\frac{1}{2}} - (a_2^2 + z^2)^{-\frac{1}{2}}] + [2(1 - \nu^2)] [a_2^2 + z^2]^{\frac{1}{2}} - (a_1^2 + z^2)^{\frac{1}{2}} \}$$

donde:  $a_1$  = radio menor de la placa  
 $a_2$  = radio mayor de la placa  
 $\omega_z$  = desplazamiento al centro de la placa  
 $\nu$  = módulo de poisson  
 z = profundidad del punto de medición del desplazamiento

Las fig 14, 15 y 16 muestran los equipos utilizados para realizar estos ensayos y la tabla 2 ilustra los datos completos de los ensayos realizados con los equipos correspondientes. Las presiones máximas que se aplican en estas pruebas de placa son hasta de 200 kg/cm<sup>2</sup>.

La selección de uno u otro tipo de placa dependen del espaciamiento entre discontinuidades, del espesor de la capa de alteración de la roca y de la heterogeneidad del medio.

El sitio donde se realizan los ensayos debe estar poco alterado por lo que se recomienda que la medición de desplazamientos superficiales se haga lejos de la placa de carga o a profundidad abajo de la zona de comprimida. Para apegarse a la hipótesis que impone la teoría elástica de semiinfinito es necesario que el diámetro del socavón donde se realice la prueba sea por lo menos cuatro veces el diámetro de la placa de carga.

En la figura 17 se muestra una curva-esfuerzo-deformación obtenida de una prueba de placa flexible en roca caliza. Puede observarse que el comportamiento no es elástico y se definen dos módulos y un coeficiente. La relación  $E/\pi$  vale uno en masas rocosas exentas de discontinuidades. El parámetro  $C_p$  crece cuando la plasticidad del relleno de fracturas o fallas o la densidad de fracturamiento aumenta.

#### Gato Plano Delgado (LNEC)

Este método consiste en introducir un gato plano en una ranura de aproximadamente 1.2 m de profundidad, 1 m de ancho y 7 mm de espesor. Las paredes del gato quedan en contacto con las de la ranura y el gato posee 4 deformómetros eléctricos en el cuerpo del mismo que permiten medir la deformación de la roca al ocurrir cambios volumétricos en el mismo. La presión se aplica hidráulicamente. Es factible probar áreas mayores si se utilizan más gatos colocados lateralmente. Se han llegado a probar áreas hasta de 4 m<sup>2</sup> y se han aplicado presiones hasta de 100 kg/cm<sup>2</sup>.

La fig 18 muestra la máquina perforadora utilizada para ranurar la roca y los gatos planos. El módulo de deformación se obtiene de la expresión:

$$E = c \frac{P}{\rho}$$

donde:  $p$  = presión aplicada  
 $\rho$  = desplazamiento de la pared en un punto de medición  
 $c$  = constante que depende del punto donde se midió  $\rho$ , tamaño del gato y su relación con el tamaño de la ranura y su cercanía a la superficie

Las restricciones a la deformación que imponen los bordes de la ranura y la cercanía a la superficie son limitantes importantes al método ya que los módulos obtenidos son casi siempre bajos. Los módulos obtenidos a partir de los desplazamientos registrados por los deformó-

metros más lejanos a la superficie dan una mayor aproximación al verdadero módulo. Se ha recomendado que la ranura tenga un diámetro de 2 a 3 veces el diámetro del gato para evitar esos problemas de frontera.

### Túneles Presurizados

Este método requiere de aislar una cámara en un túnel, colocando tapones en el túnel. Si la roca del túnel en la zona de la cámara es muy permeable requerirá de un aislamiento en las paredes tal como un recubrimiento de concreto o membranas impermeables flexibles. La cámara se instrumenta colocando deformímetros eléctricos (tipo cuerda vibrante) para medir las divergencias o cambios diametrales y también se colocan extensómetros radiales en la roca a diferentes profundidades. La cámara se llena de agua y se aplica presión hidráulica registrando simultáneamente las deformaciones inducidas.

La figura 19 muestra el esquema del equipo utilizado para proporcionar carga y el arreglo de los deformímetros diametrales.

Para obtener el módulo de deformabilidad en un túnel revestido de concreto simple, de diámetro interior,  $d$  y espesor de revestimiento,  $e$ ; se emplea la relación siguiente:

$$E_r = \frac{pd}{\Delta d} - \frac{2e}{d} E_c$$

donde:  $p$  = presión interior  
 $\Delta d$  = deformación diametral  
 $E_r$  = Módulo de Deformabilidad de la roca  
 $E_c$  = Módulo de Elasticidad del concreto  
 $d$  = diámetro del túnel

Si no hay revestimiento se utiliza la relación:

$$E_r = (1 + \nu) \frac{pd}{\Delta d}$$

donde:  $\nu$  = relación de poisson

La longitud de la cámara debe ser mayor a  $5d$  para minimizar los errores provocados por las restricciones que imponen los tapones. Se han ensayado túneles desde 1.5 m de diámetro hasta 4.9 m y la máxima presión aplicada ha sido de 25 kg/cm<sup>2</sup>. En México fue ensayado el túnel de la presa Mazatepec, Pue., de 4 m de diámetro, 500 m de longitud revestido y aplicando 6.8 kg/cm<sup>2</sup>. La figura muestra la gráfica tiempo deformación-presión obtenida en una de las estaciones instrumentadas.

La ventaja de este tipo de ensayos es que pueden medirse deformaciones en varias direcciones poniendo en evidencia la anisotropía del macizo rocoso y el volumen de roca involucrado es muy grande. La desventaja es que el método es muy costoso. En la figura 20 se muestran valores (curva envolvente) de las deformaciones circunferenciales obtenidas con este método.

### Gato radial en túneles

Con este método, al igual que el descrito arriba, es posible aplicar carga en toda la periferia del túnel, solo que en este caso la carga se aplica utilizando varios gatos (almohadillas) metálicos de sección rectangular apoyados en las paredes del túnel y reaccionando contra un marco rígido (de acero o de aluminio) anular como se muestra en la figura 21. Las dimensiones del túnel mostrado en la figura son de 2.7 m de diámetro y la longitud ensayada 2.4 m. La carga máxima aplicada fue de 70 kg/cm equivalente a aproximadamente 1.35 veces la presión que transmitiría el prototipo. La instrumentación se hizo colocando en cada uno de los 8 barrenos radiales de 6 m de profundidad ubicados al centro de la zona de prueba, 7 extensómetros eléctricos LVDT capaces de medir el cierre de grietas cercanas a la excavación y generadas por la apertura de la misma y también el cierre de fracturas preexistentes y las deformaciones elásticas de la roca intacta. Durante la prueba se estudió la deformabilidad de la roca a diferentes niveles de carga y bajo cargas constantes mantenidas durante tiempos hasta de 48 hrs para conocer el comportamiento viscoso de la roca, las deformaciones residuales y las deformaciones a diferentes distancias de las paredes del túnel. La figura 22 muestra las deformaciones obtenidas en diferentes direcciones circunferenciales (nótese la influencia de la anisotropía del medio en la deformabilidad).

Al igual que los ensayos en túneles presurizados estas pruebas involucran un volumen de roca muy grande respecto al involucrado en cualquier otro ensayo de deformabilidad (la influencia de los esfuerzos aplicados en el túnel aquí mencionado llegó hasta una distancia radial de 15 m) sin embargo el ensayo es laborioso y muy costoso y sólo factible de hacer en obras cuyo costo sea considerablemente alto.

### Aparatos en Sondeos

Estos aparatos permiten evaluar la deformabilidad de la masa rocosa a diferentes profundidades sin requerirse la excavación de galerías de prueba. Los aparatos se introducen en un sondeo y pueden ser de dos tipos: los Dilatómetros que se expanden al aplicarles una presión hidrostática interna y presionan a las paredes del barreno deformándolas y los gatos curvos que cargan la pared del barreno con 2 zapatas curvas diametralmente opuestas. La interpretación de las pruebas efectuadas con dilatómetros es más sencilla y confiable que la correspon-

diente a gatos curvos.

La Tabla 3 presenta un resumen de las características de estos aparatos.

La figura 23 muestra un esquema de un dilatómetro Menard en donde se muestran las 2 partes principales del mismo: la sonda mediante la que se aplica la presión a la pared del barreno (la sonda es presurizada con gas a presión hasta de 60 kg/cm<sup>2</sup>) y el volúmetro mediante el cual se miden los cambios volumétricos que experimenta la sonda. La fig 24 muestra la gráfica presión-deformación volumétrica del terreno mediante la cual es posible calcular el módulo de deformabilidad.

En la fig 25 se muestra un esquema de la sección transversal de un gato goodman (gato curvo) donde se ilustran las zapatas que aplican la presión al barreno en el interior del aparato. Entre las zapatas se encuentra un transductor de desplazamientos LVDT que mide la deformación de las paredes del barreno. La presión sobre las zapatas se aplica hidráulicamente con aceite. El módulo de deformabilidad se determina mediante la expresión:

$$E = \frac{\Delta Q}{\Delta U_d/d} k \quad \text{donde: } \Delta Q = \text{presión aplicada a las paredes de la perforación}$$

$\Delta U_d = \text{desplazamiento diametral de las paredes}$

$d = \text{diámetro de la perforación}$

$k = \text{constante función del ángulo } \beta \text{ y de la relación de poisson}$

Con los gatos curvos existe el riesgo de generar fracturas de tensión en las paredes donde las zapatas no están en contacto. Las grietas se desarrollan en sentido perpendicular al de aplicación de la carga con las zapatas y el valor del módulo disminuye.

El uso de aparatos en sondeos tiene la ventaja de ser un método que permite conocer el módulo de deformabilidad de la roca en varios puntos de la masa rocosa y a diferentes profundidades lo que permite, incluso, realizar estudios estadísticos.

La colocación y manejo de los aparatos durante los ensayos es relativamente sencilla y rápida. Sin embargo, su principal desventaja es que afecta a un volumen muy pequeño de roca.

## DETERMINACION DE LA MAGNITUD Y DIRECCION DE LOS ESFUERZOS TECTONICOS RESIDUALES ACTUANTES EN EL MACIZO ROCOSO

### Generalidades

La continua actividad de la tierra hace que las masas continentales se encuentren en movimiento permanente. Como una forma de conservación de energía interna la corteza terrestre se consume en zonas de subducción de placas continentales y se abastece en las zonas o franjas volcánicas también en los límites o contactos de placas continentales. Esta actividad tectónica (tanto la de empuje entre placas como la volcánica) genera fuerzas actuantes en la corteza terrestre que da lugar a cambios estructurales y litológicos (casos de metamorfismo) y provoca la ruptura de las formaciones preexistentes. Los esfuerzos generados durante esta actividad son almacenados por la roca y sólo son liberados en una zona al retirar la roca que confina esta roca lateralmente. La remoción de esta roca confinante puede ser natural (erosión) o artificial (excavaciones superficiales o subterráneas). Al excavar la roca en obras ingenieriles ocurre en el macizo una redistribución de esfuerzos y una tendencia de la roca a desplazarse hacia la zona excavada. Si estas deformaciones son restringidas inmediatamente por algún elemento de contención o soporte, la roca empujará con una fuerza sobre el soporte equivalente a la magnitud de la fuerza tectónica almacenada en la roca. La determinación de la dirección y magnitud de los esfuerzos tectónicos almacenados por el macizo rocoso nos permite diseñar adecuadamente los elementos de soporte requeridos para la estabilización de excavaciones y además comprender como ocurrió el proceso de fracturamiento local o regional y como estos esfuerzos internos afectan la deformabilidad de la masa rocosa.

Los métodos de liberación de esfuerzos utilizados para conocer la dirección y magnitud de los esfuerzos tectónicos en el macizo rocoso son:

Procedimiento superficial	[	dirección [ método de la roseta de deformaciones
		magnitud [ método del gato plano

Procedimiento profundo	[	aparatos en sondeos [ dirección [ método de Merrill
		magnitud [ método de Hast
fracturamiento hidráulico		

Los métodos del procedimiento superficial se llevan a cabo en socavones o galerías de prueba. La excavación de esta galería modifica la distribución de esfuerzos en su contorno y por lo tanto los esfuerzos determinados no son los tectónicos sino aquellos modificados por la excavación. El procedimiento profundo también tiene esta limitante, sin embargo, el relajamiento es de menor magnitud.

En algunas regiones donde no ha ocurrido actividad tectónica los esfuerzos en el macizo rocoso únicamente son debidos al peso propio de la roca. En otras (la mayoría) están actuando conjuntamente tanto los esfuerzos tectónicos como los de peso propio. En este último caso, no es válido en estricto rigor, que se calculen esfuerzos verticales por peso propio mediante el peso de la columna de roca actuante en un punto debido a que la presencia de los esfuerzos tectónicos en la masa hace que estos se modifiquen (algunas veces notablemente). En zonas afectadas tectónicamente se han medido magnitudes de esfuerzos horizontales dos veces mayores a las del esfuerzo vertical.

#### Método de la roseta de deformaciones

El procedimiento de ensaye consiste en colocar pijas en la pared o piso de una excavación, diametralmente opuestas y en 3 direcciones radiales a 60° y se mide la distancia inicial entre pijas para cada dirección. Posteriormente se abre una ranura circular de mayor diámetro que la distancia entre pijas y se registran las deformaciones inducidas al separarse las pijas debido a la relajación de esfuerzos del bloque que contiene las pijas. La figura 26 muestra con detalle como se ejecuta la prueba. La dirección de las deformaciones principales se conoce construyendo un círculo de Mohr de deformaciones como el mostrado en la figura 27. Es necesario hacer por lo menos tres de estas pruebas para conocer espacialmente la dirección de la deformación principal. A partir de las deformaciones principales es posible calcular la magnitud de los esfuerzos principales suponiendo un medio elástico, isótropo, homogéneo y semiinfinito con las siguientes ecuaciones:

$$\sigma_1 = \frac{E}{1 - \nu^2} (\epsilon_1 + \nu\epsilon_2) \quad \text{donde: } E = \text{módulo de elasticidad}$$

$$\sigma_2 = \frac{E}{1 - \nu^2} (\epsilon_2 + \nu\epsilon_1) \quad \nu = \text{relación de poisson}$$

$\epsilon_1 = \text{deformación principal mayor}$   
 $\epsilon_2 = \text{deformación principal menor}$   
 $\sigma_1 = \text{esfuerzo principal mayor}$   
 $\sigma_2 = \text{esfuerzo principal menor}$

El uso de estas ecuaciones requiere de la determinación de los valores de  $E$  y  $\nu$  por lo que no son utilizadas con frecuencia y en su lugar se prefiere hacer la determinación de la magnitud de los esfuerzos principales mediante el método que se describe a continuación.

### Método del gato plano

El procedimiento de prueba consiste en colocar pijas en la pared o piso de la excavación a ambos lados de una ranura en la cual posteriormente se insertará un gato plano (figura 28). Se mide la distancia entre las pijas antes de perforar la ranura y una vez perforada la ranura y relajados los esfuerzos se miden las deformaciones ocurridas por la diferencia de distancia entre las pijas de referencia. Posteriormente se introduce el gato en la ranura y se aplica presión al gato hasta que todas las pijas vuelvan a su posición original y en ese momento se mide la presión (presión de cancelación) que será equivalente a la magnitud del esfuerzo actuante en esa dirección. Para conocer la magnitud del esfuerzo principal mayor actuante deberán hacerse por lo menos tres ensayos a diferentes direcciones ya que este método solo proporciona el valor del esfuerzo normal actuante en el plano de la ranura.

La figura 29 muestra los resultados de una prueba en el proyecto hidroeléctrico La Angostura, Chis.

### Aparatos en Sondeos

#### Método de relajación de esfuerzos en el contorno de un sondeo mediante el registro de deformaciones (Método de Merrill).

Este método permite efectuar mediciones hasta a 6 m de profundidad y consiste en ejecutar una perforación de  $\emptyset 1\ 1/2"$  (fig 30a) en la cual se introduce un aparato que permite medir deformaciones en tres direcciones ubicadas en una misma sección transversal (fig 30b). Una vez introducido el aparato en la perforación de  $\emptyset 1\ 1/2"$  se perfora con broca anular un barreno de  $\emptyset 6"$  hasta una profundidad mayor a la que se encuentra el fondo del aparato, de esta forma queda aliviado de esfuerzos un cilindro de roca hueco y se miden las deformaciones en los tres sentidos. Suponiendo que el eje del sondeo coincide con la dirección del esfuerzo principal menor  $\sigma_3$ , pueden determinarse las magnitudes y direcciones de los esfuerzos principales  $\sigma_1$  y  $\sigma_2$  que actúan en un plano normal al eje del sondeo, mediante las ecuaciones:



$$\varepsilon_a = \frac{1}{E} \{ (\sigma_1 + \sigma_2) + [2(\sigma_1 - \sigma_2) (1 - \nu^2) \cos 2\phi] - \nu\sigma_3 \}$$

$$\varepsilon_b = \frac{1}{E} \{ (\sigma_1 + \sigma_2) + [2(\sigma_1 - \sigma_2) (1 - \nu^2) \cos (\phi + \alpha)] - \nu\sigma_3 \}$$

$$\varepsilon_c = \frac{1}{E} \{ (\sigma_1 + \sigma_2) + [2(\sigma_1 - \sigma_2) (1 - \nu^2) \cos^2 (\phi + 2\alpha)] - \nu\sigma_3 \}$$

donde  $E$  = módulo de deformabilidad de la roca

$\nu$  = relación de poisson

$\phi$  = ángulo que forma el eje de medición  $a - a'$  con la dirección del esfuerzo principal mayor

$\alpha$  = ángulo formado por la dirección  $b - b'$  con la dirección  $a - a'$

Los valores de  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  y  $\phi$  determinados, se expresan en función de  $\sigma_3$ . Al efectuar tres mediciones semejantes a lo largo de tres sondeos inclinados entre sí, es posible determinar la magnitud y dirección de los tres esfuerzos principales. Nuevamente la necesidad de determinar  $E$  y  $\nu$  limita el alcance de este método.

Método de relajación de esfuerzos en el contorno de un sondeo en el cual se ha instalado un medidor de esfuerzos (Método de Hast).

En este método se sigue el mismo procedimiento que el utilizado en el método anterior sólo que el medidor de esfuerzos introducido en este caso es de gran rigidez en lugar del aparato medidor de desplazamientos que es de muy baja rigidez. En un caso general en que la rigidez del medidor no se considera infinita los esfuerzos principales actuantes en la roca y en un plano normal al eje del sondeo pueden calcularse con la ecuación:

$$\sigma_1 = \frac{k(x+2) + x_0}{2k(x+1)} S_1 + \frac{x_0 - 2 - k(x-2)}{2k(x+1)} S_2$$

$$\sigma_2 = \frac{x_0 - 2 - k(x-2)}{2k(x+1)} S_1 + \frac{k(x+2) + x_0}{2k(x+1)} S_2$$

donde:

$$S_1 = \frac{1}{2} \{ \sigma' + \sigma'' + \sigma''' + \sqrt{\frac{1}{2} [ (\sigma' - \sigma'')^2 + (\sigma'' - \sigma''')^2 + (\sigma''' - \sigma')^2 ]} \}$$

$$S_2 = \frac{1}{2} \{ \sigma' + \sigma'' + \sigma''' - \sqrt{\frac{1}{2} [ (\sigma' - \sigma'')^2 + (\sigma'' - \sigma''')^2 + (\sigma''' - \sigma')^2 ]} \}$$

$$k = \frac{G_0}{G}$$

$$x = 3 - 4\nu$$

$$x_0 = 3 - 4\nu_0$$

siendo:  $G_0$  módulo de rigidez del dispositivo de medición  
 $\nu_0$  relación de poisson del dispositivo de medición  
 $\sigma'$ ,  $\sigma''$  y  $\sigma'''$  esfuerzos normales medidos según tres direcciones diametrales que forman ángulos de  $63^\circ$  entre sí  
 $G$  módulo de rigidez de la roca  
 $\nu$  relación de poisson de la roca

En el caso en que  $\nu_0 = \nu = 0.25$  las expresiones anteriores se simplifican a:

$$\sigma_1 = \frac{2k + 1}{3k} S_1 \quad \sigma_2 = \frac{2k + 1}{3k} S_2$$

El factor correctivo  $\frac{2k + 1}{3k}$  es poco sensible a las variaciones de la relación de rigideces  $k$ . Si  $k > 5$  el factor correctivo tiende a 0.66 y por lo tanto los esfuerzos registrados con un medidor muy rígido se relacionan directamente con los esfuerzos internos de la roca, casi independientemente del módulo de deformabilidad de la misma. Esta es la gran ventaja de estos medidores que pueden estar constituidos por celdas metálicas con propiedades magnetostrictivas (Hast) o por inclusiones de vidrio con propiedades fotoelásticas (Roberts). Este método parece ser el que más ventajas ofrece sobre los mencionados anteriormente.

### Fracturamiento Hidráulico

Esta técnica originalmente utilizada por los petroleros para estimular la producción de pozos, consiste en inyectar una suspensión de arena,

aditivos y agua en un tramo previamente sellado del pozo e incrementar la presión hasta producir la apertura de las fracturas de la masa rocosa en el contorno del pozo. La fractura creada es normal a la dirección del esfuerzo principal menor actuante y la presión necesaria para lograr la propagación de esta fractura es igual al esfuerzo principal actuante.

Este burdo método ha permitido determinar a gran escala la dirección y magnitud del esfuerzo principal menor actuante en algunos campos petrolíferos. Del mismo modo, es posible inducir fracturamiento hidráulico mediante ensayos de permeabilidad tipo Lugeon en rocas.

## DETERMINACION DE LA PERMEABILIDAD DEL MACIZO ROCOSO

La permeabilidad de un macizo rocoso está fundamentalmente regida por sus discontinuidades debido a que la permeabilidad intrínseca de la roca intacta es muy reducida en la mayoría de los casos. En rocas no fisuradas la permeabilidad está en función de su porosidad absoluta y dependiendo de su grado de alteración o alterabilidad la permeabilidad podrá ir creciendo con el tiempo conforme el fluido intemperiza y erosiona a la roca. En rocas fisuradas está en función del número de familias de fracturas y del espaciamiento y dirección de las fracturas respecto al flujo, así como de la abertura, rugosidad y tipo de material que rellena a las fisuras. En rocas cársticas es función del número de conductos, de su diámetro, rugosidad y trayectoria. En todos los casos la permeabilidad también dependerá de las características del fluido (tipo, viscosidad, temperatura, etc.) que circula a través del macizo rocoso y de la presión o carga hidráulica actuando en el fluido.

La estimación de la permeabilidad en masas rocosas se hace aún considerando a la masa homogénea y flujo laminar a través de la misma, lo que en la mayoría de los casos está alejado de la realidad; sin embargo, esta idealización obedece a la dificultad de expresar matemáticamente el complejo mecanismo de flujo en un medio discontinuo.

El conocimiento de la permeabilidad del medio nos permite estimar los volúmenes de filtraciones esperados hacia excavaciones tanto superficiales como subterráneas, las posibles fugas de agua a través de la cimentación de una presa, volúmenes de extracción de petróleo, posibilidad de uso de cavidades para almacenamiento de fluidos o desechos, captaciones de agua para diversos usos, niveles de abatimiento de aguas freáticas, etc.

Las pruebas más comunmente usadas para conocer la permeabilidad en roca son:

Arriba del Nivel Freático	[ Pruebas en zanjas
Abajo del Nivel Freático	[ Ensaye Lugeon
	Ensaye Lefranc
	Pruebas de Bombeo
	Trazadores radioactivos
	[ Micromolínete

En este tema sólo se verán con mayor detalle los ensayos Lugeon y Lefranc que son los de mayor uso.

### Ensayo Lugeon

Este ensayo normalmente se realiza en medios saturados (abajo del nivel de aguas freáticas) pero es factible ejecutarlo en medios no saturados o parcialmente saturados con la condición de que se sature localmente el medio y se pueda establecer el flujo. El ensayo se realiza haciendo primero una perforación en roca (de preferencia en diámetro NX) e introduciendo tubería en la perforación con un empaque al fondo que puede ser de copas de cuero (rocas sanas), mecánico de hule (rocas poco a medianamente fisuradas) o neumático (rocas muy fracturadas y/o blandas) el cual permitirá aislar el tramo de prueba. Los empaques pueden ser dobles si el ensayo se hace del fondo de la perforación hacia la superficie o sencillo si se procede de superficie al fondo; la longitud del tramo de prueba es variable dependiendo de las características del terreno, sin embargo, longitudes de 3 a 5 m son usuales. Una vez fijo el obturador en el tramo de prueba, se inyecta agua al terreno y se mide el gasto de agua en litros por minuto y por metro lineal de perforación hasta una presión máxima aplicada de  $10 \text{ kg/cm}^2$ . La unidad de medición de la permeabilidad se denomina unidad Lugeon y cada unidad Lugeon representa un consumo de un litro por minuto y por metro bajo  $10 \text{ kg/cm}^2$  de presión efectiva. La figura 31 muestra un diagrama donde se observa el equipo utilizado y la forma de calcular la presión efectiva. En términos del coeficiente de permeabilidad,  $k$  utilizado para suelos homogéneos, isótropos y para flujo en régimen laminar, una unidad Lugeon equivale a  $k = 10^{-7} \text{ m/seg}$ . Un mismo valor de unidades Lugeon puede obtenerse debido a una fisura grande o a un número grande de fisuras finas y las características de estas fisuras sólo pueden conocerse si se varía la longitud del tramo de prueba.

Para conocer el comportamiento de las fracturas y sus características es necesario variar las presiones de prueba. La secuencia que se sigue es la de incrementos de presión 1, 2, 4, 6, 8 y  $10 \text{ kg/cm}^2$  y luego decrementos a 8, 6, 4, 2,  $1 \text{ kg/cm}^2$  en cada incremento o decremento se inyecta agua durante 10 min al terreno y se miden gastos y presiones efectivas que se grafican obteniendo curvas como las mostradas en la figura 32. La forma de las curvas es muy variable y rara vez es lineal. Estas curvas no permiten detectar si un aumento súbito del gasto a una determinada presión se debe a un destaponamiento y arrastre de material de relleno de una fisura o bien a ruptura de la roca al rebasar las presiones el límite elástico (fracturamiento hidráulico), por lo que es necesario dibujar una gráfica doblemente logarítmica introduciendo valores del gasto y de la presión elevada a la cuarta potencia (fig 33). Un quiebre en la línea recta dibujada indica la ruptura de la roca.

### Ensaye Lefranc

Este ensaye se realiza en rocas ubicadas abajo del nivel freático muy fracturadas o rocas cuyas partículas están débilmente cementadas y se utiliza frecuentemente para medir la permeabilidad de depósitos aluviales. Las presiones que se aplican con este método son bajas y normalmente no mayores de  $0.5 \text{ kg/cm}^2$ . La prueba consiste en inyectar agua en el terreno saturado convirtiendo al pozo en un permeámetro de carga constante (si el terreno es permeable  $k > 10^{-4} \text{ cm/seg}$ ) o bien en inyectar o extraer agua con carga variable si el terreno es poco permeable. En la fig 34 se muestra el dispositivo de ensaye de la prueba Lefranc de carga constante.

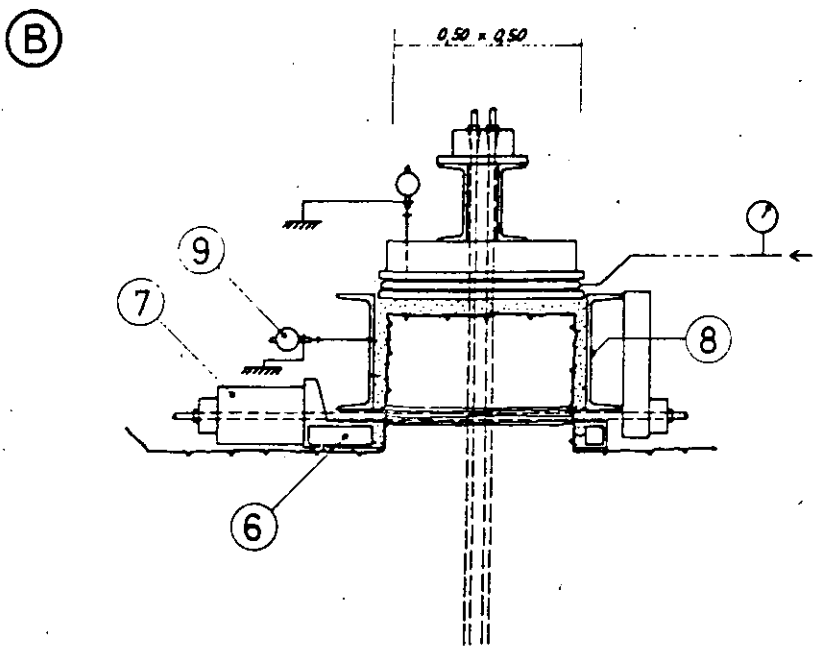
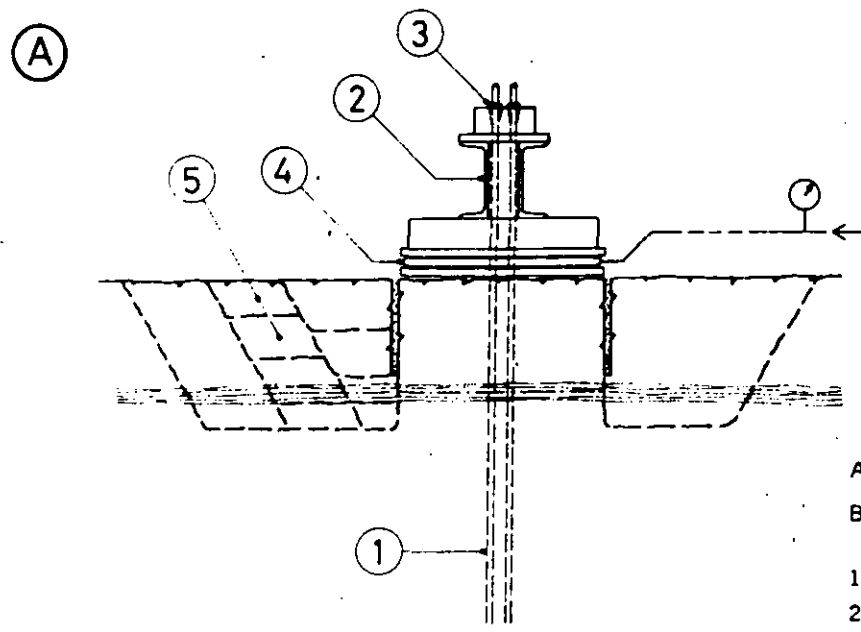
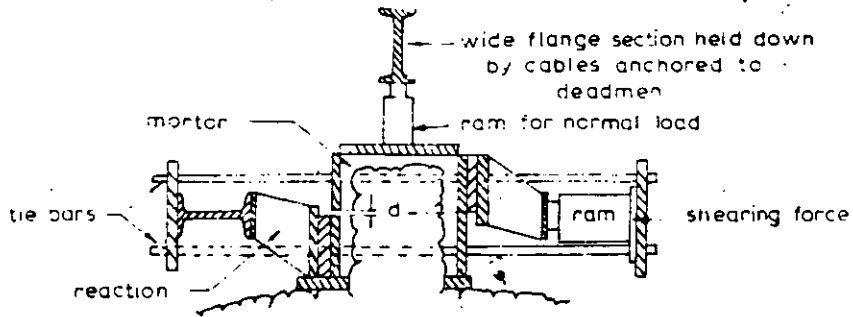
Manteniendo la carga constante y conocido el gasto  $Q$  y la sobrecarga  $\Delta H$ , puede calcularse la permeabilidad  $k$  del medio mediante la expresión:

$$Q = c k(\Delta H)$$

siendo 
$$k = \frac{Q}{c(\Delta H)}$$

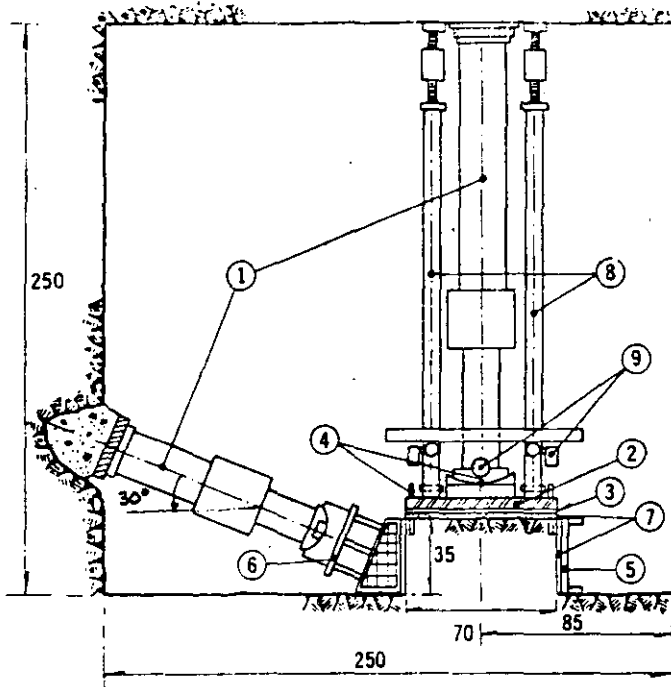
$c$  es un coeficiente que depende de la geometría del área de infiltración. Si ésta es cilíndrica de longitud  $L$  y radio  $r$ , entonces:

$$c = \frac{4\pi}{\frac{1}{2L} \log \frac{L}{r}}$$



- A. Cutting the block with normal preloading
- B. General arrangement
- 1) Tendons for normal load
- 2) Reaction beam
- 3) Anchor grips
- 4) Flat jack
- 5) Cutting around the block with disc saw
- 6) Base frame
- 7) Jacks for shearing load
- 8) Shear box
- 9) Dial gauges

FIG 1  
 Dos ensayos de corte directo efectuados en superficie y aplicando carga tangencial al plano de falla



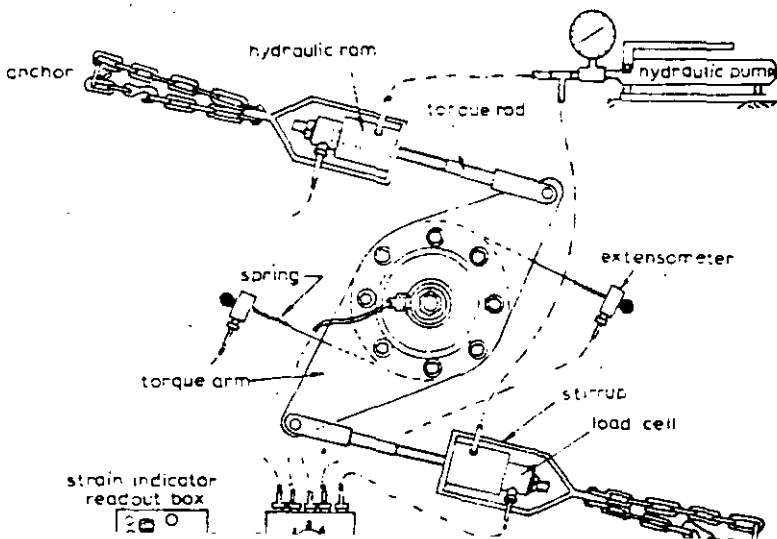
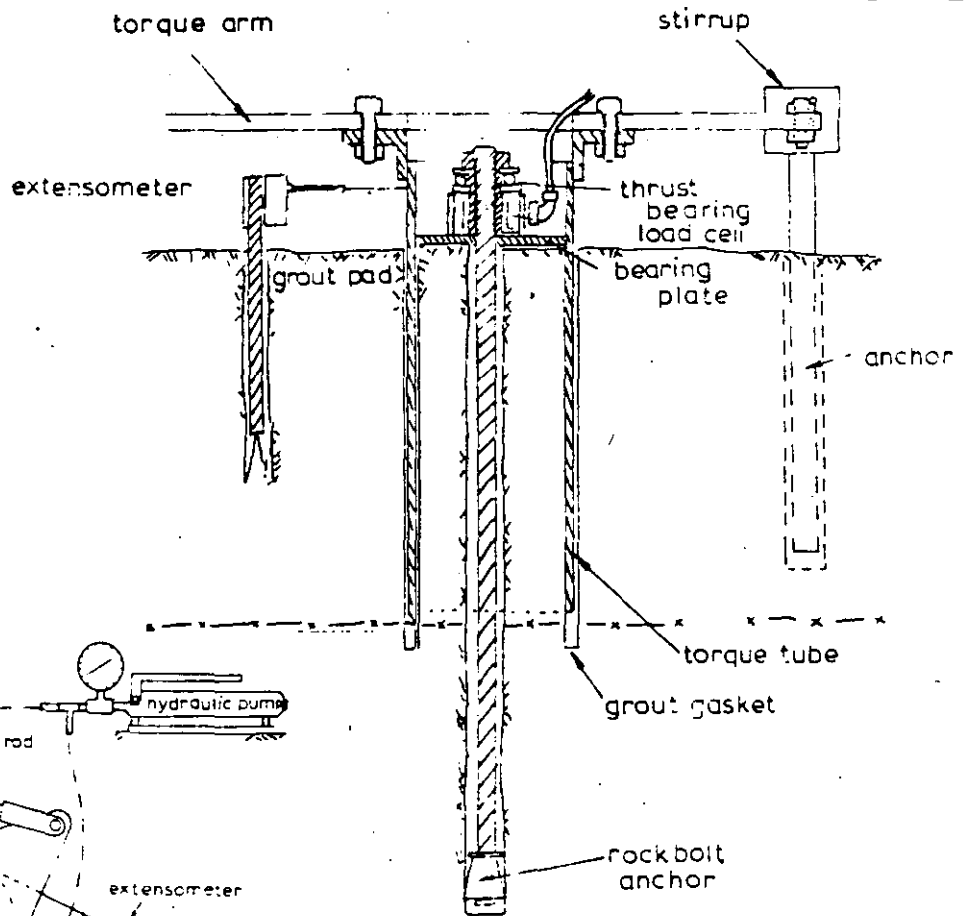
- 1 gatos de 100 ton
- 2 placas de asiento
- 3 colchón metálico
- 4 puntos de medición
- 5 marco de cortante
- 6 viga de apoyo
- 7 asiento de mortero
- 8 templete para colocación de medidores
- 9 deformómetros de carátula

FIG 2

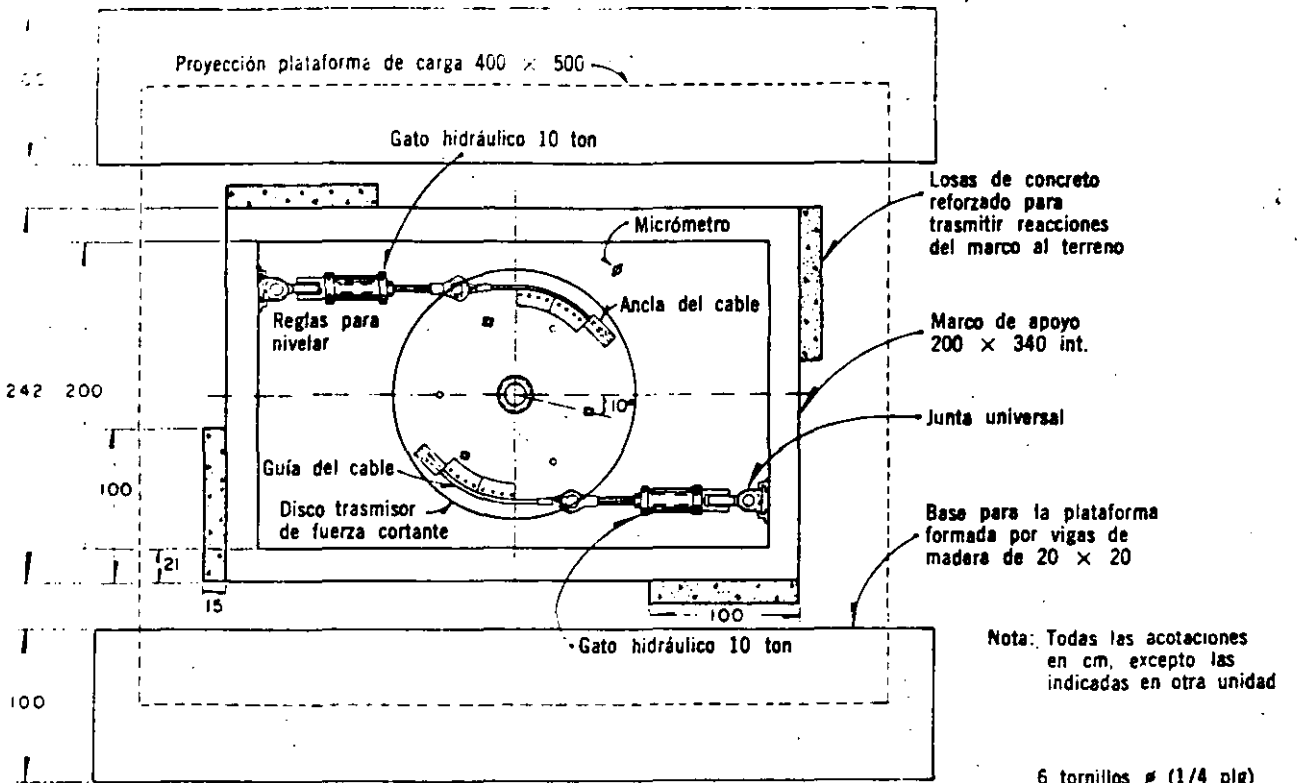
Ensayo de corte directo aplicando carga lateral inclinada

FIG 3

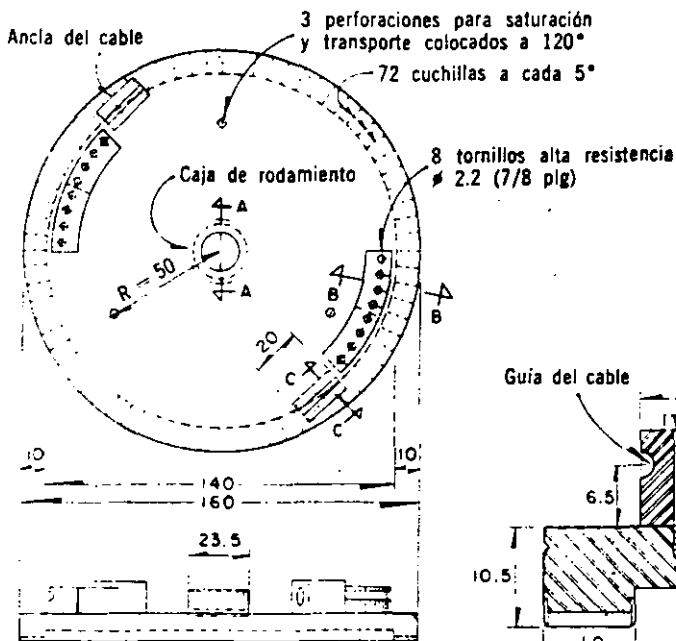
Ensayo de corte directo aplicando torsión a la roca



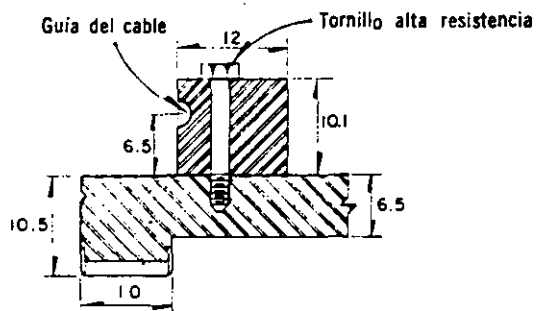
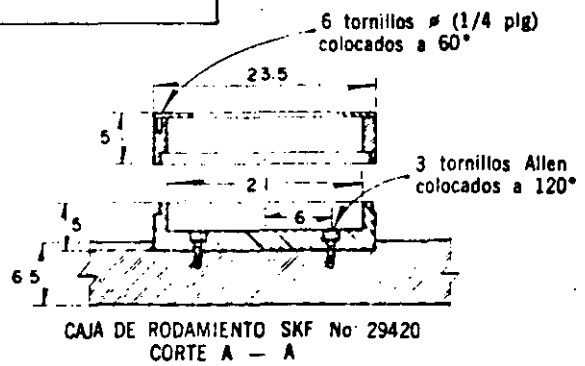




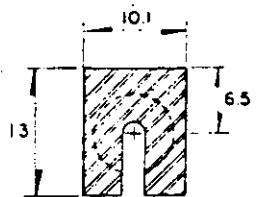
PLANTA GENERAL



DISCO — PLANTA Y VISTA



CORTE B — B



CORTE C — C

FIG 4. Ensayo de corte directo aplicando carga radialmente

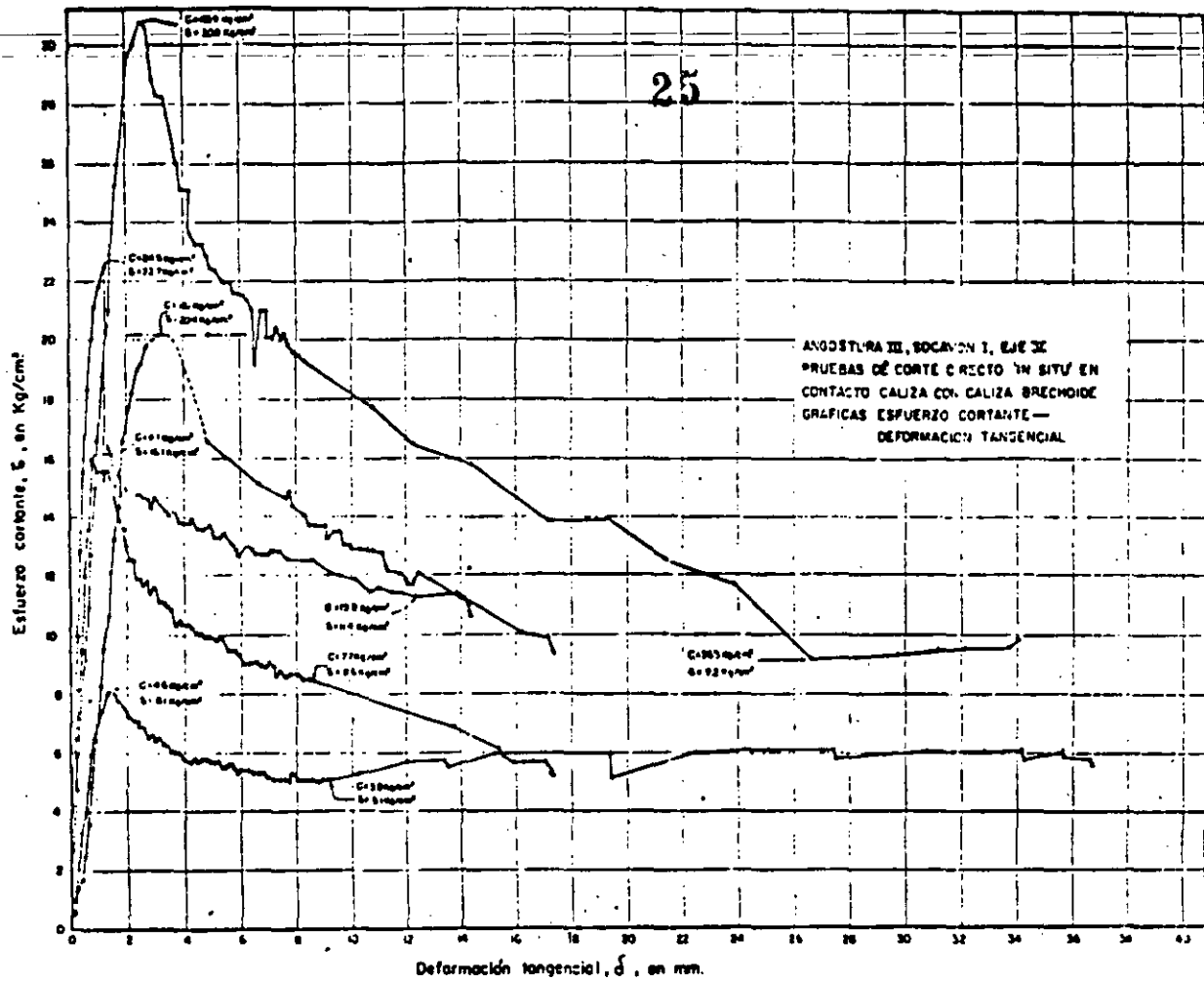


FIG 5. Gráfica Esfuerzo Cortante ( $\tau$ ) - Deformación Tangencial ( $\delta$ )

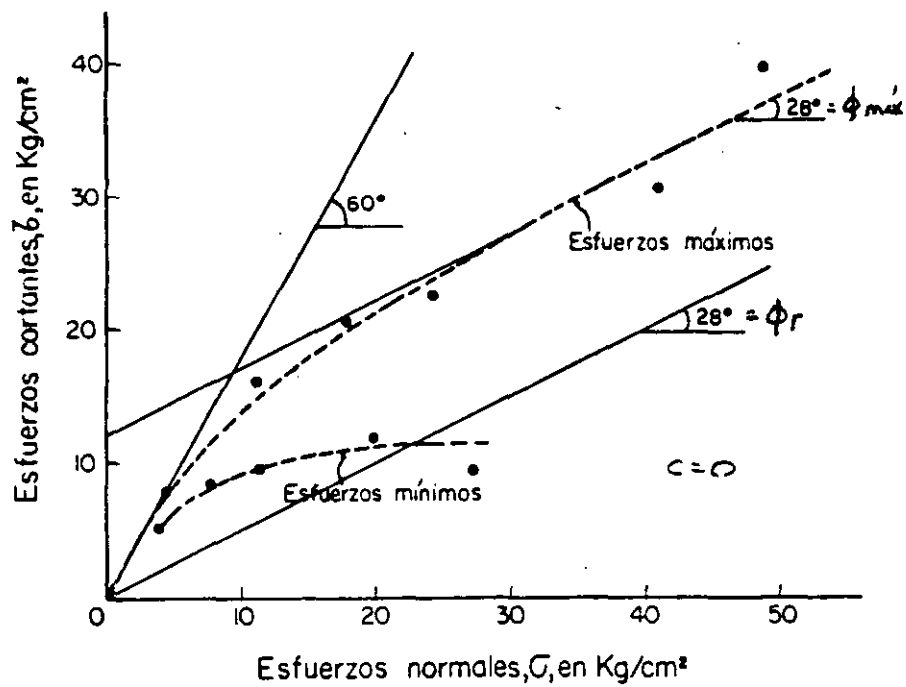


FIG 6. Gráfica Esfuerzo Cortante ( $\tau$ ) - Esfuerzo Normal ( $\sigma$ )

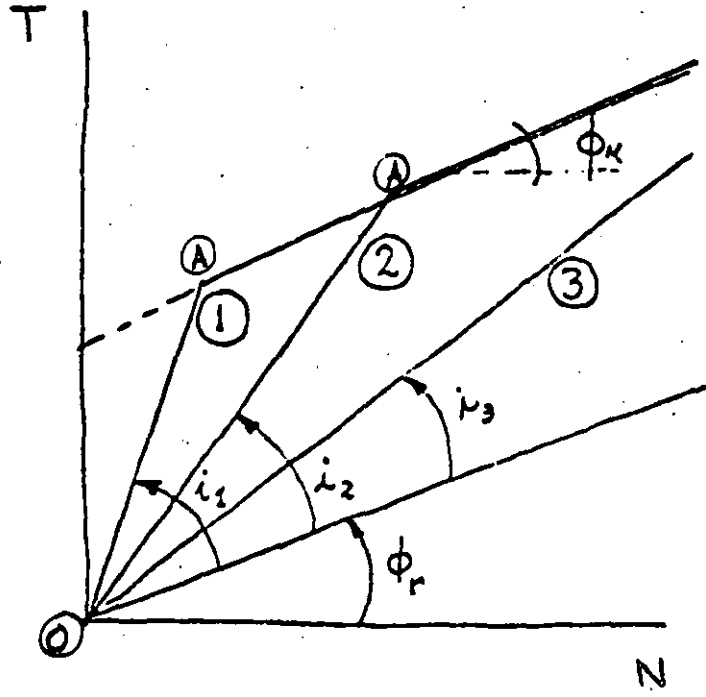
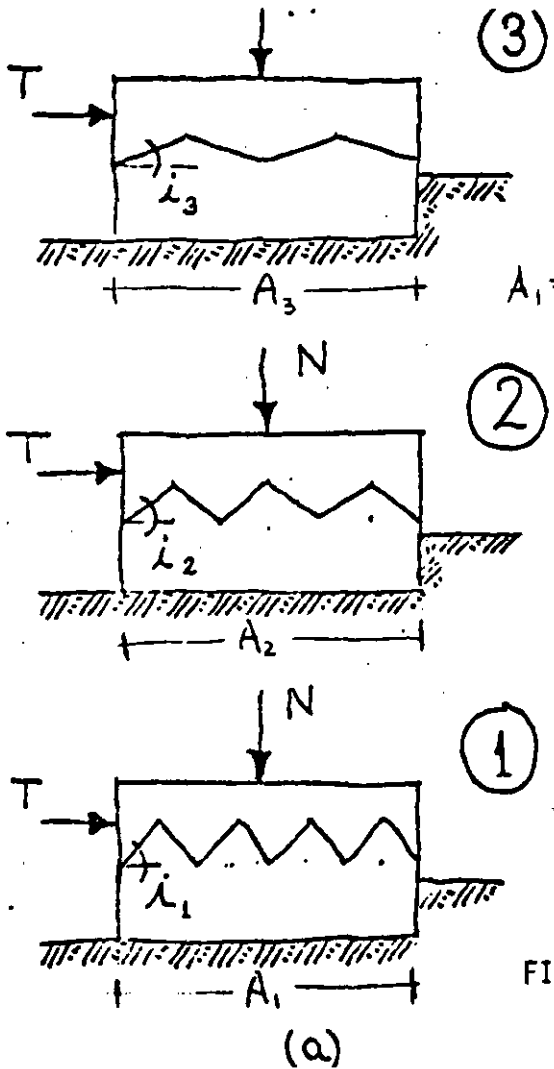


FIG 7. Influencia del ángulo  $i$  en la resistencia al corte (b)

TABLA 1. ESFUERZO CORTANTE DE ROCAS PROBADAS "IN-SITU"

Roca cortina	Tipo de prueba	Indice de calidad de la roca %	Número de pruebas	Cohesión $c$ $kg/cm^2$	Angulo de fricción $\theta$ $^\circ$	Coefficiente de fricción $\tan \theta$
GRANITOS ALTO RABAGAO (en construcción)	Roca	3	44	13	62	1.9
		5		5	57	1.5
		7		3	52	1.3
		10		2	46	1.0
		15		1	41	0.8
	Concreto-Roca	6.2 a 7.3	8	2	56	1.5
PIZARRAS BEMPOSTA (terminada)	Roca normal a la esquistocidad	0.8 a 1.7	9	2	69	2.6
	Concreto-roca paralelo a la esquistocidad	1.0 a 1.4	5	2	60	1.7
	Concreto-roca paralelo a las juntas	1.3	3	2	63	1.9
PIZARRAS VALDECANAS (terminada)	Roca normal a la esquistocidad	0.9 a 1.0	4	29	55	1.4
		1.3 a 2.0	3	7	64	2.0
	Concreto-roca paralelo a la esquistocidad	1.0	3	4	62	1.9
PIZARRAS	Roca paralelo a la esquistocidad	Poco alterada	4	4	59	1.7
MIRANDA (terminada)	Roca normal a la esquistocidad	Poco alterada	10	6	64	2.0
	Concreto-roca paralelo a la esquistocidad	Poco alterada	8	4	62	1.9
	Concreto-roca normal a la esquistocidad	Poco alterada	8	7	60	1.7
PIZARRAS ALCANTARA (en estudio)	Roca normal a la esquistocidad	Variable	16	1	70	2.7
	Concreto-roca paralela y normal a la esquistocidad					

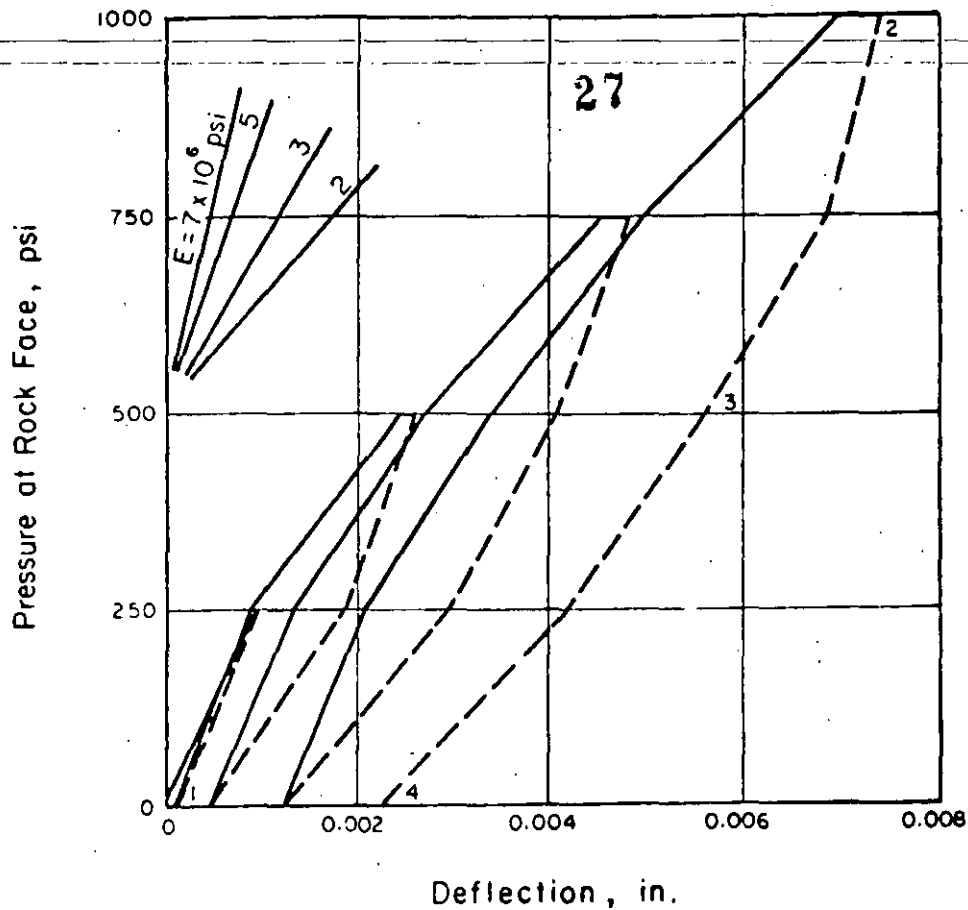


FIG 8. Curva Esfuerzo-Deformación para prueba de placa

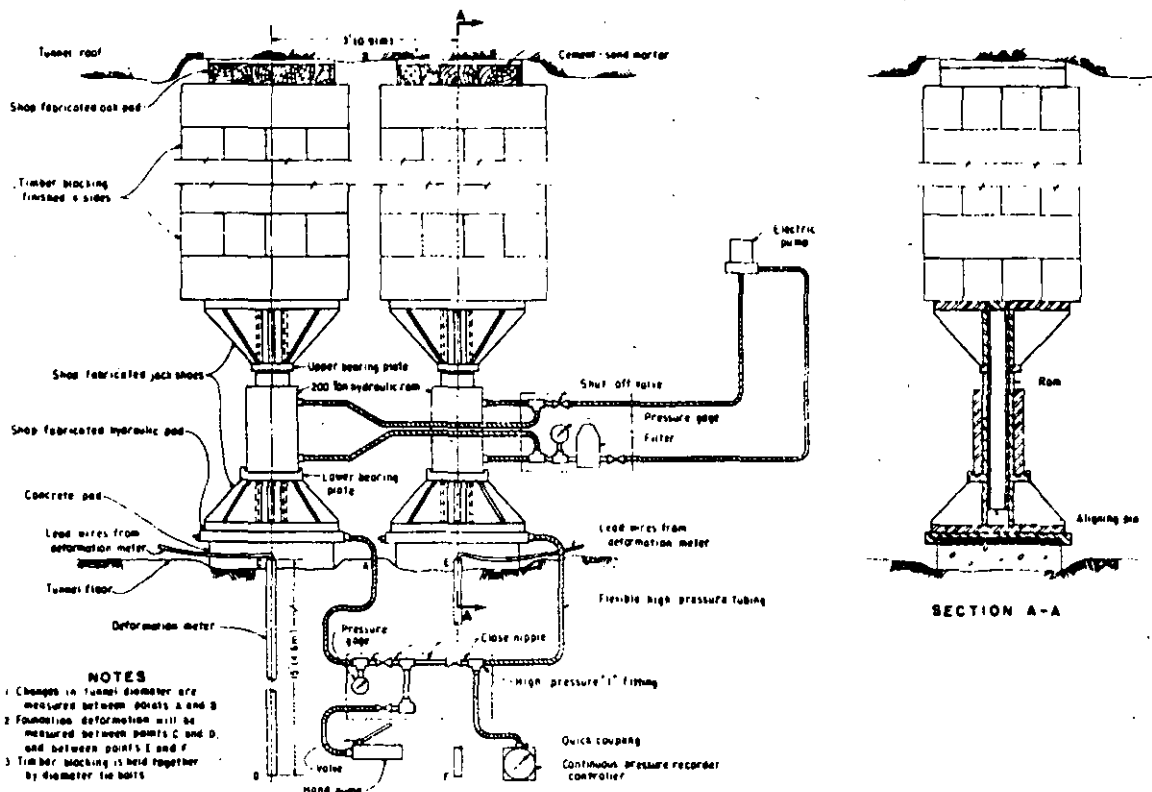
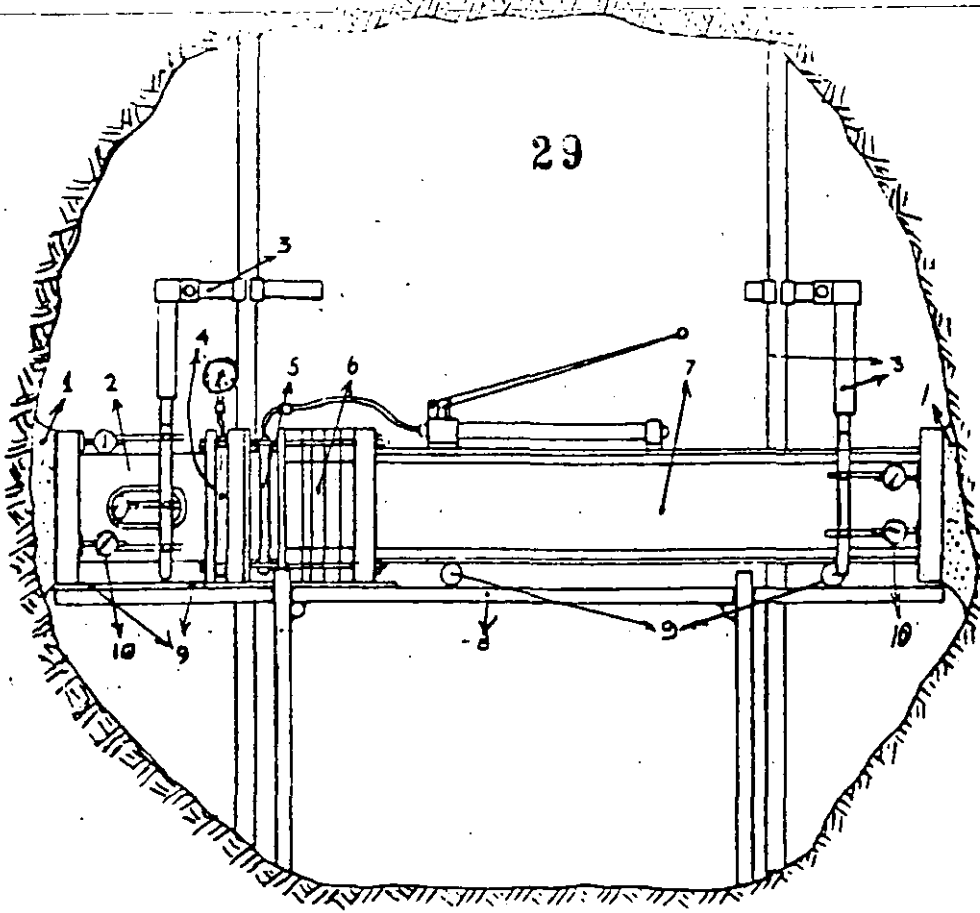


FIG 9. Prueba de placa utilizando 2 placas realizado en





Typical Assembly For Horizontal Test

1. Mortar Pad.
2. Bearing barrel, steel face, circular, 12" diameter.
3. Frame and attachments for dial gauges. 4 dial gauges used per measuring face.
4. Pressure measuring assembly, consisting of flat jack and pressure gauge, sandwiched between two square steel plates.
5. Loading assembly, comprising flat jack, between two circular steel plates + pump.
6. Packing plates octagonal, for adjustment of length of assembly to width of tunnel, thickness ranging from 1/2" to 2".
7. Thrust beam, 10" x 8" x 1/2" I beam, sections of 1, 1-1/2, 2-1/2 and 4 ft. length.
8. Scaffolding frame assembled from 1-3/4" water pipe + scaffolding clamps. It carries the whole assembly, except the reference frames for dial gauges.
9. Rollers, pipe or round rod.
10. Dial gauges, divisions 0.0001".
11. All faces of beams, barrel and packing plates are machined.

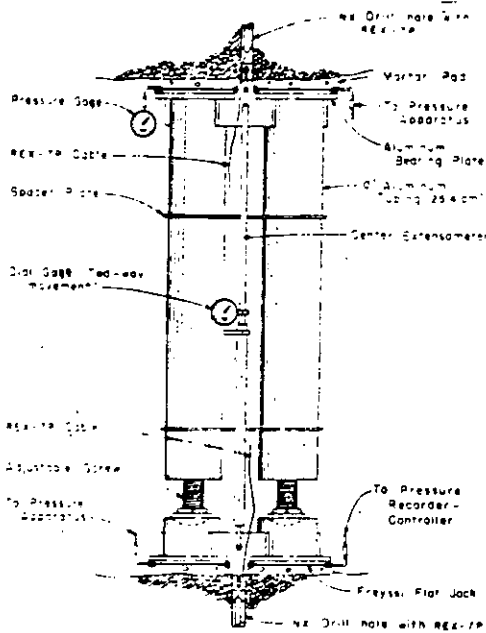


FIG 14. Prueba de Placa Flexible en clave y piso socavón

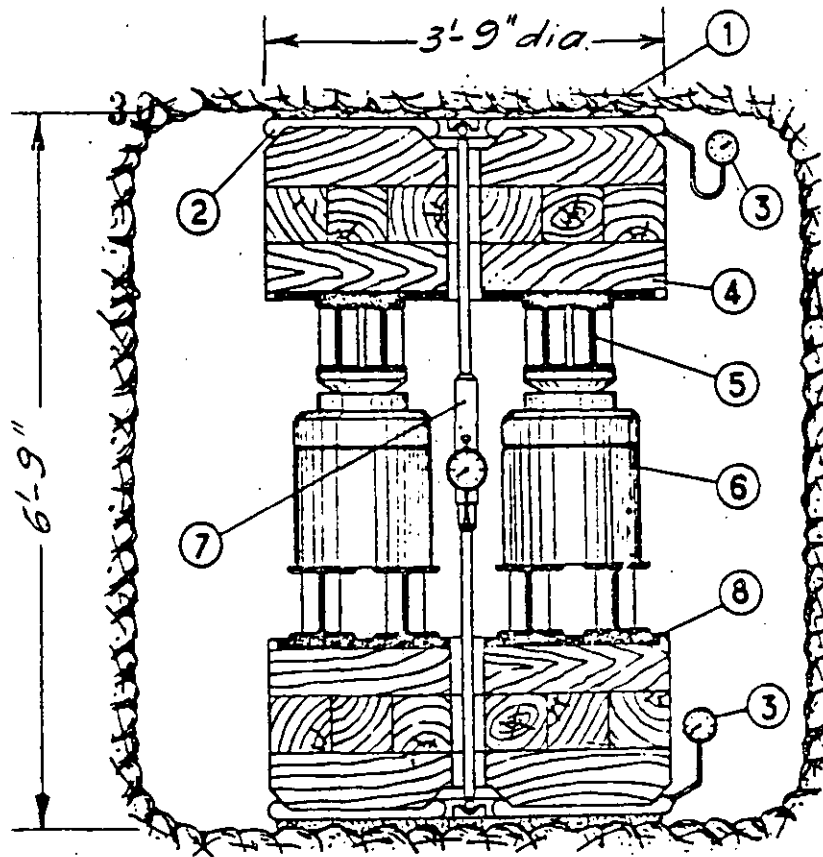
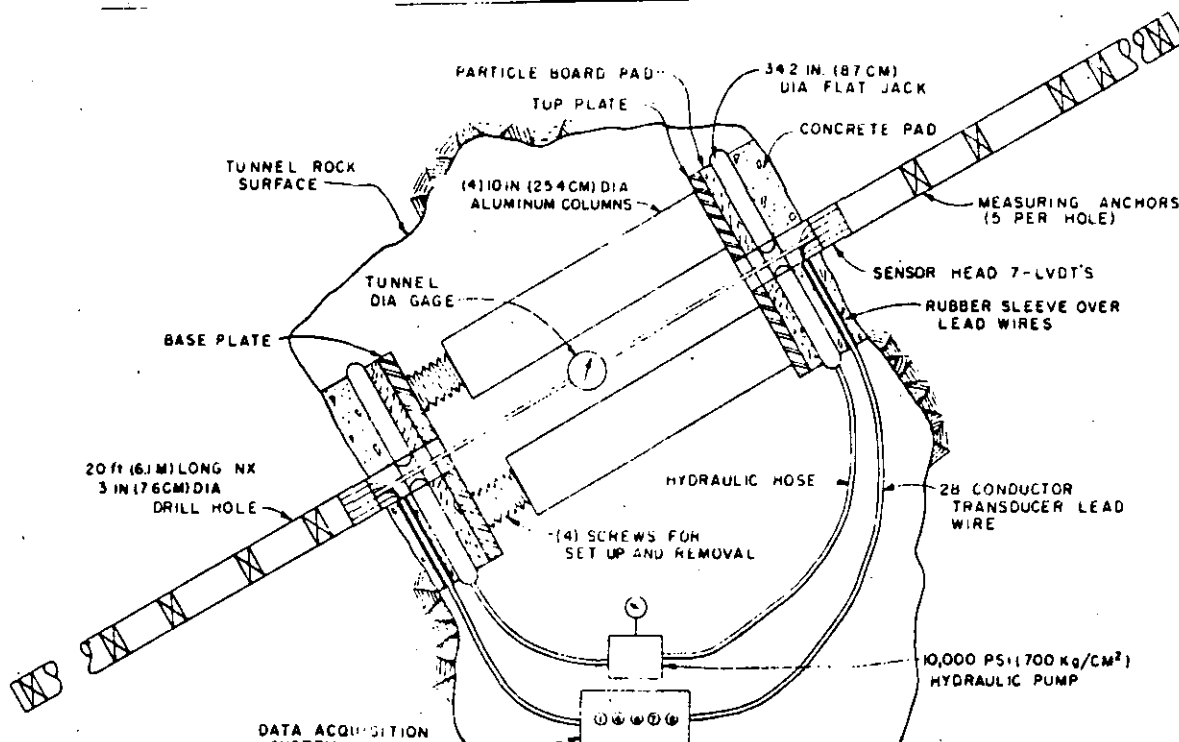


FIG 15. Prueba de Placa Flexible en clave y piso socavón

FIG 16. Prueba de Placa Flexible diagonal en paredes socavón

- (1) Mortar.
- (2) Oil filled metallic cushions.
- (3) Pressure gauges.
- (4) Timber packing.
- (5) H-section irons.
- (6) Hydraulic jack. Total load 300 tons.
- (7) Extensometer for measuring central deformations.
- (8) Iron bearing plate.



FEATURES	DUAL-AXIAL JACKING TEST (Heavyweight Rams, Joint- meters, and Tunnel Diameter Gage)	UNIAXIAL JACKING TEST (A) (Aluminum Columns, Circular Flat Jacks, Jointmeters, and Tunnel Diameter Gage)	UNIAXIAL JACKING TEST (B) (Aluminum Columns, Circular Flat Jacks, REX-7P, and Tunnel Diameter Gage)	RADIAL JACKING TEST (Ring Sets, Rectangular Flat Jacks, REX-7P, Jointmeters, and Tunnel Diameter Gage)
Configuration of loaded rock area	2-24 in. (0.61 m) diameter shafts adjacent to each other on 3 ft (0.91 m) centers.	2-14.2 in. (0.37 m) diameter flat jacks, diametrically opposite each other.	Same as Uniaxial (A)	Cylinder 8 ft (2.4 m) long and 8 to 8.5 ft (2.4 to 2.6 m) in diameter. 18 each 96 x 16 in. (2.4 x 0.41 m) flat jacks, stranged around ring sets, transmit loads to rock.
Approximate total area rock surface under load	900 in <sup>2</sup> (0.58 m <sup>2</sup> )	1810 in <sup>2</sup> (1.17 m <sup>2</sup> )	Same as Uniaxial (A)	32,500 in <sup>2</sup> (21 m <sup>2</sup> )
Maximum unit load to rock surface	800 psi (56 kg/cm <sup>2</sup> )	1000 psi (70 kg/cm <sup>2</sup> )	Same as Uniaxial (A)	1000 psi (70 kg/cm <sup>2</sup> )
Maximum total load	720,000 lbs (326,800 kg)	1,810,000 lbs (821,700 kg)	Same as Uniaxial (A)	32,500,000 lbs (14,786,000 kg)
Number of drill holes instrumented	2	2	Same as Uniaxial (A)	18
Number measuring points using drill holes only	2	2	14	64
Total measuring points in- cluding tunnel diameter gage	3	3	15	66
Testing cycle	200 psi (14 kg/cm <sup>2</sup> ) - 6 days 0 psi - 1 day 400 psi (28 kg/cm <sup>2</sup> ) - 6 days 0 psi - 1 day 600 psi (42 kg/cm <sup>2</sup> ) - 6 days 0 psi - 1 day	200 psi (14 kg/cm <sup>2</sup> ) - 2 days 0 psi - 1 day 400 psi (28 kg/cm <sup>2</sup> ) - 2 days 0 psi - 1 day 600 psi (42 kg/cm <sup>2</sup> ) - 2 days 0 psi - 1 day 800 psi (56 kg/cm <sup>2</sup> ) - 2 days 0 psi - 1 day 1000 psi (70 kg/cm <sup>2</sup> ) - 2 days 0 psi - 1 day	Same as Uniaxial (A)	Same as Uniaxial (A)
Direction of applied load	Horizontal and Vertical	Any angle	Same as Uniaxial (A)	Complete 360° around test bore.
Gage length of measurements	Approximate 15 ft (4.57 m)	Approximate 20 ft (6.10 m) on each side of test adit	14 lengths, varying from 1 to 20 ft (0.3 to 6.1 m) on each side of test adit.	64 lengths, varying from 1 to 30 ft (0.3 to 9.1 m) on each side of test adit.
Instruments measuring deformation	Joint meter Tunnel diameter gage	Same as Dual-axial	Linear variable differential transformer (LVDT) Tunnel diameter gage	Joint meter LVDT Tunnel diameter gage

TABLA 2. Características de las pruebas de placa mostradas en las figuras 9, 14 (A y B) y 21

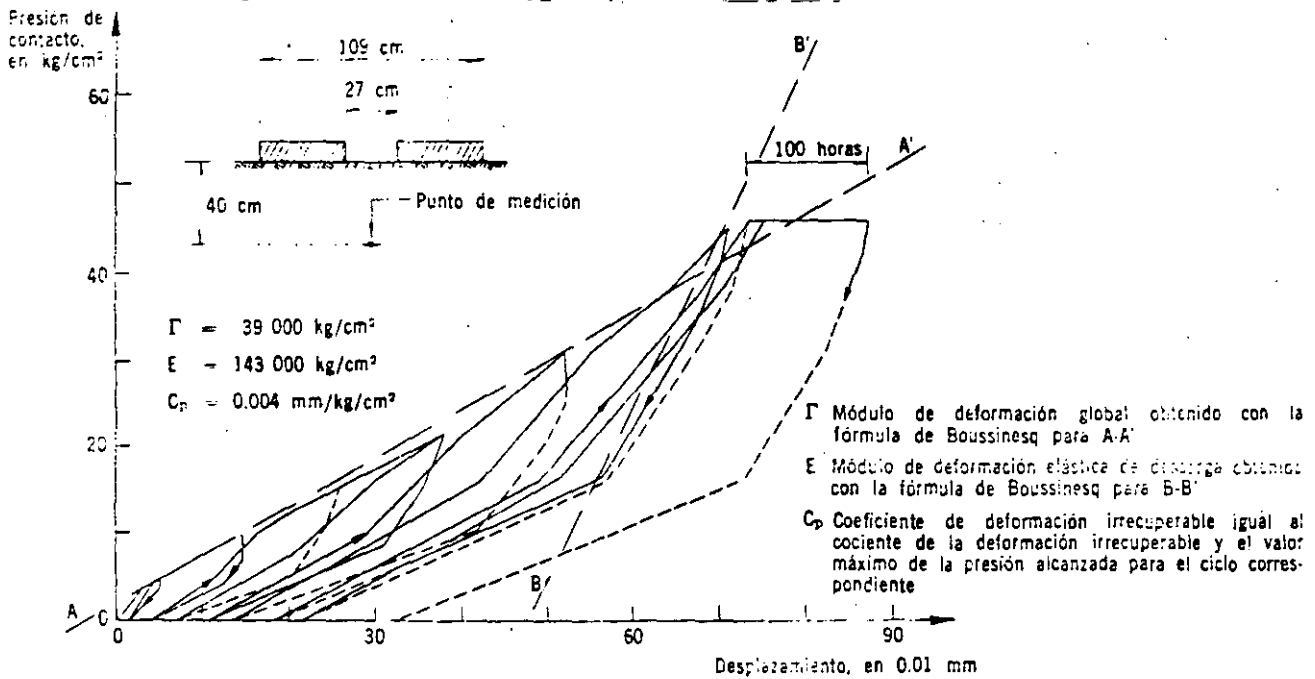


FIG 17. Curva Esfuerzo-deformación obtenida en prueba de placa flexible



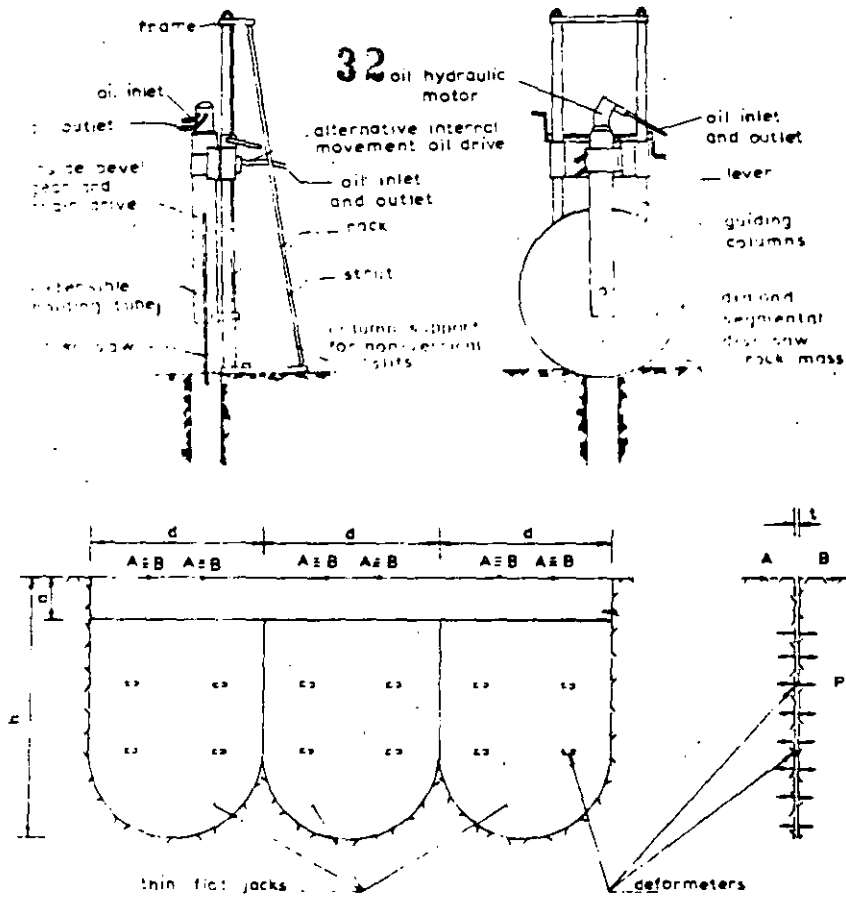


FIG 18. a) Equipo para perforación  
b) Batería de 3 gatos planos (LNEC)

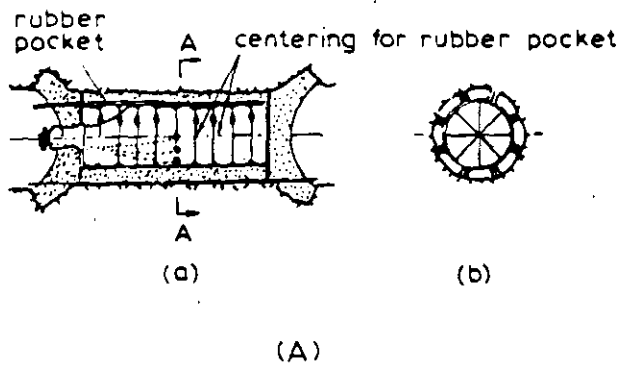
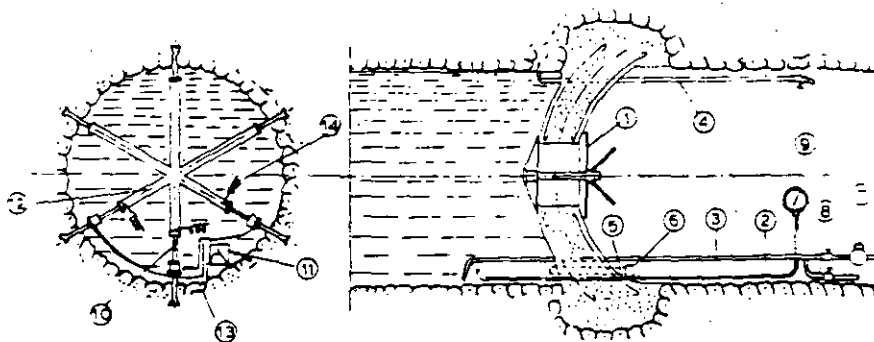
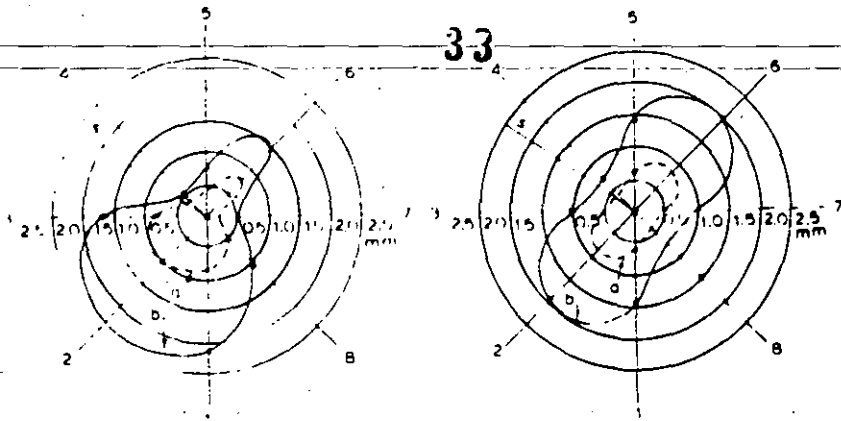


FIG 19. Túnel Presurizado



- |                         |                                     |
|-------------------------|-------------------------------------|
| 1. manhole              | 8. water outlet                     |
| 2. pressure gauge tube  | 9. pressure gauge                   |
| 3. water inlet          | 10. vibrating meter                 |
| 4. air outlet           | 11. air pressure equalising chamber |
| 5. cable admission tube | 12. invar rods                      |
| 6. cable tube seal      | 13. air pressure equalising tube    |
| 7. water meter          | 14. cable                           |



a — elastic deformations. b — total deformations  
 5 — position of the foliation plane of the rock.  
 1 to 8 — measuring points

FIG 20. Deformaciones circunferenciales alrededor de una galería de prueba ensayada como túnel presurizado

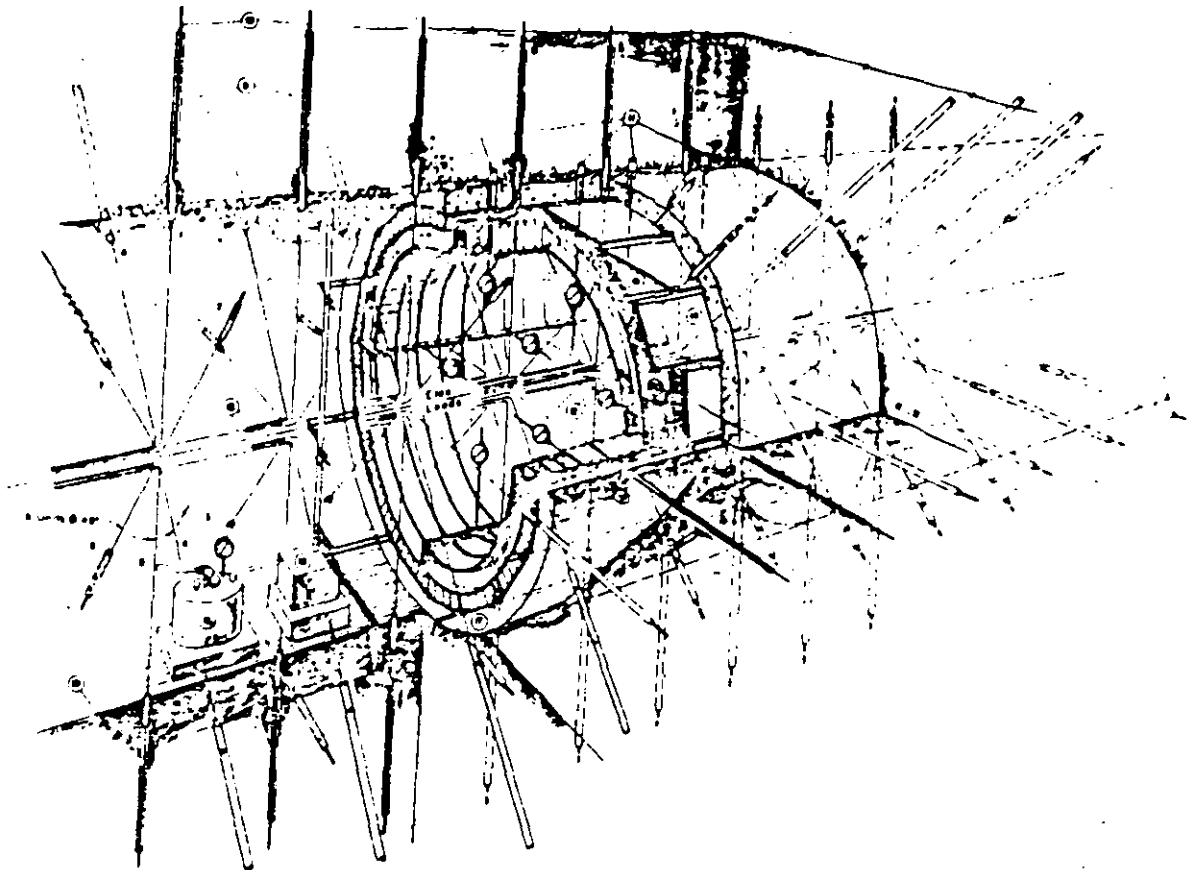
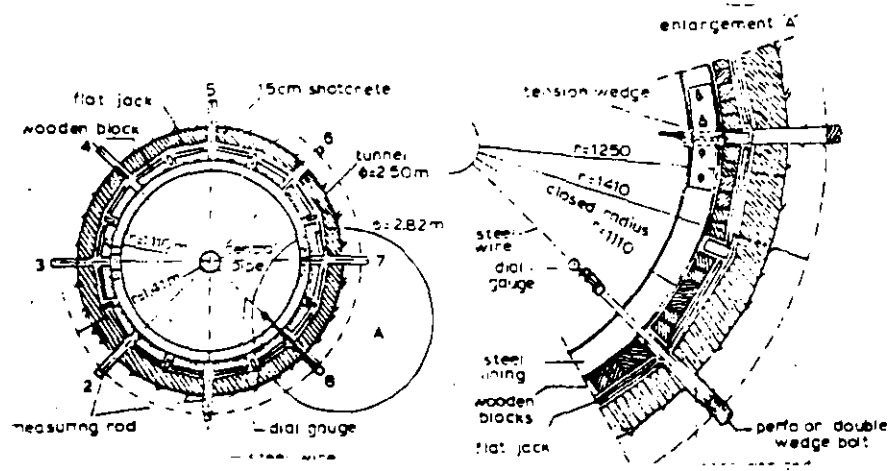


FIG 21. Esquema del arreglo de equipo para prueba de gato radial en un túnel



FOTOGRAFIA  
PRUEBA  
GATO RADIAL

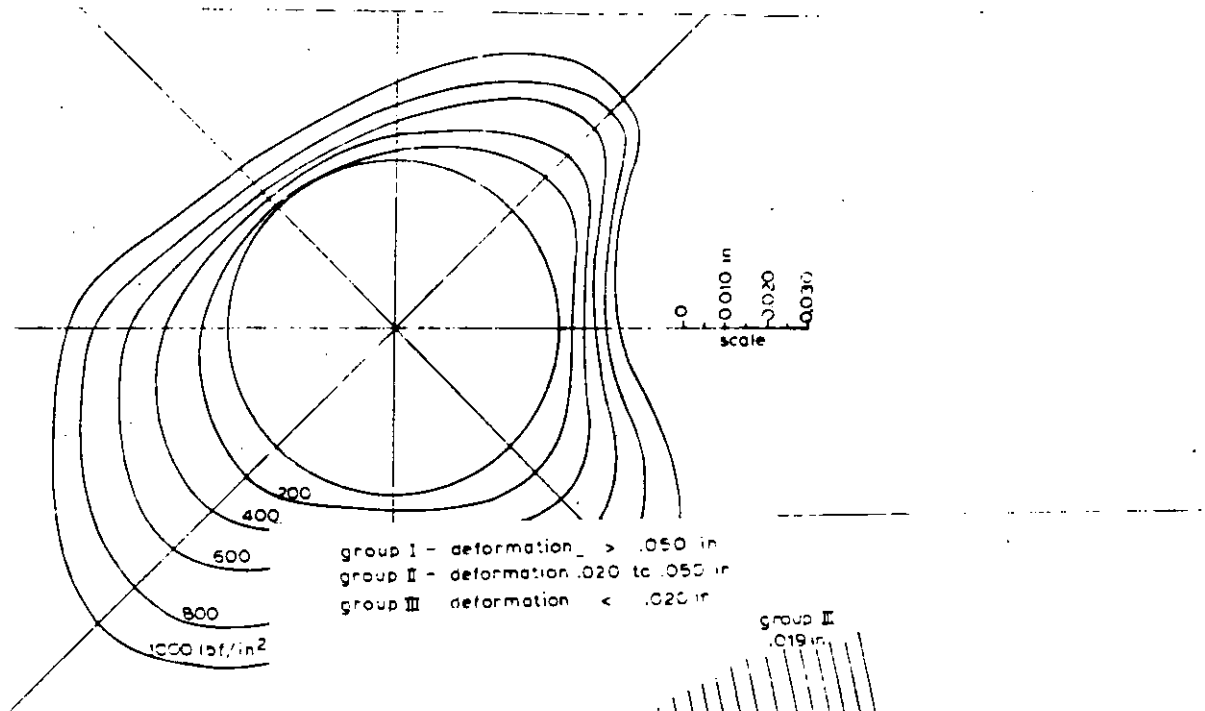
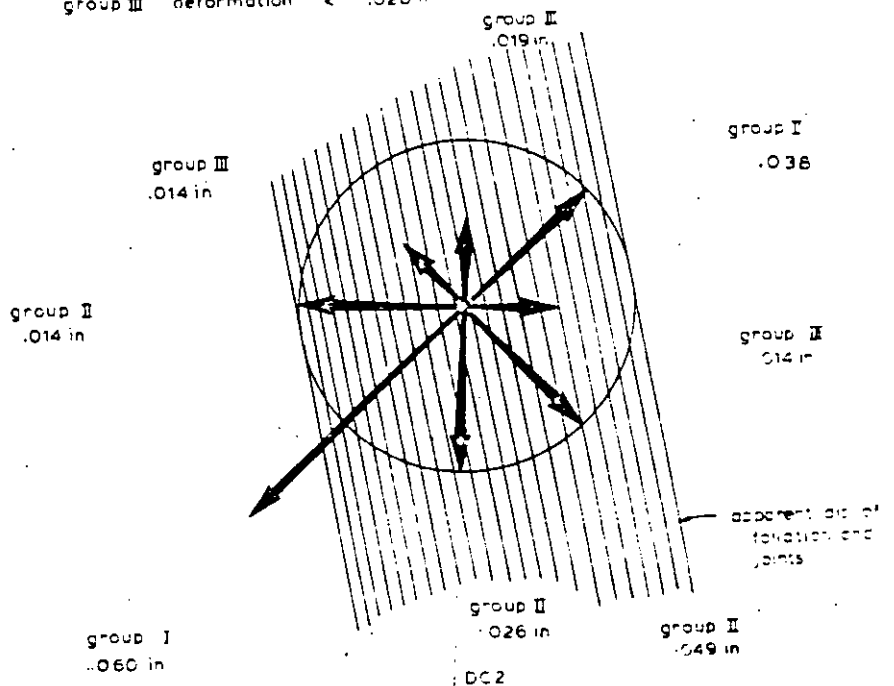


FIG 22.

Deformaciones circunferen-  
ciales inducidas durante  
la prueba de gato radial



Tipo	Presión	Fórmula	Dispositivo	Fluido de presión	Medición de deformación	Número de diámetros de medición	Diámetro del sondeo, en mm	Longitud, en mm	Presión máxima, en kg/cm²	País de origen	Referencia
Dilatómetro	Presión uniforme	$E = \frac{(1 + \nu)}{\Delta d} pd$	Menard	Aire actúa sobre agua	Cambio de volumen		76	515	102	Francia	Menard (1957)
			LNEC	Aceite	4 LVDT	4	76	540	150	Portugal	Rocha (1966)
			Janod Mermin	Aceite	3 LVDT	3	168	770	150	Francia	Janod y Mermin (1954)
			Comes	Aceite	3 LVDT	3	160	1 600	150	Francia	Comes (1955)
			Takano	Aceite	24 LVDT	4	297	1 300	45	Japón	Takano y Saito (1966)
			Kudjundzic	Aceite	2 MCH	2	300	1 200	68	Yugoslavia	Kudjundzic (1955)
Gatos curvos	Carga aplicada a lo largo de dos sectores diametralmente opuestos	$E = k \frac{pd}{\Delta d}$	Goodman	Aceite	2 LVDT	1	76	204	630	EUA	Goodman y Tran (1967)
			CEBTP	Aceite	2 LVDT	1	76	306	340	Francia	Absi y Seguin (1967)

$E$  módulo de Young, en kg/cm²  
 $\nu$  relación de Poisson  
 $p$  presión aplicada, en kg/cm²  
 $d$  diámetro del sondeo, en cm

$\Delta d$  variación del diámetro del sondeo, en cm  
 $k$  constante del equipo  
LVDT transformador diferencial variable y lineal

TABLA 3. Aparatos para determinación de deformabilidad de la roca en sondeos

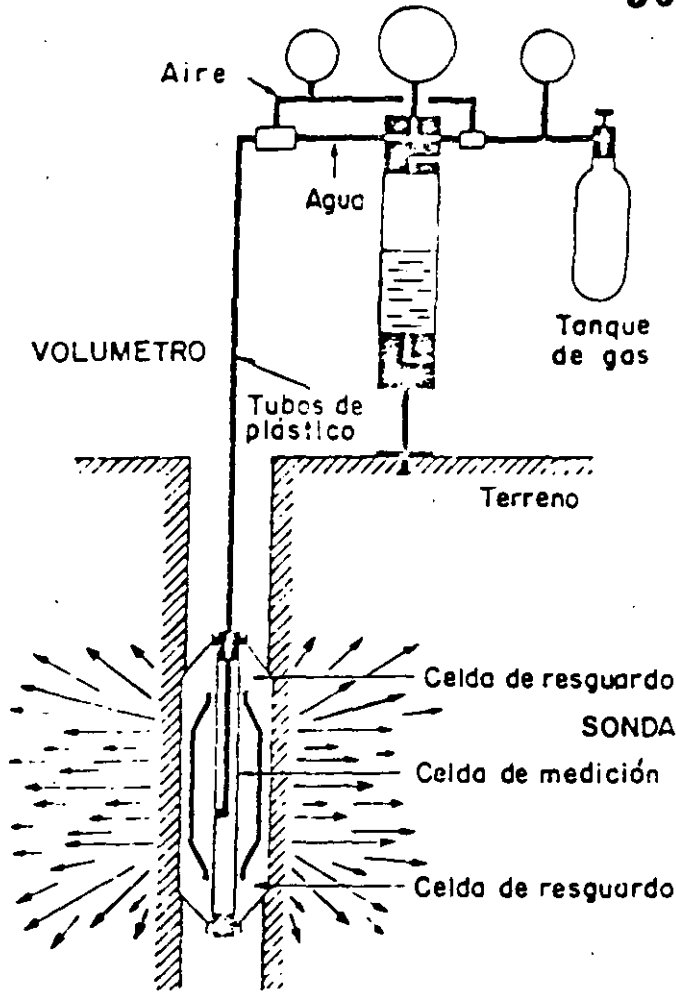
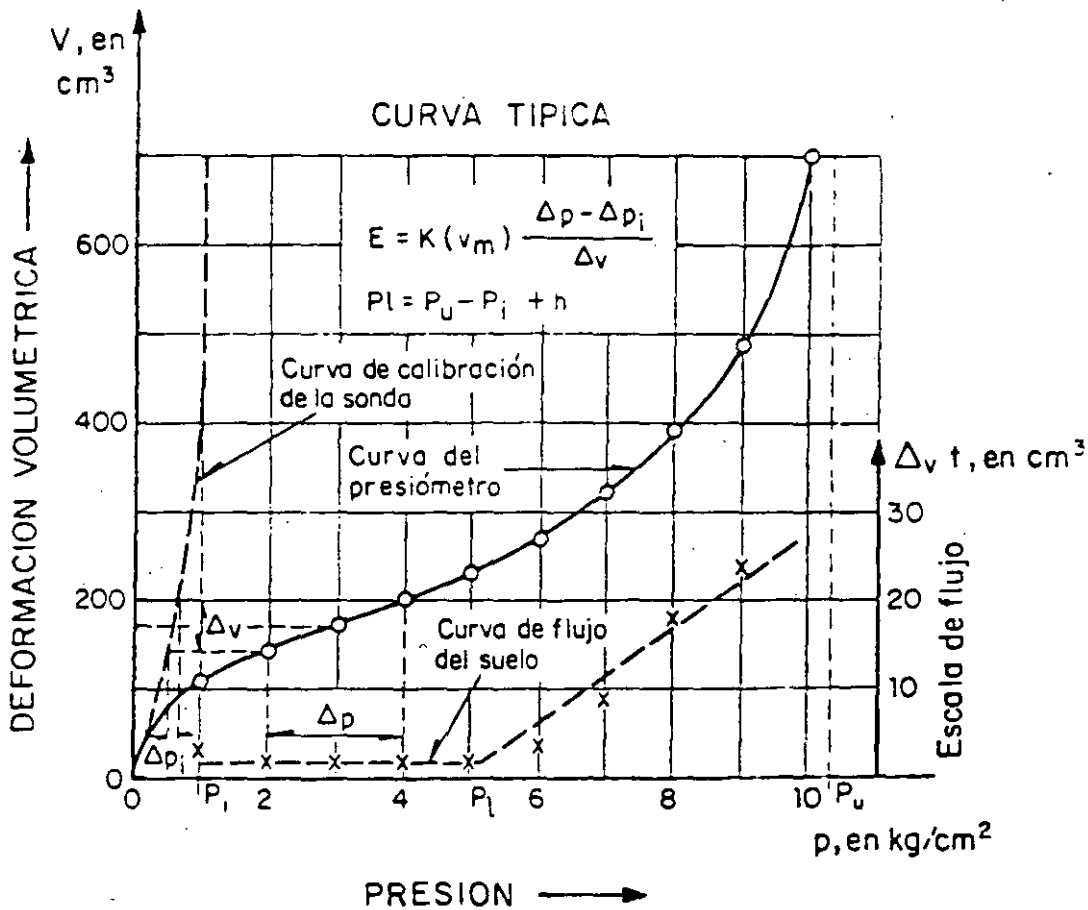
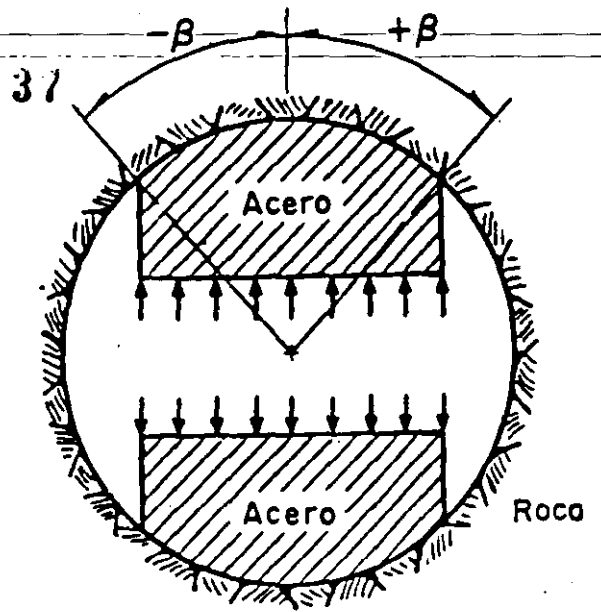
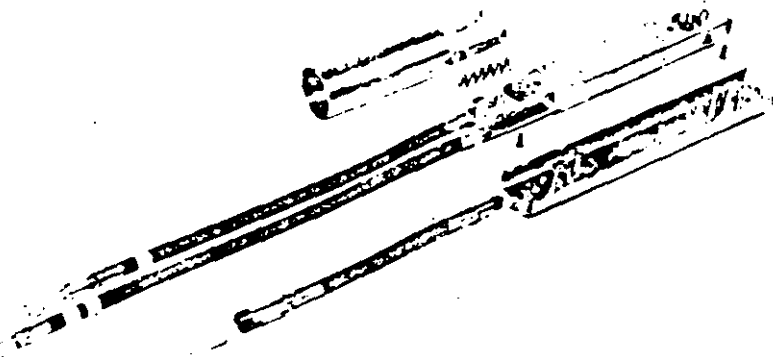


FIG 23. Esquema del equipo del Dilatómetro Menard

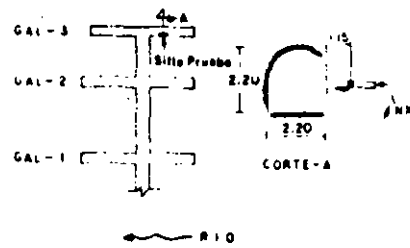
FIG 24. Gráfica Deformación Volumétrica-Presión obtenida con un Dilatómetro Menard





P.H. ANGOSTURA, CHIS.

"PRUEBA CON GATO GOODMAN"  
CASA DE MAQUINAS  
GAL. 3 PARED DERECHA  
PROF. 1.13 m; HORIZONTAL



GALERIA DE INSTRUMENTACION SOR-1  
CASA DE MAQUINAS. ELEV. 455

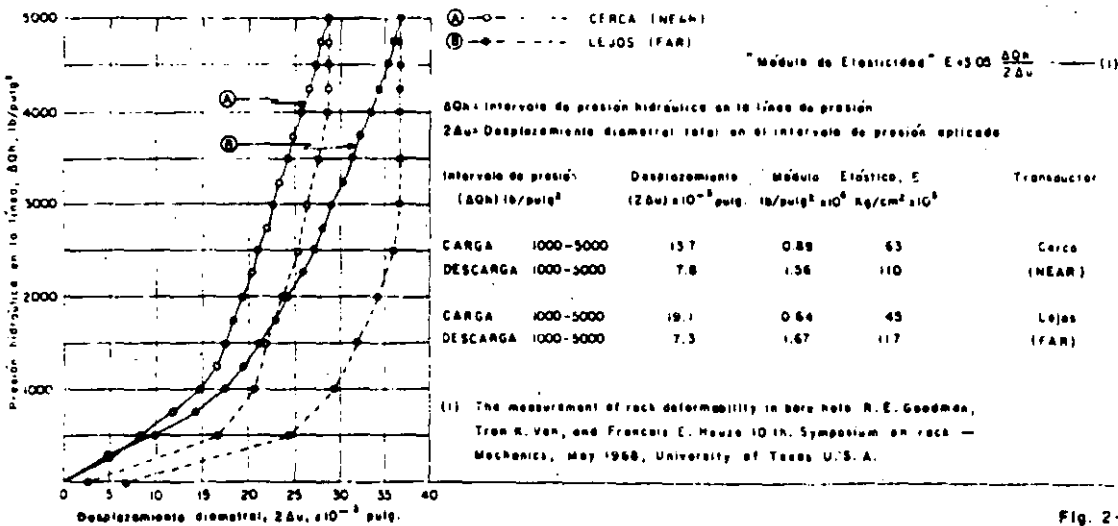
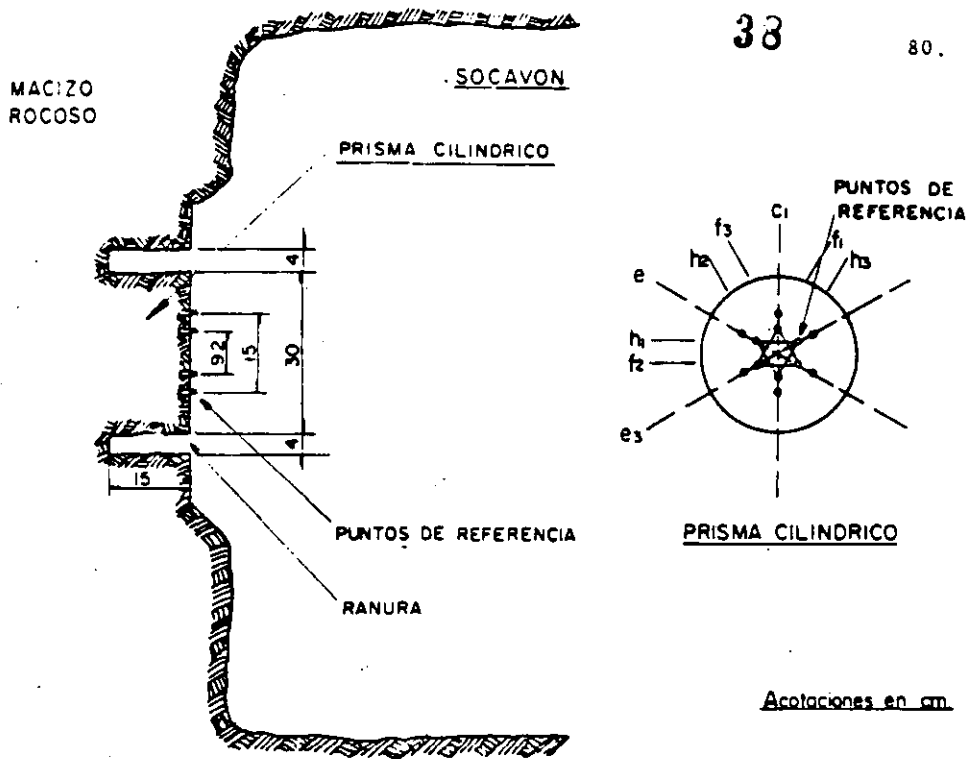


Fig. 2-37

37

FIG 25. a) fotografía mostrando el gato goodman  
b) sección transversal mostrando las zapatas de carga  
c) curva esfuerzo-deformación obtenida con este aparato

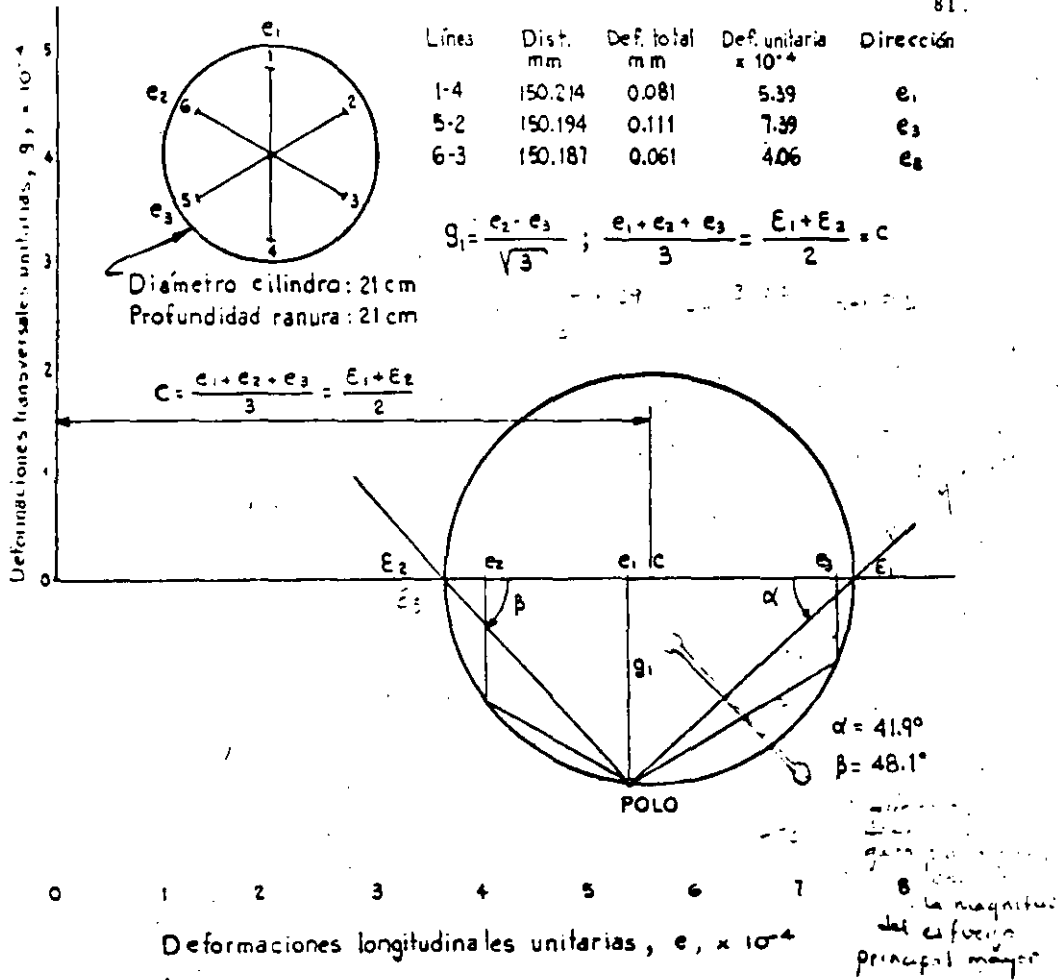


**" PRUEBA DE ROSETA "**  
**DIRECCION Y MAGNITUD DE ESFUERZOS INTERNOS**  
**METODO DE LIBERACION DE ESFUERZOS**

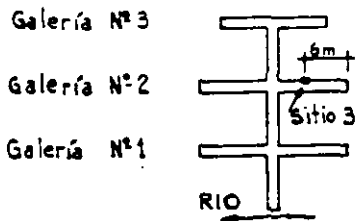
**EJECUCION DE LA PRUEBA**

- 1.- Pulido superficie de la roca.
- 2.- Colocación de puntos de referencia, fijandolas con epoxy.
- 3.- Medición inicial de la separación entre los puntos de referencia, con medidor mecánico tipo Whittemore, de carátula, con precisión de 0.001 mm.
- 4.- Barrenación de la ranura de forma circular de 30cm de diámetro, 15cm de profundidad y 4cm de ancho.
- 5.- Proceso de deformación de la roca inducida por rotura de la continuidad de la misma al efectuar la ranura (liberación de esfuerzos que produce deformaciones en el prisma cilíndrico de roca).
- 6.- Medición de estas deformaciones en tres direcciones a 60°.
- 7.- Obtención de la dirección de deformaciones principales.

FIG 26. Prueba de Roseta de deformaciones



— DIRECCION DE ESFUERZOS PRINCIPALES — "ROSETA DE DEFORMACIONES"

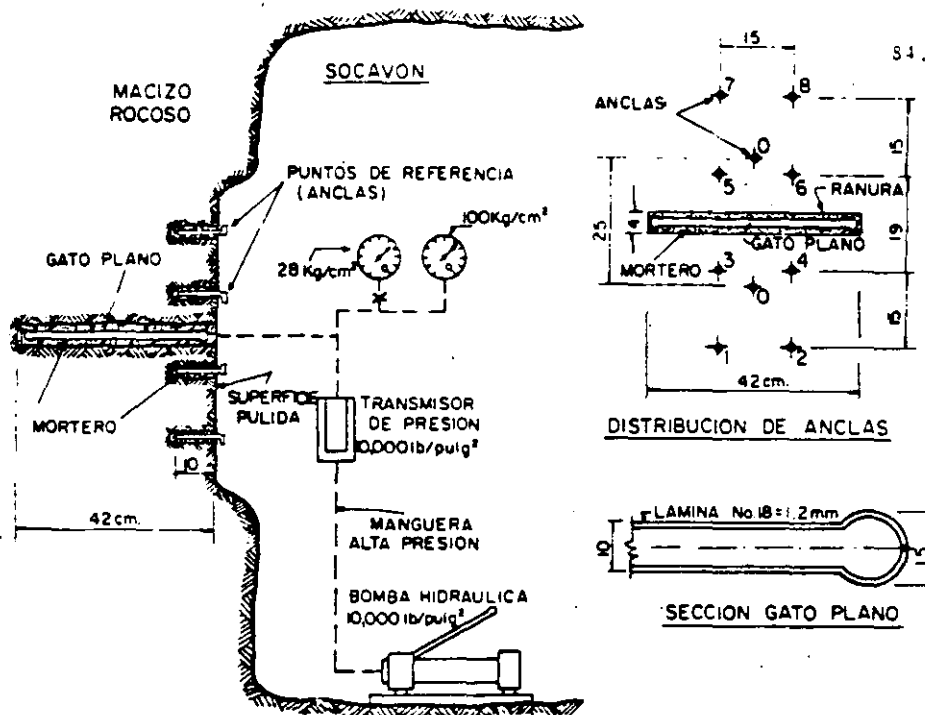


— P.H. ANGOSTURA, CHIS. —  
 — CASA DE MAQUINAS —

FIG. 3-2

FIG 27. Forma de obtención de la Dirección de esfuerzos principales



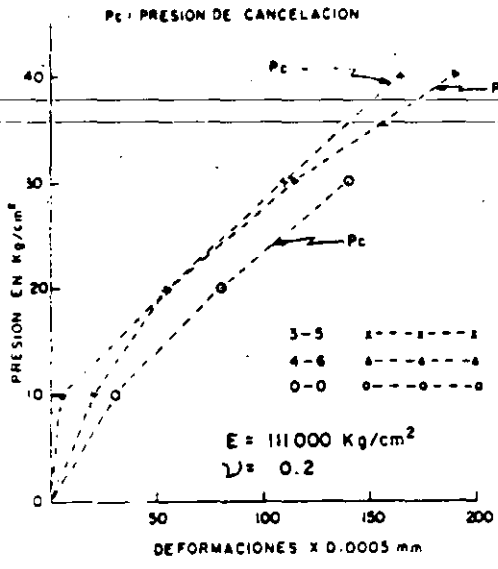


ESQUEMA, PRUEBA DE "GATO PLANO"  
 DETERMINACION DE ESFUERZOS INTERNOS EN ROCA  
 METODO DE LIBERACION DE ESFUERZOS

#### EJECUCION DE LA PRUEBA

- 1- Pulido superficie de la roca.
- 2- Colocación de "puntos de referencia" (anclas), fijándolos a la roca usando mortero con aditivo estabilizador de volumen.
- 3- Medición inicial de la separación entre los puntos de referencia, con medidor mecánico tipo Whittemore, de carátula, con separación mínima de 0.0005
- 4- Boreado de la ranura de 42x42x4 cm.
- 5- Proceso de deformación de la roca inducida por rotura de la continuidad de la misma al efectuar la ranura (liberación de esfuerzos que produce deformaciones perpendiculares al plano de la ranura).
- 6- Medición de estas deformaciones, tomando lecturas inmediatamente después de ranurar (que son del orden del 90% de la deformación total), y durante un período de tiempo entre 1 y 3 días después de haber hecho la ranura.
- 7- Inserción del "gato plano" cuadrado en la ranura, ahogándolo en mortero con aditivo estabilizador de volumen, con resistencia de 50 Kg/cm<sup>2</sup> a los 7 días.
- 8- Tiempo de fraguado del mortero 3 días.
- 9- Aplicación de presión hidráulica hasta que los "puntos de referencia" regresen a su posición inicial, obteniéndose la "presión de cancelación" que es el valor del esfuerzo interno de la roca en dirección perpendicular al plano de la ranura.

FIG 28. Esquema prueba de gato plano

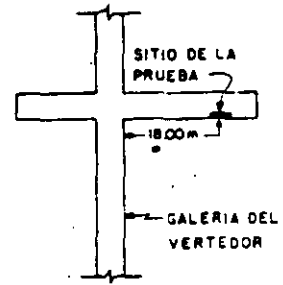
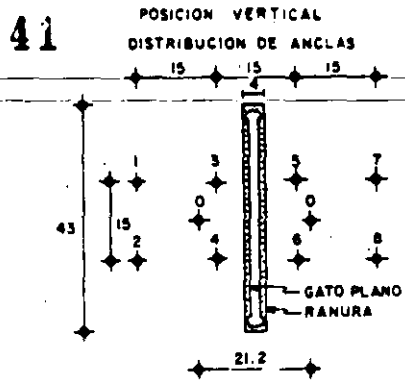


LECTURAS EN EL EXTENSOMETRO \*

LÍNEA	ANTES DE RANURAR	DESPUES DE RANURAR	PARA PRESIONES DE
1-3	410	420	
2-4	70	70	
3-5	970	810	975
4-6	1010	825	1015
5-7	390	390	
6-8	480	530	
0-0	1145	1050	1180

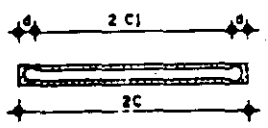
\* EXTENSOMETRO MECANICO 2 UNIDADES/MICRA

ABRIL 24/1972  
OPERADOR:



CROQUIS DE LOCALIZACION

PRUEBA DE GATO PLANO  
POSICION VERTICAL



$$\sigma_n = P_c(C_j - d) = 24(11.5 - 3)$$

$$\therefore \sigma_n = 17.3 \text{ Kg/cm}^2$$

FIG 29. Forma de obtención de la Magnitud de los Esfuerzos tectónicos principales

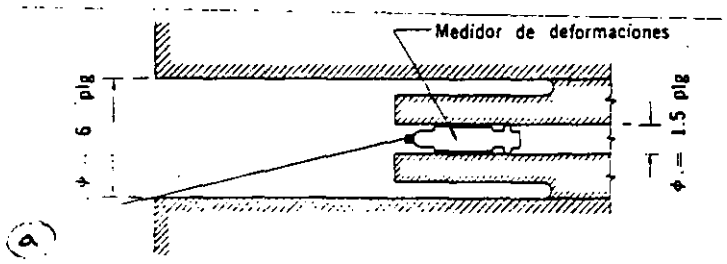
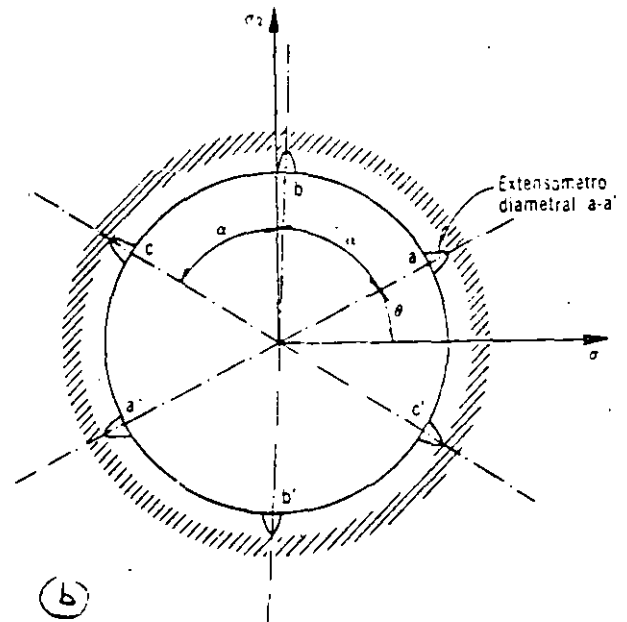


FIG 30. a. sección longitudinal del sondeo en el que se efectúa el alivio de esfuerzos

b. sección transversal del medidor de deformaciones





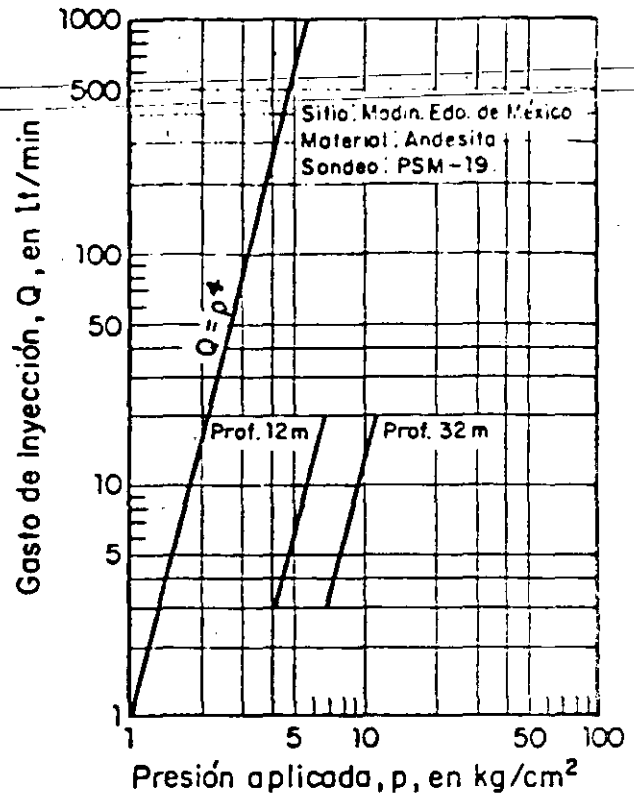
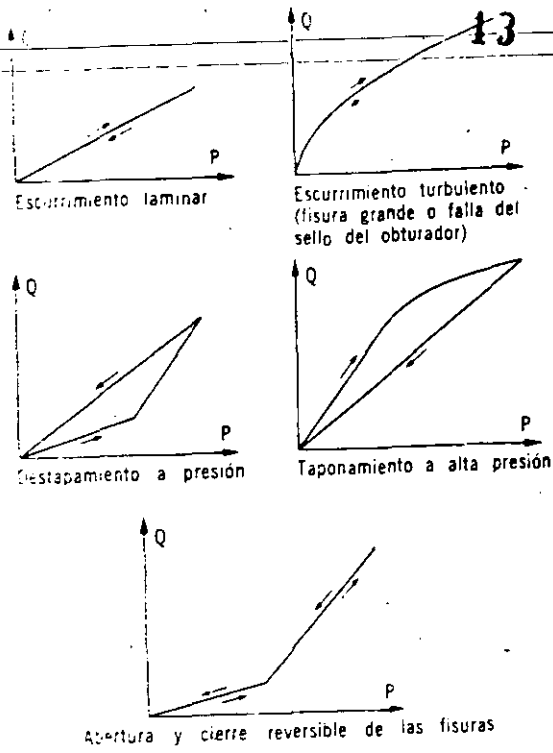


FIG 32. Curvas de comportamiento de fracturas durante un ensaye tipo Lugeon

FIG 33. Curva Doblemente Logarítmica Q - p

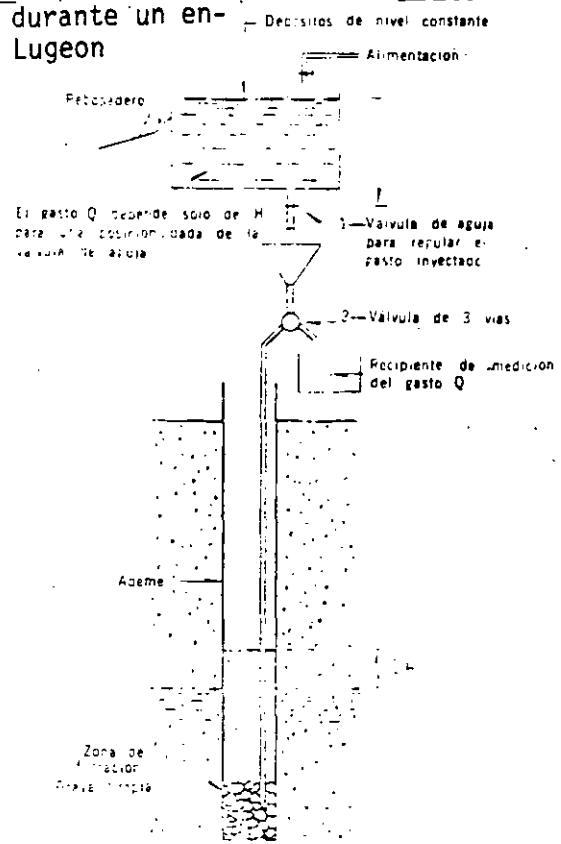


FIG 34. Dispositivo de Ensayo Lefranc

## 3.2. Clasificación del macizo rocoso

Existen varios criterios de clasificación para macizos rocosos; aquí se presentan algunos que se consideraron interesantes, así como las clasificaciones de diversos autores, no obstante que son conocidas es conveniente incluirlas debido al carácter multidisciplinario que se involucra en la tesis.

Coates, en Principios de Mecánica de Rocas, 1970, parte de la base de la definición de la palabra "clasificación" ("Arreglo de cosas - en clases de acuerdo a las características que tienen en común", Enciclopedia Británica). Deduce que en la clasificación deben estar reconocidas las propiedades más significativas y considera que las comunes y fácilmente determinables son: a) la resistencia de la sustancia de roca, b) las características de deformación de la sustancia de roca antes y después de la falla y, c) la homogeneidad y anisotropía; en este último inciso quedan comprendidas las características generales del macizo rocoso, por lo que es conveniente anotar algunos conceptos:

- Heterogéneo. Sus constituyentes son de diferente naturaleza, de manera que los especímenes pequeños no representan al todo.
- Homogéneo. Sus constituyentes son de la misma naturaleza y están distribuidos de manera que los especímenes pequeños representan verdaderamente a un todo.
- Isotrópico. Despliega las mismas propiedades físicas en cualquier dirección. Si las partículas, cristales, poros o microfracturas tienen una orientación aleatoria, una sección del material deberá exponer un arreglo similar independiente a la dirección.
- Anisotrópico. Contiene orientación preferencial de sus constituyentes, causada por procesos geológicos de sedimentación o metamorfismo; las propiedades físicas desplegadas por tales rocas son variables dependiendo de la dirección de las mediciones (Ver Fig.3.2)

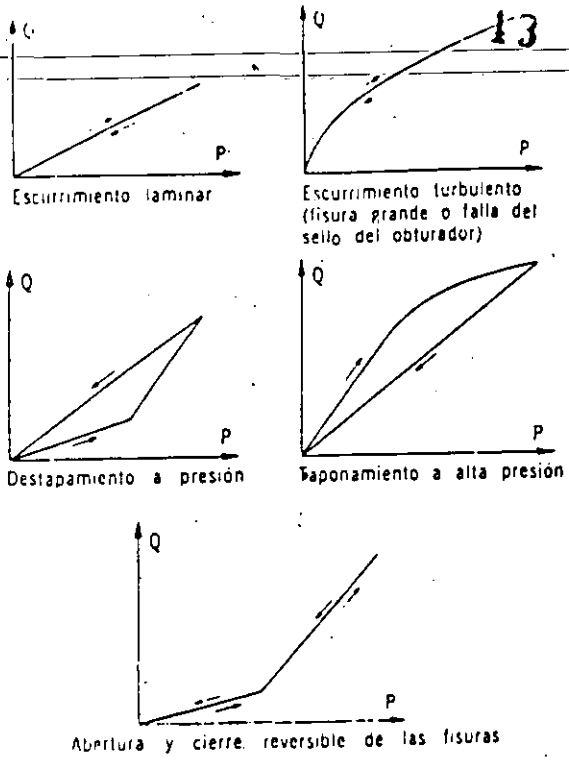


FIG 32. Curvas de comportamiento de fracturas durante un ensaye tipo Lugeon

FIG 33. Curva Doblemente Logarítmica Q - p

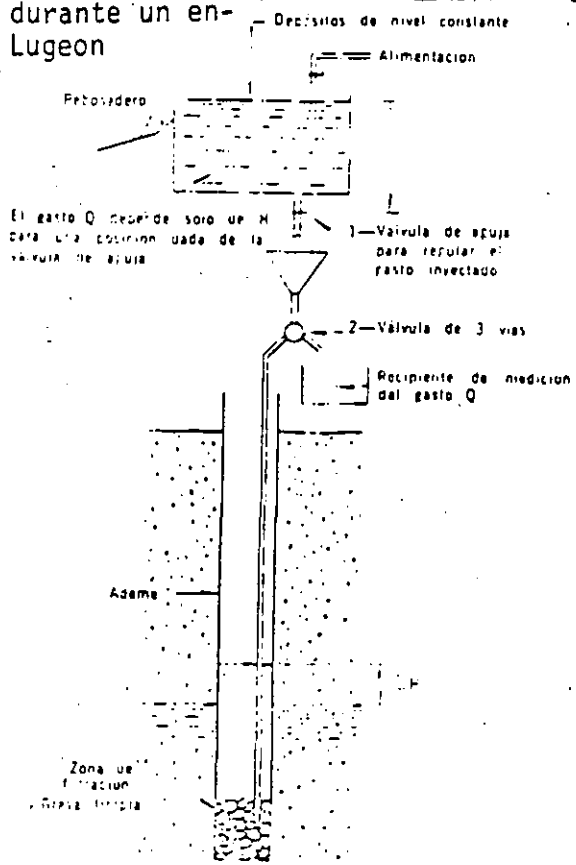
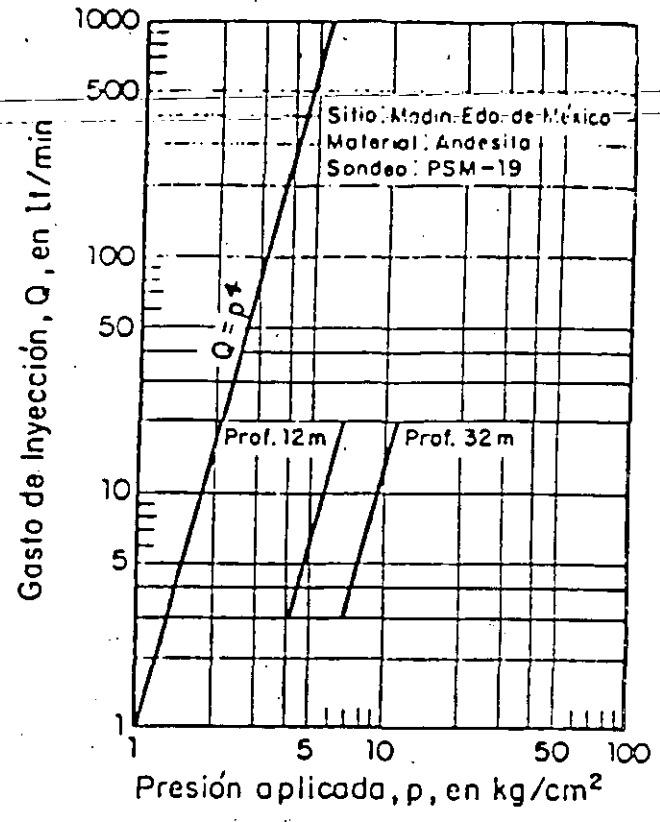


FIG 34. Dispositivo de Ensaye Lefranc



Tabla 3.11

Elementos de Clasificación Propiedades del macizo rocoso (Bases)		AUTORES						
		TERZAGHI 1946	RABCEVICZ 1957 LAUFFER 1958	DEER 1970	BIENIAWSKI 1973	BARTON ETAL 1974	LOUIS 1974	BULICHEV 1977
DATOS SOBRE EL MACIZO ROCOSO	Juntas	*	*	*	*	*	*	*
	Propiedades Mecánicas				*	*	*	*
	Estado de Esfuerzo	*				*	*	*
	Agua Subterránea				*	*	*	*
Datos sobre la Obra	*	*			*		*	
APLICACIONES	21. Estimación de la estabilidad de la excavación	*	*	*	*	*	*	*
	22. Predicción de tramos sin soporte			*	*	*	*	*
	23. Predicción del tipo de soporte				*	*	*	*
	24. Selección de técnica de excavación	*	*	*	*	*	*	*
	25. Selección de soporte permanente	*	*	*	*	*	*	*

42



- Muchas de las clasificaciones no toman en cuenta los caracteres distintivos de la obra, excepto el sistema Q, el cual considera el tipo y objetivo de la obra en términos del factor ESR.
- Algunas clasificaciones se originaron de la experiencia ingenieril bajo condiciones geológicas específicas.
- Las clasificaciones no son apropiadas para técnicas de excavación especial, tales como; pre-corte, mecánico sin voladura, etc.
- No ofrecen soluciones para problemas específicos, por ejemplo, grandes bloques inestables.
- Muchas de las clasificaciones consideran solamente la estabilidad de la excavación
- Las clasificaciones no están adaptadas a la secuencia de las etapas de diseño.

Por otra parte, Moreno E. (1982), también efectuó algunas observaciones de las clasificaciones de Wickham y colaboradores, Bieniawski y Barton y colaboradores. En resumen establece los aspectos siguientes:

- Es difícil obtener el índice de calidad al incrementarse la heterogeneidad
- Deben de establecerse criterios de clasificación entre los miembros del grupo de trabajo
- Basándose en la experiencia se deben revisar los criterios de la clasificación para ajustarlos a las áreas de trabajo.

De acuerdo con lo anterior, se puede resumir que la clasificación deberá evolucionar gradualmente a través del número de etapas así como al diseño mismo. Los sistemas de clasificación padecen cambios esenciales cuando los datos obtenidos de la observación, dan lugar a ensayos de laboratorio y mediciones en el sitio. En la Tabla 3.12 se presentan los datos necesarios para la clasificación en las etapas de diseño y construcción.

Tabla 3.12

Datos para clasificación y aplicación de resultados		Etapas de Diseño ó Construcción		Antecedentes	Estudio de Factibilidad	Diseño			Datos de la obra en ejecución
						Preliminar	Definido	Durante la construcción	
DATOS PARA CLASIFICACION	DATOS SOBRE EL TERRENO	GEOLOGIA	Composición litológica	1 (2)	2 (3)	3,5	3,5 (4)	4 (5)	
			Estructura tectónica	1 (2)	2 (3)	3	3 (4)	4	
			Actividad Neotectónica	1	1	2	2 (4)	4	
			Intemperismo-Meteorización	1 (2)	2 (3)	3,5	3,5 (4)	4 (5)	
			Carsticidad	1 (2)	2 (3)	3	3 (4)	4	
	DISCONTINUIDAD DEL TERRENO	Número de Sistemas de Juntas		(2)	2 (3)	3	3 (4)	4	
		Condición de las juntas	Densidad de juntas	(2)	2 (3)	3	3 (4)	4	
			Rumbo y echado	(2)	2 (3)	3	3 (4)	4	
			Longitud y continuidad	(2)	2 (3)	3	3 (4)	4	
			Ancho-abertura (relleno)				(4)	4	
Características del relleno				(5)	5				
Rugosidad				(4)	4				
R.Q.D., tamaño de bloque		1	1	3	(4)	4			
Fisuras, porosidad		1	1	1	(4)	4			
DATOS SOBRE EL TERRENO	PROPIEDADES FISICAS Y MECANICAS	Densidad volumétrica		5	5	5 (5)			
		Resistencia a la compresión		5	5	5 (5)			
		Abrasión		5	5	5 (5)			
		Deformabilidad	1	1	5 (3)	5 (3,6)	6		
		Esfuerzo cortante	1	1	5	5 (6)	6		
		Permeabilidad	1	1	3	3 (6)	6		
		Temperatura				(6)	6		
ESTADO INICIAL DE ESFUERZOS		1	1	1	(6)	6			
AGUA-SUBTERRANEA	Niveles y ocurrencia	Dirección y tipo del flujo	(2)	2 (3)	3	3 (4)	4		
		Cantidad de agua		2 (3)	3	3 (4)	4		
		Temperatura y composición química		5 (3)	3,5	3,5 (4)	4 (5)		
PROCESOS EN EL TERRENO	Químicos	Expansión tubificación		3,5	3,5	3,5 (4)	4		
					5	5 (6)	6		
						(4)	4		

47

127

Tabla 3.12 (Continuación)

Etapa de Diseño o Construcción			Antecedentes	Estudio de Factibilidad	Diseño			Datos de la obra en ejecución
					Preliminar	Detallado	Durante la Construcción	
Datos para clasificación y aplicación de resultados								
DATOS PARA CLASIFICACION DATOS SOBRE LA OBRA Y FENOMENOS COMPARECIENTES DURANTE LA CONSTRUCCION	OBRA	Tipo y objetivo	7	7	8	8	8	
		Dimensión de la sección gruesa	7	7	8	9	9	10
		Forma de la sección transversal	7	7	8	9	9	10
		Posición y orientación	7	7	8	9	9	10
		Tipo de estructura	7	7	8	9	9	10
	CONSTRUCCION	Técnica y método de excavación					10	10
		Esfuerzos secundarios					10	10
		Espacio sin soporte					10	11
		Sitios de inestabilidad					10	11
		Filtraciones de agua y ocurrencia de presión de gases y calentamiento					10	11

1. Datos del análisis de documentación o analogías con casos similares
2. Datos de reconocimiento
3. Datos del mapeo detallado, barrenación de exploración o investigación similares
4. Datos de observaciones "in situ" en una excavación
5. Datos de pruebas de laboratorio
6. Datos de mediciones "in situ" en una excavación
7. Datos del plan general de la concepción del proyecto
8. Datos del programa
9. Datos de documentación de diseño
10. Datos de observación durante la construcción
11. Datos del análisis del comportamiento de la obra

## Clasificación de USBM

El "U.S. Bureau of Mines" (1962), utilizó para describir en términos de los mecanismos que intervienen en el comportamiento de los macizos rocosos en excavaciones subterráneas, la clasificación siguiente:

1. Roca competente; es el macizo rocoso que no necesita soporte artificial para alojar una excavación subterránea
  - a. Masiva-elástica, v.gr., homogénea e isotrópica
  - b. Estratificada-elástica, v.gr., homogéneo, estratos isotrópicos cuyos espesores son menores que el tamaño de la sección excavada, poca cohesión entre los estratos.
  - c. Masiva-plástica, v.gr., rocas con tendencia a la fluencia lenta
2. Roca incompetente; es aquella que requiere de un soporte artificial para alojar una excavación subterránea.

Este sistema de clasificación da alguna información sobre la resistencia relativa de las rocas, pero la información está muy relacionada al tamaño y forma de la excavación subterránea. No incluye información sobre las características de la falla o sobre el aspecto estructural, por ejemplo, las juntas dentro de la formación. Contiene cierta información sobre los estratos, pero éstos restringen a las rocas sedimentarias y no incluye el bandeamiento de las rocas metamórficas.

## Clasificación según el Índice de Calidad de la Roca, R.Q.D. (Rock Quality Designation)

Fue propuesto por Deere y Miller; es una correlación entre las recuperaciones obtenidas en un barrenos de exploración y la frecuencia de las juntas o fracturas existentes en el macizo rocoso, está basado en el porcentaje de la recuperación de núcleos de roca con ba

renación de diamante de 57.15 mm o más de diámetro. Se botiene su mando los núcleos recuperados, descartando los que sean menores de 10 cm de longitud; el resultado se expresa en porcentaje considerando el total de la longitud perforada. En la Tabla 3.13 se expresan los rangos y la calidad de la roca propuestos por los autores.

Tabla 3.13 **INDICE DE CALIDAD DE LA ROCA (R.Q.D.)**

Rango %	Calidad
0 - 25	muy mala
25 - 50	mala
50 - 75	regular
75 - 90	bueno
90 - 100	muy buena

Deer y Miller (1966)

En el capítulo anterior se trató la cantidad volumétrica de juntas (Jv) y debido al amplio uso que tiene el R.Q.D. en varios métodos de clasificación de macizos rocosos, se puede efectuar una correlación aproximada entre Jv y el R.Q.D. con la expresión (1). Propuesta por Palmstrom, 1975:

$$R.Q.D. = 115 - 3.3 Jv \text{ (aprox)} \dots (1)$$

$$R.Q.D. = 100 \text{ para } Jv < 4.5$$

Esta expresión puede ser usada para estimar el orden de magnitud del R.Q.D. cuando no se cuente con el núcleo de barrenación; con el mismo propósito, también se puede obtener de la ecuación (2)

$$R.Q.D. = 100 e^{-0.1\lambda} (0.1\lambda + 1) \dots (2)$$

donde;  $\lambda$  es la frecuencia de discontinuidades por metro lineal

## Factor C

Hansagi describe un método de clasificación de rocas en muestras de núcleos, basado no sólo en la longitud total de los fragmentos intactos y el porcentaje de longitud total de núcleo recuperado, sino también en el número de piezas cilíndricas obtenidas; el límite inferior está ligado con el diámetro del núcleo. El índice de clasificación obtenido es llamado por Hansagi, como "Factor de Fisuración" o Factor C, se obtiene de la expresión (3)

$$C = \frac{1}{S} (PH + k/n) \dots (3)$$

Donde: S = unidad de longitud de la barrenación (depende del diámetro del núcleo y la resistencia de la roca)

P = número de muestras cilíndricas de longitud S que pueden ser obtenidos de la recuperación

H = altura del núcleo de muestra utilizado para determinar la resistencia a la compresión

k = longitud total de los fragmentos de núcleo recuperados los cuales deben ser más largos que el diámetro del núcleo

n = el número de los fragmentos de núcleo que sirvieron para determinar k.

Este factor C, fue desarrollado para un estudio de la resistencia y carácter de los depósitos de hierro de Kiruna, Suecia. Fue utilizado para observar y registrar las propiedades de resistencia del estrato penetrado durante la exploración con barrenos. La Tabla 3.14 correlaciona el factor C y el R.Q.D.

Esta correlación puede ser útil, en términos generales, para comprobar la estimación del índice de calidad de roca (R.Q.D.). Como puede observarse la obtención del factor es aplicable en las etapas preliminares de ejecución del proyecto.

Tabla 3.14 CORRELACION DEL FACTOR C Y EL R.Q.D.

Características del Estrato	Factor C	R.Q.D.
muy pobre	0.00 - 0.15	0 - 25
pobre	0.15 - 0.30	25 - 50
regular	0.30 - 0.45	50 - 75
bueno	0.45 - 0.65	75 - 90
excelente	0.65 - 1.00	90 - 100

### Indice de estabilidad de Ege

Ege en 1968 propuso un método de evaluación de la calidad de roca en núcleos de barrenación para desarrollar una ecuación que incluye los factores siguientes:

0.1 veces la longitud perforada menos la recuperación total de núcleos (np)

el número de fracturas por pie (nf)

0.1 veces la cantidad de fragmentos de núcleos menores de 7.5 cm de largo (nr)

la alteración (a) y resistencia (r) en grados de 1 a 4; de inalterado a muy alterado y de muy resistente a incompetente

El número índice (NI) está referido a un grado de clasificación de roca de 10 a 1; el cual se obtiene de la expresión (4) y la descripción de la Tabla 3.15

$$NI = 0.1 (np) + (nf) + 0.1(nr) + a + r \dots\dots (4)$$

Ejemplo:

Longitud perforada	3.0 m
recuperación	2.3 m
fracturas por pie	1
núcleos rotos	18
alteración	2
resistencia	2

34

$$NI = 0.1(0.7)+1+0.1(18)+2+2 = 7.5; \text{ roca buena}$$

Tabla 3.15

INDICE DE ESTABILIDAD

Descripción	Número de Índice
roca buena	< 8
roca incompetente	> 8

Ege (1968)

Clasificación de Terzaghi

Terzaghi (1946), clasifica a los macizos rocosos en nueve categorías y en cada una de éstas, asocia un término "carga de roca" (Hp) que está en función del ancho (B) y altura (Ht) del túnel. El término indica la altura de la masa de roca que tiende a gravitar del techo del túnel. La descripción de estos términos es la siguiente

- a. Roca dura e intacta. No contiene ninguna discontinuidad, por el uso de explosivos se le pueden ocasionar daños a la roca y producir desprendimientos de lajas. También, es frecuente el desprendimiento de la roca en lajas delgadas y de manera súbita (popping rock), debido a que la roca está sometida a un intenso estado de deformación elástica.
- b. Roca estratificada. Consiste en estratos individuales de roca con poca o ninguna resistencia a separarse entre éstos. El estrato puede o no tener debilidades debidas a fracturas transversales. Es frecuente el desprendimiento en forma de lajas.
- c. Moderadamente fracturada. El macizo rocoso contiene juntas y grietas pero los bloques entre las juntas están localmente unidas o íntimamente interconectadas, de manera que las paredes no requieren soporte lateral.
- d. Bloques y grietas. El macizo rocoso está constituido por fragmentos de roca inalterada los cuales están completamente separados uno de otro o imperfectamente interconectados; las paredes pueden requerir de algún tipo de soporte temporal.



- e. Roca fragmentada. Inalterada y tiene las características de un material triturado sin cribar. Si la mayor parte o todos los fragmentos son menores que la arena fina y no han sido cementados, bajo condiciones del nivel freático se presentan corrientes de arena que se precipitan dentro de la excavación.
- f. Roca alterada y que fluye hacia la excavación. La roca trata de obturar el túnel sin un notable cambio de volúmen, es necesario para este fenómeno que exista un alto porcentaje de partículas de minerales micáceos o minerales arcillosos con baja capacidad de expansión.
- g. Roca expansiva. La roca trata de obturar la excavación principalmente por efecto de la expansión. La capacidad de expansión está limitada a las rocas que contienen minerales arcillosos, como la montmorillonita.

Aunado a lo anterior, Terzaghi indica que no hay fronteras bien definidas entre cada condición de la roca, de manera que estos términos pueden variar en un margen muy grande. En la Tabla 3.16 se presenta un resumen de las condiciones anteriores y la "carga de roca" correspondiente (Hp)

Cabe agregar que esta clasificación sólo anticipa una forma burda acerca del conocimiento del macizo rocoso y los efectos que se pueden esperar del terreno circundante a la excavación y, una apreciación de los requerimientos del soporte temporal. Por otra parte, aunque considera la presencia de las discontinuidades, no toma en cuenta su posición relativa a la excavación, ni sus condiciones de presencia de agua o relleno. Los nuevos métodos de fúneleo y los avances en el diseño del soporte temporal tienden a hacerla obsoleta.

Tabla 3.16

Condiciones de la roca	Carga de Roca (Hp)	Observaciones
a. Dura e intacta	Cero	Soporte ligero sólo si se presenta <u>lajeamiento</u> o <u>estallido</u> de la roca por altos esfuerzos en el macizo rocoso
b. Dura, estratificada o esquistosa	0.0 - 0.50 B	Soporte ligero
c. Masiva moderadamente fracturada	0.0 - 0.25 B	La carga puede variar erráticamente de un punto a otro
d. Bloques y grietas (condición moderada)	0.25B - 0.35(B+Ht)	No hay esfuerzo lateral
e. Bloques y grietas (abundantes)	(0.35-1.10) (B+Ht)	Presión lateral nula ó escasa
f. Completamente fragmentada pero químicamente intacta.	1.10 (B+Ht)	<u>Considerable</u> presión lateral. El ablandamiento por abajo del piso del túnel debido al nivel freático requiere de soporte continuo para la parte inferior de los marcos o marcos circulares
g. Roca alterada y que fluye moderadamente	1.10 - 2.10 (B+Ht)	Alta presión lateral, se recomiendan marcos circulares
h. Roca alterada y que fluye considerablemente	2.10 - 4.50 (B+Ht)	
i. Roca expansiva	Más de 8 m y sin relación con (B+Ht)	Se requieren marcos circulares

Terzaghi (1946)

B = Ancho del túnel (m)

Ht = Altura del túnel (m)

Hp = Carga de roca encima del techo del túnel (m)

## Clasificación de Bieniawski (1974-1979)

Está basada en cinco parámetros derivados de las características del macizo rocoso y un sexto parámetro para aplicaciones específicas a excavaciones subterráneas, cimentaciones o minería; estos parámetros son los siguientes:

- a. Resistencia de la roca
- b. R.Q.D.
- c. Condiciones de flujo de agua subterránea
- d. Espaciamiento de las discontinuidades
- e. Características de las discontinuidades
- f. Orientación de las discontinuidades

A cada parámetro le corresponde una calificación parcial de manera que al ser sumados se determina una calificación global (de 0 a 100) o RMR (Rock Mass Rating) del macizo rocoso. A continuación se describen brevemente cada uno de los parámetros y los rangos para asignar la calificación:

Resistencia de la roca. Se evalúa usando pruebas de compresión simple en laboratorio; las cuales se efectúan sobre núcleos de roca previamente preparados y obtenidos de la exploración con barrenos de diámetro NX, cuya relación de esbetez es mayor de 2.5. Otra forma de obtener la resistencia de la roca es mediante la prueba de carga puntual (Is) que se relaciona directamente con la resistencia a la compresión simple.

Tabla 3.17

Resistencia a la Compresión Simple (Kg/cm <sup>2</sup> )	Indice de Carga Puntual (Kg/cm <sup>2</sup> )	Calificación
> 2000	81	15
1000 - 2000	40 - 81	12
500 - 1000	20 - 40	7
250 - 500	10 - 20	4
100 - 250	-	2
30 - 100	-	1
< 30	-	0

R.Q.D. El valor del índice de calidad de roca se relaciona con una calificación para esta clasificación RMR (Ver Tabla 3.18)

Tabla 3.18

R. Q. D. (%)	Calificación
91 - 100	20
76 - 90	17
51 - 75	13
25 - 50	8
< 25	3

Condición del flujo de agua. El flujo de agua tiene una gran influencia en el comportamiento de un macizo rocoso durante las excavaciones subterráneas, de manera que se considera en RMR en la forma que se presenta en la Tabla 3.19

Tabla 3.19

Gasto por cada 10 m de longitud del túnel (litros/minuto)	Presión de agua dividida entre el esfuerzo princ. mayor	Condición General	Calificación
Ninguno	0	seco	10
25	0.0 - 0.2	húmedo	7
25 - 125	0.2 - 0.5	presión moderada	4
125	0.5	problemas severos por el agua	0

Espaciamiento de las discontinuidades. Estos datos son obtenidos de los levantamientos geológicos, debido a que en la simple observación de los testigos de roca producto de las perforaciones con máquina rotaria, es difícil evaluar y distinguir las diferentes familias de fracturas. Ver Tabla 3.20.

Tabla 3.20

Espaciamiento	Calificación
> 3	30
1 - 3	25
0.3 - 1	20
0.005 - 0.3	10
< - 0.005	5

Características de las discontinuidades. En este parámetro se incluye la abertura, persistencia o continuidad; una fractura se considerará continua si su longitud es mayor que el diámetro del túnel; además, es necesario describir y tomar en cuenta el material de relleno de las discontinuidades. (Tabla 3.21)

Tabla 3.21

Descripción	Calificación
Superficies muy rugosas de extensión limitada; superficies de roca dura.	25
Superficies ligeramente rugosas; abertura menor a 1 mm; superficies de roca dura.	20
Superficies ligeramente rugosas; abertura menor a 1 mm; superficies de roca blanda.	12
Superficies lisas, o rellenos de salbanda de 1 a 5 mm de espesor, o abiertas de 1 a 5 mm.	6
Discontinuidades abiertas rellenas con más de 5 mm de salbanda, o abiertas más de 5 mm.	0

Orientación de las discontinuidades. La posición de una discontinuidad con respecto a la obra puede tener una influencia notable - en cuanto al comportamiento del macizo rocoso. Bieniawski recomienda ajustar la suma de los primeros cinco parámetros con el sexto valor que dependerá de la influencia de la orientación de las discontinuidades. Es necesario relacionar las Tablas 3.22 y 3.23 para determinar la calificación

Tabla 3.22

RUMBO PERPENDICULAR AL EJE DEL TUNEL				RUMBO PARALELO AL EJE DEL TUNEL	
A Favor del Echado		En Contra del Echado			
echado 45° - 90°	echado 20° - 45°	echado 45° - 90°	echado 20° - 45°	echado 45° - 90°	echado 20° - 45°
Muy favo rable	favorable	regular	desfavo rable	muy desfavo rable	regular

echado de 0°-20°: desfavorable sin tomar en cuenta el rumbo.

Tabla 3.23

Influencia de la Orientación con la Obra	CALIFICACIONES PARA :		
	Túneles	Cimentaciones	Taludes
muy favorable	0	0	0
favorable	-2	-2	-5
regular	-5	-7	-25
desfavorable	-10	-15	-50
muy desfavorable	-12	-25	-60

Tabla 3.25

## SOPORTE TEMPORAL (TUNELES POCO PROFUNDOS)

Clase	DIFERENTES SISTEMAS DE SOPORTE PARA EXCAVACIONES CON METODO CONVENCIONAL		
	ANCLAS*	CONCRETO LANZADO	MARCOS METALICOS
I	En general no requiere soporte		
II	Espacio entre anclas de 1.5 a 2.0 m en ocasiones malla metálica	Concreto lanzado 50 mm en el techo	No es económico
III	Espacio entre anclas de 1.0 a 1.5 m, además malla metálica y, si es necesario, 30 mm de concreto lanzado en el techo.	Concreto lanzado de 100 mm de espesor en la clave y 50 mm en las paredes, en ocasiones malla metálica y anclas donde sea necesario	Marcos ligeros con separación de 1.5 a 2.0 m.
IV	Espacio entre anclas de 0.5 a 1.0 m, malla metálica y de 30 a 50 mm de concreto lanzado en clave y paredes	Concreto lanzado de 150 mm en la clave y 100 mm en las paredes con malla metálica y anclas espaciadas entre 3 y 1.5 m.	
V	No es recomendable	Concreto lanzado de 200 mm en la clave y 150 mm en las paredes, con malla de alambre, anclas y marcos ligeros	Marcos pesados separados 0.7 m, concreto lanzado de 75 mm y colocado lo más pronto posible

\* Anclas de 20 mm de diámetro, cubiertas con resina, largo igual a media vez el ancho del túnel.

Para la utilización de la tabla, es necesario elegir el sistema de soporte principal y de ahí hacer las combinaciones pertinentes según sea el caso. Como se puede observar, el concreto lanzado es el más ampliamente utilizado.

Finalmente, para la clasificación de Bieniawski, se suman los valores de cada uno de los seis parámetros, es decir, RMR determina la clase y calidad del macizo rocoso de acuerdo a la Tabla 3.24.

Tabla 3.24 CLASIFICACION GEOMECANICA

Clase	Descripción	R.M.R.
I	roca muy buena	81 - 100
II	roca buena	61 - 80
III	roca regular	41 - 60
IV	roca mala	21 - 40
V	roca muy mala	0 - 20

Las aplicaciones de la Clasificación Geomecánica de Bieniawski están relacionadas en el tiempo en el cual puede ocurrir un derrumbe en un tramo o claro sin soporte; además, relaciona la clase de la masa de roca y un soporte de tipo temporal para túneles de 5m a 12m de ancho. En la Tabla 3.25 se presenta una guía para la elección del soporte temporal en túneles poco profundos y de 5m a 12m de diámetro o ancho.

Por otra parte, en base a casos prácticos se ha demostrado que el RMR puede ser correlacionado con el módulo de deformación de la roca (E), donde la relación es:

$$E = 2(RMR) - 100; \text{ para valores superiores a } 55 \text{ (RMR)}$$

El resultado indica que en las clases de roca I, II y III los valores de módulos de deformabilidad decrecen al aumentar el número de la clase, es decir, (E) es mayor en la clase I que en la clase III



En la Tabla 3.26, se observa que algunos valores no coinciden con los de las tablas anteriores, puesto que en los de ésta, el Sr. Bieniawski ajustó los valores según sus consideraciones posteriores.

TABLA 3.26

PARAMETRO		RANGOS DE VALORES							
1	RESISTENCIA MPa (Roca intacta).	Indice de carga puntual.	10	4ª 10	2ª 4	1ª 2	--		
		Resistencia a la compresión simple	250	100ª 250	50ª 100	25ª 50	5ª 25	1ª 5	1
	valor	15	12	7	4	2	1	0	
2	R. Q. D. %	90ª 100	75ª 90	50ª 75	25ª 50	25			
	valor	20	17	13	8	3			
3	Espaciamiento (discontinuidades)	2 m	0.6ª 2 m	20ª 60 cm	6ª 20 cm	6 cm			
	valor	20	15	10	8	5			
4	Condición de las discontinuidades	muy rugosas, no continuas, sin separación pared inalterada	ligeramente rugosas, separación 1 mm, pared con alteración ligera.	ligeramente rugosa, separación 1 mm, alteración al ta.	superficies pulidas, o salbanda 5 mm o separación continua de 1ª 5 mm.	Salbanda suave 5 mm o separación continua 5 mm.			
	valor	30	25	20	10	0			
5	Agua Subterránea	flujo en 10 m de longitud de túnel	ninguno	10 L/min	10ª 25 L/min.	25ª 125 L/min.	125		
		*	0	0.0ª 0.1	0.0ª 0.2	0.0ª 0.5	0.5		
	Condiciones generales	completamente seco	húmedo	goteos	escurrimiento	flujo			
	valor	15	10	7	4	0			
SIGNIFICADO DE LAS CLASES DEL MACIZO ROCOSO									
Núm. de clase		I	II	III	IV	V			
Autosoporte tiempo y espacio.		10 años 15 m	6 meses 8 m	1 semana 5 m	10 horas 2.5 m	30 minutos 1 m			
Cohesión de macizo rocoso		400 kPa	300ª 400 kPa	200ª 300 kPa	100ª 200 kPa	100 kPa			
Angulo de Fricción M. R.		45º	35º 45º	25ª 35º	15ª 25º	15º			

\* Relación. Presión de agua en las juntas y Esfuerzo principal mayor.

## Clasificación de Barton, Lien y Lunde (1974)

El método Q es una descripción numérica de la calidad del macizo rocoso con respecto a la estabilidad de un túnel. El valor de Q está definido por una función (función Q) que consiste de seis parámetros, los cuales pueden ser estimados de la cartografía de observaciones "in situ" o de núcleos de perforación. El método es utilizado internacionalmente para la descripción general de la calidad del macizo rocoso, y como una guía para estimar los requerimientos de soporte temporal en un túnel, Fredrik Loset (1983)

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

Donde:

- RQD = descripción de la calidad de la roca
- J<sub>n</sub> número de sistemas de discontinuidades
- J<sub>r</sub> número de rugosidad de las juntas
- J<sub>a</sub> número de alteración y relleno de las juntas
- J<sub>w</sub> factor de reducción por la condición de agua en las discontinuidades
- SRF factor de reducción por esfuerzos

El número de Q varía en el rango de 0.001 (para rocas excepcionalmente pobres) a 1000 (para roca excepcionalmente buena)

### RQD

En la función Q el valor del RQD es utilizado solo como una medida del espaciamiento de las discontinuidades. El RQD tiene valores de 0 a 100, en la función Q el valor más bajo que se utiliza es de 10.

### J<sub>n</sub>

	<u>Valor</u>
a. masiva, pocas discontinuidades	0.5 a 1.0
b. un sistema de discontinuidades	2
c. un sistema más distribución aleatoria	3
d. dos sistemas de discontinuidades	4
e. dos sistemas más distribución aleatoria	6

f. tres sistemas de discontinuidades	9
g. tres sistemas más distribución aleatoria	12
h. cuatro o más sistemas, distribución aleatoria, intensamente fracturada, fragmentada, etc	15
i. roca fragmentada, granular tipo suelo	20

En las intersecciones de excavaciones subterráneas el valor de  $J_n$  se deberá multiplicar por tres y en el caso de los protales, se multiplicará por dos; con esto se disminuye el valor del cociente  $RQD/J_n$  que representa al macizo rocoso como unidad y es la medida relativa del tamaño del bloque.

<u>J<sub>r</sub></u>	<u>Valor</u>
A. Cuando existe contacto roca con roca en las juntas y	
B. Cuando existe este contacto con menos de 10 cm de desplazamiento de cortante	
a. juntas discontinuas	4.0
b. asperas y onduladas	3.0
c. tersas y onduladas	2.0
d. lustrosas y onduladas	1.5
e. asperas y planas	1.5
f. tersas y planas	1.0
g. lustrosas y planas	0.5
C. Cuando no hay contacto roca con roca al <u>exis</u> tir desplazamiento de cortante	
h. rellenos de arcilla, limos, arenas o gravas	1.0

Se suma 1.0 cuando el espaciamiento medio de las discontinuidades importantes es mayor de 3 m.

Comunmente es utilizado el valor del sistema de juntas, significando la debilidad del macizo rocoso.

<u>Ja</u>	<u>Valor</u>
A. Cuando existe contacto roca y roca en las juntas	
a. juntas limpias o con rellenos impermeables y resistentes como cuarzo y epidota	0.75
b. juntas con ligera oxidación superficial	1.0
c. paredes ligeramente alteradas. Relleno de materiales que no pierden resistencia al deformarse como roca desintegrada y partículas de arena sin arcilla	2.0
d. paredes recubiertas o con rellenos arcillo arenosos que no pierden resistencia con la deformación	3.0
e. rellenos de minerales que pierden resistencia al deformarse como caolinita, mica, talco, yeso, grafito, etc. y pequeñas cantidades de arcillas expansivas. Estos rellenos son discontinuos y con espesor de dos milímetros	4.0
B. Cuando existe contacto entre roca y roca - en las juntas y menos de 10 cm de cortante	
f. relleno de partículas arenosas o roca desintegrada sin arcilla	4.0
g. rellenos continuos con espesor menor de 5 mm, formados por arcilla fuertemente consolidada la cual no pierde resistencia al deformarse	6.0
h. relleno continuo con espesor menor de 5 mm formado por arcilla de consolidación media a baja la cual pierde resistencia al deformarse	8.0
i. rellenos con espesor de 5 mm, formado por arcilla de alta plasticidad. El valor depende del porcentaje de partículas de arcilla expansiva, de la factibilidad de entrar en contacto con el agua, etc.	8.0 a 8.2

C. Cuando no hay contacto con la roca al existir desplazamiento de cortante

k.	Zonas o bandas de roca desintegrada o tritura	6.0, 8.0	ó
l.	da y arcilla (véase la descripción de la ar	8.0 a 12,0	
m.	cilla de g,h,i, respectivamente)		
n.	Zonas o bandas de limo o arena arcillosa con		
	pequeñas cantidad de arcilla (no pierde resis		
	tencia al deformarse)	5.0	
o.	Zonas o bandas de arcilla continuas y de espe	10.0, 13.0	ó
p.	sor considerable (vease la descripción de la	13.0 a 20.0	
r.	arcilla de los puntos g,h,i, respectivamente)		

En la función Q la debilidad o sistemas de juntas menos favorables son las que generalmente se consideran. El cociente  $J_r/J_a$  representa el comportamiento del macizo rocoso sin tomar en cuenta la - - orientación de las discontinuidades; es decir, es una aproximación del esfuerzo cortante en el macizo rocoso.

<u>Jw</u>	Presión Hidrostática apróx. (kg/cm <sup>2</sup> )	<u>Val</u>
a. Ambiente seco o flujo reducido, por ejemplo 5 L/min. localmente	< 1.0	1.0
b. Flujo o presión medianos, lavado ocasional del relleno de las juntas	1.0 a 2.5	0.66
c. Flujo o presión grandes en roca competente con juntas limpias	2.5 a 10.0	0.50
d. Flujo o presión grandes, lavado considerable del relleno de las juntas	2.5 a 10.0	0.33
e. Flujo excepcionalmente grande o agua a presión durante las voladuras la cual disminuye con el tiempo	> 10.0	0.2 a 0.1
f. Flujo excepcionalmente grande o presión constante sin disminuir en forma perceptible	> 10.0	0.1 a 0.05

Nota: Los valores para los puntos c. a f. están burdamente estimados. El valor de  $J_w$  deberá aumentarse si se tiene la medida del drenaje instalado. Los problemas especiales que causa la formación de hielo en el interior de las grietas, no están considerados.

A. Existencia de zonas de debilidad que interceptan la excavación y pueden ocasionar que se formen zonas de material suelto al excavar el túnel.			
a. Numerosas zonas de debilidad conteniendo - arcilla o roca desintegrada químicamente o roca muy suelta a cualquier profundidad			10.0
b. Numerosas zonas de debilidad aisladas conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente a una profundidad de 50m o menor			5.0
c. Igual a 2 pero a una profundidad mayor de 50m			2.5
d. Numerosas zonas de cortante o cizalladas - en roca competente sin arcilla o roca suelta a cualquier profundidad			7.5
e. Zonas cizalladas aisladas, en roca competente sin arcilla a una profundidad de 50m o menor			5.0
f. Igual a 5 pero a una profundidad mayor de 50m			2.5
g. Roca suelta con discontinuidades abiertas, roca intensamente fracturada			5.0

B. Roca competente, problemas de esfuerzos en roca			<u>Valor</u>
h. Esfuerzos reducidos cerca de la superficie del terreno	> 200	> 13	2.5
i. Esfuerzos medianos	200 a 10	13 a 0.66	1.00
j. Esfuerzos grandes en estructura bien interconectada.	10 a 5	0.66 a 0.33	0.5 a 2
k. Ocurrencia de estallidos leves en roca masiva	5 a 2.5	0.33 a 0.16	5 a 10
l. Ocurrencia de estallidos importantes en roca masiva	< 2.5	< 0.16	10 a 20

Valor

C. Extrusión de la roca incompetente bajo la acción de grandes esfuerzos	
m. Extrusión leve	5 a 10
n. Extrusión importante	10 a 20
D. Expansión de la roca debido a la presencia de agua y esfuerzos	
o. Expansión leve	5 a 10
p. Expansión importante	10 a 15

Nota 1. Reducir en a. el valor de SRF del 25 al 50% si las zonas importantes de cizalla tienen influencia en la excavación sin ser interceptadas por ésta.

Nota 2.  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$  son los esfuerzos principales mayor y menor y  $R_c$  y  $R_t$  son la resistencia a la compresión y tensión de la roca, respectivamente. En esfuerzos fuertemente anisotrópicos, cuando  $5 \leq \sigma_1/\sigma_3$ ,  $\leq 10$ , deben reducirse  $R_c$  y  $R_t$  al 80% ( $0.8 R_c$  y  $0.8 R_t$ ) y, cuando  $\sigma_1/\sigma_3 > 10$ , se deberán reducir  $R_c$  y  $R_t$  a 60%.

Nota 3. En el punto h. se sugiere aumentar el valor de SRF de 2.5 a 5.0 cuando la profundidad del túnel sea menor de su claro

En el cociente formado por  $J_w/SRF$  están consideradas las fuerzas activas que actúan en la excavación de un túnel.

Estimación de los requerimientos de soporte por el método Q

El valor Q describe la condición de estabilidad del macizo rocoso. Por consiguiente cada valor dará una aproximación para el soporte que se requiere. El diseño de soporte depende de las dimensiones de la excavación; la dimensión utilizada (claro ó diámetro cuando se analiza la estabilidad del techo y altura cuando se analizan las paredes) se modifica dividiendo su valor entre el factor ESR-

(de sus siglas en inglés Excavation Support Ratio) que depende del propósito o finalidad de la obra, la presencia de maquinaria, personal, etc. En la Tabla 3.27 se presentan los valores del factor ESR obtenidos del análisis de los casos reales (200) en que se basa el método Q, los cuales respaldan la selección del valor ESR para cada tipo de obra.

Tabla 3.27 RELACION SOPORTE-EXCAVACION ( E S R )

TIPO DE EXCAVACION	E.S.R.	CASOS
A. Excavaciones temporales mineras, etc	3 - 5	2
B. Pozos verticales: 1) sección circular 2) sección cuadrangular	2.5 2.0	0 0
C. Excavaciones mineras permanentes, túneles para hidroeléctricas (excepto para altas presiones) túneles pilotos, derivaciones y portales para grandes excavaciones, etc).	1.6	83
D. Almacenes, plantas de tratamiento de aguas, carreteras pequeñas y túneles ferroviarios, túneles de acceso, galerías cilíndricas.	1.3	25
E. Casas de máquinas, carreteras grandes y túneles ferroviarios, portales, intersecciones, cámaras para defensa civil, etc.	1.0	79
F. Estaciones nucleares subterráneas, estaciones de ferrocarril, fábricas, etc.	0.8	2



Para la selección del soporte se presenta el procedimiento de un caso particular:

- a. De las características del macizo rocoso, se selecciona el valor de participación de los seis parámetros mencionados.
- b. Se substituyen los valores en la función Q para obtener el valor Q.
- c. Se estima el valor de ESR según la Tabla 3.27.
- d. Se calcula el cociente de la dimensión efectiva entre ESR.
- e. Con el valor Q y el cociente determinado en d. se define un punto en la gráfica de la Figura 3.3, y se relaciona con la Tabla 3.28 que muestra la clasificación de calidad Q.
- f. Con el número de la sección de la gráfica siguiente se define el soporte entre 38 categorías.

Tabla 3.28

V a l o r	Q
< 0.01	excepcionalmente pobre
0.01 - 0.1	extremadamente pobre
0.1 - 1.0	muy pobre
1.0 - 4.0	pobre
4.0 - 10.0	regular
10.0 - 40.0	buena
40.0 - 100.0	muy buena
100.0 - 400.0	extremadamente buena
> 400.0	excepcionalmente buena

Barton et al (1975)

73

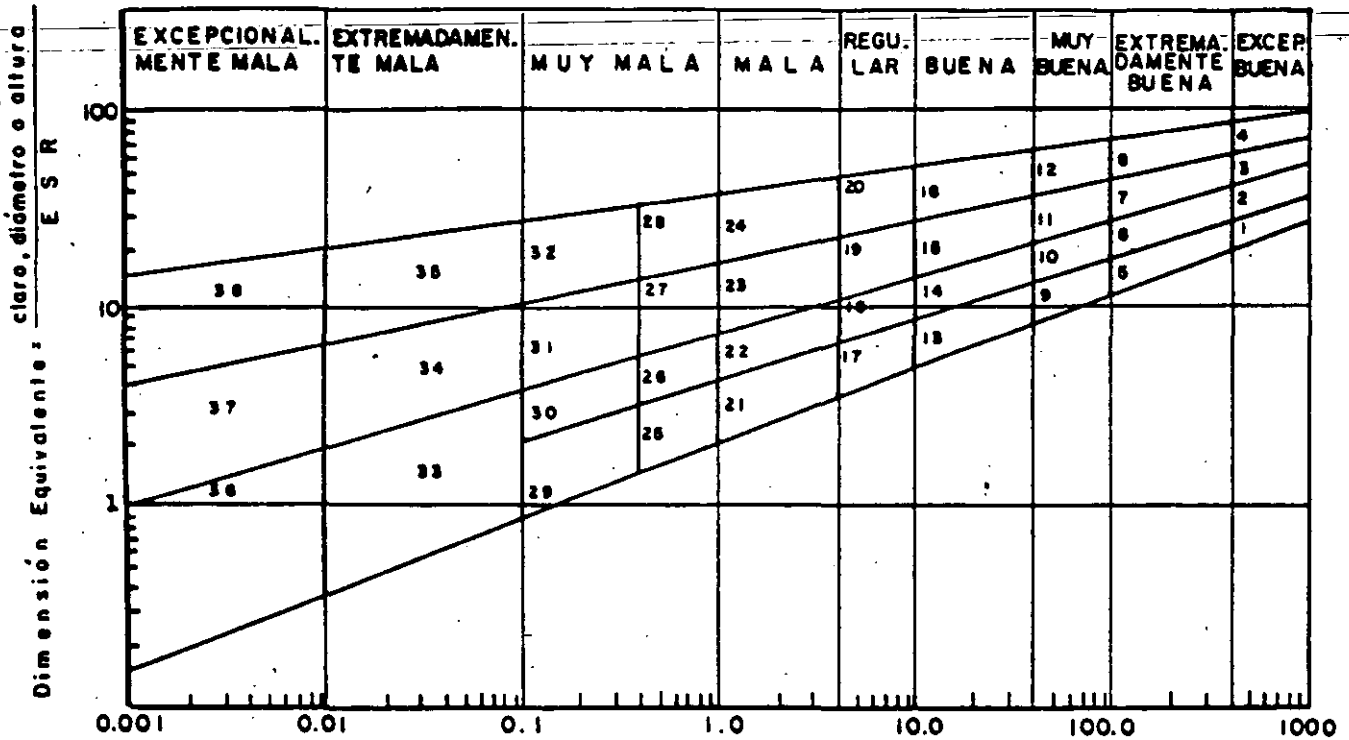


Fig. 3.3 Calidad del macizo rocoso  $Q = \left(\frac{RQD}{dn}\right) \cdot \left(\frac{J_r}{d_a}\right) \cdot \left(\frac{J_w}{SRF}\right)$

### Arabilidad

En muchas ocasiones es fundamental conocer el tipo de material que se pretende excavar para decidir sobre el uso del arado. En términos generales la decisión no sólo se apoya en la dureza de la roca sino en sus condiciones geológicas; algunas de estas pueden ser las siguientes:

- planos laminados
- intemperización o meteorización avanzada
- conglomerados empacados en materiales arcillosos, con escaso cementante

Lo anterior da un indicio de los materiales arables y deben confirmarse a través de exploraciones geológicas, o muestras obtenidas mediante sondeos y la observación directa.

15

Otro de los indicios de la posibilidad para arar una roca (blanda) es la respuesta de la refracción sismográfica, la cual se basa en la velocidad de una onda sonora. A través de terrenos compactos, esta respuesta es más rápida que a través de terrenos suaves, de modo que las distintas velocidades sísmicas definen ciertos límites dentro de los cuales los materiales son susceptibles de desgarrarse o ararse. Las gráficas de las Tablas 3.29, 3.30 y 3.31 muestran los rendimientos de los tractores Caterpillar D9G, D8H y D7 equipados con desgarradores (arado)





RENDIMIENTO DEL DESGARRADOR N° 7 EN EL TRACTOR D7F (180hp)  
EN RELACION CON LAS VELOCIDADES DE LAS ONDAS SISMICAS

Tabla 3.31

Material	0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12												4 metros/seg. x 1000
													pies/seg. x 1000
Cubierta de Suelo Vegetal	██████████												
arcilla	██████████												
till	██████████												
Rocas Igneas	██████████												
granito	██████████												
basalto	██████████												
derrames y cenizas	██████████												
Rocas Sedimentarias	██████████												
lutita	██████████												
arenisca	██████████												
limolita	██████████												
arcillita	██████████												
conglomerado	██████████												
brecha	██████████												
caliche	██████████												
caliza	██████████												
Rocas Metamórficas	██████████												
esquisto	██████████												
pizarra	██████████												
Minerales y Menas	██████████												
carbón	██████████												
depósito de hierro	██████████												

77



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

**CURSOS ABIERTOS**

**VI CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA GEOLOGICA APLICADA A  
OBRAS SUPERFICIALES Y SUBTERRANEAS**

**MODULO II: LA MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION**

**TEMA IV**

**MECANICA DE ROCAS EN EL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE OBRAS SUBTERRANEAS**

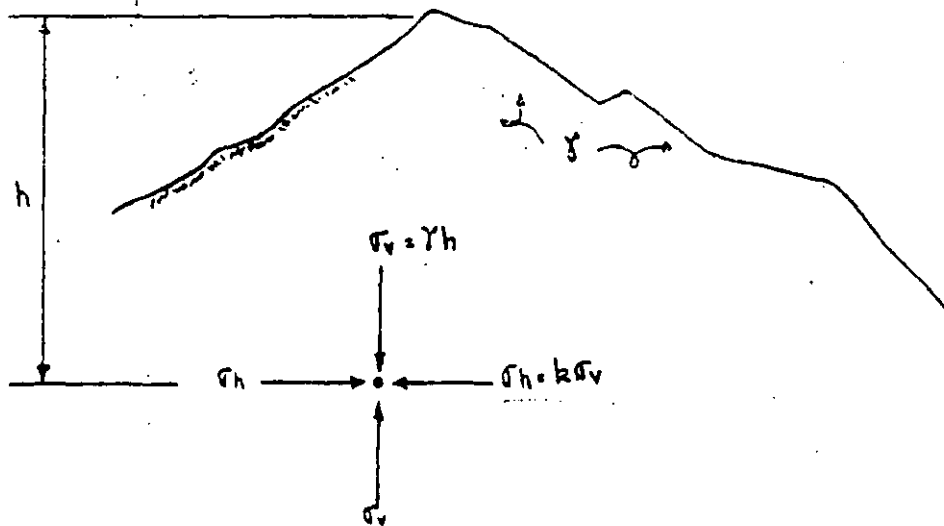
## 1 DISEÑO DE TUNELES

### 1.- ESTADO NATURAL DE ESFUERZOS

Se conoce como "estado natural de esfuerzos" o "esfuerzos residuales" a los esfuerzos existentes en la corteza terrestre previamente a cualquier excavación.

#### 1.1.- Estado de esfuerzos interno en un macizo rocoso. Hipótesis de Heim.

El geólogo Suizo Heim en 1878 observó en los grandes túneles trans-alpinos que la roca estaba fuertemente esforzada en todas las direcciones. Supuso que la componente de esfuerzos verticales  $\sigma_v$  estaba relacionada directamente proporcional al peso de la cobertura de roca, pero que adicionalmente había una componente de esfuerzo horizontal  $\sigma_h$  que -- probablemente tenía una magnitud similar al de la componente vertical.



Una hipótesis similar había sido propuesta por el experto en túneles Alemán Rzhla en 1874.



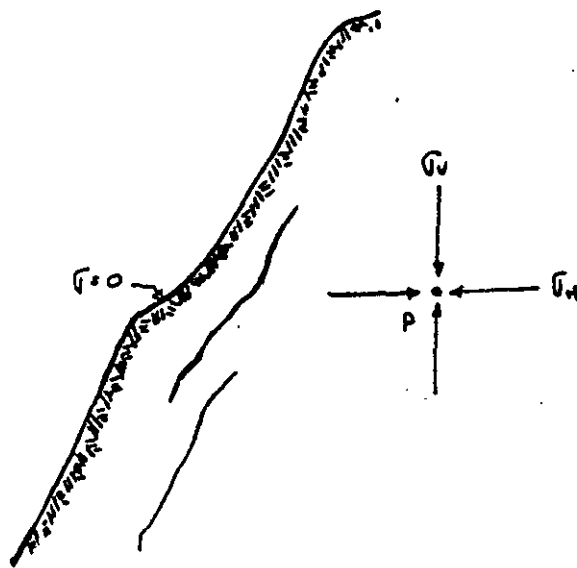
## 2

## 1.2.- Relajación de esfuerzos superficiales en una masa de roca.

En un cañón profundo el estado natural tridimensional de esfuerzos debe encontrarse a una gran profundidad (generalmente a profundidades  $\geq 350$  m.) mientras que en dirección normal a la superficie no hay esfuerzos por lo menos en los primeros 50 m.

Se observa que este paso de estado de esfuerzos tridimensional a bidimensional ocasiona fisuras y fracturas paralelas a la superficie del cañón que se les conoce como "foliación".

Son fracturas por relajación de esfuerzos ocasionadas por la falta de confinamiento o de soporte lateral que dan lugar a fracturas perpendiculares al esfuerzo principal menor. Los cambios de temperatura también producen ese fracturamiento.



Relajación de esfuerzos superficiales

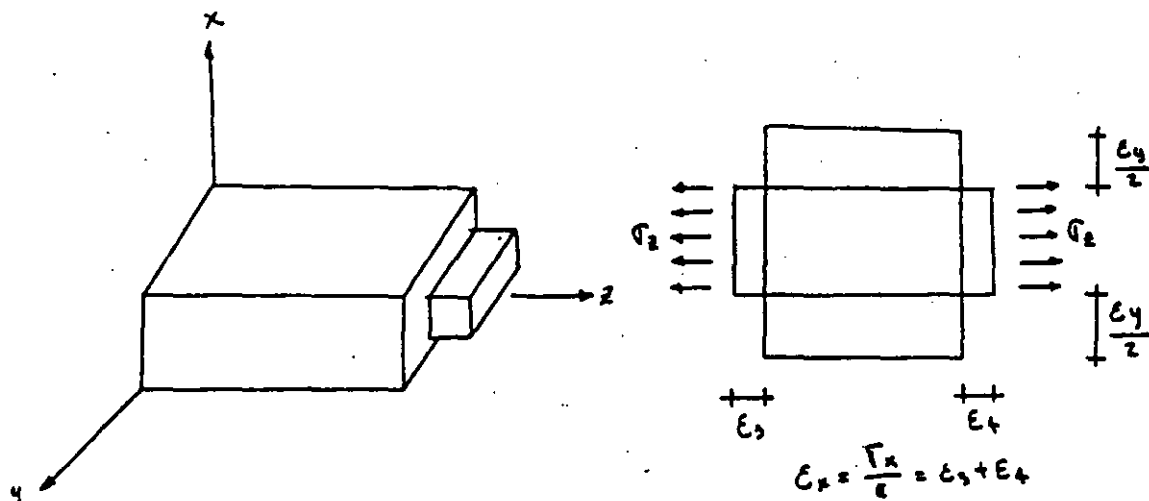
Se deberá poner atención a este fenómeno cuando se apoye la cimentación de una presa en una ladera de estas características en la cual la roca tendría que consolidarse con inyecciones de cemento y anclas postensadas.

### 1.3.- Módulo elástico efectivo y relación de Poisson efectiva en un macizo rocoso.

#### Teoría de Terzaghi

Hemos supuesto que  $k$  es la relación entre los esfuerzos de campo horizontal a vertical;  $k = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$  Terzaghi en 1952 relacionó esta  $k$  con la relación de Poisson como sigue:

#### Ley de Hooke.



La teoría clásica de la elasticidad está restringida a materiales sólidos con las siguientes propiedades elásticas idealizadas:

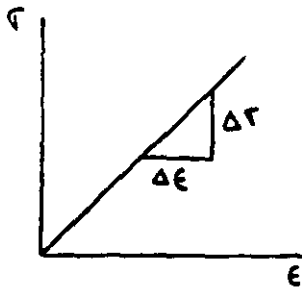
- 1.- Linearidad entre esfuerzos y deformaciones. Ley de Hooke.

Si un cuerpo está sujeto a un esfuerzo, entonces la deformación en la dirección del esfuerzo es directamente proporcional al esfuerzo aplicado.

- 2.- Homogeneidad.- El material de un cuerpo está uniformemente distribuido a través de todo su volumen y las pro-

propiedades elásticas del material son las mismas en todos los puntos del cuerpo.

- 3.- Isotropía.- Las propiedades elásticas del material son las mismas en todas las direcciones.
- 4.- Perfectamente elástico.- Al dejar de actuar las fuerzas deformantes, el tamaño y forma del cuerpo regresan precisamente a su estado original.



$\epsilon = \frac{\sigma}{E}$  ; E=Variación de la deformación con respecto al esfuerzo que actúa en un cuerpo determinado.

E=Módulo de elasticidad.

$\epsilon$ =Deformación unitaria.

$\sigma$ =Esfuerzo principal.

#### 1.4.- Relaciones esfuerzo: deformación.

Suponiendo un paralelepípedo rectangular con sus lados paralelos a los ejes coordenados, actuando sobre él un esfuerzo normal  $\sigma_x$  uniformemente distribuido sobre dos caras opuestas.

La magnitud de la deformación normal  $\epsilon_x$  está dada por

$$\epsilon_x = \frac{\sigma_x}{E}$$

esta extensión del cuerpo es acompañada por una contracción lateral en las direcciones.  $y$  y  $z$

esto es:  $\epsilon_y = -\nu \frac{\sigma_x}{E}$  ; y  $\epsilon_z = -\nu \frac{\sigma_x}{E}$

donde  $\nu$  es una constante conocida como relación de Poisson.

La relación de Poisson para muchos de los materiales varía entre 0.15 y 0.35 y a menudo se supone igual a 0.25.

Si al <sup>a</sup> paralelepípedo rectangular se le sujeta a la acción simultánea de esfuerzos normales  $\sigma_x, \sigma_y$  y  $\sigma_z$  uniformemente distribuidas sobre sus caras, las deformaciones normales por el principio de superposición de causas y efectos son las siguientes:

$$\epsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)]; \quad \epsilon_y = \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)]; \quad \epsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu(\sigma_y + \sigma_x)]$$

### 1.5.- Estado plano de esfuerzos.

Si suponemos que en un plano horizontal los esfuerzos son simétricos,  $\sigma_y = \sigma_z$  y que no hay desplazamientos en una dirección horizontal,  $\epsilon_z = 0$

tenemos:

$$0 = \sigma_z - \nu\sigma_y - \nu\sigma_x$$

$$\text{como } \sigma_y = \sigma_z$$

$$0 = \sigma_y - \nu\sigma_y - \nu\sigma_x$$

$$0 = \sigma_y(1 - \nu) - \nu\sigma_x$$

$$\nu = 0.25 \Rightarrow k = \frac{1}{2}$$

$$\therefore \underline{\sigma_z = \sigma_y = \left(\frac{\nu}{1-\nu}\right)\sigma_x} \quad \text{y} \quad \underline{k = \left(\frac{\nu}{1-\nu}\right)}$$

Para valores de  $\nu$  entre  $\frac{1}{3}$  y  $\frac{1}{2}$ ;  $\sigma_z = \sigma_y = \frac{\sigma_x}{4}$  a  $\frac{\sigma_x}{2}$  o sea  $k=0.25$  a  $0.5$  con  $k=0.3$  como el valor más probable..

para un estado plano de esfuerzos con  $\sigma_y$  y  $\epsilon_z = 0$  tenemos:

$$\epsilon_x = \frac{1}{E} (\sigma_x - \nu\sigma_z) \quad \text{y} \quad \epsilon_z = 0 = \frac{1}{E} (\sigma_z - \nu\sigma_x)$$

Para  $\sigma_z = \nu\sigma_x$  y  $k = \nu$  tendríamos

$$\epsilon_x = \frac{1}{E} (\sigma_x - \nu^2\sigma_x) = \frac{1}{E} \sigma_x (1 - \nu^2) \quad \text{y} \quad \epsilon = \frac{\sigma_x}{E} (1 - \nu^2)$$

## 6

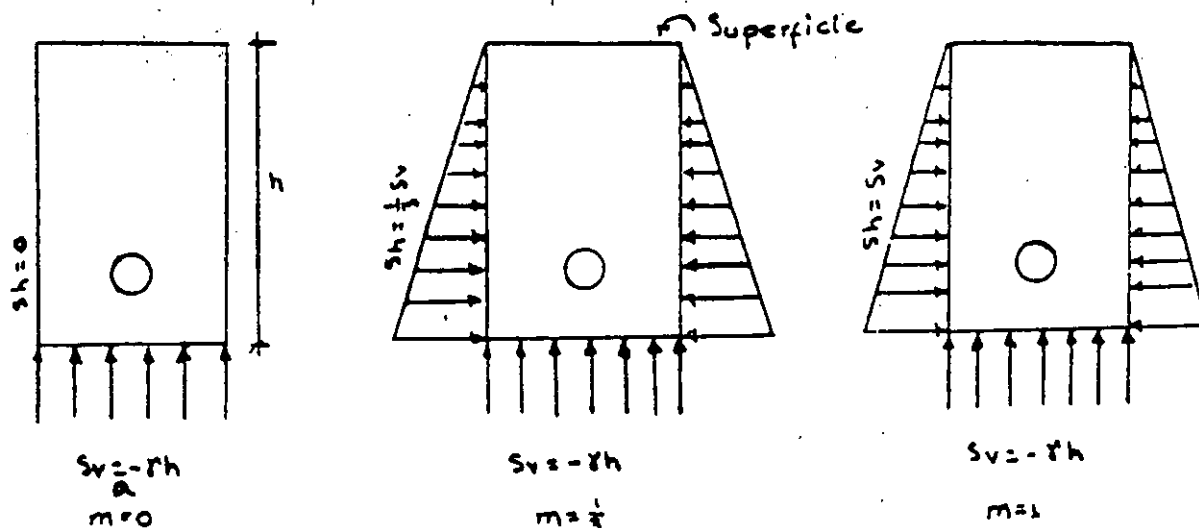
La relación  $\left(\frac{\nu}{1-\nu}\right)$  de Terzaghi con valores usuales de  $\nu$  para la roca entre 0.3 a 0.25 y 0.2 es contradictoria a las mediciones actuales realizadas en galerías profundas. Los resultados de mediciones favorecen la hipótesis de Heim;  $\sigma_y = \sigma_z = \sigma_x$  y  $k=1$  con  $k=1$  se requiere que  $\nu=0.5$  el cual no existen en las mediciones de la roca. Se presenta una paradoja obvia conocida como "paradoja de Terzaghi".

1.6.- Esfuerzos de campo.

Hemos visto que los esfuerzos de campo dependen de las condiciones de confinamiento del material y del comportamiento -- elástico de la roca, así como, de la magnitud de los esfuerzos de la corteza terrestre.

De esta manera, los esfuerzos alrededor de un túnel pueden compararse con los esfuerzos alrededor de un agujero en una placa siempre y cuando se cumpla (1) que la abertura sea larga en comparación con su sección transversal y (2) que la -- distribución de esfuerzos a lo largo de la abertura sea uniforme e independiente de su longitud.

Así el problema de un túnel se reduce a un problema de deformación plana y puede ser resuelto considerando un agujero en una placa ancha sujeta a un estado bidireccional de esfuerzos actuando en el plano de la placa.



Unidireccional

Restricción Lateral

Hidroestático

Suposición de tres estado<sup>3</sup> de esfuerzo de campo.

También deberán considerarse geometrías simples como: círculos, elipses, óvalos o rectángulos con esquinas redondeadas.

Los esfuerzos verticales se considerarán iguales a  $\gamma h$  equivalentes al peso de la cobertura de roca en donde  $\gamma$  = peso volumétrico de la roca y  $h$  = la profundidad vertical del túnel.

Por lo tanto:  $S_v$  = Componente del esfuerzo vertical.

$S_h$  = Componente del esfuerzo de compresión horizontal.

y  $m$  = Constante que depende del estado de esfuerzos de campo.

-El estado de esfuerzos para  $m=0$  puede ocurrir a poca profundidad y/o cerca de superficies verticales libres.

-El estado de esfuerzos representado por  $m=\frac{1}{3}$  puede ocurrir para un amplio intervalo de profundidades.

-El estado de esfuerzos para  $m=1$  puede ocurrir a gran profundidad o en macizos con rocas semiviscosas o plásticas (rocas suaves o blandas).

## 2.- ESFUERZOS EN LA VECINDAD DE EXCAVACIONES SUBTERRANEAS

Los esfuerzos que se generan en la vecindad de excavaciones --- subterráneas, por ejemplo túneles largos profundos son semejantes a los que se producen alrededor de un agujero en una placa infinita. Solamente unas cuantas secciones transversales pueden ser analizadas teóricamente; sin embargo por medio de fotoelasticidad o análisis de esfuerzos, aberturas con cualquier -- forma de sección transversal pueden ser estudiadas.

Considerando una placa infinita de espesor  $t$  con un agujero circular de radio  $a$  con centro en el origen y sujeta a esfuerzos de tensión  $S_x$  y  $S_y$ . Para una distancia larga desde el agujero, las componentes polares de esfuerzos serán aquellas resultantes solamente de la aplicación de esfuerzos:

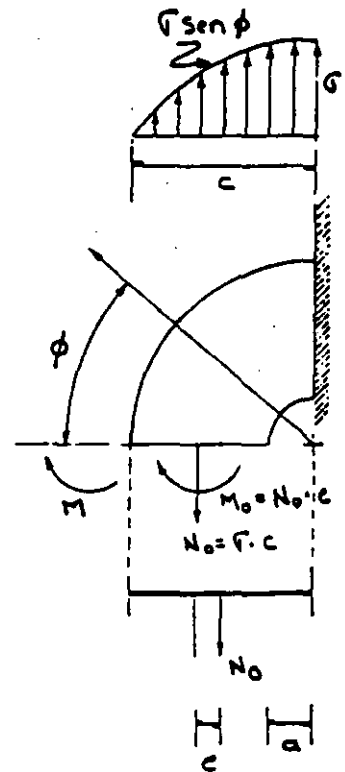
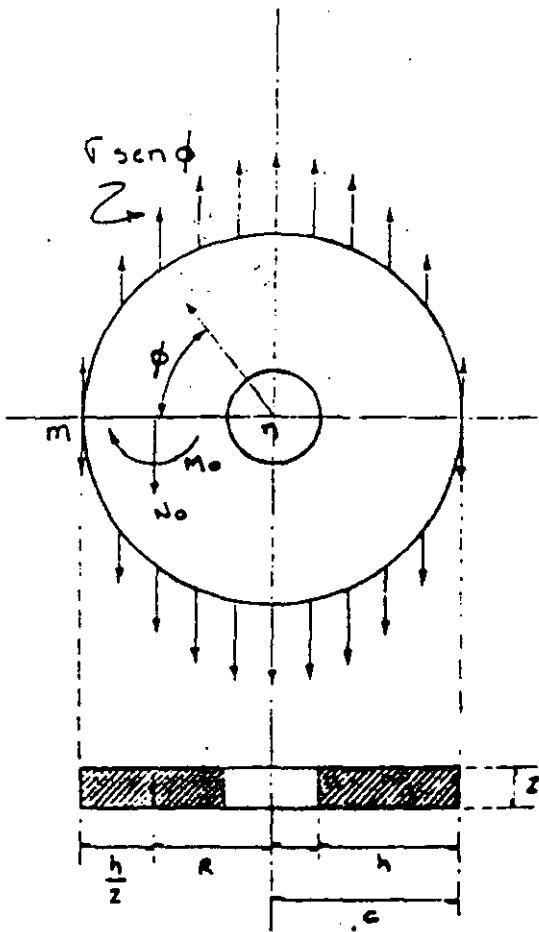
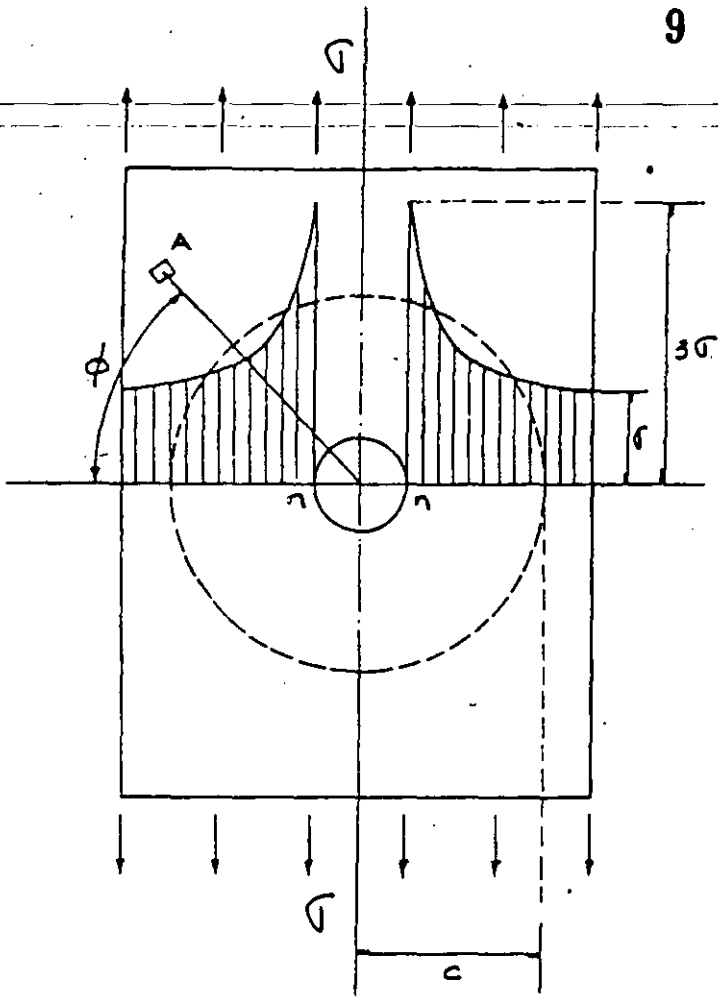
## 2.1.- ESFUERZOS EN UNA PLACA CON UN AGUJERO CIRCULAR

Si en una placa sometida a un esfuerzo de tensión uniforme se practica un agujero circular pequeño (diámetro del agujero 5 veces menor que el ancho de la placa) se produce en los puntos  $n-n$  una gran concentración de esfuerzos. La teoría exacta desarrollada por Kirsh en 1898 muestra que el esfuerzo de tensión en estos puntos es igual a  $3\sigma$ . Se ve también que esta concentración de esfuerzos es muy local y esta limitada a la vecindad del agujero. Si trazamos una circunferencia concéntrica con el agujero y de radio  $c$  relativamente grande, -- puede suponerse que el estado de esfuerzos en esta circunferencia no queda afectado por la presencia del agujero.

Consideramos por tanto un anillo circular separado de la placa por una superficie cilíndrica circular de radio  $c$ . En cada punto de la superficie exterior de este anillo aplicaremos esfuerzos dirigidos verticalmente y de valor  $G \sin \phi$  es decir, -- iguales al esfuerzo correspondiente en el área elemental  $A$  de la placa.

Por lo tanto, los esfuerzos en el interior del anillo serán -- aproximadamente los mismos que en el trazo de la placa limitado por el círculo de radio  $c$ .

De esta manera el problema de la distribución de esfuerzos en las proximidades del agujero queda reducido al de calcular -- esa distribución en un anillo circular de sección rectangular sollicitado por fuerzas verticales conocidas de intensidad distribuidas en forma continua sobre su contorno exterior.

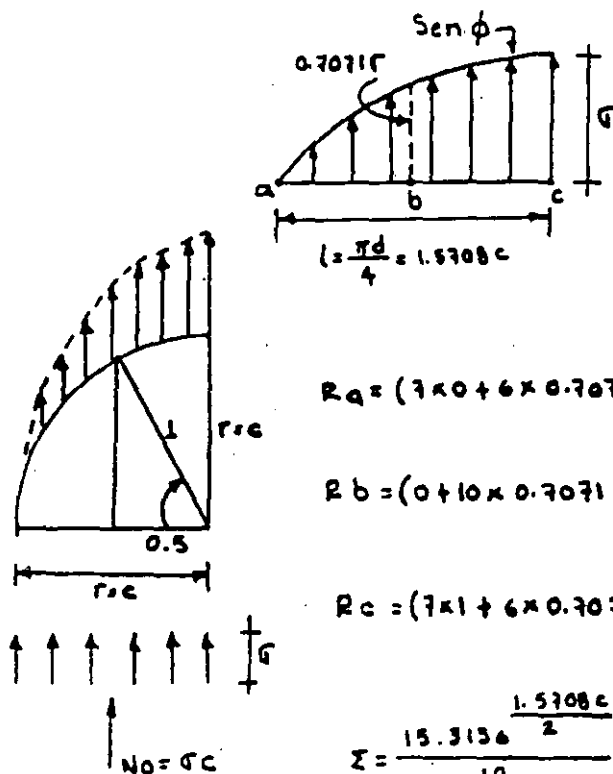




## 10

Este problema puede resolverse considerando un cuadrante de anillo en el cual los esfuerzos ligados a la sección m-n pueden reducirse a una fuerza de tensión longitudinal  $N_0$  aplicada en el centro de gravedad de la sección y a un par flector  $M_0$ .

La fuerza longitudinal de tensión se determina por las condiciones de la estática, y es:  $N_0 = G \cdot c$

Integral Numérica de los esfuerzos

$$R_a = \frac{h}{24} (7a + 6b - c)$$

$$R_b = \frac{h}{12} (a + 10b + c)$$

$$R_c = \frac{h}{24} (7c + 6b - a)$$

$$R_a = (7 \times 0 + 6 \times 0.7071 - 1) \frac{h}{24} = 1.6213 \frac{h}{12} \times G$$

$$R_b = (0 + 10 \times 0.7071 + 1) \frac{h}{12} = 8.0710 \frac{h}{12} \times G$$

$$R_c = (7 \times 1 + 6 \times 0.7071 - 0) \frac{h}{24} = 5.6213 \frac{h}{12} \times G$$

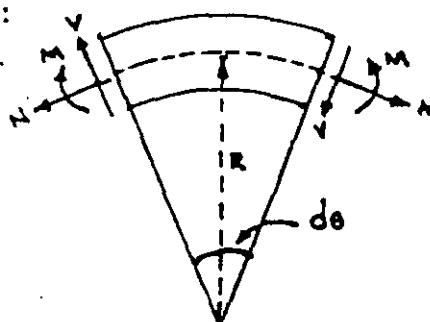
$$15.3136 \frac{h}{12} \times G$$

$$\Sigma = \frac{15.3136}{12} G \quad \therefore \Sigma = G \cdot c = N_0$$

El momento  $M_0$  es estáticamente indeterminado (porque no conocemos  $c$ ) y se puede calcular por el teorema del trabajo mínimo -- utilizando la expresión de la energía de la deformación total -- de barras curvas para anillos gruesos, como sigue:

$$U = \int_0^s \left( \frac{M^2}{2AER} + \frac{N^2}{2AE} - \frac{MN}{AER} + \frac{\alpha V^2}{2AG} \right) ds$$

Anillo grueso:



En esta expresión la fuerza longitudinal y el momento - flector para la sección general del anillo caracterizada por el ángulo  $\phi$  son:

$$N = \sigma c \cos^2 \phi \quad y$$

$$M = M_0 + f_c (1 - \cos \phi) \left[ \frac{e}{2} (1 - \cos \phi) + \frac{h}{2} \cos \phi \right] -$$

$$\underbrace{\sigma c \left( c - \frac{h}{2} \right)}_R (1 - \cos \phi)$$

donde  $h$  es la altura de la sección rectangular

La ecuación para el cálculo de  $M_0$  es:

$$\frac{du}{dM_0} = \int_0^{\pi/2} \frac{M d\phi}{AEc} - \int_0^{\pi/2} \frac{NR d\phi}{AE} = 0$$

donde:  $ds = R d\phi$

Después de integrar se tiene:

$$M_0 = \frac{2\sigma c^2}{\pi} \left[ 1 - \frac{3}{8}\pi - \frac{h}{2c} \left( 1 - \frac{1}{4}\pi \right) + \frac{e\pi}{4c} + \frac{R}{2c} (\pi - 2) \right]$$

en donde  $R$  = radio de la línea media y  $e$  la distancia a la línea neutra desde el Centro de Gravedad de la sección.

El esfuerzo en el punto  $n$  de la sección  $m-n$  del anillo consta de dos partes: 1° el esfuerzo de tensión producido por la fuerza longitudinal  $N_0$  e igual a:

$$\sigma_1 = \frac{N_0}{k} = \frac{\sigma c}{k} \quad (d)$$

## 12

y 2° el esfuerzo en el punto de flexión producido por  $M_0$  cuyo valor es:

$$\sigma_2 = \frac{M_0 h_1}{A e a} = \frac{M_0 \left(\frac{h}{2} - e\right)}{A e a} = \frac{M_0}{2 e a} \left(1 - \frac{2e}{h}\right) \quad (e)$$

en donde  $a$  = radio del agujero.

La distancia  $e$  se calcula por la ecuación para diversos valores de la relación  $\frac{c}{a}$  y después  $\sigma_1$  y  $\sigma_2$  se determinan por las ecuaciones (d) y (e). El esfuerzo máximo es:  $\sigma_{\max} = \sigma_1 + \sigma_2$

La distancia  $e$  se calcula por la ecuación 
$$r = \frac{h}{\log_n \frac{c}{a}}$$

Resultados:

c/a	3	4	5	6	8	10
$\frac{2e}{h}$	0.1796	0.2238	0.2574	0.2838	0.3239	0.3536
$\frac{\sigma_1}{\sigma}$	1.50	1.33	1.25	1.20	1.14	1.11
$\frac{\sigma_2}{\sigma}$	2.33	1.93	1.83	1.83	1.95	2.19
$\frac{\sigma_{\max}}{\sigma}$	3.83	3.26	3.08	3.03	3.09	3.30

Comparando los números de la última línea de la tabla anterior con la solución exacta para un agujero pequeño  $\sigma_{\max} = 3\sigma$ ; se vé que para  $5 < \frac{c}{a} < 8$ , los resultados del cálculo aproximadamente están de completo acuerdo con la solución exacta. --- Cuando  $\frac{c}{a} < 5$  el agujero no puede considerarse muy pequeño, -- por lo que tiene una influencia apreciable en la distribución de esfuerzos sobre la circunferencia de radio  $c$  y la hipóte-- sis establecida sobre la sollicitación en el borde exterior -- del anillo no es suficientemente exacta. La discrepancia con la teoría exacta para  $\frac{c}{a} > 8$  se debe a la exactitud insuficiente de la teoría elemental de piezas curvas cuando el radio interior es muy pequeño comparado con el exterior.

Para un punto cualquiera de la sección m-n a una distancia  $r$  del centro del agujero, el esfuerzo normal es:

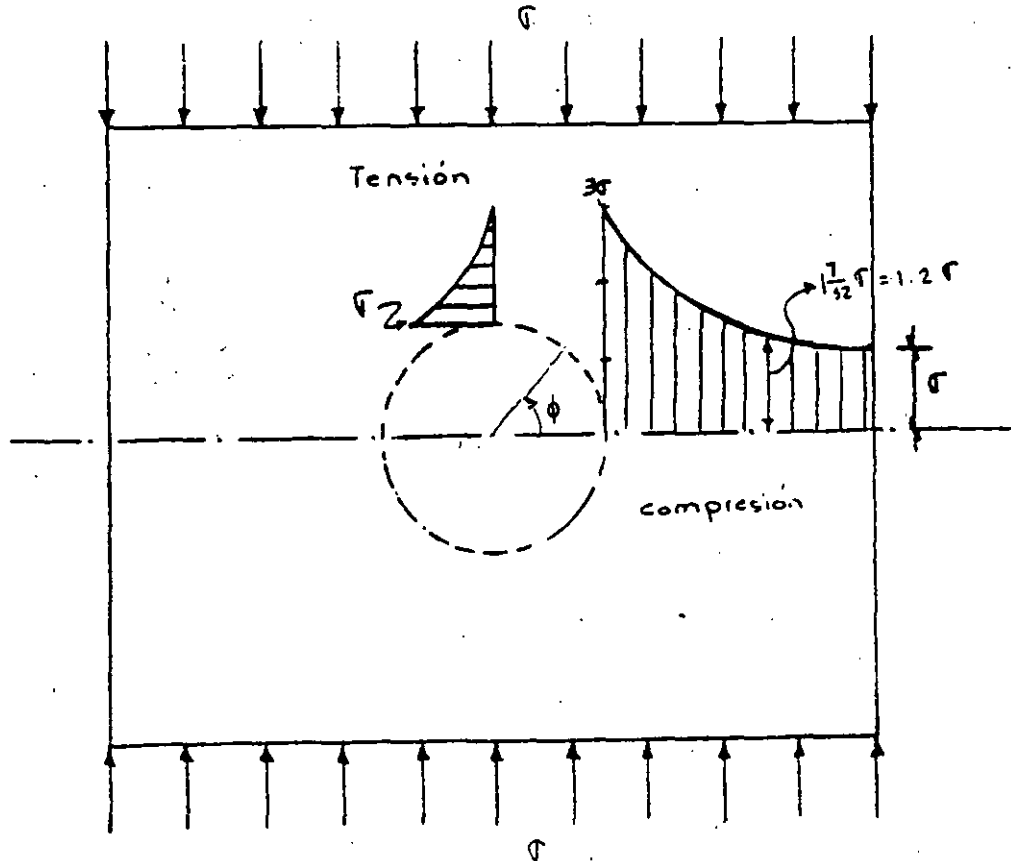
$$\sigma_{\max} = \frac{\sigma}{2} \left( 2 + \frac{a^2}{r^2} + 3 \frac{a^4}{r^4} \right)$$

donde  $\sigma$  es el esfuerzo de tensión uniforme aplicado en los extremos de la placa.

Esta distribución de esfuerzos se presenta en la figura de abajo y se ve que la concentración de esfuerzos esta muy concentrada en los puntos n. El esfuerzo disminuye rápidamente a medida que  $r$  aumenta, y para un punto situado a una distancia del borde del agujero igual al radio del mismo, es decir,  $r=2a$  se tiene un esfuerzo normal  $\sigma_{\theta} = 1.75\sigma$

También disminuye rápidamente el esfuerzo al crecer  $\phi$  y para  $\phi = \frac{\pi}{2}$  el esfuerzo normal en el borde del agujero es de compresión e igual a  $\sigma$  o sea  $\sigma_{\theta} = \sigma$

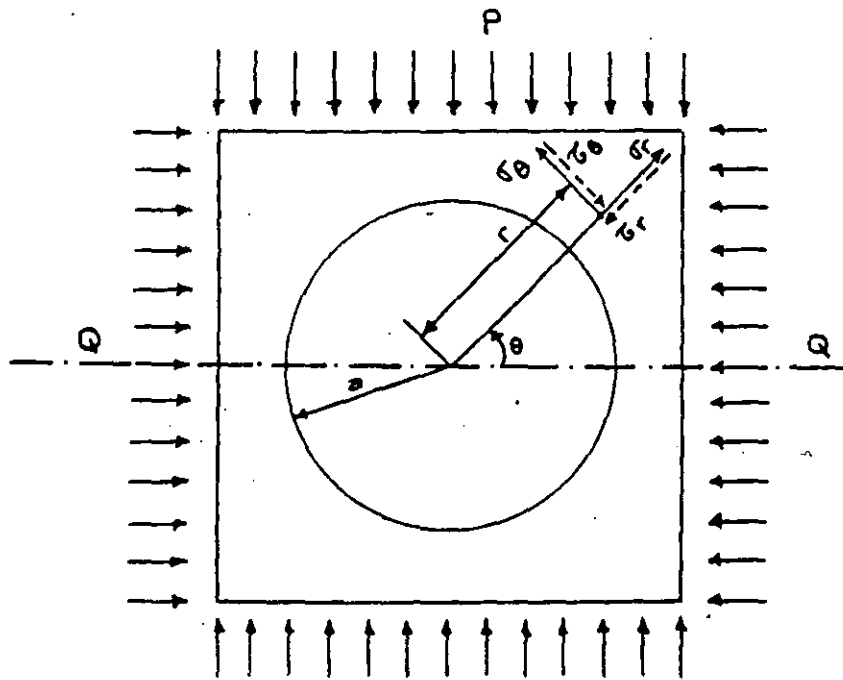
Si los esfuerzos externos fueran de compresión tendríamos un esfuerzo tangencial de tensión  $\sigma_{\phi}$  para  $\phi = \frac{\pi}{2}$  y un esfuerzo de compresión  $\sigma_{\phi} = \sigma$  para los puntos n.



## 14

Considerando una placa con una perforación en el centro que se supone de material homogéneo, elástico e isótropo, Kirsh determinó los esfuerzos normales, tangenciales y - cortantes en cualquier punto de la placa.

Se supone que las fuerzas externas P y Q corresponden -- con las transmitidas por la cobertura de roca.



Esfuerzo radial:

$$\sigma_r = \frac{P+Q}{2} \left(1 - \frac{a^2}{r^2}\right) + \frac{Q-P}{2} \left(1 - \frac{4a^2}{r^2} + \frac{3a^4}{r^4}\right) \cos 2\theta$$

Esfuerzo tangencial:

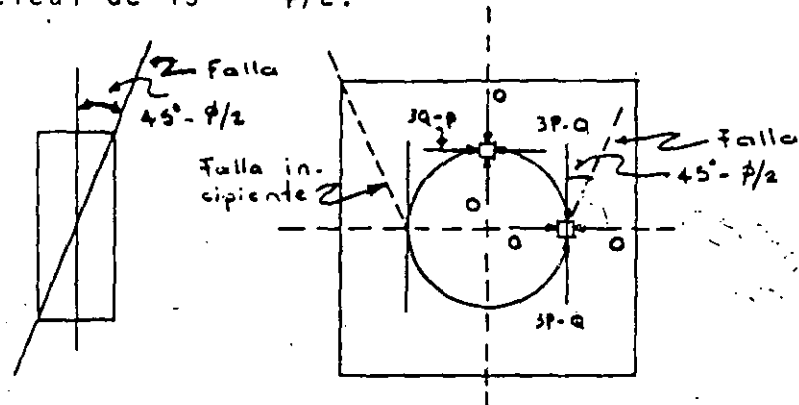
$$\sigma_\theta = \frac{P+Q}{2} \left(1 + \frac{a^2}{r^2}\right) - \frac{Q-P}{2} \left(1 + \frac{3a^4}{r^4}\right) \cos 2\theta$$

Esfuerzo cortante:

$$\tau_{r\theta} = -\frac{Q-P}{2} \left(1 - \frac{2a^2}{r^2} - \frac{3a^4}{r^4}\right) \sin 2\theta$$

Se observa que los esfuerzos en la placa no dependen de - E y nu

Para el caso  $r=a$ ,  $\theta=0^\circ$  y  $P > Q$  y tomamos un elemento de roca, el confinamiento horizontal es cero, de manera que si  $(3p-Q) > R_c$  (Resistencia en compresión simple de la roca), entonces se presentarán fracturas con un ángulo de inclinación respecto a la vertical de  $45^\circ - \phi/2$ .



Para el caso  $r=a$ ,  $\theta=90^\circ$  y  $P > Q$  y tomamos un elemento cuyo confinamiento vertical es cero, de manera que  $(3Q-P)$  es negativo se tendrán esfuerzos de tensión en la clave y la roca puede fallar por tensión en caso de que ese esfuerzo de tensión resultara mayor que la resistencia a tensión de la roca.

#### Resumiendo:

Si  $(3P-Q) > R_c$  } Es la 1ª condición para que se presenten fracturas por compresión en el diámetro horizontal del túnel y fracturas de tensión en la bóveda del túnel.

Si  $P > \frac{R_c+Q}{3}$  } Es la 2ª condición para que exista tensión en la clave del túnel.

o sea que  $P > \frac{R_c+Q}{3} > 3Q$        $\therefore R_c > 8Q$

Si  $R_c > 8Q$  significa que no se tendrán problemas de falla de la roca ni por compresión ni por tensión.

16

Para una distribución de presiones externas de tipo hidrostático, o sea  $P=Q$ ; la cual se presenta en túneles con gran cobertura, estudiados por Heim, Suiza 1878, los esfuerzos normales y tangenciales pueden determinarse utilizando las expresiones de Lamé para conductos de pared gruesa sujetos a presión externa  $P$ .

$$\sigma_r = P \left( 1 - \frac{a^2}{r^2} \right)$$

Formulas de Lamé.

$$\sigma_\theta = P \left( 1 + \frac{a^2}{r^2} \right)$$

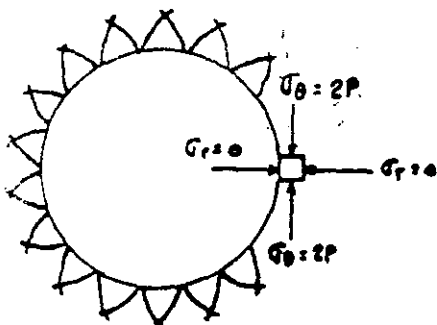
$$\tau_{\theta r} = 0$$

Para  $a=r$ :  $\sigma_\theta = 2P$  y  $\sigma_r = 0$ ; en toda la periferia del túnel.

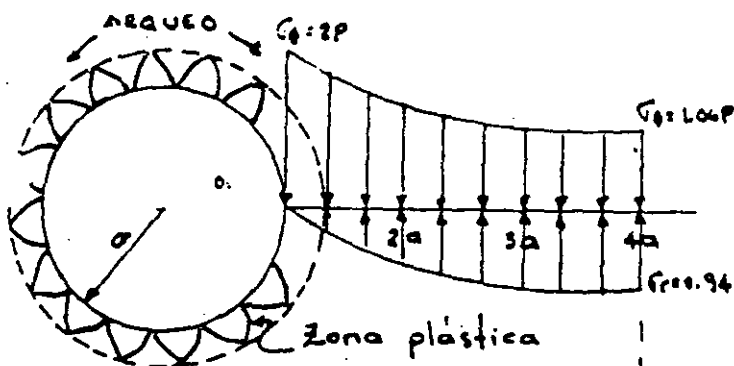
Para  $r=4a$ :  $\sigma_\theta = P \left( 1 + \frac{a^2}{16a^2} \right) = 1.06P$  y

$$\sigma_r = P \left( 1 - \frac{a^2}{16a^2} \right) = 0.94P$$

De acuerdo con esta hipótesis la distribución de esfuerzos en el túnel será:



2 familias de fallas que delimitan los bloques fallados; cuando  $2P > R_c$  se presenta el fenómeno de roca explosiva ya que el bloque queda suelto y es expulsado (rock-burst). La explosión de estos bloques libera mucha energía.

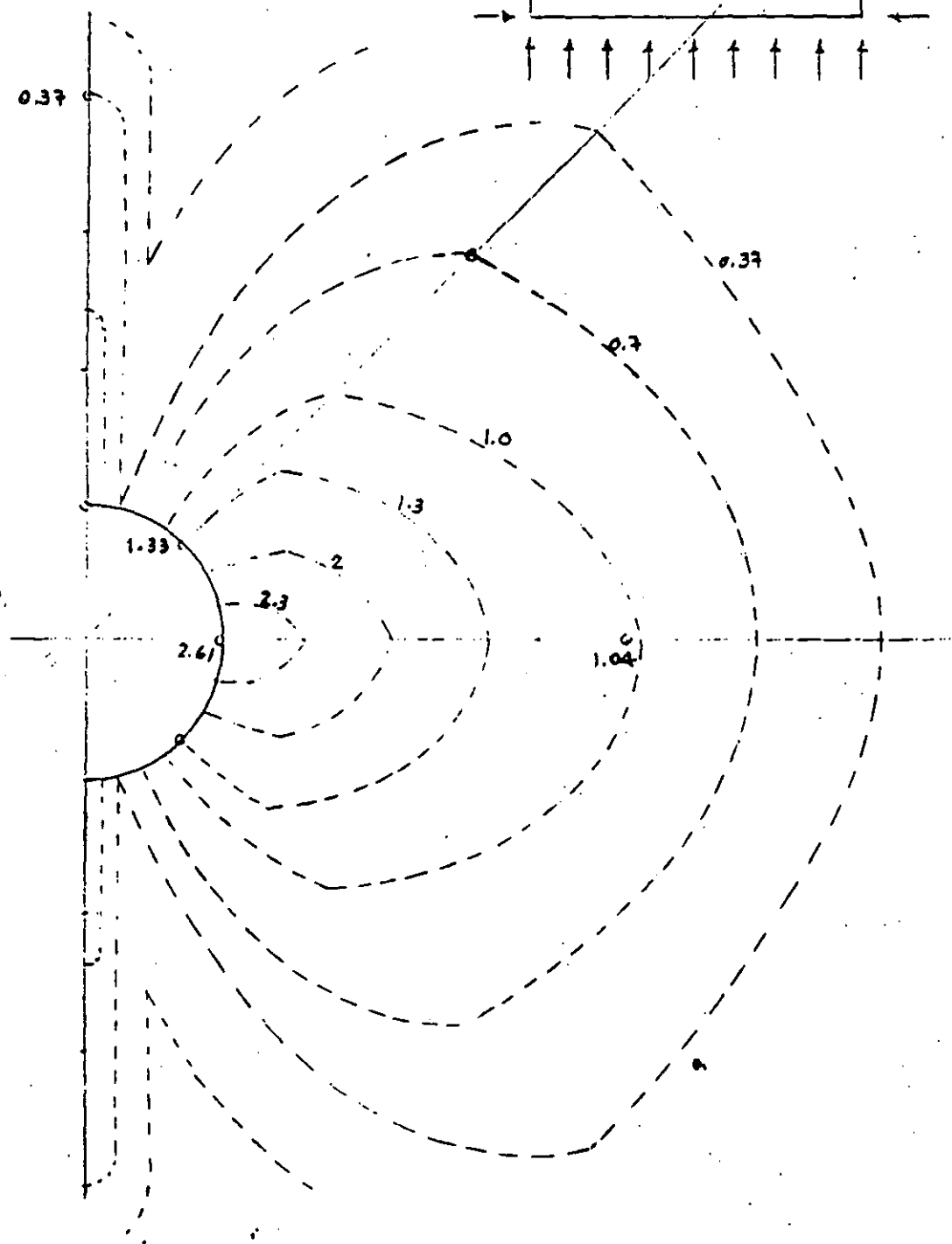
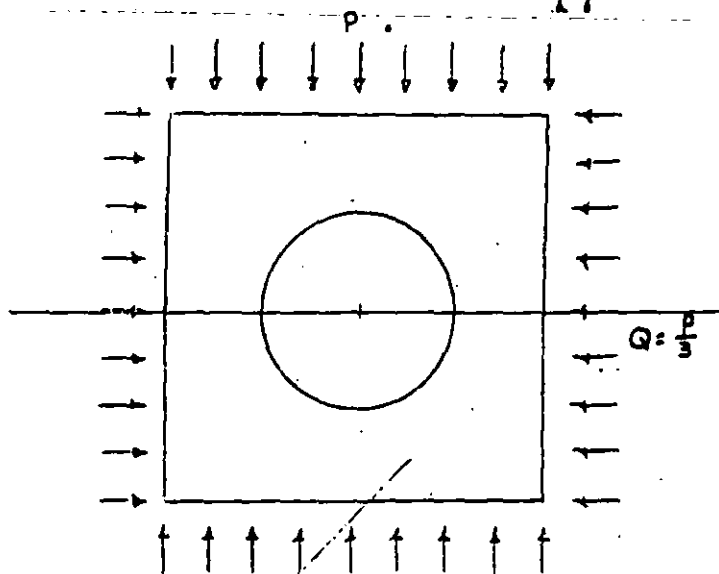


El comportamiento de la roca es elástico si  $2P < R_c$ , pero si el material se fractura el comportamiento de la roca en la periferia del túnel es plástico, formándose un anillo de material fracturado de propiedades mecánicas muy bajas, de manera que los esfuerzos se "arquean" o "puentean" librando la zona fracturada apoyándose en la roca más lejana del túnel.

Variación del esfuerzo tangencial para el caso  $Q = \frac{P}{3}$

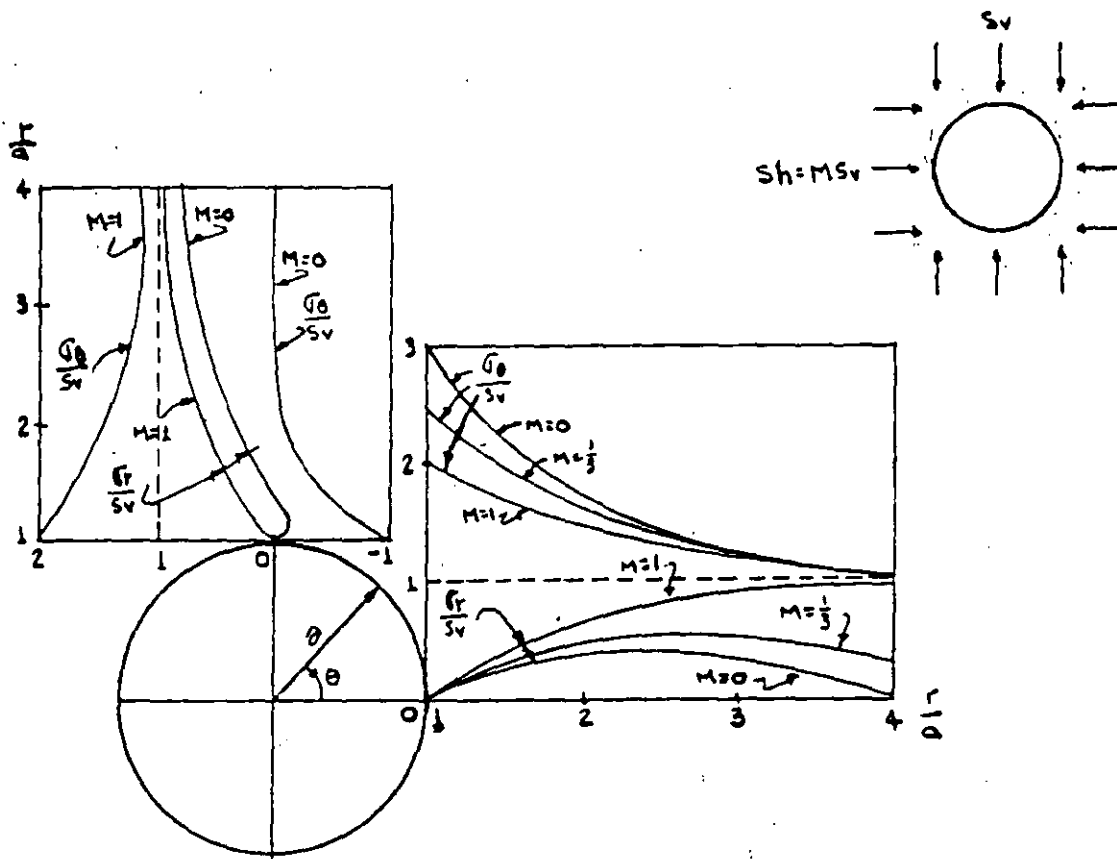
17

- Para:  $\theta = 0^\circ$  y  $r = a$  ;  $\tau_\theta = 2.67 P$
- $\theta = 0^\circ$  y  $r = 4a$  ;  $\tau_\theta = 1.04 P$
- $\theta = 90^\circ$  y  $r = a$  ;  $\tau_\theta = 0$
- $\theta = 90^\circ$  y  $r = 4a$  ;  $\tau_\theta = 0.37 P$
- $\theta = 45^\circ$  y  $r = a$  ;  $\tau_\theta = 1.33 P$
- $\theta = 45^\circ$  y  $r = 4a$  ;  $\tau_\theta = 0.71 P$



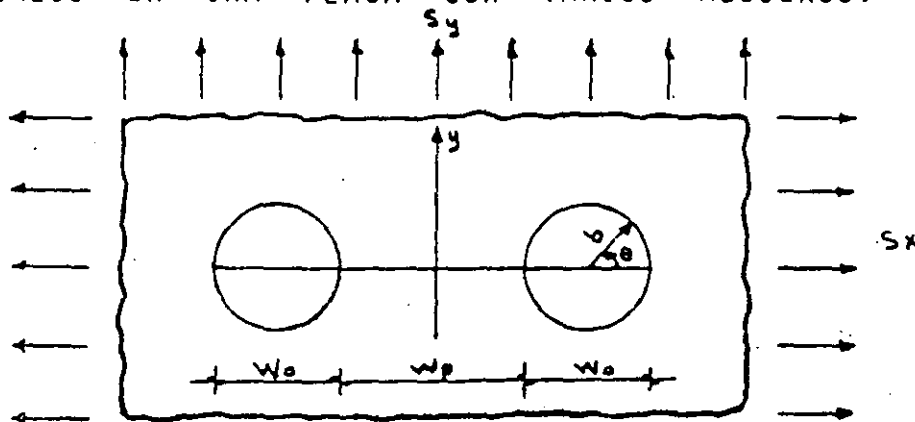


CONCENTRACION DE ESFUERZOS EN UN AGUJERO CIRCULAR  
 PARA UN ESTADO BIAxIAL DE ESFUERZOS DE CAMPO



Las concentraciones de esfuerzos con signo positivo significa que son del mismo signo que los esfuerzos exteriores aplicados. Cuando las concentraciones de esfuerzos tienen signo negativo significa que son de signo contrario a los esfuerzos exteriores aplicados.

ESFUERZOS EN UNA PLACA CON VARIOS AGUJEROS.



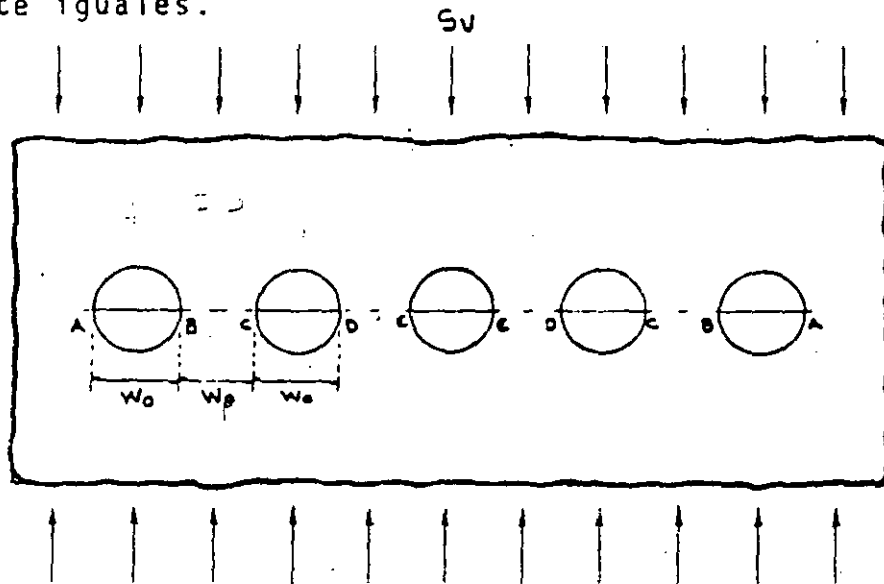
Caso:	$S_x = S_y$		$S_y \neq 0 ; S_x = 0$		$S_y = 0 ; S_x \neq 0$
Esfuerzo	$\frac{\sigma_\theta}{S_y}$		$\frac{\sigma_\theta}{S_y}$		$\frac{\sigma_\theta}{S_y}$
$\frac{W_p}{W_o}$	$\theta = 0^\circ$	$\theta = \pi$	$\theta = 0^\circ$	$\theta = \pi$	$\theta = \pm \frac{\pi}{2}$
0	2.894	0.000	3.859	0.000	2.569
0.5	2.255	2.887	3.151	3.264	2.623
1.0	2.158	2.411	3.066	3.020	2.703
2.0	2.080	2.155	3.020	2.992	2.825
4.0	2.033	2.049	3.004	2.997	2.927
7.0	2.014	2.018	3.001	2.999	2.970
10.0	2.000	2.000	3.000	3.000	3.000

La concentración de esfuerzos para el caso de dos agujeros alineados es considerablemente menor que el resultante de un número infinito de agujeros alineados.

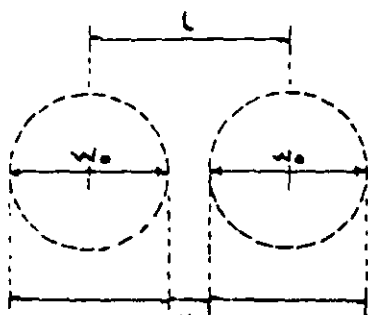
Los esfuerzos en el pilar aumentan a infinito cuando el ancho del pilar disminuye. Por lo tanto, relaciones  $W_p / W_o$  pequeñas deberán evitarse en excavaciones subterráneas. (Resultados de Ling Chih-Bing "On the stresses in a plate containing two circular holes" Journal Applied Physics, January 1948.

ESFUERZOS EN UNA PLACA CON CINCO AGUJEROS

La distribución de esfuerzos en la periferie de 5 agujeros circulares con igual espaciamiento fue estudiado por Duvall para varias relaciones  $W_0/W_p$ . Las máximas concentraciones de esfuerzos ocurren para los puntos A, B, C, D y E. Obsérvese que las concentraciones de esfuerzos en D y E son prácticamente iguales.



$\frac{W_0}{W_p}$	A	B	C	D	E
1.07	3.29	3.29	3.29	3.29	3.29
2.21	3.63	3.72	3.99	4.03	4.03
2.96	3.53	4.08	4.22	4.39	4.39
4.35	3.96	5.12	5.22	5.28	5.28

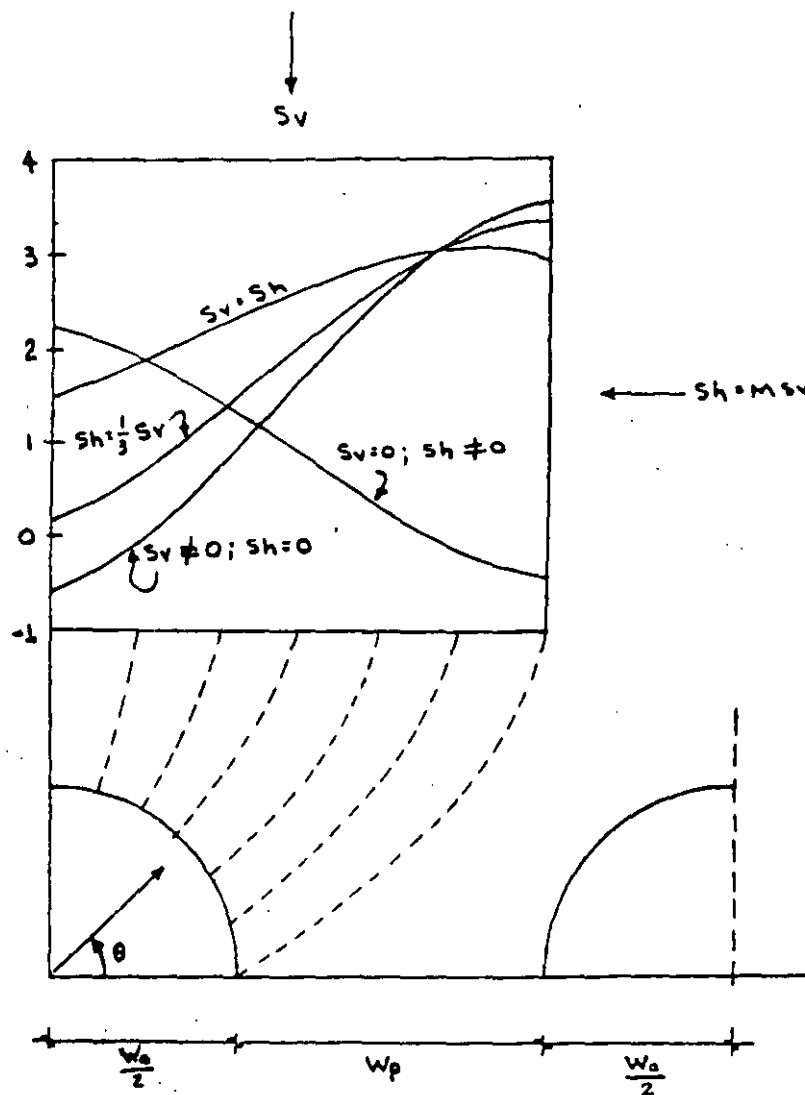


Si  $W_p = \frac{W_0}{4}$   $L = W_0 + \frac{W_0}{4} = \frac{5}{4} W_0$   
 La relación de áreas  $\frac{L}{W_p} = \frac{L}{\frac{W_0}{4}} = \frac{\frac{5}{4} W_0}{\frac{W_0}{4}} = \frac{20}{4} = 5$

Por lo tanto el esfuerzo en  $W_p$  es por lo menos 5 veces mayor que  $S_v$ .

## CONCENTRACION DE ESFUERZOS EN DOS AGUJEROS CIRCULARES

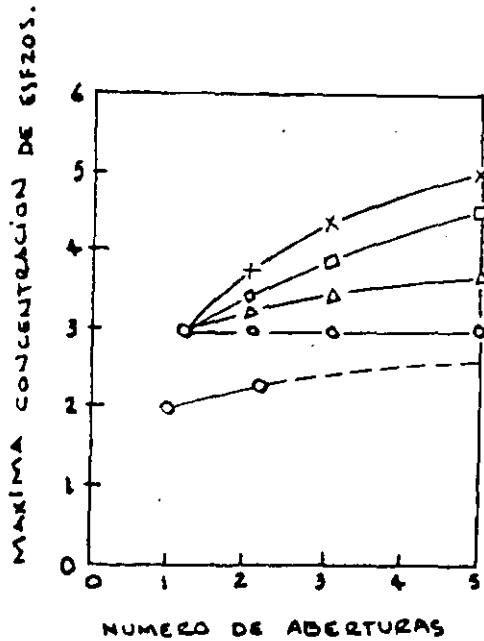
$$W_o/W_p = 1$$



Para cada uno de los esfuerzos de campo analizados, la concentración de esfuerzos de compresión crítica para  $\theta=0^\circ$  es mayor para el caso de varios agujeros que para un solo agujero, la mayor diferencia ocurre para esfuerzos de campo de tipo hidrostático ( $S_h = S_v$ ).

Una concentración crítica de esfuerzos de tensión ocurre solamente para  $\theta=90^\circ$  para el caso de esfuerzos de campo uniaxial ( $S_x=0$  y  $S_y \neq 0$ ).

CONCENTRACIONES MAXIMAS DE ESFUERZOS PARA VARIAS -  
RELACIONES ANCHO DE ABERTURA A ANCHO DE PILAR RELA  
CIONADAS TAMBIEN CON EL NUMERO DE ABERTURAS.



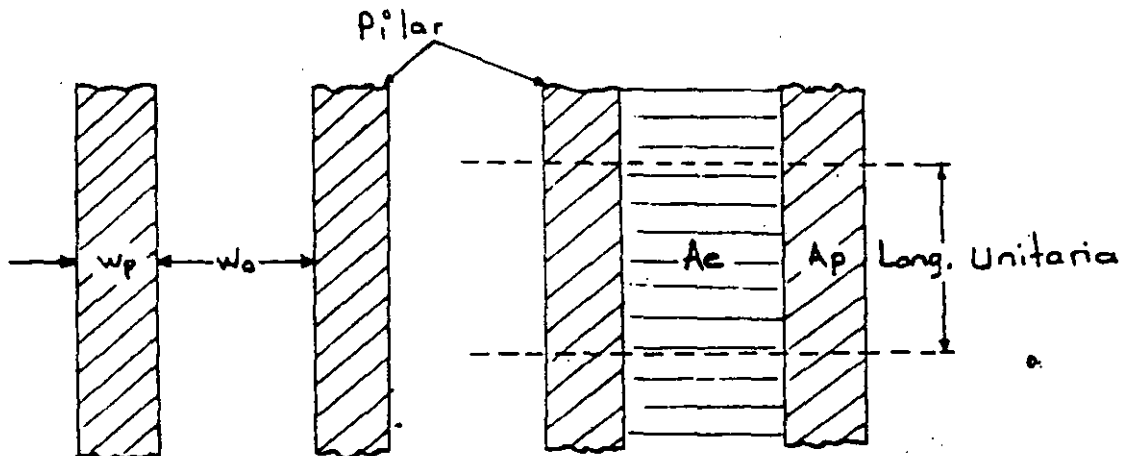
LEYENDA

$\frac{w_0}{w_p}$	SIMBOLO
1	O
2	Δ
3	□
5	X

Obsérvese que cuando el número de aberturas tiende a infinito el valor de la máxima concentración de esfuerzos es solo 15% mayor que para el caso de presión hidrostática ( $S_v = S_h$ ).

#### DISEÑO DE PILARES

Cuando la longitud de los pilares es grande comparada contra el ancho de la abertura entre los mismos, se considera entonces un estado de esfuerzos de campo bidimensional.



## 23

Para un número infinito de pilares con ancho  $W_p$  separados por aberturas con ancho  $W_o$ , el "esfuerzo promedio en el pilar"  $\bar{S}_p$ , se obtiene suponiendo que un pilar soporta uniformemente sobre su plano medio el peso de la roca existentes sobre el pilar mas la mitad de la abertura de cada lado del pilar.

$$\bar{S}_p = \frac{W_p + W_o}{W_p} S_v$$

o sea:  $\bar{S}_p \cdot A_p = S_v (A_e + A_p) \therefore \bar{S}_p = S_v \frac{A_t}{A_p}$

en donde:  $\bar{S}_p$  = esfuerzo promedio en el pilar

$A_e$  = área excavada

$A_p$  = área del pilar

$A_t = A_e + A_p$  = área total

Esto significa que el esfuerzo promedio en un pilar para un sistema de aberturas puede obtenerse a partir del área del pilar y el área total -- dentro de los límites minables.

Para un sistema de aberturas paralelas separadas por  $N$  pilares donde el ancho de la abertura es  $W_o$ , el ancho del pilar es  $W_p$  y la longitud de las aberturas y pilares es  $L_p$ , el área excavada esta dada por:

$$A_e = L_p \cdot W_o \cdot N$$

y el área del pilar esta dada por:  $A_p = L_p \cdot W_p \cdot N$  de donde el esfuerzo promedio en el pilar es:

$$S_p = S_v \frac{W_p + W_o}{W_p} = \frac{A_t}{A_p} S_v$$

La relación de extracción  $R_a$  se define como la relación entre el área -- excavada y el área total:

$$R_a = \frac{A_e}{A_t} = \frac{A_t - A_p}{A_t} = 1 - \frac{A_p}{A_t} ; \frac{A_t}{A_p} = \frac{1}{1 - R_a}$$

24

El esfuerzo promedio en los pilares puede determinarse a partir de la relación de extracción Ra; desde  $\bar{S}_D = S_v \frac{A_t}{A_0}$ .

$$S_p = S_v \left( \frac{1}{1 - R_a} \right) \dots\dots\dots(a)$$

O bien:

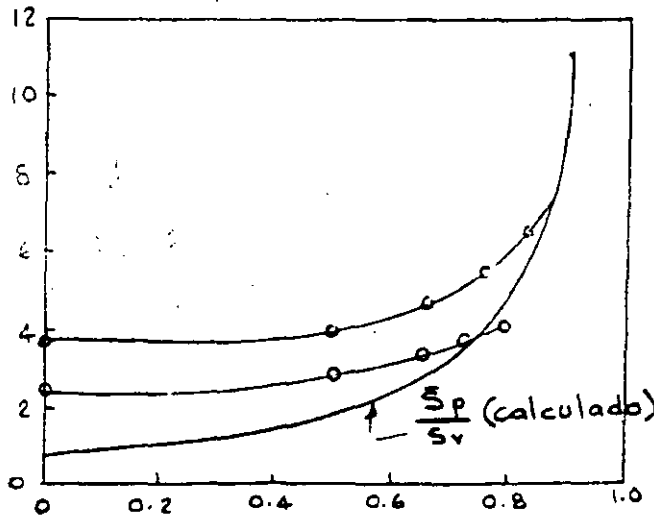
$$R_a = 1 - \frac{S_v}{S_p} \dots\dots\dots(b)$$

Para relaciones de extracción mayores de 75% el esfuerzo promedio en el pilar y la máxima concentración de esfuerzos son iguales, de aquí que la ecuación (b) puede ser reescrita como una ecuación de diseño para pilares sustituyendo  $\frac{S_p}{S_v}$  por  $\frac{C_p}{F_s \cdot S_v}$ ; donde  $\frac{C_p}{F_s}$  es la carga de seguridad del pilar.

esto es:  $R_a = 1 - \frac{S_v}{C_p} \times F_s$

Si la relación de extracción es menor de 75% el esfuerzo promedio y la máxima concentración de esfuerzos en el pilar  $\frac{S_p}{S_v}$  puede ser sustituida en (a) por:  $\frac{f_0 \text{ máx}}{S_v}$  y  $\frac{f_0 \text{ máx}}{S_v}$  deberá sustituirse por  $\frac{C_p}{S_v} \times F_s$  para dar la ecuación (b).

El valor de  $\frac{f_0 \text{ máx}}{S_v}$  para cualquier relación de extracción puede obtenerse de la gráfica siguiente:



● Cinco óvalos  $\frac{H_0}{W_0} = 0.5$

○ Cinco círculos

Relación de extracción Ra.

Ra	W <sub>0</sub> /W <sub>p</sub>	W <sub>p</sub> /W <sub>0</sub>
0.3	W <sub>0</sub> =W <sub>0</sub>	W <sub>p</sub> =W <sub>0</sub>
0.5	W <sub>0</sub> =2W <sub>p</sub>	W <sub>p</sub> = $\frac{1}{2}$ W <sub>0</sub>
0.67	W <sub>0</sub> =4W <sub>p</sub>	W <sub>p</sub> = $\frac{1}{4}$ W <sub>0</sub>
0.71	W <sub>0</sub> =5W <sub>p</sub>	W <sub>p</sub> = $\frac{1}{5}$ W <sub>0</sub>

## RESISTENCIA EN COMPRESION DE PILARES

La resistencia en compresión de pilares se determina a partir de la resistencia en compresión simple de especímenes de laboratorio corrigiéndose por esbeltez.

Se utiliza para ello la siguiente expresión que es válida para relaciones de esbeltez  $(\frac{h}{d})$  desde 0.25 a 4.0 :

$$C_s = C_1 [0.778 + 0.222 (\frac{d}{h})] \text{-----} (b)$$

en donde:  $C_1$  = Resistencia en compresión simple para especímenes con  $\frac{d}{h} = 1$ .

$C_s$  = Resistencia en compresión simple de especímenes con  $\frac{d}{h} \neq 1$

$d$  = Diámetro del espécimen

$h$  = Altura del espécimen

La resistencia en compresión de un pilar en roca masiva elástica puede calcularse con la misma expresión substituyendo  $d$  y  $h$  por  $H_p$  y  $W_p$ :

$$C_p = C_1 [0.778 + 0.222 (\frac{W_p}{H_p})] \text{-----} (b)$$

en donde  $W_p$  = Ancho del pilar

$H_p$  = Altura del pilar

El resultado así obtenido deberá estar del lado conservador tomando en cuenta los siguientes aspectos.

- 1.- La resistencia en compresión de un espécimen de sección transversal  $W \times L$  y  $W \times L$  como la del pilar es mayor que la de un espécimen de sección circular con diámetro  $W$ .



- 2.- Si las superficies del pilar son cóncavas en caso de que estén formados por aberturas circulares, la resistencia del pilar pudiera ser algo mayor que la resistencia de pilares con paredes rectas.
- 3.- El extremo empotrado de un pilar formado en roca continua pudiera ser mayor que las restricciones laterales que se tienen en una prueba normal de compresión simple.
- 4.- La ecuación (b) no da un aumento tan grande en la resistencia del pilar para diferentes relaciones de  $W_p/H_p$  como las dadas por otras fórmulas P.ej. si  $C_p = C_c \left(\frac{W_p}{H_p}\right)^{\frac{1}{2}}$  -- donde  $C_c$  es igual a la resistencia en compresión de un espécimen cúbico; para un pilar con relación  $W_p/H_p = 4$ . el incremento en la resistencia para un pilar cúbico pudiera ser el doble mientras que con la expresión (b) resulta de 1.66 veces.

#### NOTAS

- (1) Habrá que tomar en cuenta para considerar el "ancho efectivo de un pilar" el efecto del fracturamiento producido por los explosivos. Se ha observado y medido que la roca fracturada alcanza hasta 1 m. desde la superficie del pilar.

En el caso de explotación de minerales conviene utilizar voladuras de precorte para preservar la sanidad de la roca y el costo adicional de la voladura por aumento de barrenación y explosivos se compensa con un aumento de explotación de mineral.

En la explotación de minerales usualmente las metas se encaminan a una obtención de mineral tan alta como sea posible y que sea compatible con la seguridad.

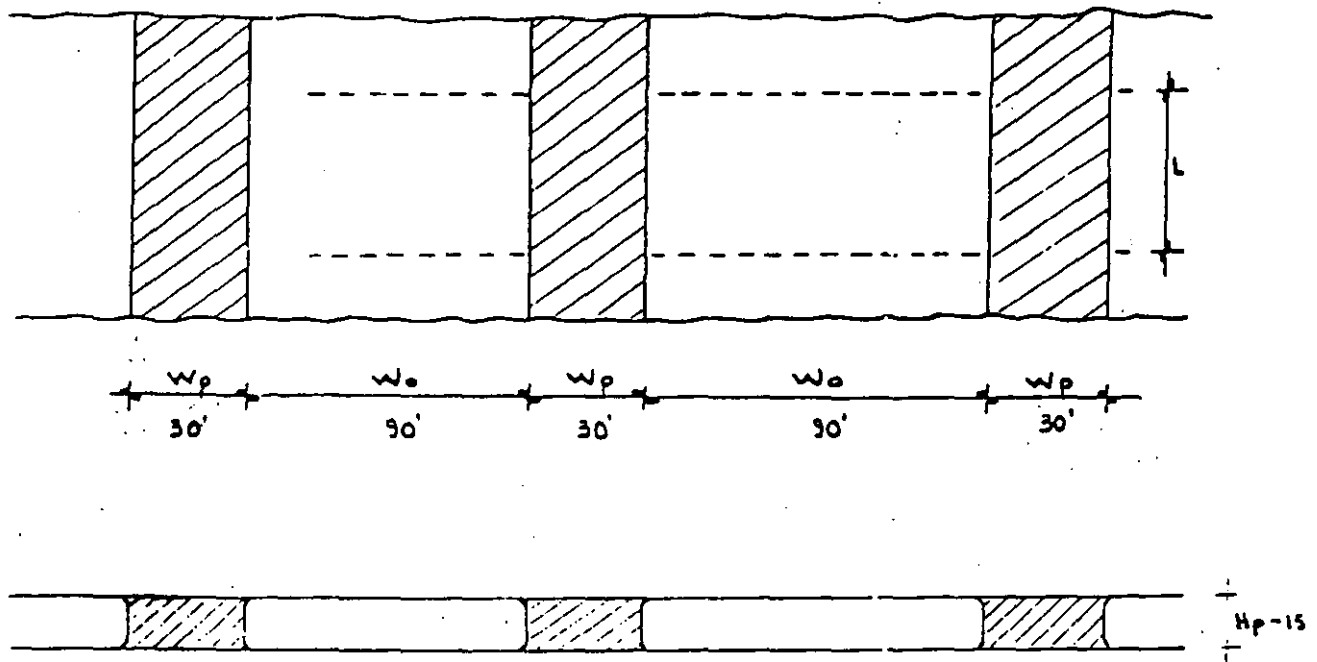
Un sistema de explotación a base de "pilares continuos" pudiera no ser la mejor manera de alcanzar el objetivo anterior.

Por ejemplo: considerando un depósito en forma de un estra

to de 15' de espesor; a causa del fracturamiento de los explosivos el espesor efectivo del pilar pudiera ser de 9'.

Sin embargo, si la relación altura-ancho ( $\frac{H_0}{W_p}$ ) decrece a  $\frac{1}{2}$  haciendo  $W_p=30'$ ; para una relación de extracción de 75% (valor nominal para mineo en roca dura) el ancho del salón deberá tener 90', un claro que pudiera ser minado solamente en roca excepcionalmente competente.

Por otro lado, si se utilizara un arreglo tridimensional de pilares, la relación de extracción de 75% pudiera alcanzarse en el mismo depósito con salones y cruceros con ancho de solo 30'.



$$R_a = 1 - \frac{A_D}{A_T} ; R_a = 1 - \frac{30 \cdot L}{(90+30) L} = 1 - 0.25 = 0.75$$

### Arreglo tridimensional de pilares.

Mientras que en los pilares contínuos la relación longitud a -- ancho del pilar es muy grande, en un arreglo tridimensional de pilares esta relación es de 1 o algo mayor de 1.

El estudio matemático tridimensional de estos pilares es complejo y hay poca información de modelos fotoelásticos tridimensionales. Sin embargo, haciendo ciertas suposiciones este caso tridimensional puede aproximarse a los resultados teóricos y experimentales del caso bidimensional de pilares contínuos y una ecuación de diseño puede establecerse.

Las suposiciones son las siguientes: (1) en un arreglo tridimensional de pilares, los pilares soportan la carga total de cover tura de roca uniformemente en su sección transversal y el esfuerzo promedio en el pilar puede ser calculado por la ecuación  $\bar{S}_p = S_v \frac{A_t}{A_p}$  siempre y cuando haya por lo menos 4 pilares en un salón, con los pilares extremos algo menos esforzados que los pilares centrales, (2). La relación de extracción debe ser algo mayor de 75%, valor que es consistente con la práctica minera. En este caso la concentración de esfuerzos promedio en el pilar puede determinarse por la expresión  $\bar{S}_p = S_v \left( \frac{1}{1-R_a} \right)$ .

si estas condiciones se satisfacen, el esfuerzo promedio en el pilar y la ecuación de diseño para pilares contínuos son satisfactorias para el diseño de pilares con arreglo tridimensional como sigue:

$$S_p = S_r \left( \frac{1}{1-R_a} \right) \quad \text{y} \quad R_a = 1 - \frac{F_s \times S_v}{C_p}$$

en donde para este caso  $C_D$  es la resistencia en compresión del pilar corregida por esbeltez con la mínima dimensión de la sección transversal como ancho del pilar.

Para un sistema de arreglo aleatorio de pilares y de forma --- irregular, el área de los pilares  $A_p$  y el área excavada  $A_e$  pue de evaluarse por integración gráfica del área total minada.

Para un sistema de pilares con forma regular y con los arre--- glos que se muestran en la siguiente figura, el área minada -- total puede considerarse compuesta por  $N$  elementos idénticos de área  $(W_o + W_p) (L_p + W_p)$ , esto es:

$$A_t = N(W_o + W_p) (L_p + W_p)$$

el área total de pilares es:

$$A_p = N(W_p \cdot L_p)$$

Por lo tanto el área excavada será:

$$A_e = N[(W_o + W_p) (L_p + W_p) - W_p \cdot L_p]$$

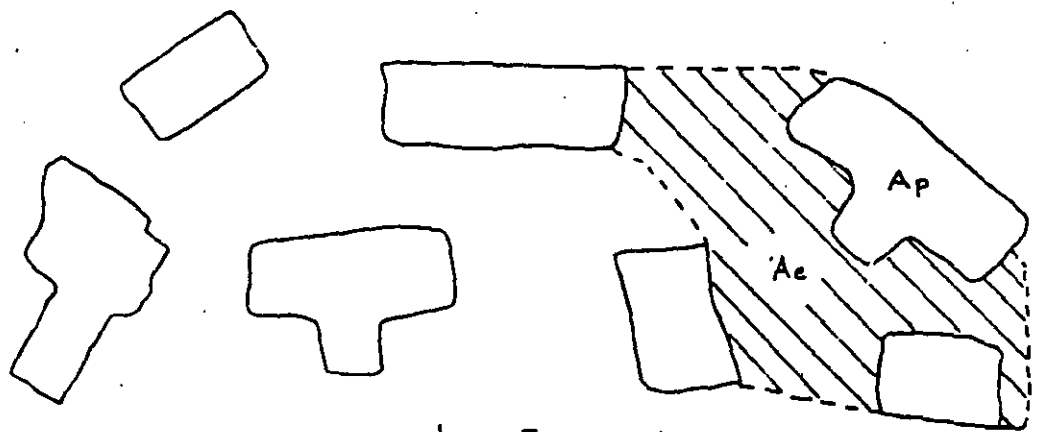
y la relación de extracción:

$$R_a = \frac{A_e}{A_t} = 1 - \frac{W_p \cdot L_p}{(W_o + W_p) (L_p + W_p)} = 1 - \frac{A_p}{A_t}$$

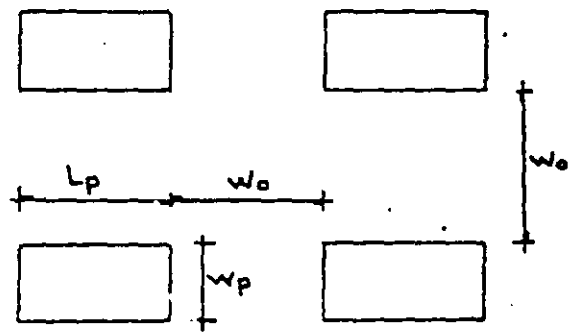
Verificando la expresión para un sistema de pilares con  $W_o =$  -  $W_o = L_p$  se tiene:

$$R_a = 1 - \frac{W_p^2}{4W_o^2} = 0.75$$

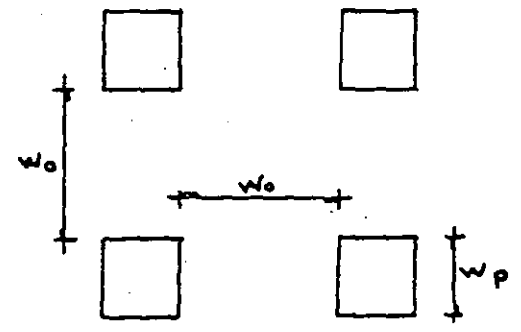
ARREGLO TRIDIMENSIONAL DE PILARES



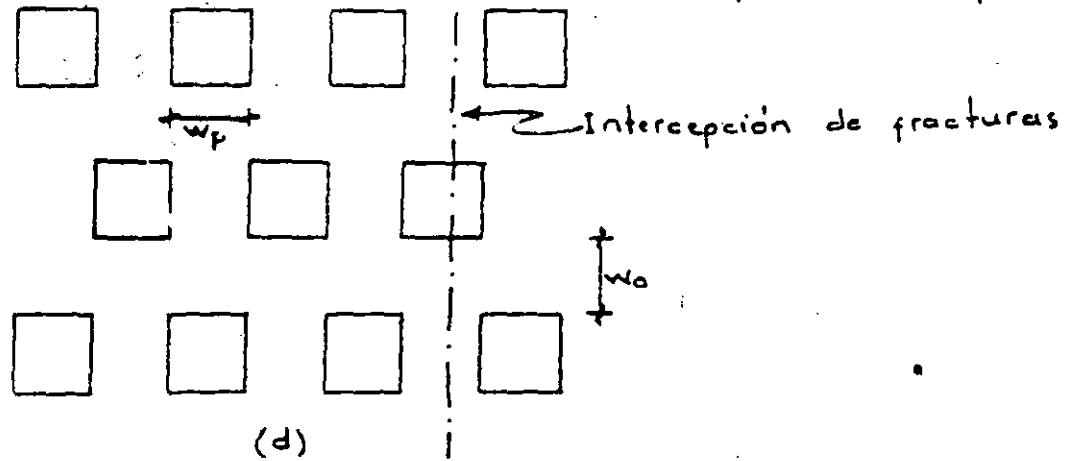
(a) Arreglo Irregular



(b) Pilares rectangulares regularmente espaciados



(c) Pilares cuadrados regularmente espaciados



(d)

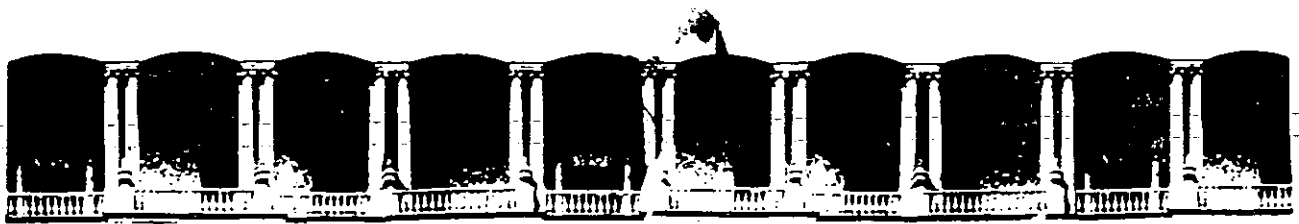
Pilares cuadrados, regularmente espaciados con  $wo=wp$ .

## DISEÑO DE MÚLTIPLES ABERTURAS EN ROCA COMPETENTE

CONCLUSIONES

Las principales conclusiones pertinentes sobre el diseño de pilares contínuos son:

- 1.- La máxima concentración de esfuerzos que se desarrolla sobre las paredes de los pilares de una serie de aberturas horizontales paralelas son dependientes básicamente de la componente vertical de esfuerzos externos.
- 2.- La máxima concentración de esfuerzos de tensión que se desarrolla en el techo y piso de un sistema de múltiples aberturas en un campo de esfuerzo uniaxial, decrece con la aplicación de un esfuerzo horizontal que generalmente es de compresión con  $S_h = \frac{1}{3} S_v$ .
- 3.- Para 5 ó mas aberturas en roca elástica la máxima concentración de esfuerzos de compresión son iguales con excepción -- de las orillas de los agujeros extremos, en las cuales la -- concentración de esfuerzos es menor.
- 4.- En la mayor parte de las operaciones de mineo en las cuales  $m = \frac{1}{3}$  el problema de diseño de múltiples aberturas se reduce al diseño de pilares de soporte estables.



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

**CURSOS ABIERTOS**

**VI CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA GEOLOGICA APLICADA A OBRAS  
SUPERFICIALES Y SUBTERRANEAS**

**MODULO II: LA MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION**

**TEMA IV  
MECANICA DE ROCAS EN EL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE OBRAS SUBTERRANEAS  
ANEXO 1**

TIPO DE TERRENO

C (t/m<sup>3</sup>)

Turba ligera y terreno pantanoso	500 - 1 000
Turba pesada y terreno pantanoso	1 000 - 1 500
Arena fina de playa	1 000 - 1 500
Rellenos de limo, arena y grava	1 000 - 2 000
Arcilla mojada	2 000 - 3 000
Arcilla húmeda	4 000 - 5 000
Arcilla seca	6 000 - 8 000
Archilla seca endurecida	10 000
Limo compactado con arena y pocas piedras	8 000 - 10 000
Lo mismo con muchas piedras	10 000 - 12 000
Grava menuda con mucha arena fina	8 000 - 10 000
Grava media con arena fina	10 000 - 12 000
Grava media con arena gruesa	12 000 - 15 000
Grava gruesa con arena gruesa	15 000 - 20 000
Grava gruesa con poca arena.	15 000 - 20 000
Grava gruesa con poca arena, muy compactada	20 000 - 25 000

Si se conoce la rigidez del terreno se puede utilizar la expresión siguiente.

$$C = \frac{E}{f \cdot \sqrt{F}}$$

en donde

C = Coeficiente de balasto (t/m<sup>3</sup>)

E = Rigidez o módulo edométrico del terreno (t/m<sup>2</sup>)

F = Superficie de la cimentación (m<sup>2</sup>)

f = Coeficiente sin dimensiones, dependiente de la superficie de la cimentación (para simplificar se toma 0.4)

Como es sabido, el coeficiente de balasto "C" no es una constante sino que depende de una serie de factores (forma de la cimentación, tipo de construcción, etc.).

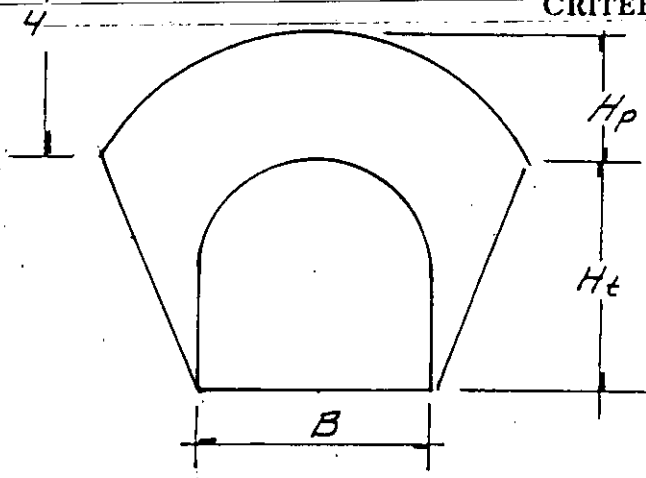


Données indispensables pour les calculs.

Dans le tableau I sont consignées les valeurs approximatives du coefficient  $k_1$  dont on peut se servir dans l'absence des données expérimentales.

Caractéristiques du sol	Composition du sol	Valeur de $k_1$ en $\text{kg/cm}^3$	valeur de $k_1$ en $\text{T/m}^3$
Sol de faible densité	vase, sable fraîchement rapporté, argile humidifiée	0,1 - 0,5	100 - 500
Sol de densité moyenne	Sable tassé, gravier rapporté, argile humide	0,5 - 5	500 - 5 000
Sol dense	Sable fortement tassé, gravier fortement tassé cailloux, argile peu humide, mamo.	5 - 10	5 000 - 10 000
Sol très dense	Argile sablonneuse tassée artificiellement argile dure	10 - 20	10 000 - 20 000
Sol dur	Roche fissurée calcaire grés, sol gélif	20 - 100	20 000 - 100 000
Sol rocheux	Roche dure	100 - 1500	100 000 - 1500 000
Sol artificiel	Fondation sur pieux	5 - 1500	5 000 - 15 000
Matériaux de construction	Brique	400 - 500	400 000 - 500 000
	Maçonnerie	500 - 600	500 000 - 600 000
	Béton	800 - 1 500	800 000 - 1 500 000
	Béton armé	800 - 1 500	800 000 - 1 500 000

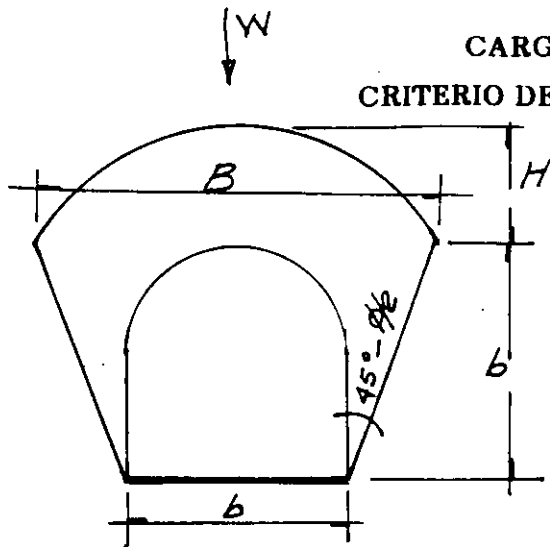
Dans le tableau II on trouve les valeurs des expressions:  $\eta, \eta_1, \eta_2$



$$H_p = K (H_t + B)$$

NATURALEZA DE LA ROCA	CARGA $H_p$ EN M	OBSERVACIONES
1. Dura intacta	0	Ademe ligero si hay caídos.
2. Estratificada, dura o es - quistosa.	0 a 0.5 B	Ademe ligero con marcos.
3. Maciza con juntas en número moderado.	0 a 0.25 B	La carga puede variar re - pentinamente de un punto a otro.
4. Derrumbes moderados.	0.25 a 0.35 (B + Ht)	No hay presión lateral.
5. Derrumbes muy frecuentes.	0.35 a 1.10 (B + Ht)	Poco o nada de presión la - teral.
6. Totalmente fracturada, demolida, pero químicamen - te sana.	1.10 (B+Ht)	Se genera una presión muy importante. Se necesitan zapatas continuas para sopor - tar los pies derechos del - marco o cimbras circulares.
7. Roca compresible a profun - didad moderada.	1.10 a 2.10 (B + Ht)	Presión lateral importante, necesita retícula para la plantilla.
8. Roca compresible a gran profundidad.	2.10 a 4.50 (B + Ht)	Idem.
9. Roca expansiva.	Hasta 7.5 m. de pro - fundidad indepen - diente de (B+Ht).	Cimbras o marcos circulares en casos extremos usar sopor - te retráctil.  H 1.5 (B + Ht)

**CARGA DE ROCA**  
**CRITERIO DE PROTODIAKONOV**



$$H = \frac{B}{2f} ; W = \frac{2}{3} B H \gamma' = \text{Peso total de Roca.}$$

$f$  = variable de acuerdo con cada tipo de roca.

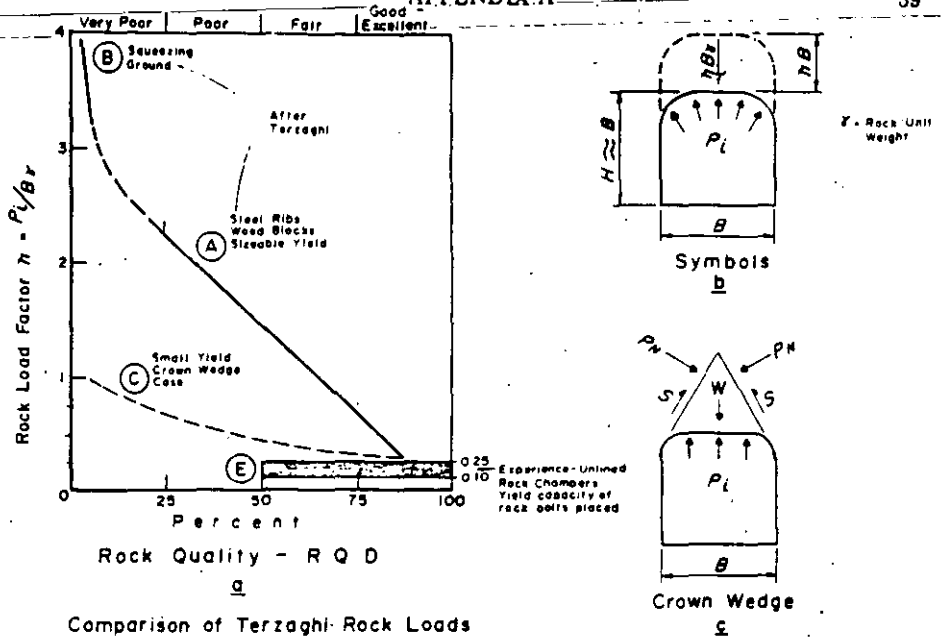
$$f = 2 \tan \phi$$

TIPO DE ROCA O SUELO	NATURALEZA DEL SUELO O ROCA	$f$	$\gamma'$	$\phi^\circ$	$R_c, \text{ Kg/cm}^2$
Muy resistente.	Mas resistentes: cuarcitas, basaltos, otras rocas de resistencia excepcional	20	2.8-3.0	87°	2000
	Muy resistentes: granitos, pizarras silíceas, cuarcita porfídica, areniscas y calizas resistentes.	15	2.6 a 2.7	82°	1500
	Areniscas y calizas, conglomerados resistentes.	10	2.5 a 2.6	82°	1000
Resistentes.	Calizas, granitos alterados, areniscas y mármol, dolomitas.	8	2.4	80°	800
	Areniscas comunes, mineral de fierro.	6	2.4	75°	600
Resistencia media	Pizarra arcillosa, arenisca, caliza más débil, conglomerado poco resistente.	4	2.8	70°	400
	Pizarra más débil, marga compacta, lutita.	3	2.5	70°	300
	Pizarra blanda, caliza blanda, marga comun, arenisca descompuesta.	2	2.4	65°	150-200

$f = \tan \phi$  Suelos friccionantes

$f = \tan \phi + \frac{C}{100}$  Suelos cohesivos

$f = \frac{C_c}{100}$  Rocas ;  $C_c = \text{Resist. Compr. Simple}$



Comparison of Terzaghi Rock Loads With Yield Control Experience (adapted from Cording and Deere) Figure A-1

Curve C results from analysis of the crown wedge case (Fig. 1-c) by Cording and Deere (1972) who suggest it as a tentative criterion where yield will be well controlled. In a sense, Curve A can be regarded as representing conventional (older) practice — blast damage and sizable yield — and Curve C as showing the major reduction in support load attainable with modern practice — yield controlled to a small value and ground arch well preserved, as is customary in rock chambers.

Very likely Curve C can be further developed into a semi-empirical approach for modern practice — as by validating it with further experience data from future test sections, including several current tunnels using the observational approach of the Austrian Method. One example is the data becoming available from the comprehensive measurements at Tarbela Dam — Hillis (1974).

**Concept of Optimum Yield** — In Fig. 1-a Curve A primarily represents "the loosened rock load" — an active load bearing on the crown support as diagrammed in Fig. 1-b. To a major degree its magnitude depends on the construction method and quality of workmanship — an example of the old maxim that "most problems in rock construction are created by man's own actions." With some risk of oversimplifying, this is illustrated by Fig. A-2.

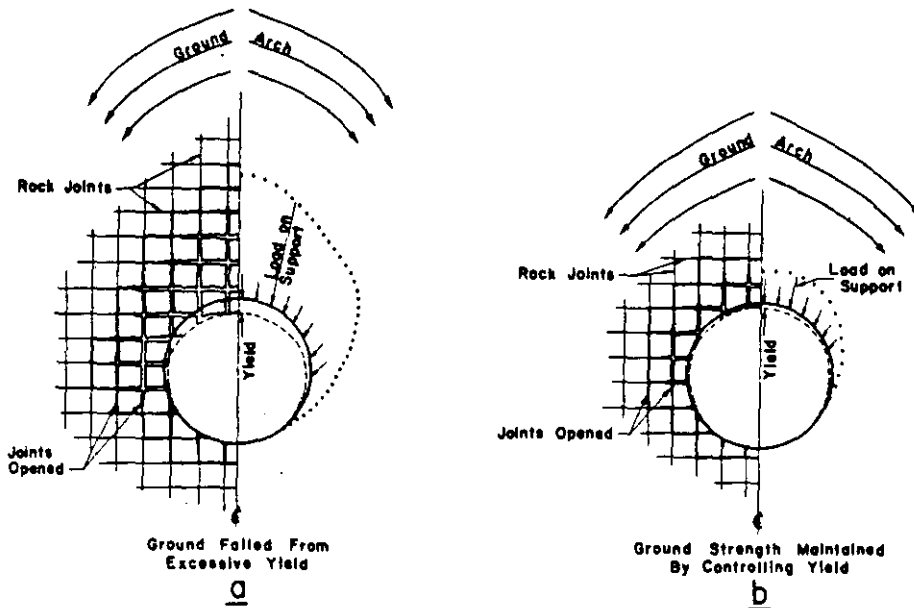
Relief of the original ground stress by excavating the tunnel creates a "de-stressed zone" around the bore; and the immediate ground arch tries to form near the bore — partly within but mostly outside this distressed zone" whose

"Some literature tends to interchange the terms "distressed zone" and "plastic zone." Here it is preferred to reserve the latter term for the case where the distressed zone is not only weakened by loosening but is also converted into the plastic state by overstressing beyond its strength. Such plastic condition does not necessarily occur with smaller openings in strong rock, but is fairly common where large openings in weaker rock tend to create the case of "squeezing ground" — discussed next page.

**ROCK SUPPORT**

no single approach has been... side acceptance. How... largely contingent on... is... as "pieces of the... ly needed, and within reach... approach as been reasonably... largely by Peck (1969-b).... tural engineers have designed... loads suggested by Terzaghi... height of rock supplying an... and rock quality. Frequently... intuition and experience in... ks in Alpine railway tunnels... ta have consistently produced... However, were Terzaghi still... Terzaghi would be one of the... h — able to recognize the im... in the last three-four decades... posed for rib support in blasted... (yield), there has been a grow... ve when modern methods are... arch. This is illustrated by Fig... elate Terzaghi's rock load fac... introduced by Deere (1968) —... nated from experience in rock

strength and stiffness have been reduced by some inevitable loosening. If yield control is established at this point (by prompt placement of proper support), then further yield is small — represented by strain needed for mobilizing the ground's shear strength and for stress to build up in the support. This procedure minimizes the support load as shown in Fig. 2-b.



## Effect of Rock Yield on Support Loading

Simple case of jointing vertical and horizontal

Fig. A-2

Contrastingly, if excessive yield is allowed, the ground strength is largely destroyed as the rock blocks loosen (some rotate and crush, some may drop out), progressive failure expands upward until the ground arch stabilizes at a sizable distance above the tunnel. Fig. 2-a illustrates this and the support load is large — essentially the weight of the zone of failed rock below the ground arch. The situation is generally due to one or more unwise practices, such as: support delayed too long or too flexible; poor blocking — too compressible or spacing too wide; inadequate lagging allowing pieces to drop out; blast damage. Most past practice has been somewhere between Fig. 2-a and 2-b, which Terzaghi's load factors try to reflect.

Obviously instant placement of support is not practical; but fortunately some strain and a little time are required for a normal rock mass to mobilize its strength. This is partly recognized in the miner's term "stand-up time" — time available for installing the support before the extent of progressive failure becomes intolerable. With the development of rapidly placed types of support (as shotcrete or bolts), this has led to the "concept of optimum yield" — sufficient strain for the ground to mobilize its strength but not excessive to extent of starting deterioration of the ground arch. While the concept has been discussed earlier — as by Lane and Deere, NAS (1968) — only recently has its

application been attempted; observational approach including convergence or diameter change; rate of the yield rate shows t

One example is the 36 ft. Nussbaum (1973) in summary (300 m) was excavated through spiles plus soil-type bolts and concrete, mesh reinforced. When was corrected by deliberately the 2-inch yield was insufficient reported, for this construction red from time of opening the h is an interesting approach in

As yet, reliable data is extremely for different types of ground good rock (probably with a ground (perhaps up to the approximately measured in the approach is being recognized Peck (1969-b), for rock tunnel approach to improving support from reliable field measurements.

*Squeezing Ground* — This is used beyond its strength (int squeezing into the opening. In the tunnel (as an "opening too it is usually associated with stress, often from tectonic ca tain pressure"). Unless the special sequence of pioneer d the supports, resulting in the

Past approaches to squeezing Remining and resetting f as in shale at El Colegio

Thick concrete lining wh has ceased, as in serpent (1970).

Successively concreting n ing which the weak gro Creek Tunnel — Hopper

Yielding support, as use

These and other examples ge (30-60 cm) after which the s value. This evidence, although can eventually deve' 1 sq

\*When high geostress is susp investigation — becoming usua develop ingenious ways to relie house described by Endersbee (1

#### 2.2.4 METODO DE BIENIAWSKI

Bieniawski (ref 5) en forma similar a Barton (ref 4) ha desarrollado un sistema de clasificación de las masas rocosas con la finalidad de servir de apoyo a la localización, diseño, selección del método de excavación y tipo de soporte de túneles.

En la clasificación propuesta intervienen seis parámetros que son:

1. Resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta
2. Índice de calidad de la roca RQD (Rock quality designation)
3. Espaciamiento de las juntas
4. Orientación de las juntas
5. Condición de las juntas
6. Flujo de agua subterránea

El procedimiento de clasificación del macizo rocoso y de selección del soporte adecuado es el siguiente:

- a) Se determinan los seis parámetros señalados y se encuentra el valor en puntos que se le asignan en la parte A de la tabla III.15.
- b) Se suman los puntos correspondientes a los seis parámetros y se determinan la clase y calidad del macizo en la parte B de la tabla III.15.
- c) Se selecciona el tipo de soporte para túneles de 5 a 12 m de diámetro y de poca profundidad, que se proporciona en la tabla III.17 que presenta tres alternativas de soporte para cada una de las cinco clases de roca.

Nota 1. Para facilitar la definición de la orientación de un plano de debilidad como "favorable" o "desfavorable" se proporciona el criterio

TABLA III.15 Clasificación geomecánica de los macizos rocosos

## A. Parámetros de clasificación y sus valores

Resistencia a la compresión simple de roca intacta	> 200 MPa	100-200 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	< 25 MPa
Valor	10	5	2	1	0
Calidad del núcleo (RQD)	90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25% o muy alterada
Valor	20	17	14	8	3
Espaciamiento entre juntas	> 3 m	1 - 3m	0.3 - 1 m	50 - 300 mm	< 50 mm
Valor	30	25	20	10	5
Rumbo y echado de las juntas	muy favorable	favorable	regular	desfavorable	muy desfavorable
Valor	15	13	10	6	3
Características de las juntas	muy cerradas: separación < 0.1 mm no continuas		cerrada: < 1 mm continua sin relleno	abierta: 1-5mm continua relleno < 5 mm	abierta: > 5 mm continua relleno > 5mm
Valor	15		10	5	0
Flujo de agua subterránea. (para cada 10 m de túnel)	Ninguno		< 25 litros por minuto	25 - 125 litros por minuto	> 125 litros por minuto
Valor	10		8	5	2

## B. Clases de macizos rocosos y sus valores

No de clase	I	II	III	IV	V
Descripción de clase	roca muy buena	roca buena	roca regular	roca mala	roca muy mala
Valor total	100-90	90 - 70	70 - 50	50 - 25	< 25

## C. Significado de las clases de macizos rocosos en excavación de túneles

No de clase	I	II	III	IV	V
Claro sin soporte	5 m	4 m	3 m	1.5 m	0.5 m
Promedio del tiempo sin soporte	10 años	6 meses	1 semana	5 horas	10 minutos

descrito en la tabla III.16 (ref 6).

Nota 2. El significado ingenieril aplicado a excavaciones subterráneas de cada uno de los cinco grupos señalados se presenta en la sección C de la tabla III.15. Esto, es, en esta sección se especifica para cada calidad de roca el claro o distancia entre el soporte y el frente del túnel que puede permanecer sin soporte en un intervalo de tiempo dado.

En la fig III.20 se muestran completas las especificaciones de claro sin soporte e intervalo de tiempo que en la sección C de la tabla III.15 sólo se dan en promedio para cada uno de los cinco grupos de la clasificación.

Nota 3. En casos de frontera entre las clases de macizos los soportes recomendados en la tabla III.17 deberán promediarse o interpolarse.

Nota 4. En vista de que este método es empírico se recomienda efectuar mediciones y observaciones de campo durante la construcción a fin de ajustar el diseño inicial al comportamiento observado de la masa rocosa.

TABLA III.16 Efecto del rumbo y echado en la excavación de túneles

Rumbo perpendicular al eje del túnel				Rumbo paralelo al eje del túnel	
a favor del echado		en contra del echado		al eje del túnel	
echado	echado	echado	echado	echado	echado
45° - 90°	20° - 45°	45° - 90°	20° - 45°	45° - 90°	20° - 45°
muy favorable	favorable	regular	desfavorable	muy desfavorable	regular
echado de 0° - 20°: desfavorable, sin tomar en cuenta el rumbo					



TABLA III.17 Guía para la selección del soporte provisional en túneles poco profundos de 5 a 12 m de diámetro

Clase de macizo rocoso	Diferentes sistemas de soporte para excavaciones por perforación y voladura		
	Principalmente anclas*	Principalmente concreto lanzado	Principalmente marcos de acero
I	En general no requiere reporte		
II	Espacio entre anclas de 1.5 a 2.0 m ocasionalmente malla metálica	Concreto lanzado 50 mm en la clave	No económico
III	Espacio entre anclas de 1.0 a 1.5 m además malla metálica y 30 mm de concreto lanzado en la clave donde se necesite	Concreto lanzado 100 mm en la clave y 50 mm en las paredes, ocasionalmente malla metálica y anclas donde sea necesario	Marcos ligeros con separación de 1.5 a 2.0 m
IV	Espaciamiento entre anclas 0.5 a 1.0 m, malla metálica y de 30 a 50 mm de concreto lanzado en clave y paredes	Concreto lanzado 150 mm en la clave y 100 mm en las paredes, con malla metálica y anclas espaciadas entre 3 y 1.5 m	Marcos medianos separados entre 0.7 y 1.5 m, con 50 mm de concreto lanzado en la clave
V	No recomendable	Concreto lanzado 200 mm en la clave y 150 mm en las paredes, con malla de alambre, anclas y marcos ligeros	Marcos pesados separados 0.7 m con desfaseamiento, con concreto lanzado 75 mm lo más pronto posible

\* Anclas de 20 mm de diámetro, cubiertas con resina, largo igual a 1/2 del ancho del túnel.

$p = 0.20 \cdot f_c = 40 \text{ kg/cm}^2$   
 $18.5 \text{ ton/m}^2$   
 $\frac{18.5}{1.5 \times 2.2} = 1.3$

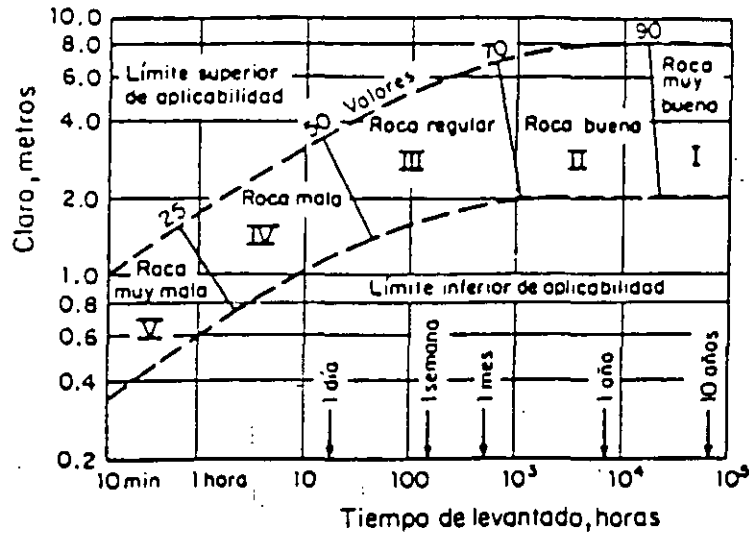


FIG III.20 Clasificación geomecánica para túneles (ref 7)

*Laurifer ; Geologie und Bauwesen, Vol. 24, 1958, pp. 46-51*



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

**CURSOS ABIERTOS**

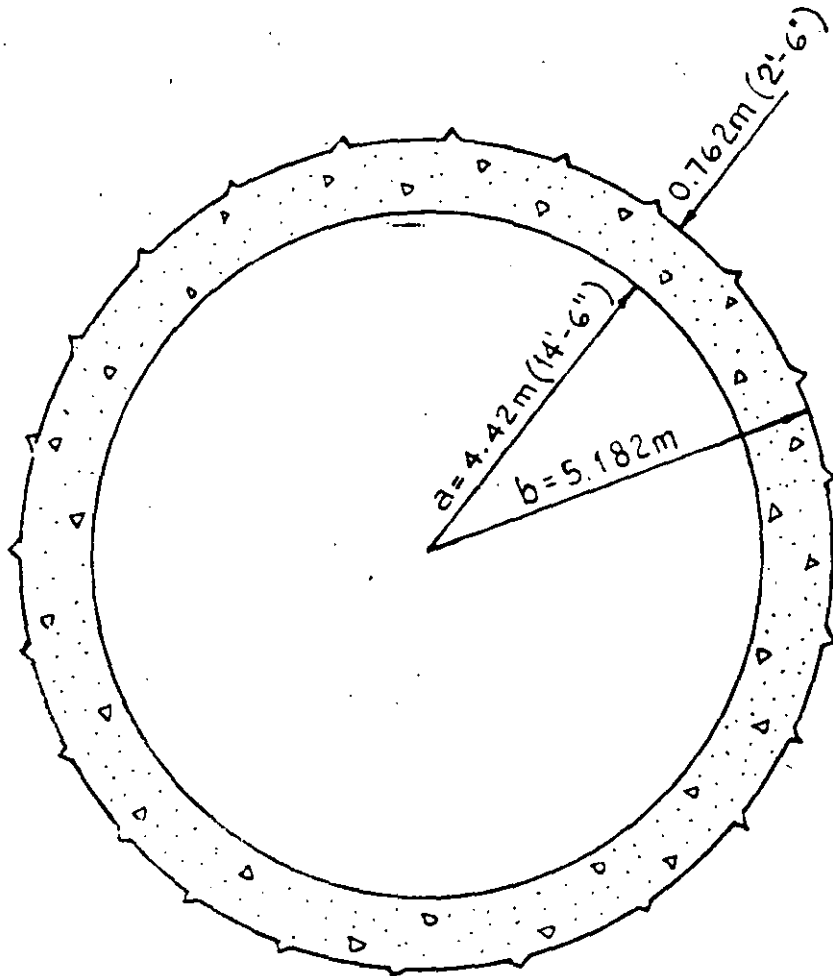
**VI CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA GEOLOGICA APLICADA A OBRAS  
SUPERFICIALES Y SUBTERRANEAS**

**MODULO II: LA MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION**

**TEMA IV  
ANEXO 2**

# EJEMPLO SOBRE EL DISEÑO DE REVESTIMIENTO DE CONCRETO

## BAJO CARGAS EXTERNAS

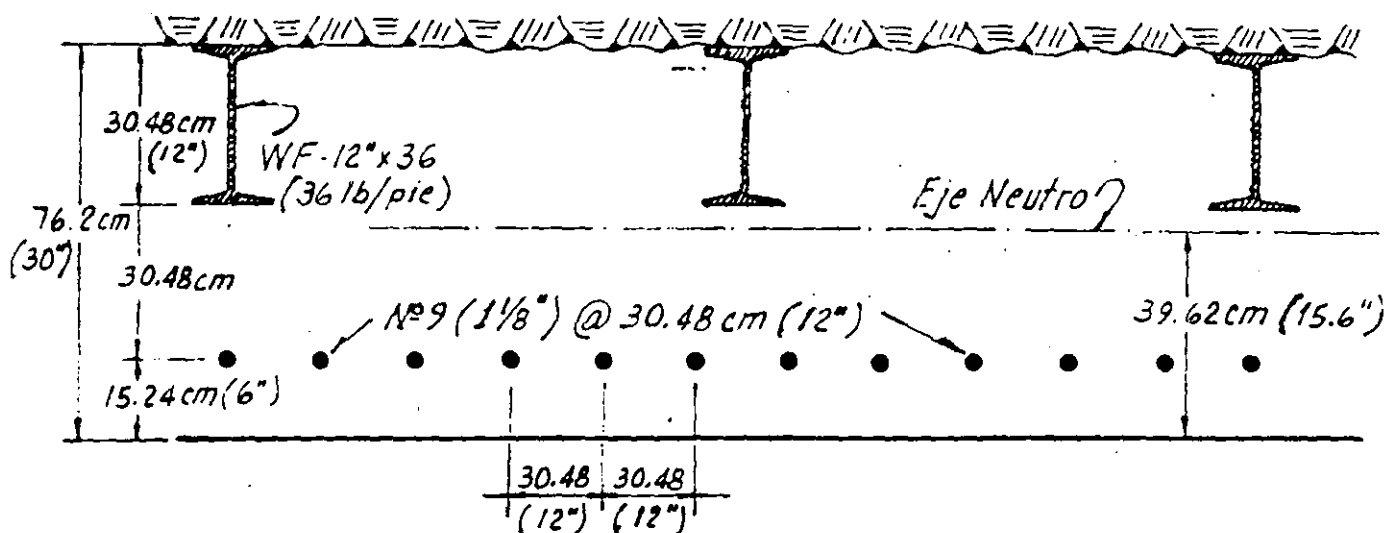


SECCION DEL TUNEL

### a) DATOS:

- Carga vertical de roca = 4.6 m
- Carga horizontal de roca = 0. La roca tiene capacidad para desarrollar empuje pasivo horizontal ocasionado por la deformación del revestimiento de concreto.
- Carga hidrostática del embalse, máxima posible  $H = 63.5$  m
- Soporte local de la roca consistente en W-12" x 36" con separación de 1.22 m (4' de centro a centro).

- Como acero de refuerzo, se utilizarán barras No. 9 (1 1/8") 30.45 cm (12") c.a.c. en la cara interior del revestimiento. Los marcos metálicos W-12" x 36 se utilizarán como refuerzo de la cara exterior del revestimiento de concreto.



### SECCION LONGITUDINAL DEL REVESTIMIENTO

#### b) Propiedades del revestimiento

- 1) Las viguetas W-12" - 36 tienen 1 agujero  $\phi 1"$  para colocación de los separadores y el espesor del alma = 0.305" - 0.775 cm.

$$\text{Area de la vigueta W - 12" x 36} = 10.6 \text{ pulg}^2 = 68.387 \text{ cm}^2$$

Area de acero por pulgada longitudinal de túnel:

$$\text{Viguetas: } A_s = \frac{10.6 - 0.305}{48} = 0.214 \text{ pulg}^2/\text{pulg} = 0.544 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$\text{Barras } \phi 1 \frac{1}{8}": A_s = \frac{1 \text{ pulg}^2}{12} = 0.0833 \text{ pulg}^2/\text{pulg} = 0.212 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

PROPIEDADES DE LA SECCION TRANSFORMADA

Resistencia del concreto:  $f'_c = 3000 \text{ lb/pulg}^2 = 210 \text{ kg/cm}^2$

$$E_c = 57\,000 \sqrt{3000}$$

$$= 3\,122\,000 \text{ lb/pulg}^2 \quad \eta = \frac{E_s}{E_c} = 9$$

$$= 219\,859 \text{ kg/cm}^2$$

Para elementos en compresión se usa  $2nA_s$  para el área transformada:

Viguetas W - 12 x 36:

$$2nA_s = 2 \times 9 \times (0.214) = 3.85 \text{ pulg}^2/\text{pulg} = 9.78 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Varillas  $\phi 1 \frac{1}{8}$ "

$$2nA_s = 2 \times 9 \times (0.0833) = 1.5 \text{ pulg}^2/\text{pulg} = 3.81 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Localización del eje neutro:

<u>Elemento</u>	<u>Area, pulg<sup>2</sup></u>	<u>Brazo, pulg</u>	<u>Momento, pulg<sup>3</sup></u>
W - 12" x 36	3.85	24	92.45
Vars. #9	1.50	6	9.00
Concreto	<u>30.00</u>	15	<u>450.00</u>
	35.35		551.45

$$\bar{y} = \frac{551.45}{35.35} = 15.6" = 39.62 \text{ cm}$$

Momentos de inercia de la sección transformada

<u>Elemento</u>	<u>Area, pulg<sup>2</sup></u>	<u>Dist., pulg</u>	<u>A·d, pulg<sup>2</sup></u>	<u>I<sub>CG</sub>, pulg<sup>2</sup></u>
W - 12 x 36	3.85	8.4	271.7	0
Vars. #9	1.5	9.6	138.2	0
Concreto	30	0.6	<u>10.8</u>	<u>2250</u>
			420.7	2250

$$\therefore I_t = 2250 + 420.7 = \underline{2670.7 \text{ pulg}^4} = 111\,163 \text{ cm}^4$$

### ESFUERZOS EN EL REVESTIMIENTO

Por carga de roca:  $\gamma = 165 \text{ lb/pie}^3$ , la roca está sumergida y la carga de roca es de 15 pies

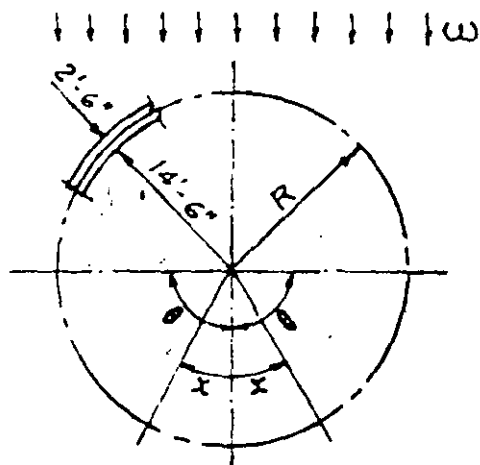
Carga repartida:  $\omega = \frac{15(165-62.4)}{144 \text{ pulg}^2 \cdot \text{pie}^2} = 10.69 \text{ lb/pulg}^2 = 0.75 \text{ kg/cm}^2$

$\omega = 10.69 \text{ lb/pulg}$ , para una longitud = 1

$\omega = 0.75 \text{ kg/cm}$ , para una longitud = 1 cm

Radio =  $14.5' + \frac{1}{2}(2.5') = 15.75' = 189 \text{ pulg} = 480.06 \text{ cm}$

#### a) SIN COLABORACION DE ROCA



↑↑↑↑↑↑↑↑↑↑ ω

CARGA DE ROCA

Carga horizontal = 0

Los momentos máximos se presentan en los  $\phi$  de clave y cubeta, así como en el diámetro horizontal o arranques del arco.

$$M = 0.25 \omega R^2 \quad \text{para } x = 0^\circ \text{ y } x = 180^\circ$$

$$\text{y } M = 0.25 \omega R^2 \quad \text{para } x = 90^\circ$$

$$\therefore M = \pm 0.25 \times (10.69) \times (189)^2$$

$$: \underline{M = \pm 95\,464 \text{ lb-pulg}}$$

$$: M = \pm 110\,085 \text{ kg}\cdot\text{cm} = 1.1 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

- El eje vertical tiende a acortarse y el eje horizontal tiende a alargarse.

El máximo esfuerzo de compresión se presenta en la cara interior sobre el diámetro horizontal  $\therefore Y_{\text{máx}} = 15.6''$

Los esfuerzos de tensión y compresión ocasionados por flexión son:

$$f'_c = \frac{M}{I} Y_{\text{máx}}$$

$$\therefore f_c = \frac{95\,464}{2670.7} \times 15.6 = 557.6 \text{ lb/pulg}^2 = 39.3 \text{ kg/cm}^2$$

Compresión

Para la cara interior de la clave:

$$f_c = 557.6 \text{ lb/pulg}^2 = 39.3 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{ Tensión}$$

#### b) CON COLABORACION DE ROCA

Tomando en cuenta la colaboración de la roca, que en este caso está constituida por lutitas y calizas estratificadas.

El módulo de deformación de la roca  $E_d = 66\,500 \text{ lb/pulg}^2$

$$\therefore E_d = 4683 \text{ kg/cm}^2$$

El módulo de reacción del terreno (subgrade reaction modulus) puede determinarse mediante la expresión

$$k = \frac{E_d}{R(1 + \nu)} \quad \therefore K = \frac{66\,500}{213(1 + 0.25)} = \underline{\underline{250 \text{ lb/pulg}^3}}$$

$$; K = 6.93 \text{ kg/cm}^3 = 6926 \text{ ton/m}^3$$

en donde:

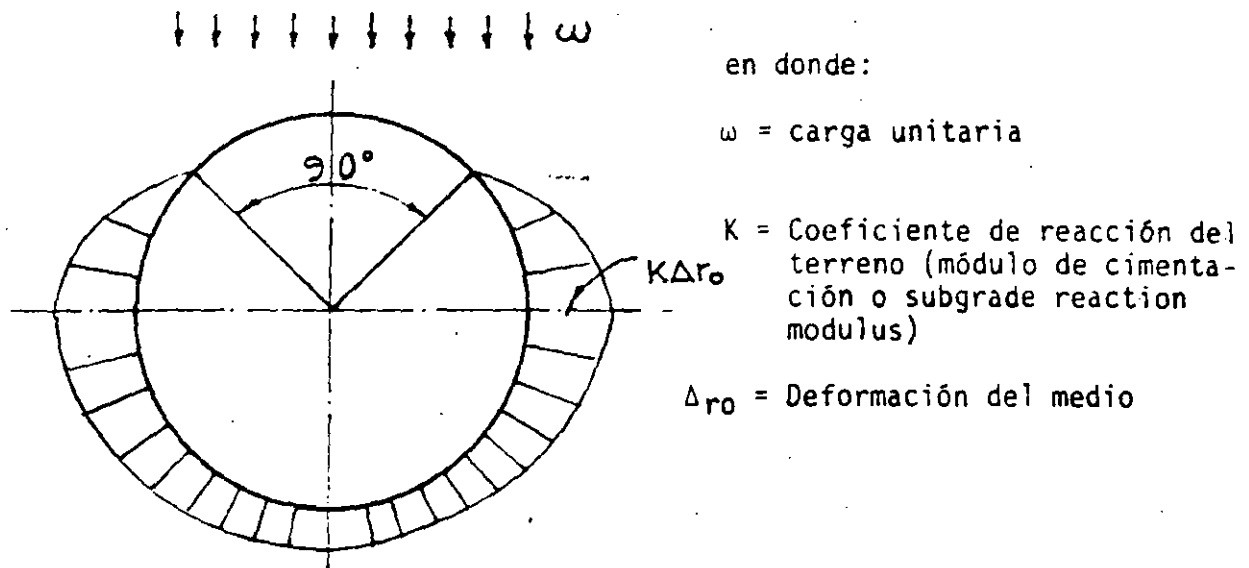
$\nu$  = Relación de Poisson = 0.25

$R_2 = 17.75 \text{ pies} = 213 \text{ pulg}$ , suponiendo un sobre fracturamiento de la roca de 9"

$$\therefore K = \frac{4683}{541(1 + 0.25)} = 6.93 \text{ kg/cm}^3$$



Utilizando el Método de Bougayeva para calcular los momentos flexionantes tomando en cuenta la colaboración del terreno para soportar el empuje pasivo derivado de la deformación del revestimiento se tiene:



### DISTRIBUCION DE LA REACCION EN EL SUBSUELO

$$M = \omega R R_2 [A\alpha + B + C_1 n(1 + \alpha)]$$

en donde:

$$M = \text{momento en lb-pulg}; \quad \alpha = 2 - \frac{R_2}{R}$$

$$y \quad n = \frac{1}{m + 0.06416};$$

$$m = \frac{EI}{bKR_2R^3};$$

Si se considera el espesor del revestimiento

$$m = \frac{EI}{bKR^4};$$

Si se desprecia el espesor del revestimiento

$R$  = radio medio

$R_1$  = radio interior

$R_2$  = radio exterior

$b$  = ancho unitario del revestimiento, en pulg

$E$  = módulo de elasticidad del revestimiento; lb/pulg<sup>2</sup>

$I$  = momento de inercia del revestimiento; pulg<sup>4</sup>

$K$  = Coeficiente de reacción del terreno; (lb/pulg<sup>2</sup>/pulg)

A, B y C son constantes que varían alrededor del anillo de acuerdo con los siguientes valores.

$\phi$	A	B	$C_1$
0°	0.1628	0.0872	-0.0070
45°	-0.0250	0.0250	-0.00084
90°	-0.1250	-0.1250	0.00825
135°	0.0250	-0.0250	0.00022
180°	0.0872	0.1628	-0.00837

Como hay muy poca diferencia entre  $R_2$  y  $R \rightarrow \alpha = 1$

$$\therefore M = \omega R^2 \left( A + B + \frac{2C_1}{m + 0.06414} \right)$$

Según Szechy  $m = 0.00178$  para los siguientes valores de las propiedades del concreto y del terreno:

$$E = 10 \times 10^6 \text{ ton/m}^2 = 14.233 \times 10^6 \text{ lb/pulg}^2 = 1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

(Muy alto)

$$I = 0.000144 \text{ m}^4 = 345.94 \text{ pulg}^3$$

$$K = 10\,000 \text{ ton/m}^3 = 10 \text{ kg/cm}^3 = 361.27 \text{ lb/pulg}^3 \rightarrow E_D = 0.05 \times 10^6 \text{ lb/pulg}^2$$

;  $E_D = 3520 \text{ kg/cm}^2$

$$R = 3.0 \text{ m} = 118.11 \text{ pulg}$$

$$b = 1.0 \text{ m} = 39.37 \text{ pulg}$$

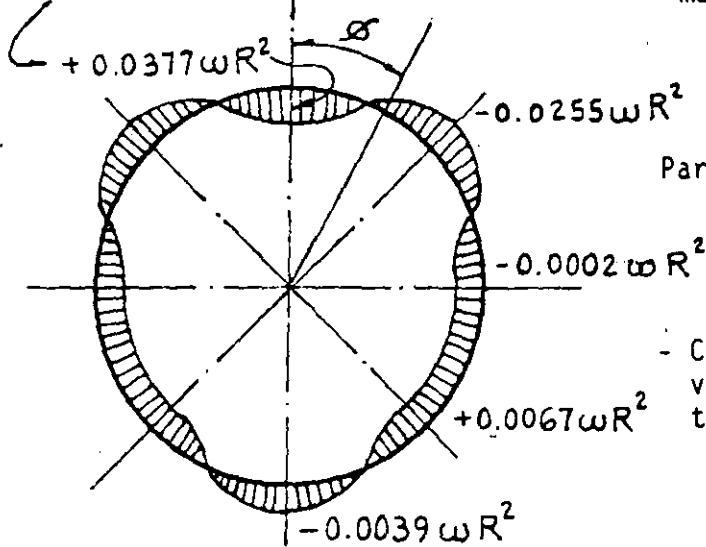
Sustituyendo los valores de A, B y  $C_1$  se tiene:

$$M = \omega R^2 \left[ 0.25 - \frac{0.014}{m + 0.06414} \right] \text{ en donde: } \frac{0.014}{m + 0.06414} *$$

\*representa la colaboración de la roca

$$M = \omega R^2 (0.25 - 0.2123)$$

$$M_{\text{máx}} = \omega R^2 \left[ 0.25 - \frac{0.014}{m + 0.06416} \right]$$

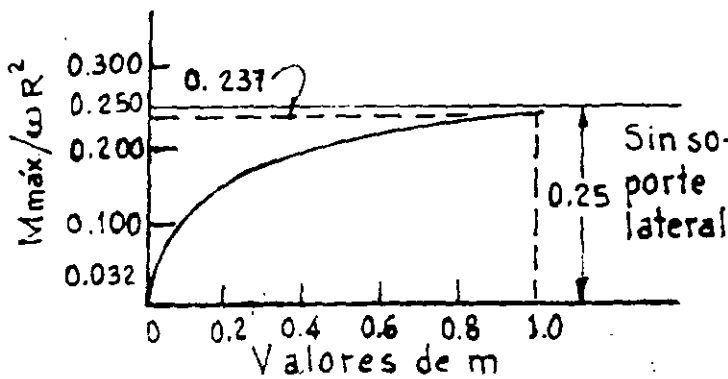


Para:  $m = 0.00178 \rightarrow \frac{0.014}{0.00178 + 0.06416} = 0.2123$

- Cuando la cantidad de soporte lateral varía desde restricción completa hasta cero soporte los momentos flexionantes se incrementan desde 0.032 hasta  $0.25 \omega R^2$ , o sea 8 veces.

**MOMENTOS**

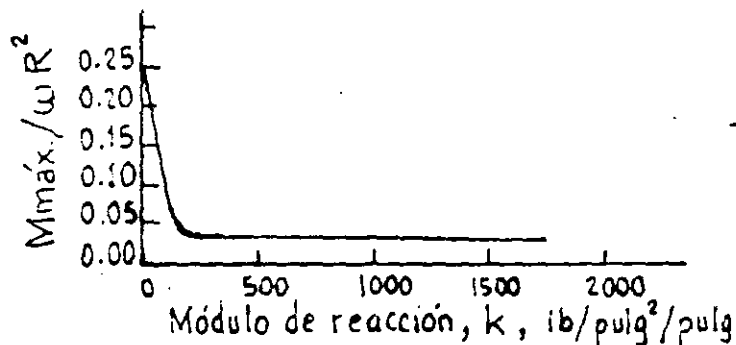
- El momento se incrementa rápidamente para valores pequeños de  $m$  y aumenta muy levemente hasta alcanzar  $m = 1$ , cuando  $m$  aumenta desde 0.237 a  $0.25 \omega R^2$



- Se observa en la determinación de  $m$  que si solo variamos el valor del coeficiente de reacción del terreno, manteniendo los otros parámetros constantes, es evidente que una pequeña cantidad de soporte lateral, puede reducir significativamente el momento flexionante en un anillo flexible.

**VARIACION DE MOMENTOS EN LA CLAVE EN FUNCION DE LA RIGIDEZ DEL ANILLO Y DEL MODULO DE REACCION DEL SUBSUELO**

La mayor parte del beneficio se obtiene para valores pequeños del soporte del terreno.



- Por tanto la determinación exacta del módulo de reacción del terreno no es crítica bajo ciertas condiciones dependientes de la flexibilidad del anillo.

**E FECTO DEL VALOR DEL MODULO DE REACCION DEL SUBSUELO SOBRE LOS MOMENTOS FLEXIONANTES EN CLAVE**

## DETERMINACION DEL MODULO DE REACCION DEL TERRENO

El módulo de reacción del suelo puede determinarse a partir de la aplicación de una presión uniforme interna, sobre las paredes de una cavidad alojada en un medio elástico, a partir de la expresión:

$$\Delta_{ro} = \frac{PR(1 + \nu_r)}{E_d}$$

en donde:

P = presión interna, lb/pulg<sup>2</sup>

E<sub>d</sub> = módulo de deformación de la roca, lb/pulg<sup>2</sup>

ν<sub>r</sub> = relación de Poisson de la roca ≈ 0.25

R<sub>2</sub> = radio de la superficie excavada de la roca

Si se define que el módulo de reacción del terreno es igual a la presión ejercida para obtener una deformación de 1" se tiene:

$$\text{Si } \Delta_{ro} = 1'' \quad ; \quad K = \frac{E_d}{R_2(1 + \nu_r)} = \frac{P}{1''} \text{ de deformación}$$

Se puede considerar ν = 0.25 para todas las rocas sin incurrir en errores graves, según Stagg-Zienkiewics, pág. 395.

Puede demostrarse que valores de E<sub>d</sub> > 0.05 x 10<sup>6</sup> psi a 0.1 x 10<sup>6</sup> psi no dan lugar a reducciones importantes en los valores del momento flexionante en el q de la clave.

Para E<sub>d</sub> = 0.05 x 10<sup>6</sup> psi resulta K = 340 lb/pulg<sup>6</sup>/pulg.

**MOMENTOS FLEXIONANTES TOMANDO EN CUENTA LA  
COLABORACION DEL TERRENO**

Los momentos máximos ocurren en el  $q$  de la clave y sobre el diámetro horizontal y pueden determinarse mediante la expresión:

$$M_{\text{máx}} = \omega R^2 \left( 0.25 - \frac{0.014}{m + 0.06416} \right)$$

en donde:

$$m = \frac{EI}{bKR^4} = \frac{(3'122\ 000)(2670.7)}{(1)(250(189)^4)} = R (0.25 - 0.155)$$

$$\therefore M_{\text{máx}} = \omega R^2 \left( 0.25 - \frac{0.014}{0.02614 + 0.06416} \right) = \omega R^2 (0.25 - 0.155)$$

$$\therefore \underline{M_{\text{máx}} = 0.095 \omega R^2}$$

$$\therefore M_{\text{máx}} = 0.095 \times 10.69 \times \overline{189}^2 = 32\ 276 \text{ lb-pulg}$$

$$M_{\text{máx}} = 41\ 832 \text{ kg-cm} = 0.4 \text{ ton-m}$$

Como se presenta un acortamiento del diámetro vertical la cara interior de la clave está en tensión:

$$\therefore f_c = \frac{M_x}{I_x} Y_{\text{máx}} ; Y_{\text{máx}} = 15.6''$$

$$\therefore f_c = \frac{36\ 276}{2670.6} \times 15.6 = 212 \text{ lb/pulg}^2 - \underline{\text{Tensión}}$$

$$\text{y } f_c = \frac{36\ 276}{2670.6} \times 14.4 = 196 \text{ lb/pulg}^2 - \underline{\text{Compresión}}$$

Como puede verse hay una reducción importante en los esfuerzos sobre el anillo al tomar en cuenta la colaboración del terreno, desde 557.6 hasta 212 (62%).

A continuación se presenta una tabla en la que se han calculados los valores para los momentos flexionantes y los esfuerzos en la clave para diversos valores del módulo de reacción del terreno suponiendo que el túnel atravesara diferentes tipos de roca.

Como puede observarse los esfuerzos disminuyen muy poco para valores de  $K \geq 3000 \text{ lb/pulg}^2/\text{pulg}^3$  ( $K \geq 83 \text{ kg/cm}^3 = 83\,000 \text{ ton/m}^3$ ) o bien para valores de módulo elástico  $E_0 \geq 800\,000 \text{ lb/pulg}^2 = 56\,350 \text{ kg/cm}^2$ .

$E_0, 10^6 \text{ lb/pulg}^2$ [E, kg/cm <sup>2</sup> ]	K, lb/pulg <sup>3</sup> [K, kg/cm <sup>3</sup> ]	$M_{\text{máx}}/\omega R^2$	$M_{\text{máx}}, \text{ lb-pulg}$	$f_c, \text{ lb/pulg}^2, \text{ \& Clave}$	
				Cara Int.	Cara Ext.
0.066 = 4 600	250 = 7	0.095	36 276	+212	-196
0.133 = 9 300	500 = 14	0.069	26 348	+154	-142
0.399 = 28 000	1 500 = 21	0.046	17 565	+103	- 95
0.798 = 56 000	3 000 = 83	0.039	14 892	+ 87	- 80
1.065 = 75 000	4 000 = 112	0.037	14 128	+ 83	- 76
1.331 = 94 000	5 000 = 140	0.036	13 746	+ 80	- 74
2.662 = 187 000	10 000 = 280	0.034	12 983	+ 76	- 70
				(Tensión)	(Compr.)

Efecto de la variación en el módulo de reacción del terreno

#### ESFUERZOS AXIALES POR CARGA DE ROCA

$$f_w = \frac{\omega R_2}{R_2 - R_1}; \text{ en donde } R_2 = 204'' \text{ y } R_1 = 174''$$

$$\therefore f_w = \frac{(10.69) \times 204}{30} = 73 \text{ lb/pulg}^2 = 514 \text{ kg/cm}^2$$

## ESFUERZOS AXIALES POR PRESION HIDROSTATICA EXTERNA

Utilizando las expresiones para cilindros de pared gruesa:

Cara exterior:

$$\sigma_{tb} = - \frac{R_2(R_1^2 + r^2)}{r^2(R_2^2 - R_1^2)} p_o = - 571 \text{ lb/pulg}^2 = 40.2 \text{ kg/cm}^2$$

con:  $R_2 = 204'' = r$ ;  $R_1 = 174''$ ;  $p_o = 208 \text{ pies} = 90.13 \text{ lb/pulg}^2$

Cara interior:

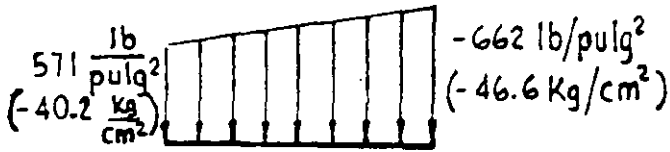
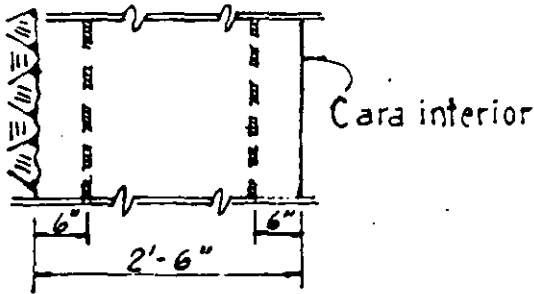
$$\sigma_{ta} = \frac{2R_2^2}{R_2^2 - R_1^2} p = - 662 \text{ lb/pulg}^2 = -46.6 \text{ kg/cm}^2$$

### RECOMENDACIONES

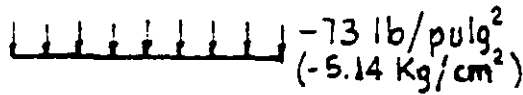
- El revestimiento deberá diseñarse para resistir esfuerzos ocasionados por la presión hidrostática en forma independiente y combinada.

En este ejemplo sólo se analizará bajo esfuerzos combinados para el diámetro horizontal que son los valores máximos. Una posición conservadora es utilizar estos valores para la clave pero en sentido opuesto.

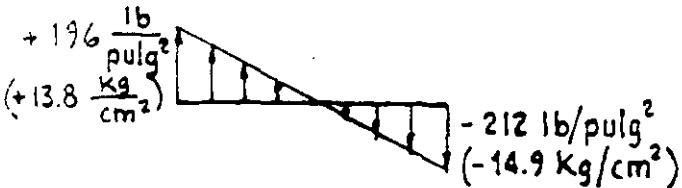
ESFUERZOS AXIALES SEPARADOS Y COMBINADOS POR  
CARGA DE ROCA Y PRESION HIDROSTATICA



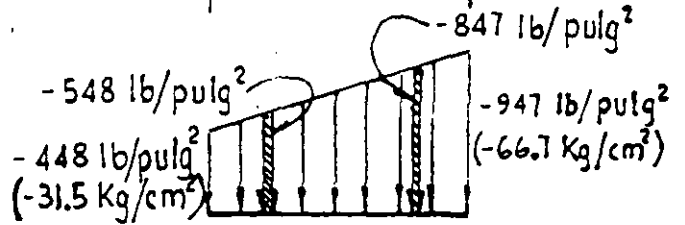
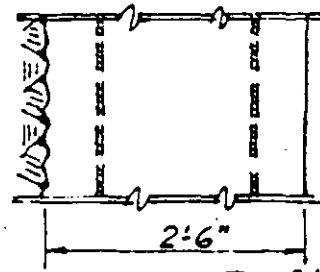
Esfuerzos por presión hidrostática



Esfuerzos axiales por carga de roca



Esfuerzos axiales por momentos flexionantes de carga de roca



Esfuerzos axiales, combinados por presión hidrostática y carga de roca.

Esfuerzos en el acero de refuerzo

Esfuerzo en el concreto sobre el paño del acero de refuerzo:

Cara Int.:

$$f_{co} = 947 - \frac{6}{30}(947 - 448) = 847 \text{ lb/pulg}^2$$

Esfuerzo en el acero:

$$f_s = f_{co}(2n) = 847 \times 18 = 15\,246 \text{ lb/pulg}^2 = 1\,074 \text{ kg/cm}^2$$

Cara Ext.

$$f_{co} = 448 + \frac{6}{30}(947 - 448) = 548 \text{ lb/pulg}^2$$

$$\therefore f_s = 548 \times 18 = 9864 \text{ lb/pulg}^2 = 695 \text{ kg/cm}^2$$





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

**CURSOS ABIERTOS**

**VI CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA GEOLOGICA APLICADA A OBRAS  
SUPERFICIALES Y SUPTRRANEAS**

**MODULO II: LA MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION**

**TEMA IV  
ANEXO 3**

We must have

$$Z = Z_1 + Z_2,$$

$$\Delta_1 = \Delta_2 = aZ_1 = bZ_2; \quad Z_1 = \frac{b}{a} Z_2 \text{ and } Z_2 = kZ.$$

The force in the cable is now

$$F + Z_2 = F + \frac{a}{b} Z_1 = F + \frac{a}{b} (Z - Z_2).$$

When  $Z_1$  reaches a value  $R$  the plate gets loose from the rock and the whole force  $Z$  is transmitted to the cable. A short calculation yields  $k = 1/(1 + E_p L/E A)$  and  $R = F/(1 - k)$ .

*Paul C. Williams - Boston*

## 10 Galleries, tunnels, mines and underground excavations

### 10.1 Introduction

Tunnelling engineering techniques are very closely related to rock mechanics and mining. It is not possible to summarize here the vast amount of information now available on this subject, therefore only specific aspects will be discussed.

First to be mentioned among tunnels is the Thames tunnel built between 1826 and 1843 by Brunel. The excavation of the 12 849-m-long Mont Cenis tunnel between France and Italy, in 1870-1, was one of the major undertakings at the end of the last century. It was rapidly followed by others in America (Hoosac tunnel, 1873, Canadian tunnels on the Canadian Pacific Line, 1875) and in England with the Severn tunnel in 1873 and the Blackwall tunnel in 1891. The first very large Alpine tunnel, the 14.98-km-long St. Gotthard tunnel was opened in 1882, followed shortly by the Arlberg tunnel (10 240 m) in 1884. The longest are the two Simplon tunnels both of 19 803 m, built in 1906 and 1922. The twentieth-century underground railway systems and hydro-power developments gave fresh impetus to tunnelling techniques. More recently, large road tunnels have been built through mountain ridges. Considerable progress has been made during the past twenty years in drilling techniques, the quick removal of soil and in lining methods. Roof bolting has been introduced on a large scale.

In this chapter, only a limited number of theoretical and practical problems in relation to rock mechanics will be examined. Some additional information can be found in sections 2.2 on engineering geology, 5.4 and 5.5 on residual stresses and 6.2 on *in situ* tests in galleries.

### 10.2 Additional information on stresses around cavities

#### 10.2.1 Special problems for mining engineers

A classical problem of mining engineering is how to estimate the stability of a self-supporting underground structure in which the stresses are carried on the walls, pillars or other unexcavated parts of the openings, rather than on linings or steel supports. Whereas hydro-power and railway engineers tend towards a more or less circular shape for tunnels and galleries, mining engineers frequently have to deal with rectangular openings, with rounded corners, or multiple parallel excavations.

Table 10.1 Values of  $\sigma_i$  for  $h = b$  (square) and a vertical stress field =  $p$

$r/B =$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{3}{4}$	$1$
$\phi = 0$	3	1.8	1.78	1.68
$\phi = \phi^*$	—	2.78	3.35	4.6
$\phi = 90^\circ$	-1	-0.8	-0.8	-0.8

Assuming the square opening to be in a vertical field of stresses  $p$ , the sides of the square being vertical and horizontal, the maximum circular stress  $\sigma_i$  will depend on the ratio  $r/B$ , where  $r$  = radius of the rounded corner and  $B$  = width of the square (fig. 10.1). The maximum stress  $\sigma_i$  occurs for an angle  $\phi^*$  ( $\phi$  angle with the vertical). Then  $\sigma_i$  maximum is given by table 10.1.

The case  $r/B = \frac{1}{4}$  obviously corresponds to the circle  $r/D = \frac{1}{4}$ .

For rectangular openings the maximum relative stress concentration  $\sigma_i/p$  for  $r/B = 0.10$  rises to about 5 for  $h/B = \frac{1}{2}$ , where  $h$  = height of rectangle, width  $B$ .

Assuming two parallel cylindrical openings (fig. 10.2) such that the distance  $B$  between the holes is equal to the diameter  $D$  of the circles (the distance between the centres of the circles is therefore  $2D$ ). It can be shown that the maximum circumferential stress  $\sigma_i$  rises from  $\sigma_i = 3p$  (one opening) to  $\sigma_i = 3.4p$ . The vertical stress in the middle of the distance  $B$  is then about  $1.7p$  ( $p$  = vertical uniform stress field in the rock). Such a result could be expected to be due to the rapid decrease of the circumferential stresses  $\sigma_i$  with the distance from the circle (see section 5.4).

Elliptical galleries and three-dimensional cavities have been analysed mathematically (Terzaghi and others). The case where the principal axes of the cavity are inclined towards the field of stresses has been solved equally (fig. 10.1).

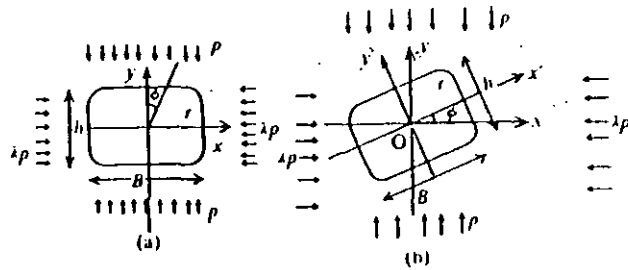


Fig. 10.1 Rectangular opening with rounded corners in a field of forces  $p$  and  $\lambda p$ . (a) Field of forces parallel to sides of rectangle; (b) field of forces inclined to sides of rectangle.

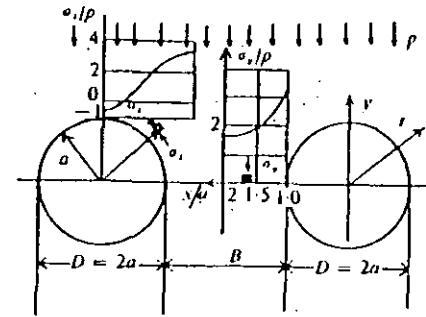


Fig. 10.2 Stress concentration. Two parallel galleries in a vertical field of forces  $p$  ( $B = D = 2a$ ) (after Obert & Duvall, 1967).

The use of photoelastic methods yields rapid results which can be compared with field measurements.

### 10.2.2 Subsidence and caving

The first manifestation of subsidence may be convergence of the walls and roof of the gallery or a succession of local failures in the rock surrounding the openings. This phase of the process is termed *subsurface subsidence*, as opposed to *surface subsidence*, which causes a depression in the overlying surface (fig. 10.3a). Subsurface subsidence is largely an uncontrolled process. *Caving* is a form of subsurface subsidence which is at least partly controlled by the mining method.

When excavation occurs in relatively thin-bedded deposits with overlying weak sedimentary rocks, surface displacements occur. Any point at the surface has a vertical downward displacement and a horizontal displacement versus the centre  $G_0$  of the excavation. The vertical surface displacement is a

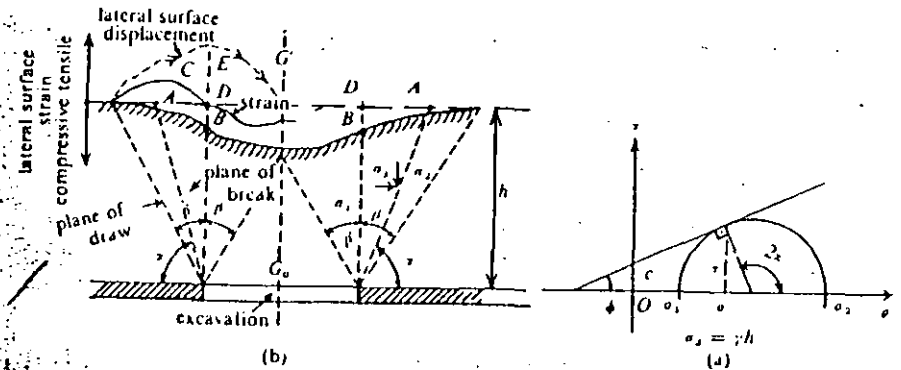


Fig. 10.3. (a) Idealized representation of trough subsidence (after Rellensmann, 1957). (b) Circle of Mohr for subsidence conditions.

Table 10.2

	Angle of friction $\phi$ (measured)	Angle of break (calculated)
Clay	15-20	52.5-55
Sand	35-45	62.5-67.5
Moderate shale	37	63.5
Hard shale	45	67.5
Sandstone	50-70	70-80
Coal	45	67.5

maximum at  $G'$  over the centre  $G_0$  of the excavation. The horizontal surface strain is tensile at points outside the limits of the excavation and compressive within the limits (fig. 10.3a).  $D$  is a point of zero strain and there is an inflection point  $B$  at the surface of the soil.  $\alpha$  is the angle of break and point  $A$  corresponds to the maximum of tensile strain at the surface.  $\beta$  is the angle of draw.

In fig. 10.3b the angle of break  $\alpha$  determines the line along which rupture occurs.  $\tau$  is the shear stress along this line and  $\tau = c + \sigma \tan \phi$ . Tracing the circle of Mohr for such conditions yields:

$$2\alpha = 90^\circ + \phi.$$

Seldenrath (1951) quoted by Obert and Duvall (1967) published table 10.2.

### 10.3 Stresses around tunnels and galleries caused by hydrostatic pressure inside the conduit

Stresses around cavities caused by *in situ* or residual stresses in the rock have already been dealt with (sections 5.4 and 10.2.) The stresses to be analysed in this chapter are those induced in the rock masses by the hydrostatic (or hydrodynamic) pressure  $p$  of the water or fluid (gas) filling the tunnel gallery or cavity.

Analysis of these stresses usually starts with the theory of stresses in thick pipes, which is then extended to the case of the unlined tunnel and finally to the case of the lined tunnel (Jaeger, 1933, 1949b). The theory of stress-strain measurements in circular tunnels under a radial load (Seeber, 1961) applied along the whole circumference of a tunnel (Austrian technique on rock testing) can easily be related to the equations obtained for the pressurized tunnel. Similarly, these theories can be used to establish safe overburden conditions above a tunnel under a pressure  $p$  (Jaeger, 1961b). Finally, the basic equations to be developed in this chapter are used in the theory of water hammer waves which develop in pressure tunnels and shafts.

#### 10.3.1 Theory of thick elastic pipes

The internal and external radius of the pipe is respectively  $b$  and  $c$  (fig. 10.4).

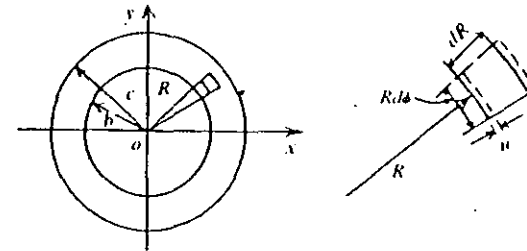


Fig. 10.4 Deformation of a thick pipe.

$R$  is the radius of a small element  $Rd\delta dR$  inside the pipe, with  $b < R < c$ . When the pipe is filled with a liquid or gas under pressure, the radius  $R$  increases by  $u$  and the circumference increases from  $2\pi R$  to  $2\pi(R + u)$ . The specific length increase in a circumferential direction is

$$\delta_t = \frac{2\pi(R + u) - 2\pi R}{2\pi R} = \frac{u}{R}.$$

In a radial direction  $R$  increases by  $u$  and becomes  $R + u$ ; similarly,  $dR$  increases by  $du$  and becomes  $dR + du = dR[1 + (du/dR)]$ . The specific radial increase in length is

$$\delta_r = \frac{dR + du - dR}{dR} = \frac{du}{dR}.$$

On the other hand  $\delta_t$  and  $\delta_r$  depend on  $\sigma_t$  and  $\sigma_r$ , as follows:

$$\delta_t = \frac{u}{R} = \frac{1}{E} \left( \sigma_t - \frac{1}{m} \sigma_r \right),$$

$$\delta_r = \frac{du}{dR} = \frac{1}{E} \left( \sigma_r - \frac{1}{m} \sigma_t \right);$$

or

$$\sigma_t = \frac{mE}{m^2 - 1} \left( m \frac{u}{R} + \frac{du}{dR} \right), \tag{1}$$

$$\sigma_r = \frac{mE}{m^2 - 1} \left( m \frac{du}{dR} + \frac{u}{R} \right). \tag{2}$$

$E$  being the modulus of elasticity and  $\nu = 1/m$ , Poisson's ratio for the thick pipe. It can be shown that  $u$  is a solution of the equation:

$$R^2 \frac{d^2 u}{dR^2} + R \frac{du}{dR} - u = 0, \tag{3}$$

the integral of which is

$$u = BR + \frac{C}{R}. \tag{4}$$

A rapid checking yields:

$$\frac{du}{dr} = B - \frac{C}{R^2} \quad \text{and} \quad \frac{d^2u}{dR^2} = \frac{2C}{R^3} \quad (5)$$

which, when introduced in equation (3) give  $0 = 0$ .  $u$  being known the stresses  $\sigma_r$  and  $\sigma_t$  are now:

$$\sigma_r = \frac{mE}{m-1} B - \frac{mEC}{(m+1)R^2} = B' - \frac{C'}{R^2} \quad (6)$$

$$\sigma_t = \frac{mE}{m-1} B - \frac{mEC}{(m+1)R^2} = B' + \frac{C'}{R^2} \quad (7)$$

The constants  $B$  and  $C$  depend on the boundary condition for  $R = b$  and  $R = c$ .

A thick pipe is loaded by internal static pressure  $p_i$  and external pressure  $p_e$  (fig. 10.5).

For  $R = b$ :

$$\sigma_r = B' - \frac{C'}{b^2} = p_i$$

For  $R = c$ :

$$\sigma_r = B' - \frac{C'}{c^2} = p_e$$

This yields:

$$C' = \frac{(p_e - p_i)}{c^2 - b^2} c^2 b^2$$

$$B' = \frac{p_i c^2 - p_e b^2}{c^2 - b^2}$$

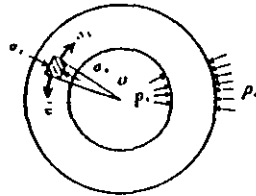


Fig. 10.5 Thick pressure pipe.

Therefore, for  $R = b$ :

$$\sigma_r = \frac{p_i c^2 - p_e b^2}{c^2 - b^2} - \frac{(p_e - p_i)}{c^2 - b^2} c^2 = p_i$$

$$\sigma_t = \frac{p_i c^2 - p_e b^2}{c^2 - b^2} + \frac{(p_e - p_i)}{c^2 - b^2} c^2 = -p_i \frac{b^2 + c^2}{c^2 - b^2} + \frac{2c^2 p_e}{c^2 - b^2}$$

For  $R = c$ :

$$\sigma_r = \frac{p_i c^2 - p_e b^2}{c^2 - b^2} - \frac{(p_e - p_i) b^2}{c^2 - b^2} = p_e$$

$$\sigma_t = \frac{p_i c^2 - p_e b^2}{c^2 - b^2} + \frac{(p_e - p_i) b^2}{c^2 - b^2} = -p_i \frac{2b^2}{c^2 - b^2} + p_e \frac{c^2 + b^2}{c^2 - b^2}$$

### 10.3.2 Case of a pressure tunnel in sound rock (fig. 10.6)

The boundary conditions on a wall of a tunnel in sound rock are:

$$\text{for } R = b, \quad p_t = p$$

The other boundary conditions are:

$$\text{for } R = \infty, \quad \sigma_r = p_e = 0$$

This second condition yields for  $R = \infty$ :

$$\sigma_r = B' = 0, \quad B = 0 \quad \text{and} \quad \sigma_t = 0$$

and for any value  $0 < R < \infty$ :

$$\sigma_r = -\frac{mEC}{(m+1)R^2} = -\sigma_t$$

For  $R = b$ :

$$\sigma_r = -\frac{mEC}{(m+1)b^2} = p \quad \text{and} \quad C = -\frac{pb^2(m+1)}{Em}$$

$$\sigma_t = +\frac{mEC}{(m+1)b^2} = -p$$

At any point inside the rock:

$$\sigma_r = -\sigma_t = -\frac{mEC}{(m+1)R^2} = p \frac{b^2}{R^2}$$

The stresses  $\sigma_r$  and  $\sigma_t$  decrease rapidly inside the rock. At a distance  $R = 2b$ , they are only 25% of what they are on the tunnel wall.

### 10.3.3 Concrete-lined pressure tunnel

(1) *Unfissured sound rock* (fig. 10.7). The internal diameter of the tunnel lining is  $b$ , its external diameter is  $c$ . If  $p$  is the hydrostatic pressure inside the tunnel a certain load  $p_c = \lambda p$  is transmitted from the concrete lining to the rock. Furthermore, it is assumed that there is no gap between concrete and rock. For  $c < R < \infty$ .

The stress  $\sigma_r$  is given by

$$\sigma_r = \frac{m_2 E_2}{m_2 - 1} B_2 - \frac{m_2 E_2}{m_2 + 1} \frac{C_2}{R^2}$$

the index '2' for  $m_2, E_2, B_2, C_2$  referring to rock. The condition  $\sigma_r = 0$  for  $R = \infty$  yields  $B_2 = 0$  and  $\sigma_r = -\sigma_t$  for the whole mass of rock.

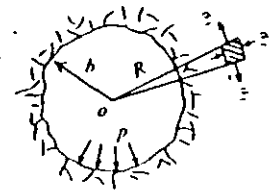


Fig. 10.6 Pressure tunnel in sound rock.

For  $R = c$  on the rock side;

$$\sigma_r = -\frac{m_2 E_2}{m_1 + 1} \frac{C_2}{c^2} = p_c = \lambda p,$$

and

$$C_2 = -\frac{p_c c^2 (m_2 + 1)}{E_2 m_2}, \text{ with } B_2 = 0.$$

The radial displacement  $u$  for  $R = c$  in the rock is

$$u_{R=c} = B_2 R + \frac{C_2}{R} = \frac{p_c c}{E_2} \frac{m_2 + 1}{m_1}$$

In the concrete when  $b < R < C$ , we introduce index '1' to represent the concrete.

For  $R = b$ :

$$\sigma_{R=b} = \frac{m_1 E_1}{m_1 - 1} B_1 - \frac{m_1 E_1}{m_1 + 1} \frac{C_1}{b^2} = p.$$

For  $R = c$ :

$$\sigma_{R=c} = \frac{m_1 E_1}{m_1 - 1} B_1 - \frac{m_1 E_1}{m_1 + 1} \frac{C_1}{c^2} = \lambda p.$$

and

$$C_1 = -\frac{m_1 + 1}{m_1 E_1} \frac{c^2 b^2}{c^2 - b^2} (1 - \lambda) p,$$

$$B_1 = -\frac{m_1 - 1}{m_1 E_1} \frac{(b^2 - \lambda c^2)}{c^2 - b^2} p.$$

Equating the elastic displacements

For  $R = c$ :

$$u_{R=c} = B_1 c + \frac{C_1}{c} = B_2 c + \frac{C_2}{c}$$

$$\frac{m_1 - 1}{m_1 E_1} \frac{(b^2 - \lambda c^2)}{c^2 - b^2} c p + \frac{m_1 + 1}{m_1 E_1} \frac{c b^2}{c^2 - b^2} (1 - \lambda) p = \frac{m_2 + 1}{m_2} \frac{c}{E_2} \lambda p.$$

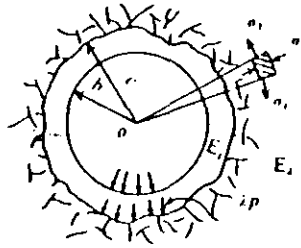


Fig. 10.7 Concrete-lined pressure tunnel in sound rock.

Out of this equation we get:

$$\lambda = \frac{p_c}{p} = \frac{\frac{2b^2}{E_1(c^2 - b^2)}}{\frac{m_1 + 1}{m_2 E_2} + \frac{(m_1 - 1)c^2 + (m_1 + 1)b^2}{m_1 E_1(c^2 - b^2)}}$$

The stresses in the concrete lining are:

For  $R = b$ :

$$\sigma_{rb} = -p,$$

$$\sigma_{tb} = -\frac{c^2 + b^2 - 2\lambda c^2}{c^2 - b^2} p.$$

For  $R = c$ :

$$\sigma_{rc} = \lambda p,$$

$$\sigma_{tc} = -\frac{2b^2 - \lambda(c^2 + b^2)}{c^2 - b^2} p.$$

(2) *The concrete lining is fissured.* If the concrete lining the tunnel walls were uniformly fissured in a radial direction, a pressure:

$$p_c = \frac{b}{c} p,$$

would be directly transmitted to the rock and the stresses on the rock surface would be

$$\sigma_r = -\sigma_t = \frac{b}{c} p.$$

(3) *The fissures penetrate in the rock to depth  $d$*  (fig. 10.8). Along the rock surface the radial pressure is

$$p_c = (b/c)p \text{ and } \sigma_t = 0; \quad \sigma_{rc} = p_c = (b/c)p.$$

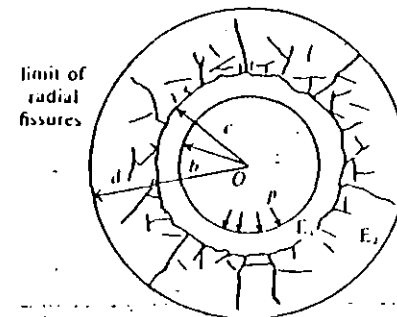


Fig. 10.8 Lined tunnel in radially fissured rock ( $R < d$ ).

At any depth  $R < d$  inside the fissured rock mass  $\sigma_r = 0$ ;  $\sigma_t = (b/R)p$ . At the limit of the sound rock the pressure is  $p_d = (b/d)p$ . Inside sound rock ( $d < R < \infty$ ):

$$\sigma_r = -\sigma_t = p \frac{b d^2}{d R^2} = \frac{bd}{R^2} p.$$

**10.3.4 Steel-lined pressure tunnels and shafts**

(1) *In sound rock* (fig. 10.9). The hydrostatic pressure inside the tunnel is  $p$ . A pressure  $p_b < p$  is transmitted from the steel shell to the concrete and a pressure  $p_c < p_b$  from the concrete to the rock.

The elastic deformation  $u_b$  of the steel lining is

$$u_b = \frac{(p - p_b)}{E} \times \frac{b^2}{e} = p(1 - \lambda_1) \frac{b^2}{Ee}.$$

Where  $E$  = modulus of elasticity of the steel plate,  $e$  = thickness of the steel plates and  $p_b = \lambda_1 p$ . The deformation  $u_b$  of the steel shell must be equal to the elastic deformation of the internal face of the concrete lining and the deformation of the external face of the concrete must equal the yielding of the rock surface.

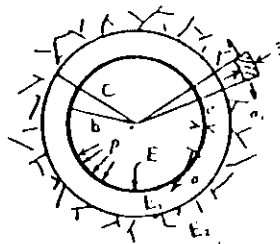


Fig. 10.9 Steel-lined tunnel

Detailed calculations (Jaeger, 1933) show that:

$$\lambda_1 = \frac{p_b}{p_c} \quad \lambda_2 = \frac{p_c}{p} \quad ; \quad p_b = \text{presión sobre el concreto-roc.}$$

$$= \frac{b^2/Ee}{(b^2/Ee) + [b/m_1 E_1 (c^2 - b^2)] \{ (m_1 - 1)(b^2 - \lambda_2^2 c^2) + (m_1 + 1)(1 - \lambda_2^2) c^2 \}}.$$

and

$$\lambda_2^* = \frac{p_c}{p_b} = \frac{2b^2/E_1(c^2 - b^2)}{(m_2 + 1)/m_2 E_2 + [(m_1 - 1)c^2 + (m_1 + 1)b^2]/m_1 E_1(c^2 - b^2)}$$

*p\_c = presión sobre la roca.*

(2) *Rock fissured radially* (fig. 10.8). The deformation  $u_b$  of the steel plate is now:

$$u_b = \frac{p - p_b}{E} \frac{b^2}{e} = p(1 - \lambda_2) \frac{b^2}{Ee} \quad \text{with } p_b = \lambda_2 p$$

and of the concrete lining and rock ( $d$  = length of radial rock fissures):

$$u_b = -\frac{(p_b + p_d)(b - d)}{2 E_1} + p_d \frac{d(m_2 + 1)}{m_2 E_2}.$$

Equating the two values of  $u_b$  yields:

$$\lambda_2 = \frac{b^2/Ee}{(b^2/Ee) + [(d^2 - b^2)/2dE_1] + [(m_2 + 1)b/m_2 E_2]}$$

**10.4 Minimum overburden above a pressure tunnel**

**10.4.1 General remarks: basic design assumptions**

The problems in determining minimum overburden required over pressure tunnels are of great importance to hydro-power engineering practice. The amount of elastic pressure waves (water hammer waves) allowed to penetrate in the tunnel and the design of the surge tank depend on the rock conditions about the tunnel (Jaeger, 1948a, 1955a,b).

Assuming a pressure tunnel with diameter  $2R$  located at a depth  $H$  under the horizontal rock surface (fig. 10.10) the hydrodynamic pressure in the tunnel is  $p/\gamma = \lambda H$ , where  $H$  and  $p/\gamma$  are in feet or in metres and  $\gamma$  = specific density of the water. The highest value of  $\lambda$  for safety against uplift has to be determined. A former 'rule of thumb' method assumed for the highest acceptable pressure  $p$  the condition:  $p/\gamma \leq \frac{1}{2}H$  or  $\lambda \leq \frac{1}{2}$ , but some pressure tunnels have been safely designed for  $\lambda = 1$  or even 2. This pressure rule is based on the very crude assumption that the weight of a slice of rock with a width  $B = 2R$ , a height  $H$  and a length =  $l$ , should be equal to or larger than, the vertical uplift on the same area  $2R \times l$ , an additional factor of safety equal to 5 being included (rock density  $\gamma_R = 2.5$ ).

Other criteria sometimes adopted by tunnel designers are listed as follows.

- (1) *Old rule.*  $p/\gamma = \frac{1}{2}H$ , very high safety factor against lifting of the rock.
- (2) *Some American unlined pressure tunnels* (Hwas tunnel; Nantahala tunnel):  $p/\gamma = H$ , it is implicitly assumed that, water seeping from the unlined pressure tunnel will not reach the rock surface through rock fissures.
- (3) *Sydney water supply tunnel.*  $p/\gamma = 2.4H$ , the depth of cover is such that the weight of a column of rock over the tunnel should be equal to the maximum water pressure. The same rule was adopted by Sir William Halcrow when he designed the Glen Moriston tunnel (Livishie hydroelectric

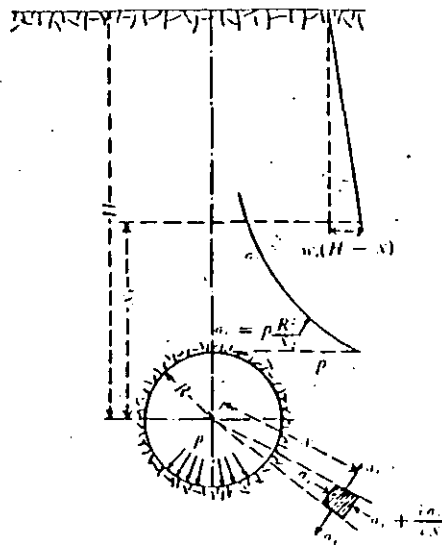


Fig. 10.10. Overburden situation in sound rock (after Jaeger, 1961b).

development), believed to be the highest head for a non-steel-lined tunnel in Europe; and by the designers of the Ashford Common Water Supply tunnel, through London Clay.

(4) *Terzaghi* suggests that the depth of cover should be half the water-head  $p/\gamma = 2H$ , a condition very similar to the previous rule.

(5) *Spray hydroelectric scheme* (Calgary, Canada). Especially notable is the high-pressure tunnel in this scheme. The rock overburden is  $H = 216$  ft and the water pressure  $p/\gamma = 1220$  ft, about  $p/\gamma = 5H$ .

#### 10.4.2 Some common failures of pressure tunnels

Precise information on pressure tunnel failure is limited, but a few case histories have been published.

(1) *The Ritom hydro-power pressure tunnel* of the Swiss Federal Railway, built in 1920, started leaking shortly after being commissioned. The geological strata were inclined towards the valley to which the power tunnel was parallel. The tunnel designers, aware of the dangers of a possible rock slide caused by leakage, emptied and repaired the tunnel.

The tunnel was horseshoe shaped and thin fissures were mainly concentrated at its rounded corners. Pressure tests (section 6.2) carried out in the Amsteg power tunnel, located on the north of the Alps, proved the rock to be elastic. It was assumed that because of its horseshoe shape the Ritom

tunnel was unfavourable as a pressure tunnel excavated in indifferent rock and that the concrete lining, not reinforced, was too stiff for a tunnel adjacent to a rock slope. The tunnel was repaired without major damage being caused to the rock strata.

(2) *A rupture of the Kandergrund tunnel* (fig. 10.11) caused a rock slide. A forest was destroyed, a farmhouse crushed and two people killed. Three 2.5-cm-thick fissures about 30 m long, along the tunnel crown and the springs of the tunnel soffit, had caused water to leak. Leakage was probably far more substantial than in the previous case (no figures were available). The cause of the disaster was traced back to a water hammer pressure wave

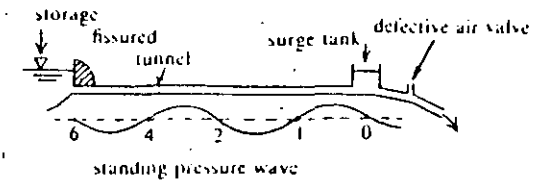


Fig. 10.11 Rupture of the Kandergrund pressure tunnel caused by water hammer waves (after Jaeger, 1948a).

which penetrated the tunnel and lifted the lined soffit in a region where rock was definitely weak (Jaeger, 1948a; section 2.2.)

Several similar rock slides caused by leaking tunnels occurred in the Andes, but detailed information is not available.

(3) *The diversion gallery of the El Frayle dam* (Peru) (fig. 10.12) was ruptured when the rock abutment gave way. Seepage of water through the rock was mentioned as the cause of the damage (section 13.2).

All these cases are characterized by the proximity of the pressure gallery to a rock slope.

(4) *Sydney Water Supply tunnel* (New South Wales). The damage caused to this was quite different. This concrete-lined tunnel was designed so that the maximum water pressure of about 500 ft (150 m) would not exceed the weight of the overlay, in sandstone rock. Grouting was carried out in two stages to 300 p.s.i. (24 kg/cm<sup>2</sup>). On completion the tunnel was divided into watertight sections and each section tested by progressively increasing the water pressure. In one section the lining ruptured when the pressure reached approximately the design value; in another failure occurred at about a quarter of the designed pressure. The ruptures took the form of a horizontal crack about half way up the tunnel walls. On account of the high permeability of the sandstone water losses were high. It is probable that failure was due to the relatively high compressibility of the sandstone; cement grouting rarely stiffens sandstone rocks with a very low modulus of elasticity.





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

**CURSOS ABIERTOS**

**VI CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA GEOLOGICA APLICADA A OBRAS  
SUPERFICIALES Y SUBTERRANEAS**

**MODULO II: LA MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION**

**TEMA IV  
ANEXO 4**

# Principles of dimensioning the supporting system for the "New Austrian tunnelling method"

By Prof. Dr.techn. Dr.h.c. L. v. Rabcewicz and Dipl.Ing. J. Geisler

In this article, the main promoter of the new Austrian tunnelling method explains the empirical approach to dimensioning recommended for use when applying the technique, and gives a brief mathematical analysis of the underlying theory

TUNNELLING EXPERIENCE during the last ten years in Austria and elsewhere has proved the advantage of the "New Austrian tunnelling method" (NATM) over other methods in every respect, particularly in unstable rock.

NATM is based on the principle that it is desirable to take utmost advantage of the capacity of the rock to support itself, by carefully and deliberately controlling the forces in the readjustment process which takes place in the surrounding rock after a cavity has been made, and to adapt the chosen support accordingly.

Generally two methods of support are carried out. The first is a flexible outer arch—or protective support—designed to stabilize the structure accordingly, and consists of a systematically anchored rock arch with surface protection mostly by shotcrete, possibly reinforced by additional ribs and closed by an invert.

The behaviour of the protective support and the surrounding rock during the readjustment process is controlled by a sophisticated measuring system.

The second means of support is an inner arch consisting of concrete, and is generally not carried out before the outer arch has reached equilibrium. Its aim is to establish or increase the safety factors as necessary.

## Designing standard sections

In order to be able to plan a project and design standard sections for the documents it is necessary to establish the required carrying capacity of the support for different types of rock.

As shown in Fig. 2, the carrying capacity of the outer arch can be decided by the  $\sigma_r/\Delta r$  curve, which is characteristic for any given type of rock and primary stress condition.

As is well known, the required radial stress  $p_r^*$  to obtain equilibrium decreases if the border zone is allowed to yield and a plastic zone develops simultaneously (Fig 1). The rate of the decrease—being mainly a function of the primary stress condition  $\sigma_0$  and the angle of internal friction  $\phi$  of the rock—as a rule diminishes rapidly (Fig. 2).

At any intersection between  $p_r^*$  and the  $\sigma_r$  curve, equilibrium is reached for the respective support resistance.

It is a particular feature of the NATM that the intersections always take place at the descending branch of the curve. For instance, should the support partially fail for any reason, a new equilibrium comes into being without

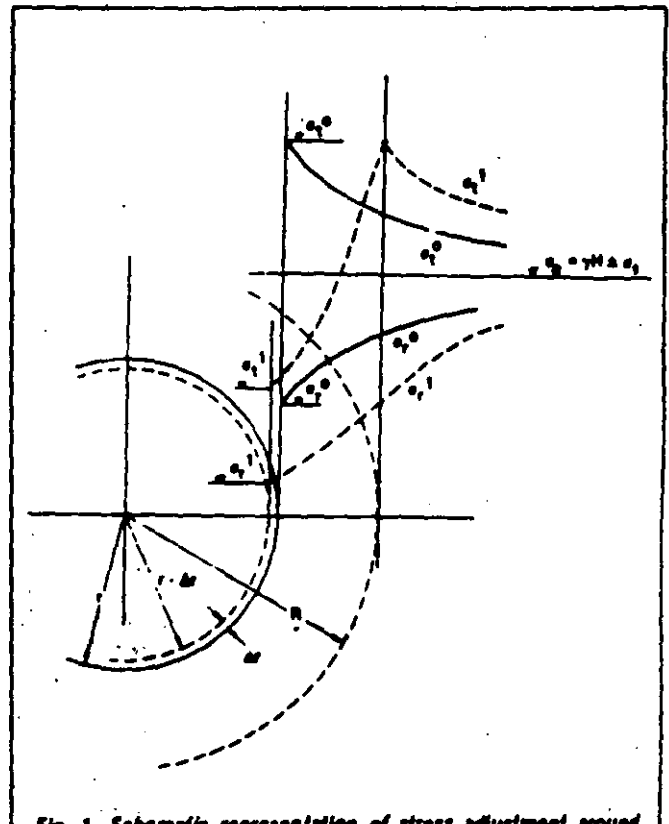


Fig. 1. Schematic representation of stress adjustment around a cavity (after Kastner). Key:  $r$ —radius of cavity;  $R$ —radius of plastic zone;  $\Delta r$ —radial deformation;  $\sigma_0$ —primary stress condition;  $\sigma_0^0$ —tectonic stresses;  $\sigma_r^0$  and  $\sigma_\theta^0$ —radial and tangential stresses, respectively, with  $\Delta r=0$ ;  $\sigma_r^1$  and  $\sigma_\theta^1$ —radial and tangential stresses, respectively, with  $r=R$

any additional strengthening at a lower point of intersection, as long as this lower point does not fall below the minimum of the  $\sigma_r$  curve (marked B in Fig. 2), where with further "detrimental loosening" starts.

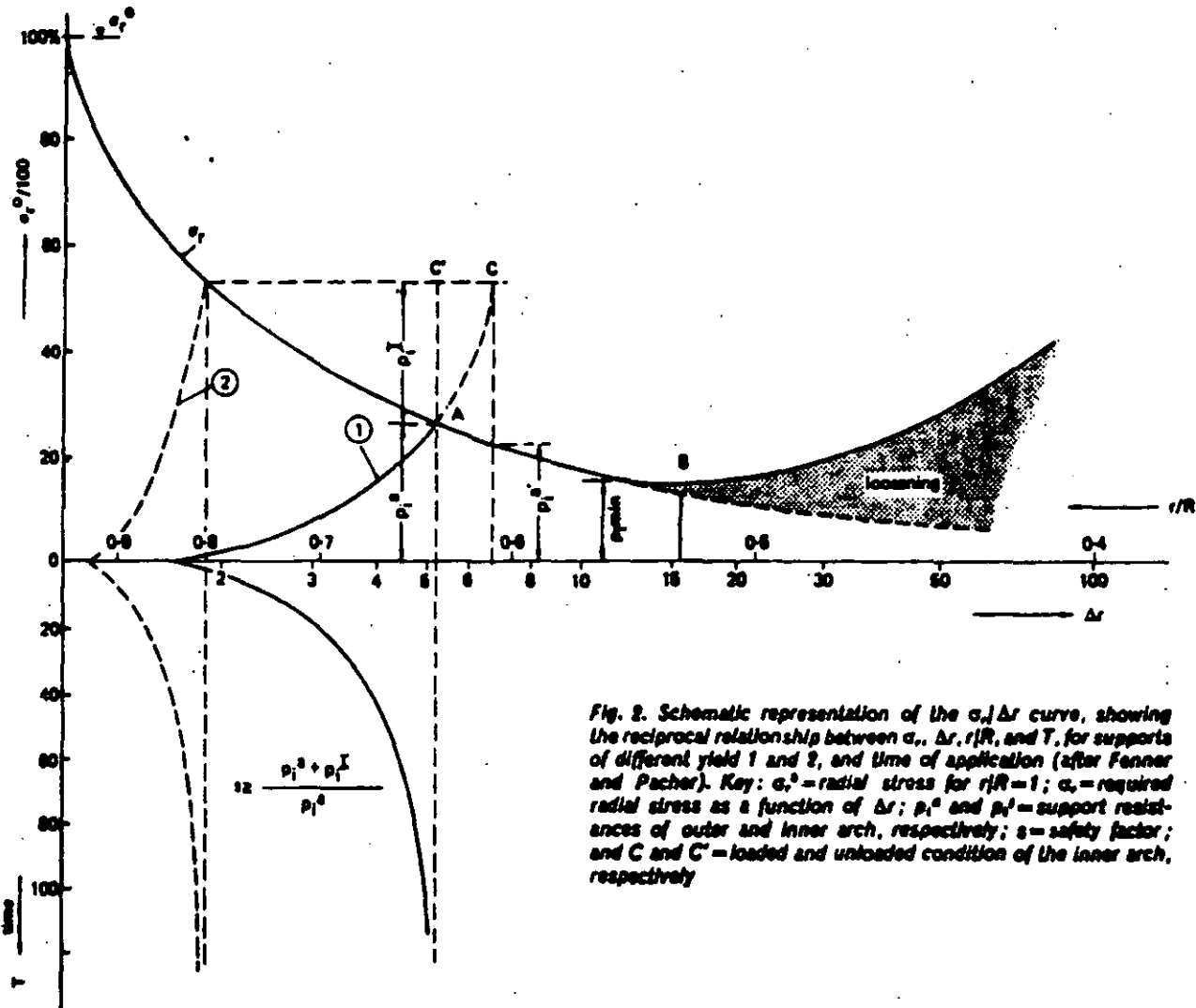


Fig. 2. Schematic representation of the  $\sigma_r/\Delta r$  curve, showing the reciprocal relationship between  $\sigma_r$ ,  $\Delta r$ ,  $r/R$ , and  $T$ , for supports of different yield 1 and 2, and time of application (after Fenner and Pacher). Key:  $\sigma_r$ —radial stress for  $r/R=1$ ;  $\sigma_r$ —required radial stress as a function of  $\Delta r$ ;  $p_1^0$  and  $p_1^I$ —support resistances of outer and inner arch, respectively;  $s$ —safety factor; and  $C$  and  $C'$ —loaded and unloaded condition of the inner arch, respectively

With conventional methods on the other hand, the intersection point is usually situated at the ascending branch of the  $\sigma_r$  curve. With any failure, the intersection-point moves to the right and the support required increases, so the supporting structure has to be strengthened above its former carrying capacity.

Loosening is considered "detrimental" when open cracks and fissures come into being in such a way that the rock is no longer capable of conveying shear and compressive stresses. The weight of the loosened masses is added to the lining, actually causing the free area of the cavity to increase.

To be able to plot the  $\sigma_r/\Delta r$  curve, the following parameters have to be established: the primary stress condition  $\sigma_3$ , with the direction of principal stresses, the angle of internal friction  $\phi$ , the uniaxial compressive strength  $\sigma_{cm}$  parallel and normal to the stratification, and the corresponding moduli of deformation and elasticity.

These parameters can be determined by measuring and the course of the curve computed by the finite-element method, taking into consideration the method of excavation (full-face driving or subdivision of the section).

While, after Kas, the  $\sigma_r$  for  $\Delta r=0$  is critically

given by the equations:

$$\sigma_r^0 = \frac{2\sigma_3 - \sigma_{cm}}{\zeta + 1} \quad \zeta = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad \sigma_{cm} = \frac{2c}{\tan(45 - \phi/2)}$$

(where  $c$ —cohesion and  $\phi$ —angle of internal friction). The establishing of  $\sigma_{rmin}$  is influenced by the magnitude of  $\sigma_r^0$  on one hand and geological conditions on the other.

This can be easily explained by the following example. With a road tunnel situated in fairly compact rock with a small overburden, the tangential border stresses of which only slightly exceed its uniaxial compressive strength,  $p_{1min}$  will be very small, particularly if the rock has in addition a high standing capacity, due for example to well-defined interlocking of the layers.

The same type of rock under a large overburden is bound to develop a fairly large plastic zone causing significant deformations. The rock in this case becoming fractured to a depth of several meters, requires a far greater  $p_{1min}$ , the more so should it be crossed by a system of even joints instead of being interlocked.

The value of the required carrying capacity of the outer arch  $p_1^0$  must be chosen so as to combine maximum



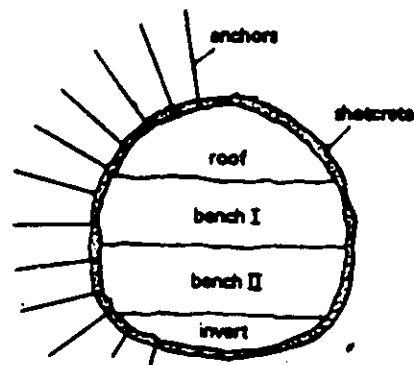
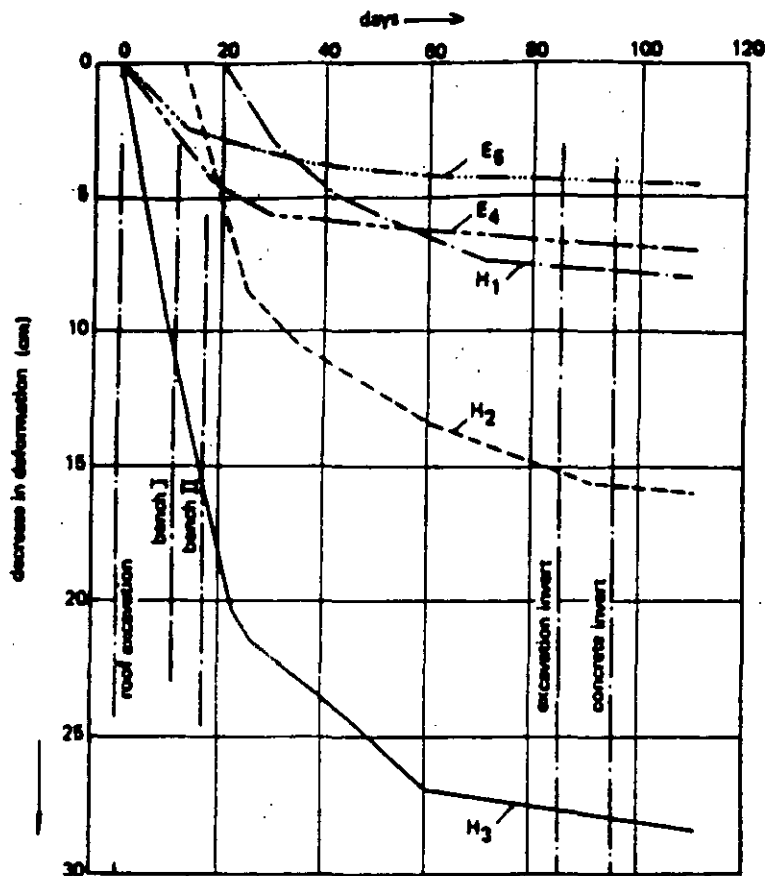


Fig. 6. A drawing showing some of the salient results of measurements made at the Tauern tunnel north. (Above left) the main measuring section TKM 1739, showing the conspicuous decrease of deformation with respect to time, and (above right) the excavation and outer lining section. The excavation was in graphitic phyllites, with an overburden of 1.0m, and a cross-section of 108m<sup>2</sup>. Key: H<sub>1</sub>, H<sub>2</sub>, and H<sub>3</sub> = convergency measurement readings; E<sub>4</sub> and E<sub>6</sub> = long extensometer readings (see Fig. 5 for location)

#### Bibliography

1. FENNER, R. "Untersuchungen zur Erkenntnis des Gebirgsdruckes", *Glückauf*, Ann. 74, Vol. 32, 33, 1938.
2. RABCEWICZ, L. v. "Bolted Support for Tunnels", *WATER POWER*, April, May, 1954; *Mine and Quarry Engineering*, February, March, 1955.
3. TALORRE, J. "La Mécanique des Roches", Dunod, Paris, 1957.
4. RABCEWICZ, L. v. "Ankerung im Tunnelbau ersetzt bisher gebräuchliche Einbaumethoden", *Schweizerische Bauzeitung*, Ann. 75, March, 1957.
5. RABCEWICZ, L. v. "Aus der Praxis des Tunnelbaus. Einige Erfahrungen über echten Gebirgsdruck", *Geologie und Bauwesen*, Ann. 27, Vol. 3-4, 1962.
6. KASTNER, H. "Statik des Tunnel- und Stollenbaus", Springer, Berlin/Göttingen, 1962.
7. MÜLLER, L. "Der Felsbau", Ferdinand Enke Verlag, Stuttgart.
8. YEDER, C. "Die Bedeutung natürlicher elektrischer Felder für Elektroosmose und Elektrokataphoresis im Grundbau", *Bauingenieur*, Ann. 38, Vol. 10, 1963.
9. PACHER, P. "Deformationsmessungen im Versuchstollen als Mittel zur Erforschung des Gebirgsverhaltens und zur Bemessung des Ausbaus", *Felsmechanik und Ingenieurgeologie*, Suppl. I, 1964.
10. RABCEWICZ, L. v. "The New Austrian Tunneling Method", *WATER POWER*, November, December, 1964; January, 1965.
11. RABCEWICZ, L. v. and SÄTTLER, K. "Die neue österreichische Tunnelbauweise", *Bauingenieur*, Ann. 40, Vol. 8, 1965.
12. SZECZY, K. "The Art of Tunneling", Akademiai Kiado, Budapest, 1967.
13. RESCHER, O. "Erfahrungen beim Ausbau der Kavernenzentrale Veytaux mit Spritzbeton und Felsankern", *Felsmechanik und Ingenieurgeologie*, Suppl. IV, 1969.
14. DETZLHOFFER, H. "Verbrüche in Druckstollen", *Felsmechanik und Ingenieurgeologie*, Suppl. IV, 1968.
15. SÄTTLER, K. "Neuartige Tunnel-Modellversuche. Ergebnisse und Folgerungen", *Felsmechanik und Ingenieurgeologie*, Suppl. IV, 1968.
16. RABCEWICZ, L. v. "Die halbsteife Schale als Mittel zur empirisch-wissenschaftlichen Bemessung von Hohlraumbauten", *Rock Mechanics*, Suppl. I, 1970.
17. KOVARI, K. "Ein Beitrag zur Bemessung von Untertagebauten", *Schweizerische Bauzeitung*, 87, No. 9, 1969.
18. RABCEWICZ, L. v. "Stability of Tunnels under Rock Load", *WATER POWER*, June, July, August, 1969.
19. HAYASHI, M., KITAHARA, Y. and HIRANO, S. "Time-dependent Analysis in Underground Structure in Visco Plastic Rock Masses", *Proceedings, International Symposium on the Determination of Stresses in Rock Masses*, Lisbon, 1969.
20. DETZLHOFFER, H. "Erfahrungen bei der Sicherung von Stollen-ausbürben in gebirgen und druckhaften Gebirgsstrecken", *Felsmechanik und Ingenieurgeologie*, Suppl. V, 1969.
21. NUSSBAUM, H. "Recent Development of the New Austrian Tunneling Method", *Preprint ASCE National Meeting of Structural Engineering*, Cleveland, Ohio, April, 1972.
22. RABCEWICZ, L. v. "The New Austrian Tunneling Method", *The Pakistan Engineer*, 1970.
23. LOMBARDI, G. "Der Einfluss der Felseigenschaften auf die Stabilität von Hohlräumen", *Schweizerische Bauzeitung*, Vol. 87, No. 3, 1969.
24. MÜLLER, K. "Zeitabhängige Spannungsumlagerungen beim Felsbohrbau", Bericht No. 72-4/1972, Institut für Statik, Technical University of Brunswick.
25. BERTI, P. "Tunneling on the New Rome Metro", *Tunnels and Tunneling*, September-October, 1972.
26. RABCEWICZ, L. v., GOLBER, J., HACKL, E. "Die Bedeutung der Messung im Hohlraumbau", *Der Bauingenieur*, Vol. 47, No. 7 and 8, 1972.
27. LENDI, P. "Beitrag zur erdstatischen Berechnung von Verankerungen im Lockergestein", *Institut für bauwissenschaftliche Forschung*, No. 6, 1969.
28. COMPTÉ, Ch. "Technologie des Tirants", *Institut für bauwissenschaftliche Forschung*, No. 17, January, 1971.

$$\tau^m = \frac{r^m E^m}{E^s} = 15\tau^s \text{ (for concrete)}$$

The lining resistance is:

$$p_i^L = p_i^s + p_i^m$$

The anchors are acting with a radial pressure:

$$p_i^A = \frac{\int^m \sigma_r^m}{et}$$

With the lateral pressure given by:

$$\sigma_3 = p_i^s + p_i^m + p_i^A$$

and with Mohr's envelope, the shear resistance of the rock mass  $\tau^m$  and the shear angle  $\alpha$  is determined, assuming that the principal stresses are parallel and at right-angles to the excavation line.

The carrying capacity of the rock arch is given by:

$$p_i^R = \frac{\sigma_1^R \cos \psi}{b/2} - \frac{\sigma_3^R \sin \psi}{b/2}$$

The resistance of the anchors against the movement of the shear body towards the cavity is:

$$p_i^A = \frac{\alpha \int^m \sigma_r^m \cos \beta}{et(b/2)}$$

The total carrying capacity of the outer arch is then:

$$p_i^m = p_i^L + p_i^R + p_i^A \geq p_{i \min}$$

As to the reciprocal mode of action of the basic supporting members of the NATM—shotcrete and the anchored rock-arch—experience has taught us the following:

(1) With the same type of rock and overburden the relationship between the size of the joint-bodies and the excavation area is decisive for the mobility of the material;

(2) With small sections (is 10-16m<sup>2</sup>) and joint bodies of a few dm<sup>3</sup>, a simple shotcrete sealing with  $d=3\text{cm} = 0.017R$  usually stabilizes the tunnel;

(3) With an underground power station of 400-600m<sup>2</sup> on the other hand, a rock with joint-bodies of this size behaves like a cohesionless mass, and a simple shotcrete lining of  $0.017R = 19\text{-}24\text{cm}$  would never do. A systematically-anchored rock arch is imperative in this case.

It acts as the main carrying member, the shotcrete being merely having the function of stabilizing the surface between the anchorage points. The greater is the  $\sigma_r^m$  and the section of the cavity and the smaller is  $\phi$ , the more important is the system anchoring in comparison with the shotcrete.

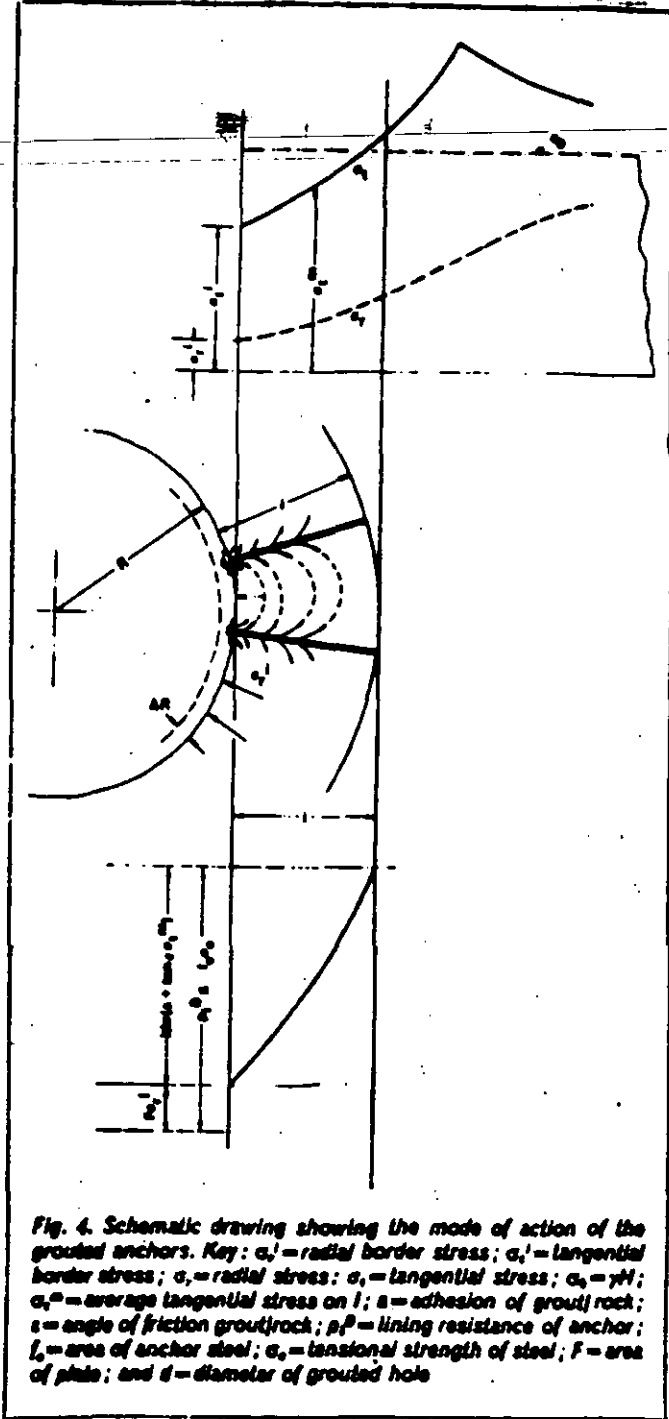


Fig. 4. Schematic drawing showing the mode of action of the grouted anchors. Key:  $\sigma_r^b$ —radial border stress;  $\sigma_t^b$ —tangential border stress;  $\sigma_r$ —radial stress;  $\sigma_t$ —tangential stress;  $\alpha = \gamma H$ ;  $\alpha_r$ —average tangential stress on  $l$ ;  $a$ —adhesion of grout/rock;  $\psi$ —angle of friction grout/rock;  $p_i^A$ —lining resistance of anchor;  $L_a$ —area of anchor steel;  $\sigma_s$ —tensile strength of steel;  $F$ —area of plate; and  $d$ —diameter of grouted hole

It seems therefore appropriate to add some further points on this essential matter.

With conventional wedge or expansion bolts the supporting action is exerted by the plate, and the anchor is always stressed equally over its whole length.

On the other hand, with grouted anchors (of the "Perfo" or "SN" type, for instance), the main carrying effect results from the bond between the grout and rock. The bond consists mostly of friction caused by the tangential stresses in the surrounding rock (besides a minor share of adhesion).

The tensile stress of the anchor increases from zero at the end to a maximum at the plate, and any radial border stresses possibly remaining are additionally conveyed to the anchor by the plate (Fig. 4).

The movement of the rock towards the cavity is inhibited in this way, and an arch effect is created between

neighbouring anchors, as is shown in the drawing. The carrying capacity  $p_1^B$  can be described analytically in simplified form by the equation:

$$p_1^B = kx(a + \tan \sigma_m) + F\sigma_s / S_f \sigma_s$$

The term  $F\sigma_s$  can possibly rise to  $\sigma_s \ell$ .

Although the carrying capacity of both the expansion and the grouted type anchors is the same, and is limited by the tensile strength of the steel, the stabilizing effect of grouted anchors is very much the greater.

As a further reinforcing measure in the NATM, light steel ribs of the channel-section type are used, connected by overlapping joints and fastened to the rock by the anchors.

The ribs serve primarily as a protection for the tunnelling crew against rockfall and as local reinforcement to bridge across zones of geological weakness. The static share of the ribs in the lining resistance is relatively low.

The stiffness of the ribs contrasts with the relatively-high yielding capacity of the shotcrete, and with large sections and deformations minor cracks in the shotcrete along the ribs must be reckoned with.

### Final dimensioning by measurement

Inseparably connected with the NATM, and a basic feature of the method, is a sophisticated measuring programme. Deformations and stresses are controlled systematically, allowing determination of whether the chosen support-resistance corresponds with the type of rock in question, and what kind of additional reinforcing measures are needed, if any.

In a case of the lining being over-dimensioned, the reinforcing measures can straight away be reduced accordingly when the same or similar mechanical conditions of the rock are encountered during further tunnel driving.

An empirical dimensioning is carried out in this way, based on the scientific principles explained here.

During the execution of a series of important tunnelling works using the NATM during the last few years (the most interesting of which—the Tarbela dam in Pakistan and the Tauern tunnel in Austria—will be described in future issues of WATER POWER), a reasonably satisfactory measuring system has been developed.

In order to control the behaviour of the outer arch and surrounding during the different construction stages in practice, main measuring sections are chosen at distances determined by the salient geological and rock-mechanical points.

These are equipped with double extensometers and convergence measuring devices to measure deformations, and pressure pads to measure radial and tangential stresses.

In addition, roof and floor points are monitored geodetically (Fig. 5).

In between the main measuring sections, secondary ones are selected at suitable distances where only convergence readings are made and roof and floor points controlled.

On the question of frequency, readings are made every other day at the beginning, decreasing to once a month according to the velocity of deformation and change of stresses. The measurement results are plotted in graphs as a function of time, which enables the changes in the rock caused both by mechanical reasons and constructional processes (as well as their tendency) to be recognized (Fig. 6).

This method of establishing stress-strain graphs gives

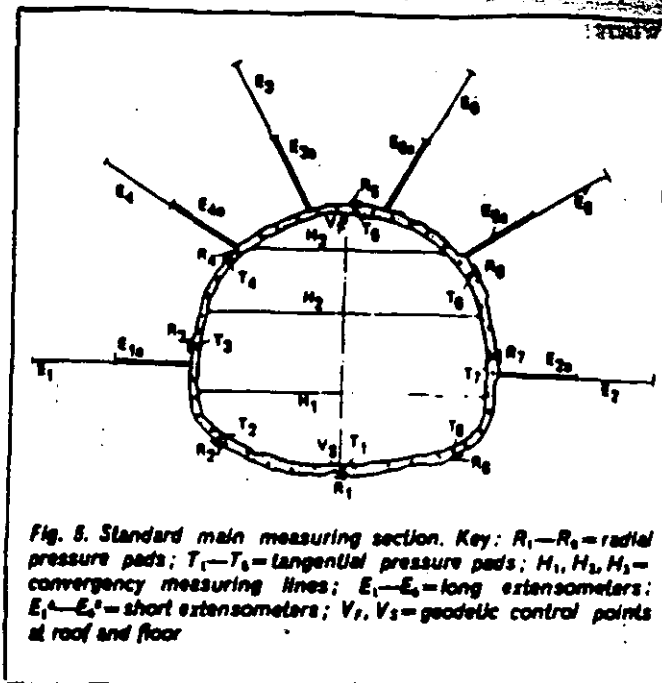


Fig. 5. Standard main measuring section. Key:  $R_1$ — $R_8$ —radial pressure pads;  $T_1$ — $T_8$ —tangential pressure pads;  $H_1$ ,  $H_2$ ,  $H_3$ —convergence measuring lines;  $E_1$ — $E_8$ —long extensometers;  $E_1$ — $E_8$ —short extensometers;  $V_1$ ,  $V_2$ —geodetic control points at roof and floor

a high degree of safety, allowing any situation to be recognized long before it becomes dangerous. They are exactly comparable with the function of temperature charts or electro-cardiograms in medicine.

Since the readjustment process takes a very long time, being possibly influenced locally by subsequent alterations of the geological conditions (eg. increase in the water content of the surrounding rock), it is essential from both the practical and theoretical point of view to measure also the stresses and deformations of the inner lining.

This is done by placing a series of tangential pressure pads or strain gauges, both in pairs outside and inside the lining, and also by using convergence measuring devices.

### Conclusions

The NATM has evolved from practical experience. We have studied the behaviour of linings and their surrounding rock by measurements in a great many kilometres of tunnel and galleries in all kinds of rock and overburden. We have tried to find an accord between the phenomena observed and the laws of modern rock mechanics, and we have also endeavoured to establish possible new ones.

The greatly-simplified analytical formulae given in this article must be recognized as a modest attempt to describe very complicated processes observed in nature.

Greatest accuracy would certainly not suit the complexity of the problems, caused by a large scattering of parameter values and frequent changes of rock types and quality even on quite short stretches of tunnel.

Already, to design the standard sections adequately needs both great experience and great theoretical knowledge, and these qualities are even more important when applying these standard types correctly during construction.

It is inevitable that alterations will be needed, following the results of in situ measurements, and this will eventually lead to the most economical solution being achieved.

This scientific empirical method of dimensioning seems to the authors to be downright indispensable. It can certainly be assisted, but never be replaced, by analytical considerations.



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

**CURSOS ABIERTOS**

**VI CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA GEOLOGICA APLICADA A OBRAS  
SUPERFICIALES Y SUBTERRANEAS**

**MODULO II: LA MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION**

**TEMA IV  
ANEXO 5**



# The New Austrian Tunnelling Method

After describing the influence of rock-pressure effects on tunnel linings, the author underlines the inadequacy of conventional tunnel driving and lining methods in poor ground and explains the effectiveness and reliability of a new method consisting of a thin sprayed concrete lining, closed at the earliest possible moment by an invert to a complete ring—called an "auxiliary arch"—the deformation of which is measured as a function of time until equilibrium is obtained. Ways are shown to determine the magnitude of active forces, which leads to dimensioning of linings on an empirical basis\*. Further articles describe successful applications of the method

By Prof. Dr.techn. L. v. RABCEWICZ

## PART ONE

IN the conventional tunnelling practice of the past, masonry in dressed stone or brick was regarded as the most suitable lining material in unstable rock. Concrete was rejected because possible deformation during the setting and hardening process was supposed to cause irreparable damage. The space between masonry lining and rock face was dry packed. Timber lagging, which was subject to decay when left in place, generally could not be removed, particularly from the roof, because of the danger of loosening and rockfalls.

The situation was further aggravated by a very unfavourable time factor. Merely to bring to full section a 9m-long section of a double-track railway tunnel by the old Austrian tunnelling method, after the bottom and top headings had been driven, took about four weeks, and another month was needed to complete the masonry of the section. The amount of timber used in more difficult cases was so enormous that one third and sometimes even more of the excavated space was filled by solid timber.

All these circumstances, together with the tendency of the temporary timber framework to yield, necessarily produced violent loosening pressures, which frequently caused roof settlement up to 40cm and more before the masonry could be closed. Years after construction had been finished a slow decrease in volume of the compressible and sometimes badly executed dry packing often deformed the lining asymmetrically, causing damage and costly repairs. Damage to the surrounding rock as well as to the lining itself was further increased locally by the mechanical and chemical effects of water.

It is evident that in this period of rather inadequate methods and materials for temporary and permanent supports, loosening pressures were a source of the greatest concern to tunnel engineers. All attempts to design a lining during this period were consequently carried out with sole regard to loosening pressures.

Occasional subsequent deformations of linings forcibly led to the erroneous conclusion that the linings designed in this way still lacked the necessary margin of safety, whereas the failures almost without exception were due to incorrect treatment of the surrounding rock and to fundamental shortcomings of the methods.

A typical practical example of the imperfections mentioned<sup>†</sup> is a double-track railway tunnel in Czechoslovakia, which was driven almost a century ago through a ridge of soft, horizontally stratified sandstone. Although the rock was fairly stable, stratification and jointing caused the corners in the roof on both sides to fall out, leaving a more or less rectangular cavity instead of an arch. The tunnel was supported by an excellent dressed-stone lining, 45cm thick, but it was not backfilled. During the following decades the unsupported layers of sandstone subsided and settled on top of the arch, causing the roof of the lining to bulge downwards (Fig. 1). Had the

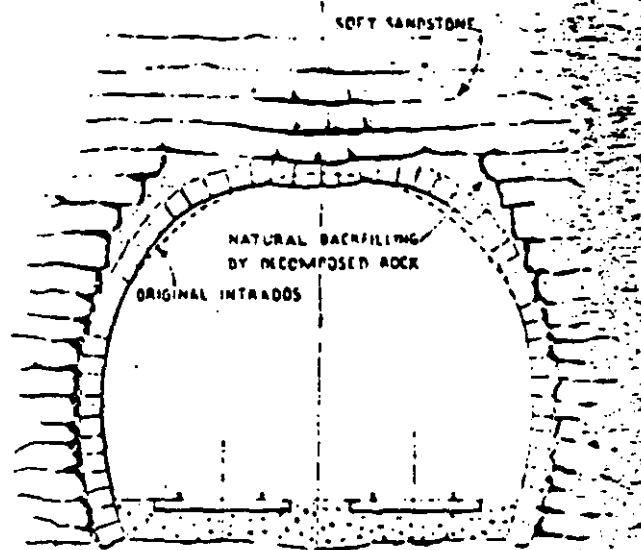


Fig. 1. Deformation of a malconstructed tunnel arch by loosening pressure

\* The substance of this series was originally presented to the XIII Colloquium of the International Society of Rock Mechanics in Salzburg, October 1962, and the English version, which contains additional material, is published by arrangement with Springer-Verlag, Vienna, the publishers of *Zelmschrift und Ingenieurwissenschaften*.

† References will be collected at the end of the third and concluding article.

voids at either side behind the lining not been simultaneously filled to a certain degree by pieces of rock falling out of the weathering corners the arch would certainly have failed.

Though methods and means of temporary and permanent support have improved fundamentally since the earlier period, linings are still made as thick as they were about half a century ago. Loosening pressure is still considered by many to be the main active force to be reckoned with in tunnel design, although modern tunnelling methods actually make it possible to avoid loosening almost entirely.

#### Development of Construction and Lining Methods.

Shortly after the turn of the century grouting was introduced as an effective means of consolidating the rock surrounding a tunnel. By filling the voids, unsymmetrical local loads on the lining are avoided, and portions of loose or soft rock are strengthened by cementation.

The next stage was the introduction of steel for supports and which, compared with timber, constituted a remarkable improvement as a temporary lining material because of its better physical properties, its higher resistance to weathering, and its reduced tendency to yield. Decreased deformability of the temporary support made it possible to replace masonry as a lining material by concrete. Dry packing then became obsolete, since the concrete filled the spaces outside the theoretical extrados.

One of the most important advantages of steel supports is that they allow tunnels to be driven full face to very large cross sections. The resulting unrestricted working area enables powerful drilling and mucking equipment to be used, increasing the rate of advance and reducing costs. Nowadays, dividing the face into headings which are subsequently widened is used only under very unfavourable geological conditions.

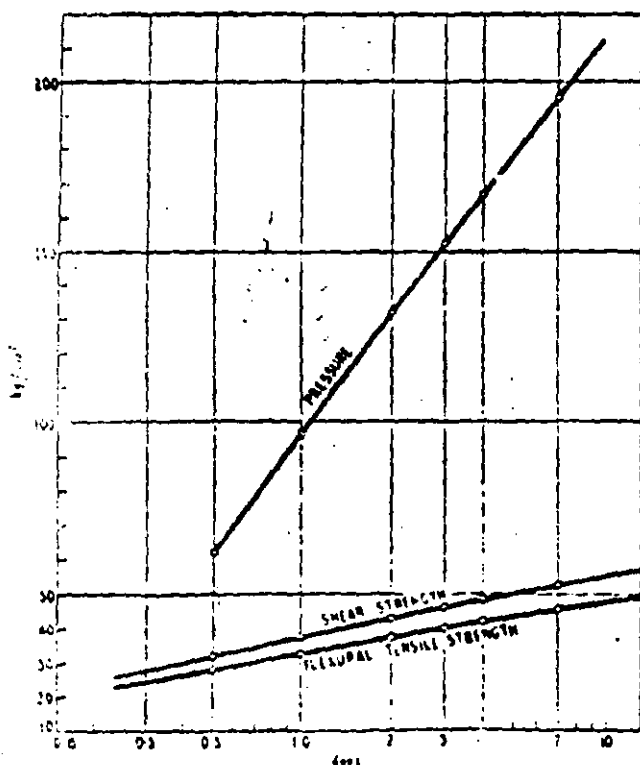


Fig. 2. Results of strength tests on shotcrete carried out in the testing laboratory of the Technische Hochschule, Graz.

Remarkable progress in drilling and rock blasting, especially in Sweden, has also helped to reduce damage to the surrounding rock.

#### Modern Tunnelling Methods

Finally, during the last few decades, rockbolting and shotcrete<sup>2</sup> were introduced in tunnelling practice. To judge from the results obtained up to now the introduction of these methods of support and surface protection can be considered as a most important event, especially in the field of soft-rock and earth tunnelling.

The advantages of these methods can best be shown by comparing the rock mechanics of tunnels lined by the new and by older methods. Whereas all the older methods of temporary support without exception are bound to cause loosening and voids by yielding of the different parts of the supporting structure, a thin layer of shotcrete together with a suitable system of rockbolting applied to the rock face immediately after blasting entirely prevents loosening and reduces decompression to a certain degree, transforming the surrounding rock into a self-supporting arch.

A layer of shotcrete with a thickness of only 15cm applied to a tunnel of 10m diameter can safely carry a load of 45 tons/m<sup>2</sup> corresponding to a burden of 23m of rock, which is more than has ever been observed with roof falls. If a steel support structure incorporating No. 20-type wide-flanged arches at 1m centres were used under these conditions, it would fail with 65% of the load carried by the shotcrete lining, and a timber support of the conventional Austrian type would be able to carry only a very small proportion of the same load. If the temporary support deforms or fails the erroneous conclusion is usually drawn that the proposed permanent linings are not strong enough. In this way permanent linings that are already overdesigned become still heavier.

#### Shotcrete as Temporary Support

A temporary support designed to prevent loosening must attain a high carrying capacity as quickly as possible, and it must be rigid and unyielding so that it seals off the surface closely and almost hermetically. The carrying capacity of a temporary support is determined by the material as well as by its structural design. Timber, especially when humid, is by far the worst; it combines low physical properties with a great tendency for the structure to yield. Although steel has much better physical properties the efficiency of steel arching depends mainly on the quality of packing between the arches and the rock face, which is always an unsatisfactory problem. On the contrary, concrete, particularly shotcrete, meets all the requirements for an ideal temporary support.

Shotcrete's high early strength is of the greatest importance in attaining a high bearing capacity rapidly, and this is particularly true of its early flexural-tensile strength, which amounts to 50 and 30% of the compressive strength after one-half and two days (see Fig. 2). A recently introduced hardening-accelerating admixture based on silification gives

<sup>2</sup> Pneumatically applied mortar, originally known as "increte" or "gunite" became very much improved shortly after World War II by a new type of machine designed to spray a mixture containing aggregates up to 25mm in size. For this new product the term "shotcrete" has become customary.

<sup>3</sup> The first successful application of surface stabilization by shotcrete for tunnelling on stable ground as an integral part of the driving process instead of using timber or steel as temporary support was carried out at the Loup-Messing tunnel of the Maggia hydroelectric scheme, Switzerland, 1951-1952. A patent was granted for this method in Austria in 1950.

still better results. Whereas only a few years ago, even if the water inflow was limited to dripping, efficient drainage had to be achieved before shotcrete could be applied, the new accelerator makes it possible to shotcrete a very wet surface even when dripping heavily. For instance, in one of the tunnels of TIWAG'S Kaunertal hydroelectric scheme, a jet of water was plugged off with shotcrete alone without the need to install a relief pipe.

The most conspicuous feature of shotcrete as a support against loosening and stress-rearrangement pressures lies in its interaction with the neighbouring rock. A shotcrete layer applied immediately after opening up a new rock face acts as a tough surface by which a rock of minor strength is transformed into a stable one. The shotcrete absorbs the tangential stresses which build up to a peak close to the surface

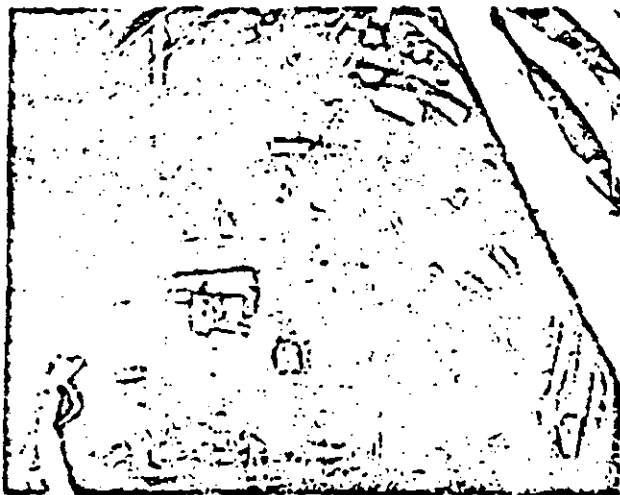


Fig. 3. Steel-supported tunnel which failed when reaching a zone of kaolinised gneiss under an overburden of 250m; water inflow 35lit/s

of a cavity after it is opened up. As a result of the close interaction between shotcrete and rock the neighbouring portions of rock remain almost in their original undisturbed state and are thus enabled to participate effectively in the arch action. The statically effective thickness of the zone of arch action is in this way increased to a multiple of that of the shotcrete. In this way, tensile stresses due to bending are diminished and compressive stresses are easily absorbed by the surrounding rock. The zone of arch action can be increased at will by rockbolting.

Disintegration always starts by the opening of a minute surface fissure; if this movement is prevented at the outset by applying a shotcrete layer the rock behind the shotcrete remains stable. This explains why cavities in bad rock lined with a skin of only a few centimetres of shotcrete remain in perfect equilibrium. Shallow tunnels in rock of medium quality, when built by customary methods, need a fairly strong temporary support and concrete lining. When the new method of surface stabilisation is adopted, only a thin layer of shotcrete, possibly locally strengthened by rockbolts, will provide both temporary support and a satisfactory permanent lining.

Experience so far has shown that shotcrete, especially when combined with rockbolting, has proved unexcelled as a temporary support for all qualities of rock with standing times down to less than one hour

and even for ground which normally could only be mastered by careful forepoling. Exceptionally, even almost cohesionless and plastic ground has been



Fig. 4. The tunnel shown in Fig. 3 successfully reconstructed by removing the deformed portion in steel and strengthening it by shotcrete

successfully handled. In very bad cases of plastic waterbearing ground where steel forepoling failed, shotcrete has been successfully employed as a stabilising reinforcement for steel support, and an example is given in Figs. 3 and 4. For reasons which we shall not discuss here, a tunnel of 8m<sup>2</sup> section for a hydroelectric scheme in the Austrian Alps had originally been driven without shotcrete, using only steel arches and steel lagging. When the tunnel, the overburden of which was 250m, reached a tectonically disturbed zone in a completely crushed kaolinised gneiss with heavy water inflow, the pressure became so heavy that the arches were deformed and their footings forced into the ground. The heavy water inflow could only be relieved slightly as the water discharge pipes became clogged shortly after placing. With the situation as shown in Fig. 3 excavation had to be stopped.

To reconstruct the deformed tunnel the contractor returned to the still undeformed portion and embedded the steel arches in a 30cm lining of shotcrete. After re-driving the roof in the deformed portion new steel arches had to be placed at 60cm centres on heavy wooden sills and another arch interposed between each set. As soon as a set was placed the surface was immediately shotcreted to a complete ring (see Fig. 4). This difficult situation, which had been greatly aggravated by unsuccessful attempts at driving, was thus mastered without any further setbacks.

#### Effects of Stress-Rearrangement Pressures

When a cavity is made in undisturbed rock the original stress pattern is disturbed. In the course of time, the duration of which depends on the properties of rock, a new stress situation appears in the neighbourhood of the cavity, and equilibrium is attained either with or without the assistance of a lining

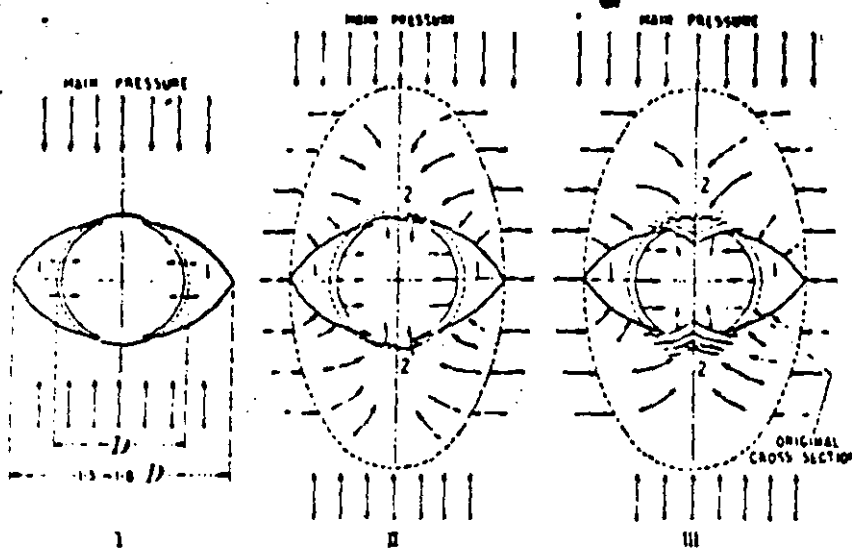


Fig. 5. Sketch of mechanical process and sequence of failure around a cavity by stress rearrangement pressure

according as to whether the shear strength of the rock is or is not exceeded. This stress rearrangement is mechanical and progressive, and generally occurs in three stages (see Fig. 5) provided the rock in the neighbourhood of the cavity has not been disturbed by earlier tunnelling. At first, wedge-shaped bodies on either side are sheared off along the Mohr surfaces and move towards the cavity, the direction of movement being vertical to the main pressure direction (I). The increased span thus produced causes the roof and floor to start converging (II). In the next stage this movement is increased; the rock buckles under continuous lateral pressure and may protrude into the cavity (III).

Pressures arising from this action are correctly termed "squeezing pressures." Stage III, though frequent in mining, is seldom encountered in civil engineering.

During the days of conventional tunnelling practice the effects of stress-rearrangement pressures were not sufficiently well known. Moreover there was no means of clearly recognising the progressive occurrence of pressure phenomena as described above, because, with the obsolete methods then used, the sections were usually not driven full face but divided into headings which were subsequently opened out. Measurement of deformations was most unusual.

#### Behaviour of Linings Subjected to Rearrangement Pressures

Conventional multiple-hinged arches of stone masonry withstood rearrangement pressures in different ways. Frequently the timber lining deformed during construction to such a degree as to allow the appropriate Trompeter zone to be formed, so that permanent equilibrium was attained without any or only significant lining damage such as crushing of mortar in

joints or spalling of the edges of the masonry. However, in many cases linings failed by shearing off after a pattern typical of this kind of strain and had to be rebuilt.

One of the most frequent reasons for these failures besides many other shortcomings of the customary methods—was the lack of an invert. Not only were inverts provided much too seldom but they were usually placed much too late—generally not until the roof and sidewalls of the entire tunnel had been finished. Given a rock of insufficient strength even linings of mammoth dimensions were bound to deform heavily in the absence of an invert, because they form a shell without any bottom bracing.

With the forming of the Trompeter zone, which we shall call the "protective zone," surface stresses decrease markedly, while the surface deforms. The radial stress which must be counteracted by the necessary bearing capacity at the periphery of the cavity, which we shall call "skin resistance," becomes smaller as the peak of tangential stresses moves away from the cavity, the radius of which simultaneously decreases.

These relations are mathematically described by the equations of Feiner-Talobre<sup>7</sup> and Kastner<sup>10</sup>.

$$p_i = -c \cot \phi + p_0 [c \cot \phi + (1 - \sin \phi)] \frac{r}{R} \frac{2 - \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

and shown schematically in Fig. 6.  $p_i$  = skin resistance,  $c$  = cohesion,  $\phi$  angle of internal friction,  $R$  = radius of the protective zone,  $r$  = radius of cavity,  $p_0 = \gamma H$ .  $H$  = overburden. By omitting the cohesion the

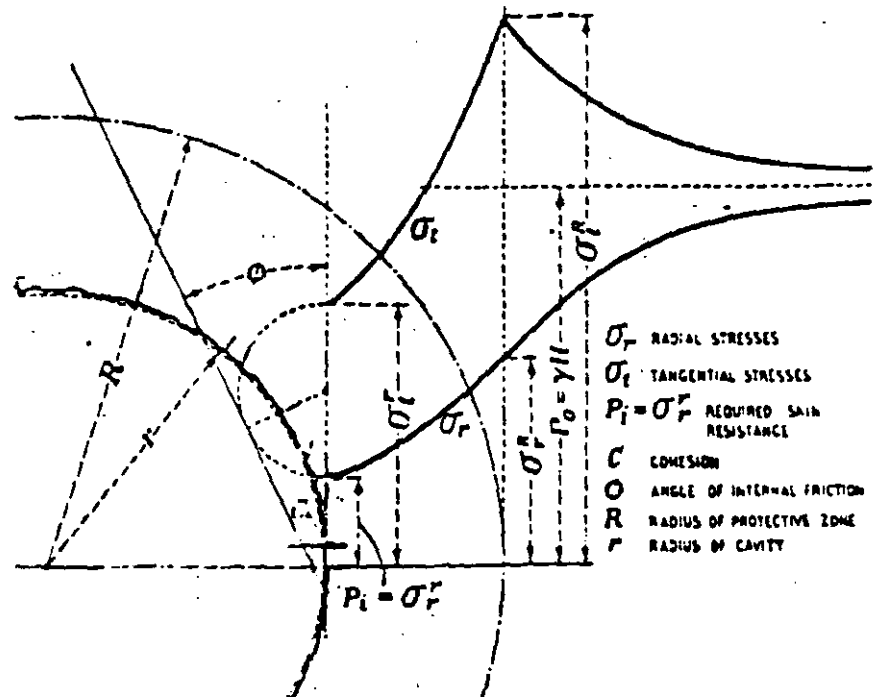


Fig. 6. Schematic representation of stresses around a circular cavity with hydrostatic pressure (after Kastner<sup>10</sup>)

equation is simplified to  $p_i = p_o (1 - \sin \phi) \frac{r}{R} \frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi}$

$= np_o$ . In Fig. 7 the values of  $n$  are given as a function of  $\phi$  and  $\phi$ . With  $R=r$ , i.e., without formation of a protective zone,  $p_i = p_o (1 - \sin \phi)$  and the cavity attains equilibrium without any deformation.

The practical interpretation of these theoretical findings is that with a very yielding support structure, having small skin resistance, the protective zone increases but simultaneously the skin zones loosen up, and  $\phi$  decreases. Should loosening eventually become so great that open cracks and seams are formed, the skin zone loses its bearing capacity almost entirely, which has practically the effect of a latent increase of span.

Nevertheless, these theoretical considerations do not altogether explain satisfactorily the extremely high skin resistances actually required in plastic ground when applying obsolete methods of temporary support. The reason must probably be sought in the time element. The formation of the protective zone does not arise simultaneously with the decrease of  $\phi$ , for whereas the latter follows the excavation almost immediately, decrease of stresses due to stress rearrangement (protective zone) needs more time.

A temporary means of support to meet these complicated conditions to the best advantage must first seal the newly exposed rock face as quickly as possible; secondly, it must have sufficient skin resistance to prevent serious loosening; and thirdly it must still be sufficiently yielding to allow a protective zone to be formed.

To comply with these requirements the author tried out during the war a new method called the "auxiliary arch" which consisted of applying a relatively thin concrete lining to the rock face as soon as possible, closed by an invert and intended to yield to the action of the protective zone. Deformations of the auxiliary arch were measured continuously as a function of time. As soon as the observations showed a stabilising trend of the time/deformation curve, another lining called the "inside lining" was constructed inside. The method can be considered as a real predecessor of the "New Austrian Tunneling Method," as it comprises all its integral features with the exception of the modern means of surface stabilisation.

At that time the method had the great disadvantage that tunnels had to be driven using obsolete methods of temporary support, which necessarily caused far too much loosening before the auxiliary arch could be built. The situation has changed with the introduction of modern tunnelling methods. By applying a layer of shotcrete to the rock face immediately after driving, or if necessary even as an integral part of the driving process, with rockbolts for additional support, an auxiliary arch is formed which complies in every aspect with the requirements for a temporary lining as described above.

There are still some difficulties to be overcome in normal methods of construction, as inverts are still usually built last of all, leaving the roof and sidewalls of the lining to deform at will. In the meantime, experience has taught us that it is by far more advantageous from all points of view, and frequently even imperative, to close a lining to a complete ring at a short distance behind the face as soon as possible.

To comply with this requirement, tunnels should

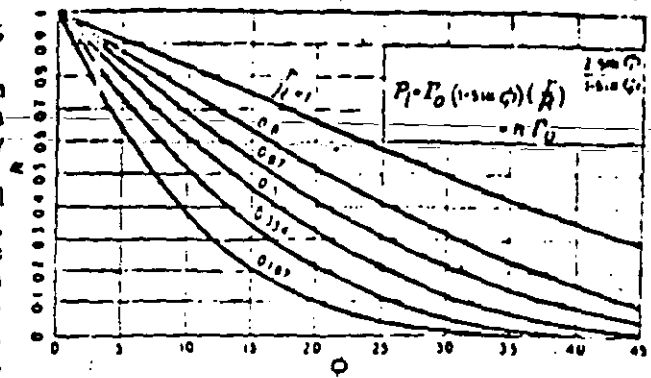


Fig. 7. Skin resistance  $p_i$  required to establish equilibrium of a cavity as a function of  $\phi$  angle of internal friction and  $p_o = \gamma H$

be driven full face whenever possible, although this cannot always be done, particularly in hard ground, where it often becomes necessary to resort to heading and benching. In the most difficult cases it may even be necessary to drive a top pilot heading before opening it out to full section.

An auxiliary arch executed in the upper heading (Belgian roof arch), though fairly effectively preventing roof loosening, represents an intermediate constructional state, which is still subject to lateral deformation. Such instability has to be removed as soon as possible by excavating the bench and closing the lining by an invert.

#### Design of Auxiliary Lining

When designing an auxiliary lining the magnitude of the active forces, the admissible stresses and the safety of the crew have to be considered. Accidents arising from geological causes, invariably brought about by rock falls or slides as a result of loosening or effects of water, can be avoided almost entirely by a conscientious geological survey. Nevertheless, as a general measure of safety, shotcrete linings should be reinforced by light steel sections and relief pipes installed to prevent a build-up of seepage pressure. Deformation resulting from stress rearrangement never occurs in the form of roof falls but as a slow displacement. Such deformations are in no way dangerous to the crew, particularly as the movements are normally very slow.

Under such favourable safety conditions permissible stresses may safely be taken close to the rupture limit, particularly if the auxiliary arch is intended only as temporary support. Should it adopt a permanent character a safety factor of 1.5 to 2 is sufficient.

Active forces can be roughly estimated from the formulae given above, but there seems no danger in adopting rather low values for these forces since a considerable factor of safety results from the interaction of the shotcrete with the neighbouring rock, particularly with higher values of  $\phi$ , a static effect which is not taken into consideration by computing the thickness of the lining.

Though seemingly rather daring at first, these design rules have been tested in practice and proved correct in constructing many kilometres of tunnels, as will be described in the succeeding articles which are devoted to actual examples and to deformation measurements in a test tunnel.

(To be continued)



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

**CURSOS ABIERTOS**

**VI CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA GEOLOGICA APLICADA A OBRAS  
SUPERFICIALES Y SUBTERRANEAS**

**MODULO II: LA MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION**

**TEMA IV  
ANEXO 6**

# Buckling of pressure-shaft and tunnel linings

H. CHA

By Dipl. Ing. Ernst Amstutz\*

The theory of buckling of circular shafts and steel tunnel-linings is reviewed in this article\*\* using an algebraic-analytical method, and the procedure and results of a series of practical tests undertaken in Switzerland are described.

TWO EARLIER publications by the author<sup>1,2</sup> dealt with the theory of buckling of circular shaft and tunnel steel linings, and other experts concerned with the same problem subsequently found similar<sup>3</sup> or different<sup>4,5</sup> results.

Experiments have been confirming one or other theory<sup>6,7,8</sup>, depending on the actual test conditions, and practice shows that when using the author's theory, relatively small safety-margins are sufficient to prevent damage. Other theories demand considerably higher safety-factors.

To clarify this situation objectively, the Wartmann Co., Brugg, Switzerland, has undertaken extensive tests at a considerable cost during recent years, and they are described in this article. The real and the basic conditions of the theory have been closely followed during the tests for plain-wall tubes as well as for tubes with shear-anchoring, and the results show an excellent correlation with the author's theory—provided that the correct material-properties are used in the theoretical formulae.

The right judgment of the danger of buckling of shaft and tunnel linings, resulting from pressure grouting or seepage rock pressure, is of decisive economic importance. The problem seems to be solved as far as statics are concerned, but the geological features are mostly very complex.

First, it is difficult to estimate the head of the ground water pressure. Depending on the foliation and joints of the rock, the pressure-head can differ considerably from the assumed depth below ground level. Secondly, the elastic-plastic rock properties can subsequently lead to unfavourable gaps between the concrete and the steel-lining, or to favourable pre-stressing of the steel-lining resulting from rock pressure.

In the author's opinion, only tests at the construction site<sup>9</sup> can give a picture of the real conditions, such as is necessary for the successful application of the statical theory.

Before describing these practical tests, here is an extended review of the theory<sup>1,2</sup> developed in 1950 and 1953. As the previous derivations were performed more graphically, with some simplifying assumptions, the author has chosen this time an algebraic-analytical method.

## Theory of buckling

The buckling of a pipe embedded in concrete under external uniform pressure is not a classical stability problem as for example is the free pipe which leaves its state of equilibrium when reaching the critical pressure. A deformation will occur at one or several points, as the

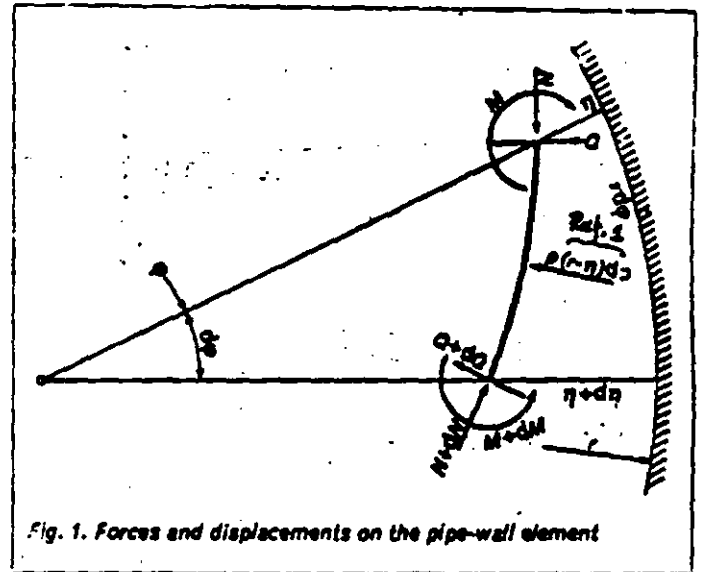


Fig. 1. Forces and displacements on the pipe-wall element

external water-pressure exceeds the prestressing between the pipe and surrounding concrete.

The elastic reduction of the pipe-circumference resulting from external water pressure is only possible if the tube is flattened, i.e. is becoming free from the lining. If the pressure continues to rise, the waves become deeper until they are "hitting through", i.e. provided elastic behaviour the deformations are growing permanently without increase of load.

But in practice the bearing strength of the pipe is limited earlier, when reaching plasticity. At this moment the deformations are increasing rapidly, not because of the geometric conditions, but because of the limited material resistance, so the "hitting through" occurs practically by reaching the plasticity.

Experience shows that a bigger extent of the indent always occurs parallel to the pipe's axis, because only the small resistance of the plate to bending has to be overcome. In the case of a limited length of wave, there would be a shell-like condition, and therefore the considerably larger strain resistance of the plate would have to be overcome. Thus we can limit our consideration to a ring of unit width.

The friction between pipe and concrete-lining is to be neglected, as its favourable effect is uncertain.

Fig. 1 shows an infinitesimal element of the pipe wall with the initial radius  $r$ , the centre angle  $2\phi$  and the radial

\*\*Translation of the article appearing in Schweizerische Bauzeitung, July 10, 1953

displacement  $\eta$ , besides the external continuously distributed radial load of intensity  $p$ , the element is submitted to an axial force  $N$ , the shear force  $Q$  and the bending couple  $M$ .

The equilibrium conditions of the element of length  $(r-\eta) d\varphi$  are:

the equation of transverse components:

$$dQ - Nd\varphi - N \frac{d}{d\varphi} \left( \frac{d\eta}{r d\varphi} \right) + p(r-\eta)d\varphi = 0 \dots (1)$$

the equation of axial components:

$$Qd\varphi + dN = 0 \dots (2)$$

the equation of moments:

$$Qrd\varphi - dM = 0 \dots (3)$$

the equation of deformation: Rel. 1 (4)

$$\frac{d^2\eta}{r^2 d\varphi^2} + \frac{\eta}{r^2} = -\frac{M}{EJ} \dots (4)$$

In Eq. (1) the terms including  $\eta$  represent additional load resulting from deformation, therefore  $N$  can be substituted by the parameter  $N_0$  in the third term and, according to the hoop stress formula,  $p$  can be substituted by  $N_0/r$  in the 4th term. Denoting the derivatives to  $\varphi$  with dots, the following four equations are obtained:

$$Q' - N = (N_0/r)(\eta + \eta'') - pr \dots 1(a)$$

$$Q + N' = 0 \dots 2(a)$$

$$Qr - M' = 0 \dots 3(a)$$

$$M = -(EJ/r^2)(\eta + \eta'') \dots 4(a)$$

In these four equations we eliminate the three variables  $Q, N, M$ , from Eqs. (1a) and (2a):

$$Q + Q'' = (N_0/r)(\eta' + \eta''') \dots (5)$$

and from Eqs. (3a) and (4a):

$$Q = -(EJ/r^2)(\eta' + \eta''') \dots (6)$$

The elimination of  $Q$  from Eqs. (5) and (6) gives the differential equation of our problem:

$$\eta \left( 1 + \frac{r^2 N_0}{EJ} \right) + \eta'' \left( 2 + \frac{r^2 N_0}{EJ} \right) + \eta'''' = 0 \dots (7)$$

Using the abbreviation:

$$\epsilon = \sqrt{1 + \frac{r^2 N_0}{EJ}} \dots (8)$$

Eq. (7) is reduced to:

$$\eta = a \cos(\epsilon\varphi) + b \cos\varphi + c \dots (9)$$

It is assumed that the reference axis  $\varphi=0$  is laid in the axis of symmetry of the buckling wave. So the possible sine terms must vanish. The correctness of Eq. (9) is proved by substituting this expression and the derivatives in Eq. (7). The term  $b \cos\varphi$  means geometrically a parallel translation, and the term  $c$  means a contraction (a widening if the term is positive) of the pipe circumference. The term  $a \cos(\epsilon\varphi)$  represents waves around the middle line ( $b \cos\varphi + c$ ) (see Fig. 2).

The constants of integration  $a, b, c$  are determined from the boundary conditions. We denote with  $\alpha$  the angle  $\varphi$  under which the buckling plate again touches the concrete

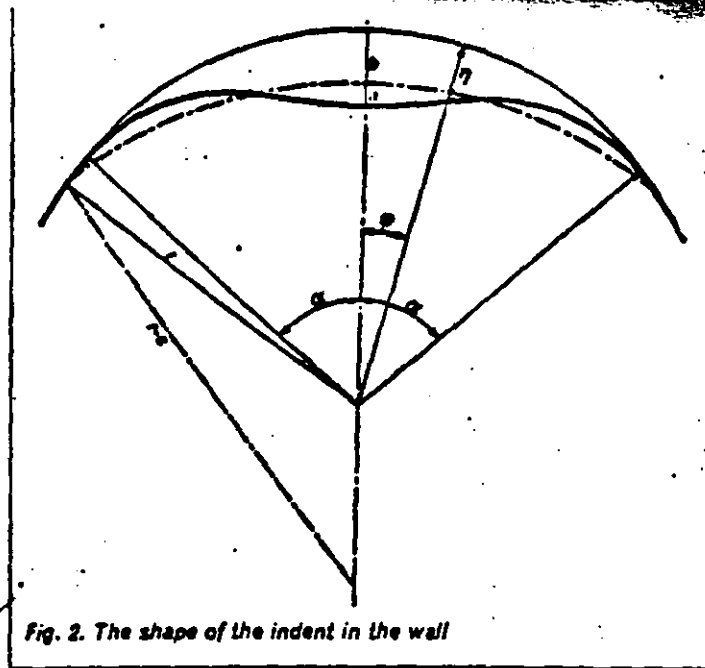


Fig. 2. The shape of the indent in the wall

wall (i.e. the extremity of the buckling wave), and the boundary conditions are:

$$\eta_a = 0 \quad a \cos(\epsilon\alpha) + b \cos\alpha + c = 0 \dots (10)$$

$$\eta'_a = 0 \quad a \epsilon \sin(\epsilon\alpha) + b \sin\alpha = 0 \dots (11)$$

$$M_a = 0 \quad a(1 - \epsilon^2) \cos(\epsilon\alpha) + c = 0 \dots (12)$$

from Eq. (11) follows:

$$b = -a \frac{\epsilon \sin(\epsilon\alpha)}{\sin\alpha} \dots (13)$$

and from Eq. (12) we obtain:

$$c = +a(\epsilon^2 - 1) \cos(\epsilon\alpha) \dots (14)$$

Both values are put in Eq. (10), and then the final equation for  $\alpha$  follows:

$$\epsilon \tan\alpha = \tan(\epsilon\alpha) \dots (15)$$

The solution is found by trial and error and is plotted in Table I and in the diagram of Fig. 3. Other definitive equations for the constants  $a, b, c$  are the deformation equations, as the compressive strain of the pipe circumference is equal to the geometric one. To determine this compressive strain, we need the value of the axial force  $N$ . From Eqs. (1a) and (2a) it follows that:

$$N + N'' = pr - (N_0/r)(\eta + \eta'') \dots (16)$$

We substitute from Eq. (9) in Eq. (16) and obtain:

$$N + N'' = pr - (N_0/r)[a(1 - \epsilon^2) \cos(\epsilon\varphi) + c] \dots (17)$$

The solution, according to Eq. (17), is:

$$N = pr - (N_0/r)[a \cos(\epsilon\varphi) + c] \dots (18)$$

If we now use Eq. (12) we obtain:

$$a = \frac{c}{(\epsilon^2 - 1) \cos(\epsilon\alpha)} \dots (19)$$

We can easily show that, with regular dimensions ( $5 < \epsilon < 20$ ), we can neglect the term  $(a \cos\epsilon\varphi)$  in Eq. (18) being very small compared with the correction  $c$  (which is also small). We can therefore take:

$$N = \text{const.} = pr - N_0(c/r) = p(r - c) \dots (20)$$

The compressive strain  $\Delta$  taken for half of the circumference of the pipe is:

$$\left( \frac{1}{r} \frac{d\omega}{d\varphi} \right)$$



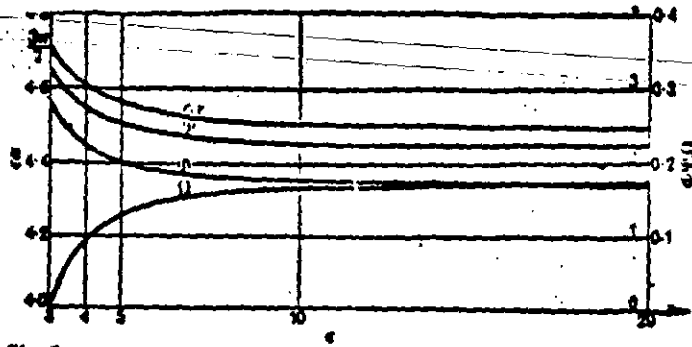


Fig. 3

$$\Delta = \frac{\pi r(N - V)}{EF} = \pi r \frac{\sigma_N - \sigma_V}{E} \quad \dots (21)$$

$\sigma_N$  is the normal stress from the axial force  $N$ , and  $\sigma_V$  is a possible prestress from the prestressing force  $V$ , resulting from pressure grouting for instance. If there is a gap  $k$  between the steel lining and the concrete wall instead of prestressing, the value is:

$$\sigma_V = -(k/r)E \quad \dots (22)$$

the tensile stress necessary to close the gap.

The geometric reduction of the circumference consists of two parts. The first one  $\Delta_1$  results from the movement of the centreline of the pipe shell towards the centre:

$$\begin{aligned} \Delta_1 &= \int_0^{\alpha} r d\varphi = \int_0^{\alpha} [a \cos(e\varphi) + b \cos\varphi + c] d\varphi \\ &= (a/e) \sin(e\alpha) + b \sin\alpha + c\alpha \quad \dots (23) \end{aligned}$$

Using Eqs. (13) and (14), it follows that:

$$\Delta_1 = a\beta \quad \dots (24)$$

with the coefficient:

$$\beta = \left( e - \frac{1}{e} \right) [e \cos(e\alpha) - \sin(e\alpha)] \quad \dots (25)$$

The second part  $\Delta_2$  results from the inclination of the elastic line:

$$\Delta_2 = \int_0^{\alpha} [\sqrt{(r^2 + \eta^2)} d\varphi - r d\varphi] \approx (1/2r) \int_0^{\alpha} \eta^2 d\varphi \quad \dots (26)$$

Using Eqs. (9) and (13), we obtain:

$$\Delta_2 = (a^2/2r) \int_0^{\alpha} \left[ -e \sin(e\varphi) + \frac{e \sin(e\alpha)}{\sin\alpha} \sin\varphi \right]^2 d\varphi$$

$$\begin{aligned} &= (a^2/2r) \int_0^{\alpha} \left[ e^2 \sin^2(e\varphi) - 2e^2 \frac{\sin(e\alpha)}{\sin\alpha} \sin(e\varphi) \sin\varphi \right. \\ &\quad \left. + e^2 \frac{\sin^2(e\alpha)}{\sin^2\alpha} \sin^2\varphi \right] d\varphi \\ \Delta_2 &= (a^2/2r) e^2 \left\{ \frac{1}{2\alpha} [e\alpha - \sin(e\alpha) \cos(e\alpha)] \right. \\ &\quad \left. - 2 \frac{\sin(e\alpha)}{\sin\alpha} \frac{1}{e-1/e} \left[ \frac{1}{e} \sin(e\alpha) \cos\alpha - \sin\alpha \cos(e\alpha) \right] \right. \\ &\quad \left. + \frac{\sin^2(e\alpha)}{2\sin^2\alpha} [\alpha - \sin\alpha \cos\alpha] \right\} \quad \dots (27) \end{aligned}$$

With regard to Eq. (15), the middle term can be eliminated, thus reducing  $\Delta_2$  to:

$$\Delta_2 = \gamma(a^2/4r) \quad \dots (28)$$

with the expression:

$$\begin{aligned} \gamma &= e \left[ e\alpha - \sin(e\alpha) \cos(e\alpha) + e\alpha \frac{\sin^2(e\alpha)}{\sin^2\alpha} \right. \\ &\quad \left. - e \sin^2(e\alpha) \cot\alpha \right] \quad \dots (29) \end{aligned}$$

Noting that:

$$\Delta = \Delta_1 + \Delta_2 \quad \dots (30)$$

we obtain:

$$\pi r \frac{\sigma_N - \sigma_V}{E} = a\beta + \gamma(a^2/4r) \quad \dots (31)$$

In Eq. (31) only  $a$  must be determined with another condition. We repeat the above-mentioned condition: that in one point the extreme fibre stress should reach the yield point  $\sigma_F$ . As seen from Fig. 2, this happens at the top of the indent for  $\varphi = 0$ , since here the curvatures of the wavy line and the flattened arch are added. The maximum stress occurs in the external fibre at a distance  $e$  from the neutral axis, as the compressive stresses of both axial force and bending are being added.

According to Eqs. (4a), (9) and (14) we find that:

$$\sigma_F = \sigma_N + (M_d/J)e = \sigma_N - E(e/r^2)(\eta_0 + \eta_0'') \quad \dots (32)$$

and:

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_F - \sigma_N}{E} &= (e/r^2)(a + b + c - \alpha^2 - b) = -(e/r^2)[\alpha(1 - e^2) + c] \\ &= (e\alpha/r^2)(e^2 - 1)[1 - \cos(e\alpha)] \quad \dots (3) \end{aligned}$$

It follows that:

$$a = (r^2/e) \frac{\sigma_F - \sigma_N}{E} (1/\delta) \quad \dots (3)$$

Table I

$e$	$e\alpha^\circ$	$\alpha^\circ$	$\tan(e\alpha)$	$\tan\alpha$	$e \tan\alpha$	$\cos(e\alpha)$	$\sin(e\alpha)$	$\sin\alpha$	$e\alpha$	$\beta$ (25)	$\gamma$ (29)	$\delta$ (33)	$\phi$ (39)	$\psi$ (40)
4	270 00'	90 00'	$\infty$	$\infty$	$\infty$	0	-1.0000	-1.0000	4.71239	-2.6667	28.3	8.00	2.88	0.331
3	263 37.2	65 54.3	8.9416	2.2360	8.9440	-0.1112	-0.99287	-0.91287	4.41104	-1.8095	32.7	16.67	2.21	0.271
2	261 11.6	32 14.3	6.4550	1.2910	6.4550	-0.15310	-0.98821	-0.79056	4.55868	-1.3933	38.7	27.67	2.00	0.251
1	258 10.7	25 50'	4.8409	0.4413	4.8413	-0.20271	-0.97932	-0.43575	4.50868	-0.6650	71.4	119.03	1.78	0.221
				0.22771	4.5746	-0.21357	-0.97693	0.22597	4.49719	-0.3286	143.4	484.2	1.73	0.223

$$\delta = (\epsilon^2 - 1)(1 - \cos(\alpha x)) \quad \dots (35)$$

Putting Eq. (34) into Eq. (31) gives:

$$\frac{\sigma_N - \sigma_V}{E} = (r/e) \frac{\sigma_F - \sigma_N}{E} \frac{\beta}{\pi \delta} \left[ 1 + (r/e) \frac{\sigma_F - \sigma_N}{E} \frac{\gamma}{4\delta\beta} \right] \quad \dots (36)$$

The coefficient  $\beta/(\pi\delta)$  is strongly dependent on  $\epsilon$ . To make it more constant, we multiply both sides of the equation by  $\epsilon^2$ . Then according to Eq. (8), the left side reads:

$$\epsilon = \sqrt{\left(1 + \frac{Nr^2}{EJ}\right)} = \sqrt{\left(1 + (r/i)^2(\sigma_N/E)\right)} \quad \dots (37)$$

noting that  $i = \sqrt{J/F}$  is the radius of gyration. Our final equation is:

$$\begin{aligned} & \frac{\sigma_N - \sigma_V}{E} [1 + (r/i)^2(\sigma_N/E)]^{1/2} \\ & = \phi(r/e) \frac{\sigma_F - \sigma_N}{E} \left[ 1 - \psi(r/e) \frac{\sigma_F - \sigma_N}{E} \right] \quad \dots (38) \end{aligned}$$

with the auxiliary functions:

$$\phi = (\epsilon^2\beta)/(\pi\delta) \quad \dots (39)$$

$$\psi = -\gamma/(4\delta\beta) \quad \dots (40)$$

Eq. (38) is equal to Eq. (5) of the author's publication in 1953, only  $\phi$  was replaced by the value 1.68 and  $\psi$  by 0.25. As these coefficients have only little influence on the final result, it is proved that the simplifications in the 1953 paper are admissible.

The values of  $\phi$  and  $\psi$  are listed in Table I and plotted in the diagram, Fig. 3. As these curves are very flat within the range of practical application ( $5 < \epsilon < 20$ ) we may replace them by their minimal values at  $\epsilon = 20$ , thus being on the safe side. The error is partially compensated by neglecting the 1 between the brackets on the left side of the equation. The final equation is therefore:

$$\begin{aligned} & \frac{\sigma_N - \sigma_V}{\sigma_F - \sigma_N} \left[ (r/i) \sqrt{(\sigma_N/E)} \right]^2 \approx \\ & 1.73(r/e) \left[ 1 - 0.225(r/e) \frac{\sigma_F - \sigma_N}{E} \right] \quad \dots (41) \end{aligned}$$

If  $\sigma_V$  is obtained from Eqs. (38) or (41), we must still determine the critical load  $p_{cr}$ . We use Eq. (20):

$$p_{cr} = N/(r-c) = \frac{\sigma_N F}{r[1-(c/r)]} \quad \dots (42)$$

From Eqs. (19), (34) and (35), it follows that:

$$c/r = \frac{(\epsilon^2 - 1)\cos(\alpha x)}{(\epsilon^2 - 1)(1 - \cos(\alpha x))} \frac{r}{\epsilon} \frac{\sigma_F - \sigma_N}{E} \quad \dots (43)$$

and also that:

$$p_{cr} = \frac{\sigma_N F}{r \left[ 1 + \Omega(r/e) \frac{\sigma_F - \sigma_N}{E} \right]} \quad \dots (44)$$

The coefficient:

$$\Omega = -\cos(\alpha x)/(1 - \cos(\alpha x)) \quad \dots$$

has also been computed in Table I and is shown in the diagram Fig. 3. If we take  $\Omega_{max}$  at  $\epsilon = 20$  ( $\Omega = 0.175$ ), we stay on the safe side, and we find the new equation:

$$\begin{aligned} p_{cr} &= \frac{F\sigma_N}{r \left( 1 + 0.175(r/e) \frac{\sigma_F - \sigma_N}{E} \right)} \\ &\approx \frac{F\sigma_N}{r} \left( 1 - 0.175(r/e) \frac{\sigma_F - \sigma_N}{E} \right) \quad \dots (46) \end{aligned}$$

A comparison with the author's publication<sup>2</sup> of 1953 and the equivalent Eq. (4) gives:

$$\Omega = J/[1 + (3\pi/2)] = 0.175 \quad \dots (47)$$

which is the same as in Eq. (45) here.

### Special cases

*Pipe with ring stiffeners.* Two problems must be discussed in this case. First, the buckling of the total cross-sectional area of tube and stiffeners must be studied according to the author's theory. For the cross-sectional properties  $J$ ,  $i$  and  $e$  we take the cross-section of the stiffener, including a co-operating strip of the pipe shell, with a width of thirty times the thickness. For  $F$ , on the other hand, we take the overall cross-section including steel lining in between two stiffeners.

Secondly, the buckling of the steel lining between the stiffener rings must be discussed. Here the lining can be treated as a free tube because it has been lifted off the concrete-wall in the reach of the buckling wave. This problem can be solved according to the shell theory of Flügge<sup>10</sup>.

Very economic results can be obtained in this way by selection of optimum plate-thickness and stiffener spacing. However, the application is limited to tunnel linings in large concrete structures such as dams, because the rings will cause difficulties when concreting between rock and pipe in pressure shafts and tunnels.

*Cylindrical plain pipe.* For cylindrical plain pipe with wall thickness  $d$  we take  $i = d/\sqrt{12}$  and  $e = d/2$ . Because of the obstructed lateral strain, component  $E$  has to be replaced by:

$$E^* = E/\sqrt{(1 - \nu^2)} \quad \dots (48)$$

and  $\sigma_F$  by:

$$\sigma_F^* = \mu\sigma_F/\sqrt{(1 - \nu + \nu^2)} \quad \dots (49)$$

$\nu = 0.25$  is Poisson's ratio and  $\mu$  is a coefficient for the supporting effect, showing the relation between the yield point at bending and at tensile strain.

According to Ref. [11], Eq. (5), the equations for rectangular cross sections read:

$$\begin{aligned} \mu &= 1.5 - 0.5 \left[ 1 / \left( 1 + \frac{E}{\sigma_F} 0.002 \right) \right]^2 \\ &\approx 1.5 - 0.5 [1 / (1 + 4/\sigma_F)]^2 \quad \dots (50) \end{aligned}$$

where  $\sigma_F$  is in  $\text{t/cm}^2$ .

Fig. 4 is the stress-strain diagram of a metal strip of

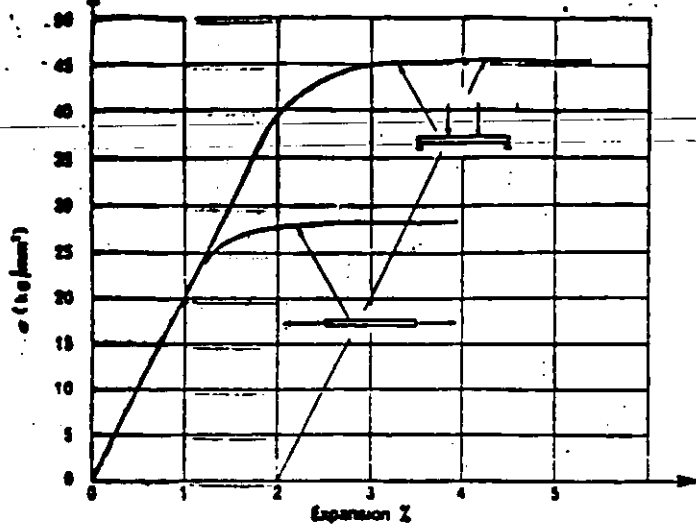


Fig. 4. Stress-strain diagram for tension and bending

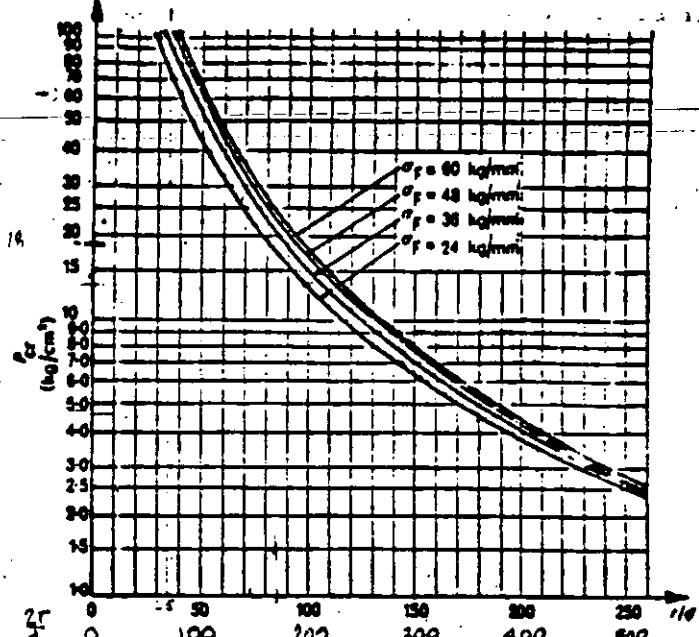


Fig. 5. Critical buckling pressures as a function of the slenderness for different yield points

test-pipe No. 2 for tension and bending. The material keeps its bending elasticity beyond the computed yield point; this probably occurs because yielding is only possible throughout the total cross-sectional area, and not in single fibres.

The question arises of whether it is correct to use the increased yield point only for bending and not for the normal force. Calculated examples show that in practical cases the bending stress is always higher than the normal stress. If we consider the critical case with equal proportions, we find a triangular stress distribution.

We can put two such beams with equal bending moments and opposite normal forces one on the other, with a coinciding neutral axis, and then the stress condition is the same as for a single beam with twice the height but submitted to bending only. Hence the extreme fibre stress of a beam with a triangular stress-diagram is the same until the start of yielding as that of a beam submitted to pure bending.

We are assuming that this is approximately true for all estimated stress-diagrams.

Thus Eq. (41) changes to:

$$(r/d)^2 \frac{\sigma_N - \sigma_V}{\sigma_F^2 - \sigma_N} (\sigma_N / E^*)^{3/2} = 1 - 0.45(r/d) \frac{\sigma_F^2 - \sigma_N}{E^*} \dots (51)$$

and Eq. (46) changes to:

$$p_{cr} = \frac{\sigma_n}{(r/d) \left( 1 + 0.35(r/d) \frac{\sigma_F^2 - \sigma_N}{E^*} \right)} \dots (52)$$

Certainly it is possible to use the exact Eqs. (38) and (44) with the auxiliary values  $\Phi$ ,  $\Psi$  and  $\Omega$ , according to Fig. 3, but for practical cases this is not necessary as the magnitude of the error is negligible. The correction terms on the right-side are very small for small  $\epsilon$  when the errors of  $\Psi$  and  $\Omega$  are perceptible, particularly in Eqs. (51) and (52).

A comparative calculation for a pipe with extreme wall thickness  $r/d=50$  of mild steel ( $\sigma_F=24 \text{ t/cm}^2$ ), with  $\sigma_N=2.05 \text{ t/cm}^2$ ,  $\sigma_V=2.05 \text{ t/cm}^2$ ,  $E^*=2240 \text{ t/cm}^2$ , with the exact equation:  $\sigma_N=2.05 \text{ t/cm}^2$ ,  $p_{cr}=41.5$ ,  $\Omega=0.275$ ,  $\Psi=0.225$ ,

$\Omega=0.275$ ) and  $p_{cr}=41.5 \text{ kg/cm}^2$ ; and with the approximate equation,  $\sigma_N=2.05 \text{ t/cm}^2$  and  $p_{cr}=40.5 \text{ kg/cm}^2$ .

The effect of error of the approximate equation is only 2.4% (on the safe side).

For an extremely thin-walled pipe with  $r/d=250$  of a high-strength steel ( $\sigma_F=6.0 \text{ t/cm}^2$ ) calculated with  $\sigma_F^2=8.8 \text{ t/cm}^2$  and  $E^*=2240 \text{ t/cm}^2$ , the exact equation gives  $\sigma_N=0.865 \text{ t/cm}^2$  ( $\epsilon=17.0$ ,  $\Phi=1.75$ ,  $\Psi=0.225$ ,  $\Omega=0.175$ ) and  $p_{cr}=2.59 \text{ kg/cm}^2$ .

The approximate equation gives  $\sigma_N=0.855 \text{ t/cm}^2$  and  $p_{cr}=2.61 \text{ kg/cm}^2$ , equal to an error-effect of 0.8%.

The diagram, Fig. 5, shows in logarithmic scale the relationship between  $p_{cr}$  and the slenderness ratio  $r/d$  for different yield points (resulting from tensile tests) for the range of  $r/d < 250$  and  $p_{cr} < 100 \text{ kg/cm}^2$  (1000m water head). The diagram shows that the saving in wall thickness with high-strength steels is unimportant and does not justify the higher price; it may be different if the internal water pressure is decisive for the design.

Except for transitions to such parts of the steel lining, steel St 37 ( $\sigma_F=24 \text{ kg/mm}^2$ ) will therefore mainly be used. For the range of  $60 < r/d < 180$ , the empirical formula:

$$p_{cr} = (r/d)^{1/4} = 40 \text{ kg/cm}^2 \dots (53)$$

was found, with a possibility of error amounting to  $\pm 2\%$ . Note that when using Fig. 5 or Eq. (53) a factor of safety of 1.5, for example, should be considered.

**Pipe with rigid shear-anchoring.** Pipes can generally be anchored to concrete in two ways: by tension or shear. The tension-anchorage requires the resistance of the total waterload in the anchors and the participating shell section. This leads to extreme forces and to extreme bending moments in the pipe wall. The shear-anchorage which prevents sliding of the steel liner in the concrete casing is statically more efficient.

The effect of rigid shear-anchors is to reduce the compression of the pipe shell to a limited extent of the circumference and therefore to force the pipe to buckle in several waves along the circumference. As it is possible that a shear-stud is situated at the top of an indent, where it is ineffective due to symmetry,  $n=2$  waves are forming for  $n$  shear-anchors. Eq. (21) thus changes to:

In Eq. (41), only half the circumference is to be used  
 $= \pi/2 (r + \Delta r + r - \Delta r) = \pi r$ .

In Eqs. (38) and (44),  $r$  must be replaced by  $r + \Delta r$ , and moreover the right side of Eq. (38) must be multiplied by  $(r + \Delta r)/r$  as both sides have been divided by  $r$ . Eqs. (41) and (51) must be modified in the same way.

As the radii  $r + \Delta r$  and  $r - \Delta r$  cannot easily be measured, we introduce the diameters  $D + \Delta D$  and  $D - \Delta D$ :

$$D + \Delta D = \sqrt{2}(r + \Delta r) + (1 - \sqrt{2}/2)(r - \Delta r)$$

$$= (\sqrt{2}/2 + 1)r + (3\sqrt{2}/2 - 1)\Delta r \quad \dots (63)$$

$$D - \Delta D = (1 - \sqrt{2}/2)(r + \Delta r) + \sqrt{2}(r - \Delta r)$$

$$= (\sqrt{2}/2 + 1)r - (3\sqrt{2}/2 - 1)\Delta r \quad \dots (64)$$

resulting in:

$$\Delta r/r = \left( \frac{\sqrt{2}/2 + 1}{3\sqrt{2}/2 - 1} \right) \Delta D/D = 1.522(\Delta D/D) \dots (65)$$

A numerical example shows the influence using Eqs. (51) and (52). Suppose  $r/d = 100$ ,  $\sigma_N = 0$ ,  $\sigma_F = 3.0$  t/cm<sup>2</sup>, and  $E = 2250$  t/cm<sup>2</sup>, then Eq. (51), for circular pipes, reads:

$$12 \times 10000 \frac{\sigma_N}{3.0 - \sigma_N} (\sigma_N/2250)^{3/2} =$$

$$1 - 0.45 \times 100 \times (3.0 - \sigma_N)/2250$$

The result is  $\sigma_N = 1.191$  t/cm<sup>2</sup> and gives:

$$P_{cr} = \frac{1000 \times 1.191}{100 \times 1.028} = 11.58 \text{ kg/cm}^2$$

With an ovality of  $\Delta D/D = 1\%$  (which is easily possible), the ratio  $\Delta r/r = 1.52\%$  has to be used in Eq. (51):

$$12 \times 100 \times 101.52 \times \frac{\sigma_N}{3.0 - \sigma_N} (\sigma_N/2250)^{3/2} =$$

$$1 - 0.45 \times 101.52 \times (3.0 - \sigma_N)/2250$$

The result is  $\sigma_N = 1.184$  t/cm<sup>2</sup> and gives:

$$P_{cr} = \frac{1000 \times 1.184}{100 \times 1.029} = 11.51 \text{ kg/cm}^2$$

Thus an ovality of 1% causes a decrease in the buckling load of only 0.6% which can be neglected within the accuracy of computing. Larger local deviations of the radius, which should not happen during correct fabrication, can of course influence the bearing strength to a greater extent.

*Pipe with offset welded joints.* If the sheet metal axes along a longitudinal welding seam are offset by  $s$ , an additional moment results from the normal forces  $\sigma_N$  at both sides of the joint:

$$\Delta M = F(s/2)\sigma_N \quad \dots (66)$$

and also an additional stress:

$$\Delta \sigma = \pm \Delta M/W = \pm 3(s/d)\sigma_N \quad \dots (67)$$

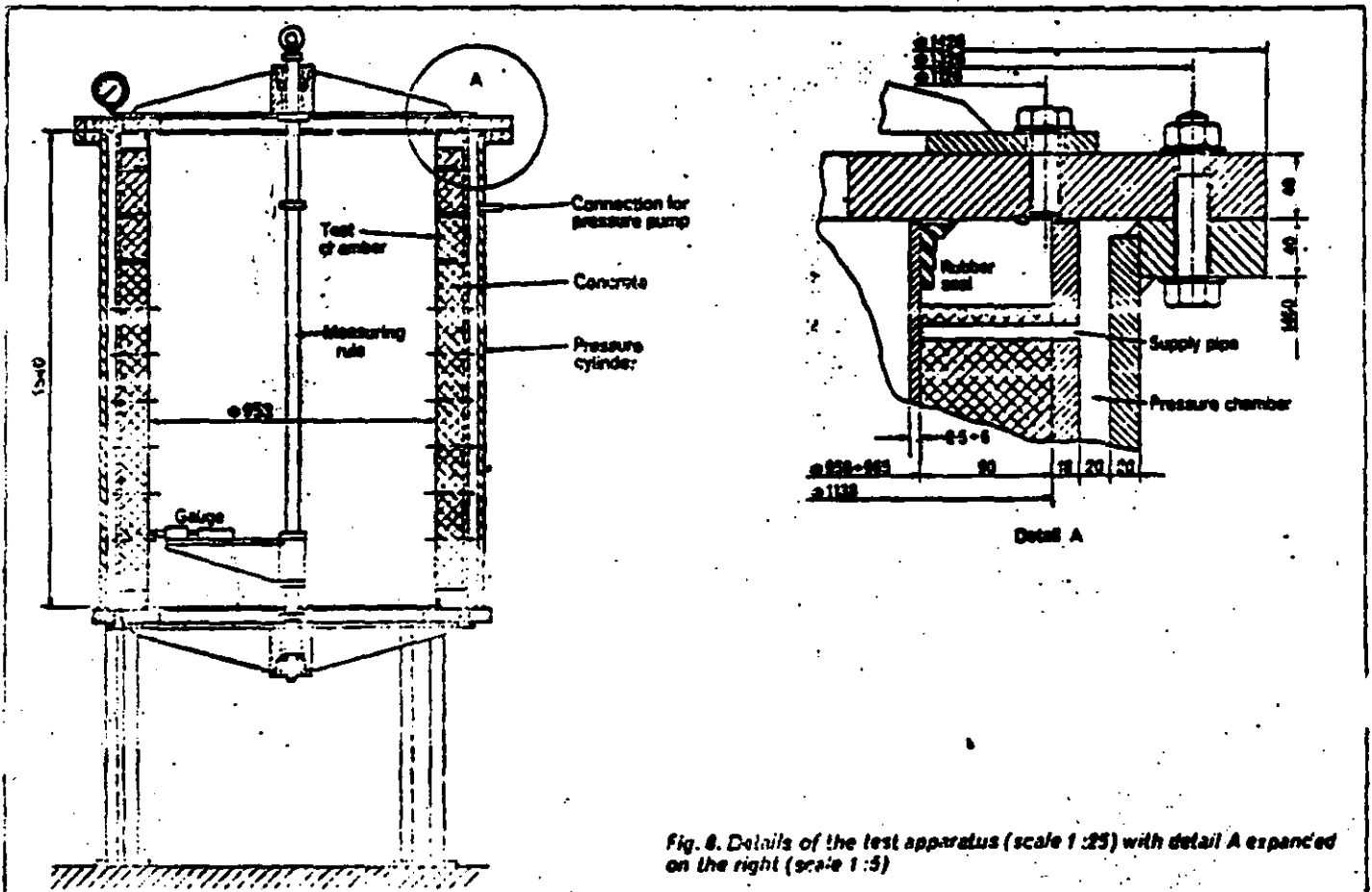


Fig. 8. Details of the test apparatus (scale 1:25) with detail A expanded on the right (scale 1:3)

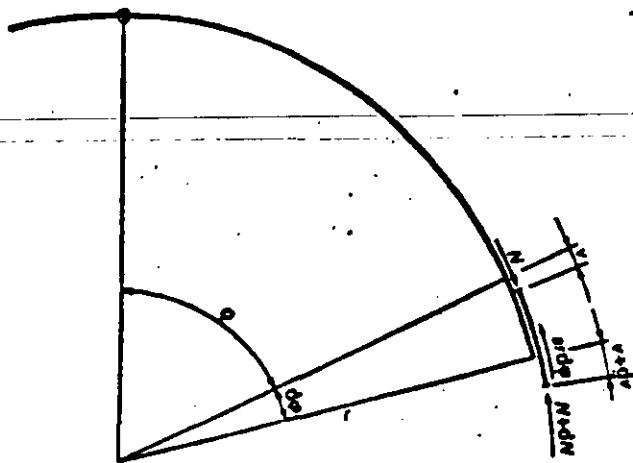


Fig. 6. Forces and displacements of the shell with elastic shear studs

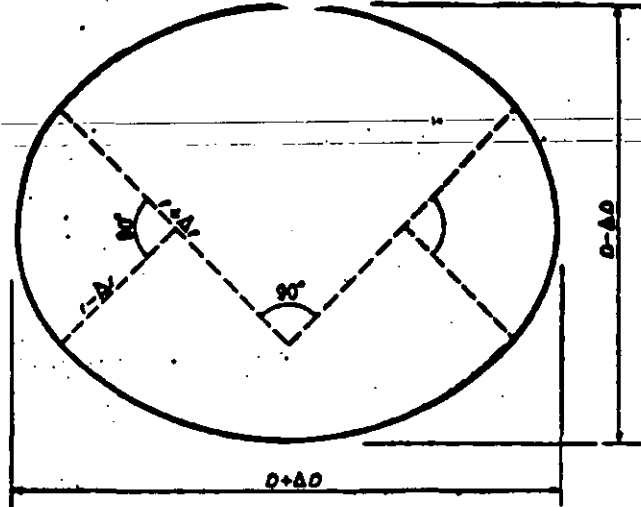


Fig. 7. Non-circular (oval) pipe section

$$\Delta = [(2\pi r)/n][(\sigma_N - \sigma_V)/E] \quad \dots (54)$$

and gives on the right side of Eqs. (38), (41) and (51) the factor  $n/2$ .

For the design of the shear-anchorage it is necessary to make an assumption on the "ovalisation" of pipes, which is contained in the earlier article<sup>2</sup>.

*Pipe with flexible shear-anchoring.* In the strict sense, what has been said earlier about rigid shear-anchorages is only of theoretical importance as absolute rigidity is not realisable and near-rigidity can only be obtained with considerable additional costs. Normally, steel bolts welded to the lining are used as dowel pins. They should be even and without caps, and as they are relatively flexible, the theory must be modified for flexible shear-anchoring.

As the bolt intervals are relatively small, let us assume for simplification that the bolt-reactions are uniformly distributed over the total pipe surface. The effect of the bolts is to resist any tangential displacement  $v$  between the steel lining and the concrete casing by means of shearing forces  $s$ , proportional to the displacement  $v$ :

$$s = gv \quad \dots (55)$$

in which  $g$  is a stiffness ratio, to be determined experimentally. According to Fig. 6, the condition of equilibrium in the pipe axis is:

$$v - \frac{EF}{gr^3} v'' = 0 \quad \dots (58)$$

The solution of the symmetrical component is:

$$v = A \cosh \sqrt{\left(\frac{gr^3}{EF}\right)} \phi + B \sinh \sqrt{\left(\frac{gr^3}{EF}\right)} \phi \quad \dots (59)$$

Let us take  $\phi = 0$  on the opposite side of the dent, where  $v_0 = 0$  for symmetrical reasons. Hence  $A = 0$ . Further, we assume that the dent is not too long; we can determine the flexibility of the shell as if the normal force  $Nx$  is concentrated in point  $\phi = \pi$ .

According to Eqs. (57) and (59) it follows that:

$$\frac{v\pi}{Nx} = \frac{\tanh[\pi r \sqrt{(g/EF)}]}{\sqrt{(g/EF)}} \quad \dots (60)$$

whereas without shear-anchorages:

$$v/N = \pi r / EF \quad \dots (61)$$

Hence the reduction factor  $\kappa = v\pi/\bar{v}$  of the deformation is:

$$\kappa = \frac{\tanh[\pi r \sqrt{(g/EF)}]}{\pi r \sqrt{(g/EF)}} \quad \dots (62)$$

This reduction factor must be put on the right side of Eq. (21) and on the left side of Eqs. (36), (38), (41) and (51).

**Table II**  
Comparison of theoretical and measured critical buckling pressures

Test No.		1	2	3	4	5
Mean radius	(mm)	478	479	480	478	479
Thickness of plate	(mm)	2.65	4.28	6.20	3.31	5.38
Stud intervals $s/t$	(mm)	—	—	—	152/125	152/250
Modulus of elasticity $E$	( $t/cm^2$ )	2140	2010	2110	2100	2130
Modulus of elasticity $E^*$	( $t/cm^2$ (48))	2280	2140	2250	2240	2270
Yield Point $\sigma_F$	( $t/cm^2$ )	2.89	2.82	2.98	4.00	4.14
Yield point $\sigma_F^*$	( $t/cm^2$ (49))	4.53	4.42	4.68	6.14	6.31
Stiffness of shear studs $g = G/st$	( $t/cm^2$ )	—	—	—	0.105	0.052
Reduction factor $\kappa$	(61)	—	—	—	0.525	0.763
Axial stress $\sigma_N$	( $t/cm^2$ (51))	0.94	1.29	1.76	1.58	2.03
Critical buckling pressure $f_{cr}$	( $kg/cm^2$ (52))	4.72	10.85	21.9	9.92	21.5
Measured buckling pressure:	( $kg/cm^2$ )	4.73	11.0	22.0	10.0	21.0

Therefore, in Eq. (32),  $\sigma_N$  has to have a coefficient:

$$m = 1 + (3s/d) \quad \dots (68)$$

In addition, the defective curve  $\eta$  gets an asymmetric proportion, but this will not influence the decisive cross-section  $\phi = 0$ . Thus, in Eq (38) and thereafter, we replace  $\sigma_F - \sigma_N$  by  $\sigma_F - m\sigma_N$ . Let us reconsider the example given for "Non-circular pipe" with a small offset of  $s = d/10$ ; Eq. (51) is as follows:

$$12 \times 100^3 \frac{\sigma_N}{3.0 - 1.3 \times \sigma_N} (\sigma_N/2250)^{3/2} =$$

$$1 - 0.45 \times 100 \times \frac{3.0 - 1.3 \times \sigma_N}{2250}$$

The solution is  $\sigma_N = 1.12 t/cm^2$ , which means that:

$$P_{cr} = \frac{1000 \times 1.12}{100 \times 1.024} = 10.94 \text{ kg/cm}^2$$

In this case, the difference of 5.5% compared with the circular pipe is comparable with the accuracy of computing. Therefore it is important that the offset is less than 10% of the plate thickness, enough to provide a good and efficient joining of the edges.

### Buckling tests

The Wartmann Co, located in Brugg and Zurich, Switzerland, carried out various experiments during the years 1962-68 to confirm the theoretical findings. These tests were directed by the author and performed by Messrs. W. Pisarik, W. Häselbarth and A. Stebih. The intention was to determine the real buckling loads on a true-to-nature model and also to keep the measuring content small.

Therefore the measurements were limited to the deflection at different degrees of load in three cross-sections of the pipe, which were thought to be representative of all deflections under buckling load, barring unforeseen aberrations. No stress measurements were carried out, because it was known from other tests, that considerable irregularities always occur.

The test pipes were kept big enough to be manufactured in the usual way without risk of imperfections, and small enough to keep the costs of the testing equipment and the models within reasonable limits. The diameter of 960mm, and the plate thickness of 2.5-6mm correspond to a scale of  $\frac{1}{10}$ , approximately.

The length of the pipes had to be as large as possible to eliminate the influence of edge discontinuities. The size chosen was 1.5m.

The test installation is shown in Fig. 8. Basically it consists of a pressure vessel, a guide tube, the test pipe and the concrete wall between the latter two. The separation of the pressure vessel and the guide tube avoids the transmission of any deformation of the vessel to the concrete.

The front part of the pressure chamber is closed only by flanges to allow access for deflection measurements inside the test pipe. Sealing between the flanges and test pipe was carried out by small glued rubber angles, after elastic cords had been found to be insufficient.

The friction acting against the movement of the pipe-edge seems to be negligible and had to be tolerated. Its influence is certainly small compared with the pre-packing against the pipe wall as used in other tests which causes a much stronger reaction force at the point of buckling.

To ensure the immediate transmission of the water pressure onto the total pipe surface, the guide tube was equipped with drilled holes through which thin pipes were installed before filling with concrete as far as the surface of the test pipe. To avoid friction and adhesion between steel and concrete, the test pipe was coated with paraffin wax prior to installing.

Bending was registered with a dial gauge on a movable and revolving bracket fixed to a central shaft. All measurements refer to a zero reading of the unloaded pipe.

Five test pipes were examined, three plain-wall pipes of different plate thicknesses and mild-steel quality, and two pipes with shear studs of different plate thicknesses, different stud distribution and different high-strength steels. Most of the tests had to be repeated several times owing to various difficulties.

On the two thin walled pipes only, we succeeded in producing a buckling indent over the full length of the pipe, whereas the others were subject only to local edge buckling, which does not occur in practice, of course. The free ends of the pipe, due to the chosen system of sealing, and the reduced stiffness of the pipe edges (due to the

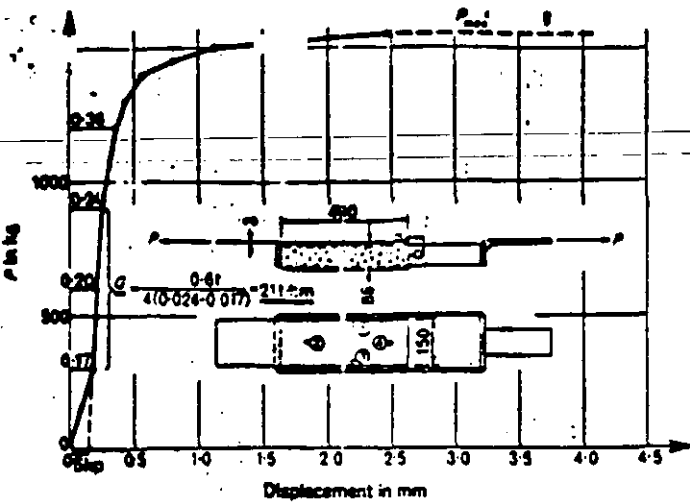


Fig. 9. Measured displacements plotted as a function of the loading

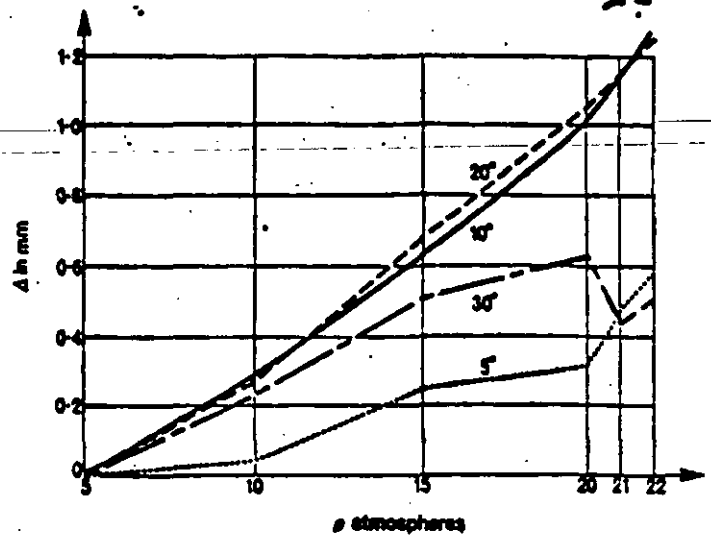


Fig. 10. Load-displacement diagram for the shear studs

unhindered lateral contraction), may be reasons for this phenomenon.

The carefully observed deflection measurements nevertheless lead to the conclusion that true buckling loads for a long wave are only a little higher than those obtained with the beginning of the edge buckling. This can be seen, for example, in Fig. 9 which shows the deflections as a function of the load in the lower cross-section where the buckling develops.

Obviously the buckling load achieved is almost already the asymptote to the load-displacement diagram.

Fig. 9 also shows that the deflections near the middle of the buckling wave decrease shortly before reaching the buckling load, i.e. the wave (in compliance with the theoretical results) decreases under increasing load. The preceding theory shows that the smallest buckling load is obtained for one single buckling wave on the circumference.

Other authors believe in the formation of several waves. As often happens, both theories are partially correct, in fact, several initial waves may occur, distributed over the pipe circumferences according to accidental inaccuracies. With increasing load, deformation will concentrate on a single wave, with the others decreasing.

Beside material examinations of all test pipes, a load-displacement diagram of the shear studs was made (Fig. 10). The test piece was taken from pipe No. 4 after the test-run. Obviously studs had got loose during the test, during transport or when being removed from the test installation, and they had a slip of 0.14mm (see Fig. 9).

The stiffness value  $G$  can be determined as  $G=21 \text{ t/cm}^2$  for load grades between 300kg and 900kg.

As the displacement was taken from the end of the test piece instead of from the middle of the group of studs, we have to calculate using  $G=20 \text{ t/cm}^2$  in practice. This value is valid for bolts of 6mm in diameter, 33mm length and normal concrete.

For unchanged conditions the stiffness ratio will probably increase linearly with the increase in bolt diameter. Values can be found in the technical literature<sup>12</sup>, where bolts of 19mm diameter are listed with  $G=200 \text{ t/cm}^2$ , i.e. ten-times instead of 3.2-times the value for 6mm-diameter bolts.

This discrepancy probably depends on the installation of the studs. The clamping of the relatively thin plate in question here is considerably less rigid than for the beam in Ref. [12]. The  $G$ -values may vary, depending on the clamping in the range of 1:4. To obtain reliable results, one has to determine experimentally the value of  $G$  in question.

The results of the tests are summarized in Table II and are compared with the theoretical values according to Eqs. (48)-(52). Note that for all pipes,  $\sigma_r$  is supposed to be zero.

The magnitude of error is generally  $\pm 2\%$ ; the average square error is 1.3%. This conformity is surprising, considering the numerous problems in theory as well as in testing. Even if we accept an influence of chance, it seems that results of the experiments prove the correctness and accuracy of the theory.

## References

1. AMSTUTZ, E. "Das Einbeulen von Schacht- und Stollenpanzerungen". *Schweizerische Bauzeitung*, 68, 1950, N.9, p102.
2. AMSTUTZ, E. "Das Einbeulen von vorgespannten Schacht- und Stollenpanzerungen". *Schweizerische Bauzeitung*, 71, 1953, N.16, p229.
3. JULLIARD, H. "Knickprobleme an geraden Stäben, Kreisbogensegmenten und Zylinder". *Schweizerische Bauzeitung*, 70, 1952, N.32, p451.
4. VAUGHAN, F. W. "Steel linings for pressure shafts in solid rock". *Proc. of Am. Soc. of Civ. Eng.*, Paper 949, 1959.
5. MONTEL, R. "Formule semi-empirique pour la détermination de la pression extérieure limite d'installation des conduites métalliques lisses noyées dans du béton". *La Houille Blanche*, No. 5, 1949.
6. BOGOT, H. "Flambage d'un cylindre à paroi mince, placé dans

7. TROISVALLETS, R. and MONTEL, R. "Essais sur l'invulnérabilité des conduites métalliques lisses". *La Houille Blanche*, No. 4-5 (1949).
8. HERTKOT, F. "Die Einbeulgefahr bei Führung-Segmenten nach-Auskleidungen". Dissertation, Bergakademie Clausthal, 1949.
9. LAUFER, H. "Die druckschacht- und Druckstollenpanzerungen des Kauerthal-Kraftwerkes". *Der Bauingenieur*, 41, 1966, Vol. 2.
10. FETTER, W. "Statik und Dynamik der Schalen". Springer Verlag, Berlin, 1962.
11. WEISSNER, K. and DILTMANN, H. "Bestimmung von Formdehnungen". *Materialprüfung*, 4, 1962, No. 2.
12. SATTLER, K. "Betrachtungen über neuere Verdübelungen im Verbundbau". *Der Bauingenieur*, 37, Vol. 1, 1962.



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

**CURSOS ABIERTOS**

**VI CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA GEOLOGICA APLICADA A OBRAS  
SUPERFICIALES Y SUBTERRANEAS**

**MODULO II: LA MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION**

**TEMA IV**

**TUNEL AGUA DE OBISPO  
CARRETERA CUERNAVACA-ACAPULCO**

**ING. RAUL CUELLAR BORJA  
ING. DANIEL MIJARES GARCIA**



Tunel Agua de Obispo  
Carretera Cuernavaca - Acapulco

Análisis y Diseño Estructural

El análisis estructural se llevó a cabo usando un modelo plano formado por elementos unidos entre sí por nudos. Estos elementos son del tipo viga con tres grados de libertad y modelan el revestimiento. La interacción suelo-estructura se simuló con elementos tipo resorte, que tienen una rigidez de acuerdo a las propiedades mecánicas de la roca.

El análisis estructural se realizó de manera iterativa, revisando que ningún resorte trabaje a tensión y que los esfuerzos en la roca no excedan los admisibles. Se presentan los resultados en diagramas de momentos flexionantes y de fuerza normal.

El Diseño estructural del revestimiento se realizó con los resultados anteriores, revisando al elemento que trabaja en flexo-compresión.

Datos:

Espesor del revestimiento  $\longrightarrow$  40 cm.

Carga considerada  $\longrightarrow$  10 t/m

Módulo de Elasticidad de la roca  $\longrightarrow$  50 000 t/m<sup>2</sup>

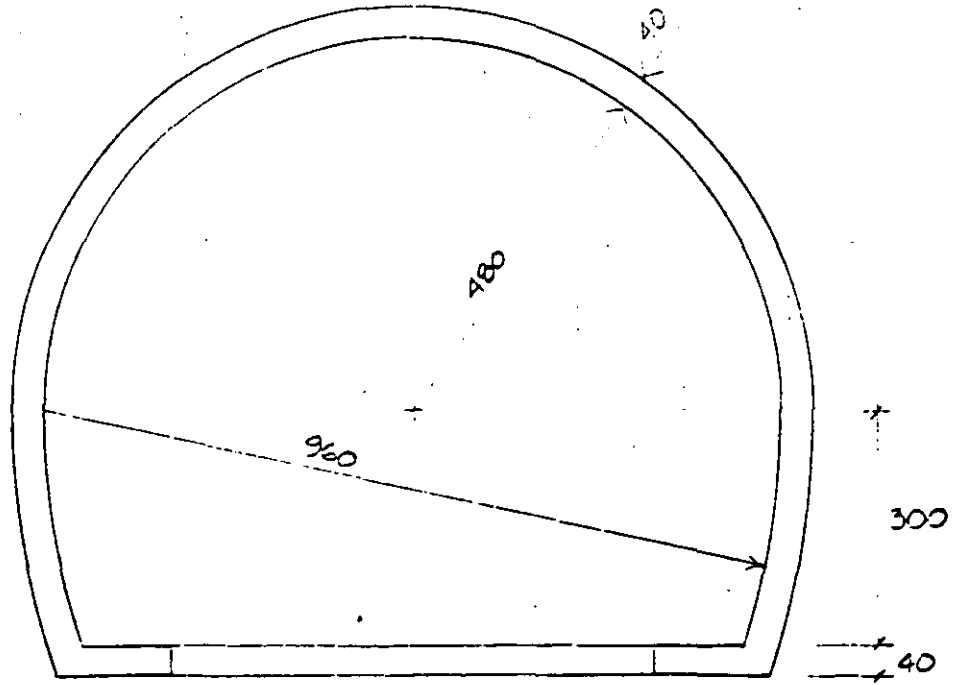
Coefficiente de reacción para  $\nu=0.3$ :

$$k_s = \frac{E_r}{R(1+\nu)} = 76\,900 \text{ t/m}^2$$

Rigidez de los resortes =  $k_s A_{\text{tributaria}}$

Concreto  $\longrightarrow$   $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

Geometria:



Modelo.

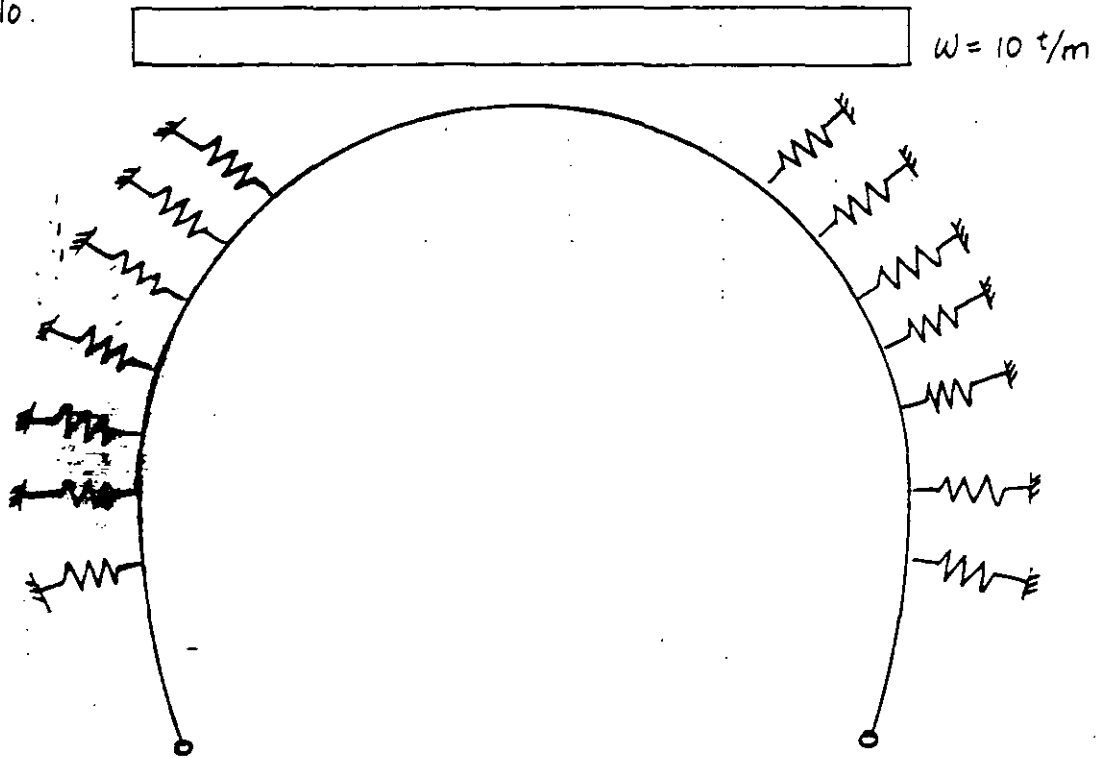


Diagrama de Momentos Flexionantes

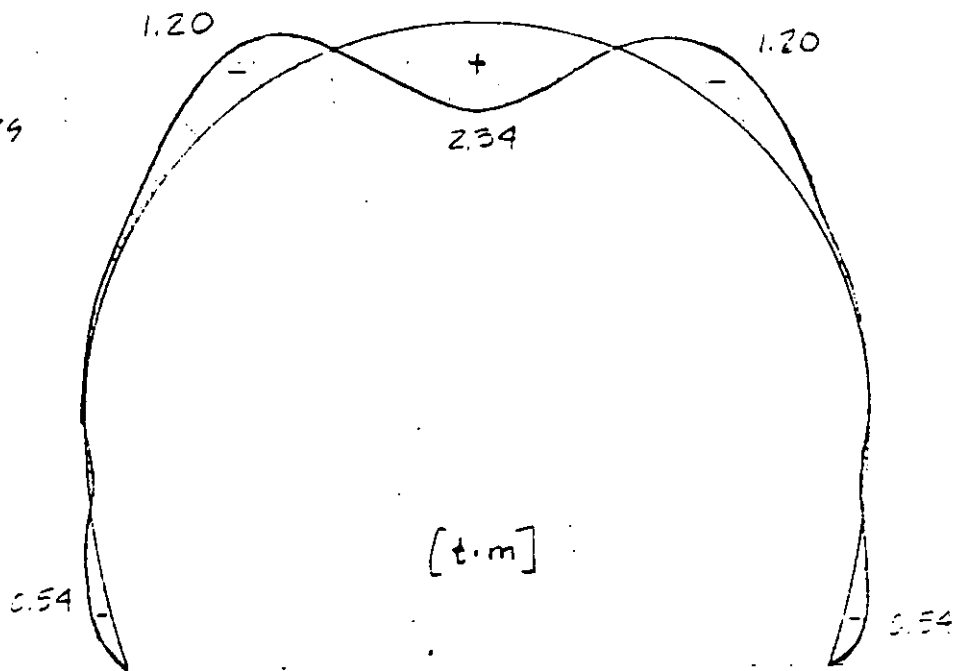
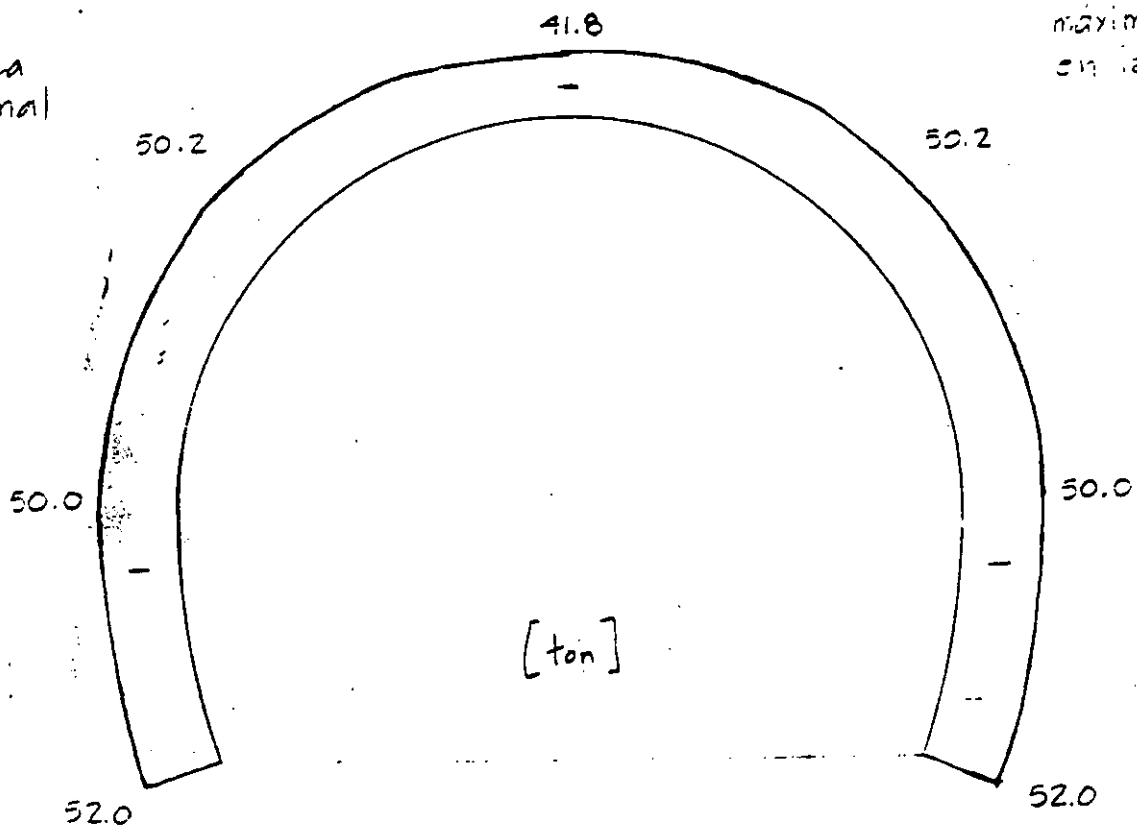
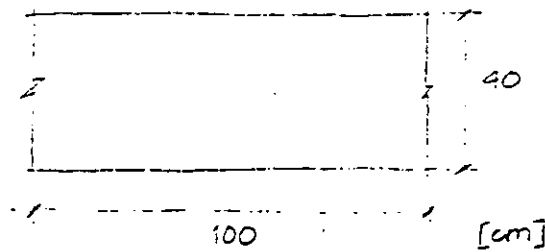


Diagrama de fuerza Normal



Desplazamiento máximo 0.22 cm en la clave.

## Revisión de esfuerzos en la sección.



$$f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

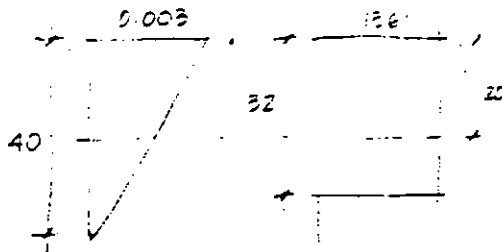
$$f_s = 236 \text{ kg/cm}^2$$

- Para el caso de compresión (fuerza resistente)

$$P_{cr} = (4000)(136)(0.7) = 350800 \text{ kg}$$

- Para el caso donde no existen esfuerzos de tensión

Diagramas  
de  
deformaciones  
y esfuerzos



$$P_r = (32)(32)(100)(0.7)$$

$$= 304640 \text{ kg}$$

$$M_R = (304640)(4)$$

$$= 1218560 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\text{Entonces } \left. \begin{array}{l} P_r = 304.6 \text{ ton} \\ M_R = 12.19 \text{ t} \cdot \text{m} \end{array} \right\} \text{resistentes}$$

pero tenemos  $P_u = (1.4)(41.8) = 58.5 \text{ t} < P_r$

$M_u = (1.4)(2.34) = 3.28 \text{ t} \cdot \text{m} < M_R$

Se puede concluir que cuando la sección trabaja a solo con esfuerzos a compresión, resiste un momento mayor al de diseño, es decir, que no es necesario colocar acero de refuerzo en la sección.

## Acero por temperatura

$$A_s = \frac{660 x_1}{f_y (x_1 + 100)} = \frac{660 (40)}{4200 (40 + 100)} = 0.0440 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

$$A_s = 1.5 A_t = 0.067347$$

vs # 5 @ 50 en dos lectos

Estado de Esfuerzos actuantes:

$$P_R = F_R f_c' a b \longrightarrow a = \frac{P_R}{F_R f_c' b}$$

$$M_R = P_R (h/2 - a/2)$$

si  $P_R = P_u$ :  $a = \frac{58\ 500}{0.7(136)(150)} = 6.14\text{ cm}$

$$M_R = 58\ 500 (20 - 3.07) = 990\ 260\ \text{t}\cdot\text{cm}$$

si  $M_R = M_u$

$$\frac{M_R}{\frac{1}{2}(h-a)} = F_R f_c' a b$$

$$2M_R = F_R f_c' a b (h-a) = F_R f_c' a b h - F_R f_c' a^2 b$$

$$a^2 F_R f_c' b - a F_R f_c' b h + 2M_R = 0$$

$$9520 a^2 - 380800 a + 656000 = 0 \longrightarrow$$

$$a_1 = 38.2\ \checkmark$$

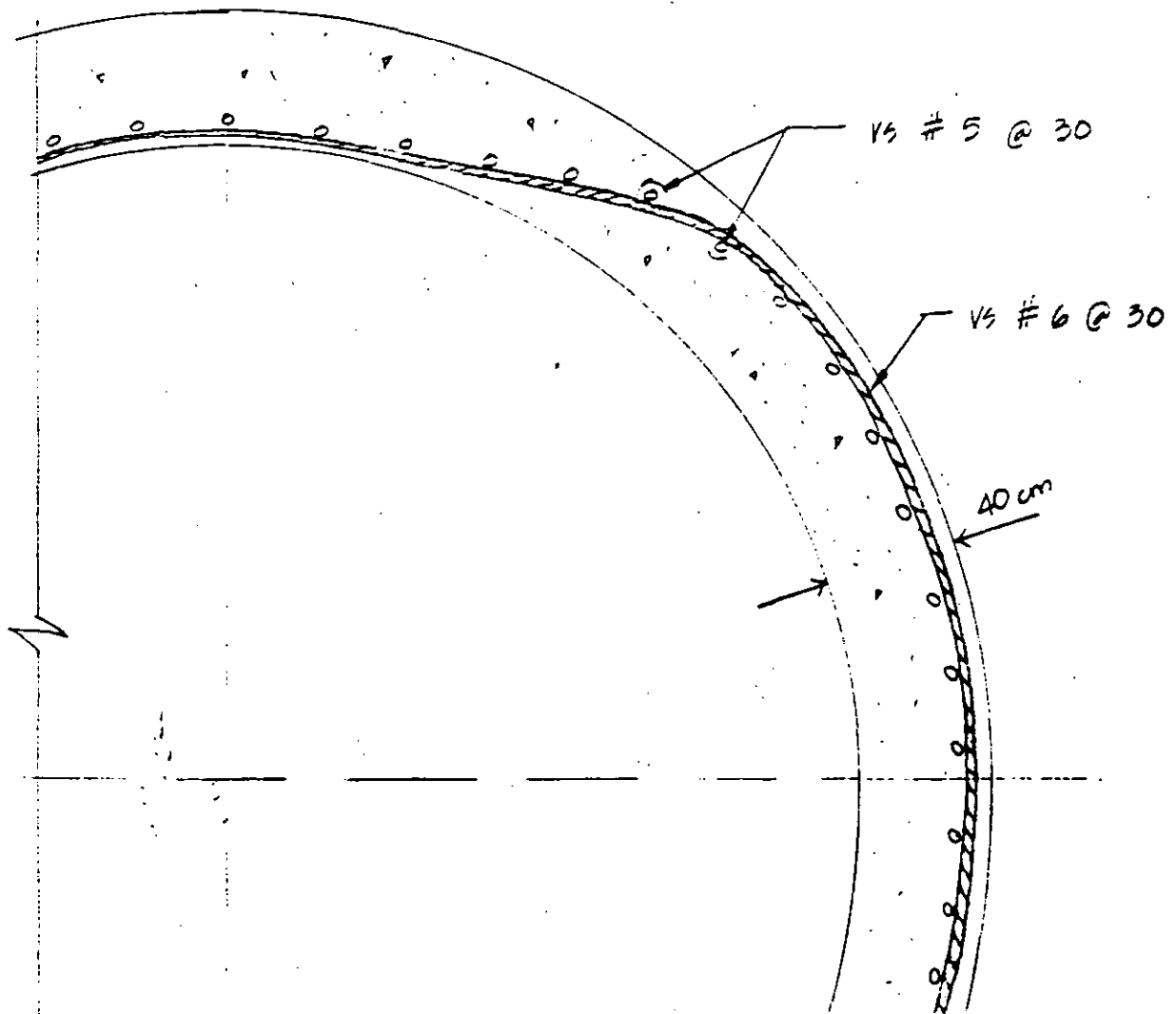
$$a_2 = 1.80$$

$$P_R = F_R f_c' a_1 b = 363\ 664\ \text{kg}$$

En conclusión, no existen esfuerzos de tensión en la sección. Pero se propone colocar acero de refuerzo por razones de seguridad.

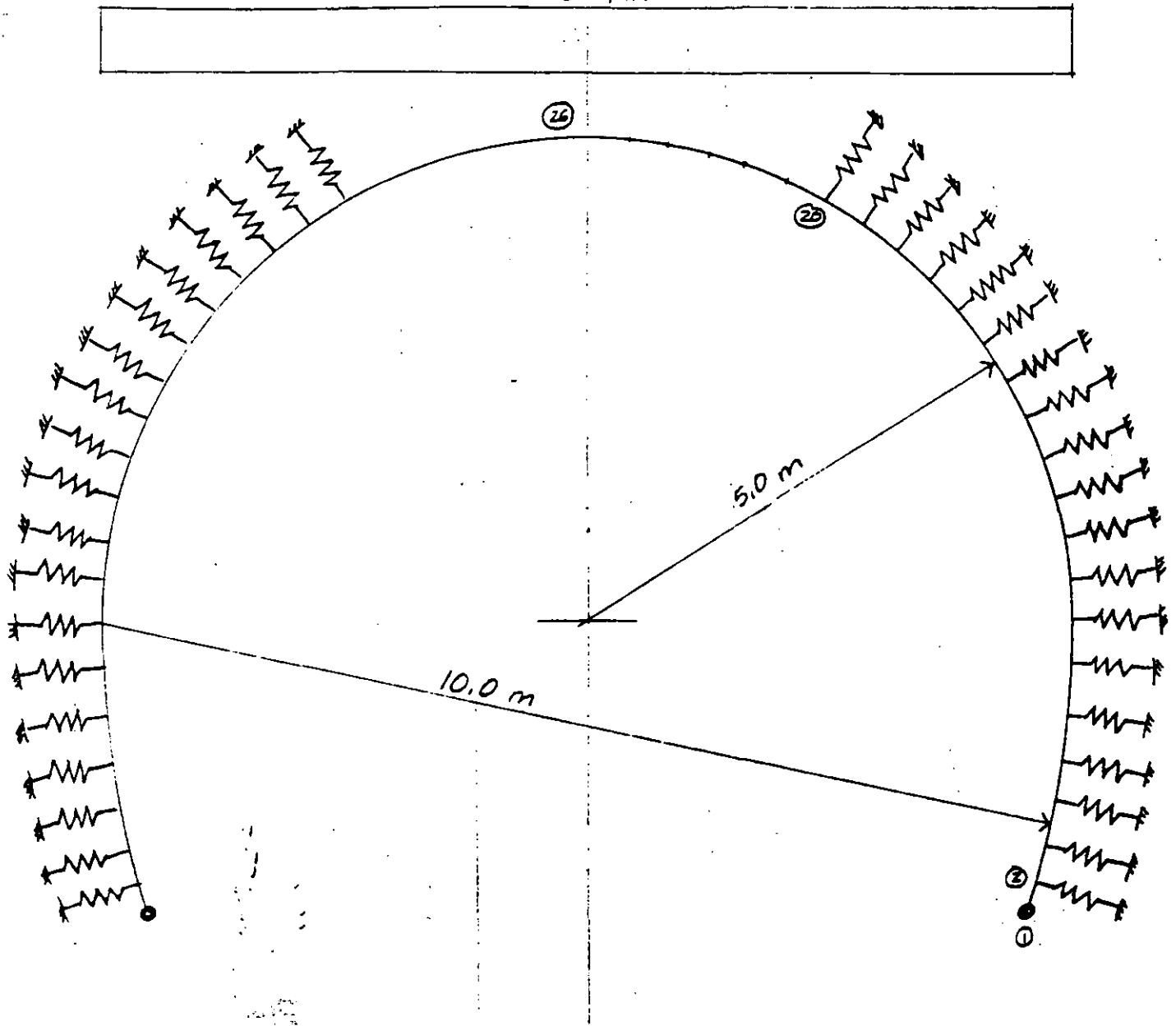
Armado:

Se propone un armado que siga la trayectoria principal del Momento Flexionante:



MODELO:

$$W = 10 \text{ t/m}$$



Los resortes trabajan unicamente a tension



Datos generales :

Número de nodos 26  
 Número de barras 26

Características de los nodos :

Nodo	X	Y	Z	X	Y
1	1	1	0	4.474	-3.200
2	0	0	0	4.613	-2.756
3	0	0	0	4.731	-2.306
4	0	0	0	4.827	-1.851
5	0	0	0	4.903	-1.391
6	0	0	0	4.957	-.929
7	0	0	0	4.989	-.465
8	0	0	0	5.000	.000
9	0	0	0	4.981	.436
10	0	0	0	4.924	.868
11	0	0	0	4.830	1.294
12	0	0	0	4.698	1.710
13	0	0	0	4.532	2.113
14	0	0	0	4.330	2.500
15	0	0	0	4.096	2.868
16	0	0	0	3.830	3.214
17	0	0	0	3.536	3.536
18	0	0	0	3.214	3.830
19	0	0	0	2.868	4.096
20	0	0	0	2.500	4.330
21	0	0	0	2.113	4.532
22	0	0	0	1.710	4.698
23	0	0	0	1.294	4.830
24	0	0	0	.868	4.924
25	0	0	0	.436	4.981
26	1	0	1	.000	5.000

Características de los resortes :

Nodo c/resorte	rigidez X	Nodo c/resorte	rigidez X
2	.34E+05	12	.32E+05
3	.35E+05	13	.30E+05
4	.35E+05	14	.29E+05
5	.35E+05	15	.27E+05
6	.36E+05	16	.26E+05
7	.36E+05	17	.24E+05
8	.35E+05	18	.22E+05
9	.35E+05	19	.19E+05
10	.33E+05	20	.17E+05
11	.32E+05		

Cargas en los nodos :

Nodo	FX	FY	M
8	.000	-1.046	.000
9	.000	-1.330	.000
10	.000	-1.757	.000
11	.000	-2.117	.000
12	.000	-2.492	.000
13	.000	-2.843	.000
14	.000	-3.181	.000
15	.000	-3.502	.000
16	.000	-3.804	.000
17	.000	-4.084	.000
18	.000	-4.341	.000
19	.000	-4.573	.000
20	.000	-4.778	.000
21	.000	-4.953	.000
22	.000	-5.099	.000
23	.000	-5.213	.000
24	.000	-5.296	.000
25	.000	-5.345	.000
26	.000	-5.361	.000

Desplazamientos nodales :

Nodo	DX	DY	DZ
1	.0000E+00	.0000E+00	-.1227E-03
2	.3549E-04	-.6709E-04	-.1018E-03
3	.5874E-04	-.1281E-03	-.6163E-04
4	.6831E-04	-.1839E-03	-.3141E-04
5	.7068E-04	-.2372E-03	-.1872E-04
6	.7345E-04	-.2897E-03	-.2147E-04
7	.8226E-04	-.3420E-03	-.3257E-04
8	.9780E-04	-.3938E-03	-.3632E-04
9	.1133E-03	-.4413E-03	-.3253E-04
10	.1245E-03	-.4885E-03	-.3450E-07
11	.1306E-03	-.5365E-03	.1955E-04
12	.1338E-03	-.5859E-03	.3385E-04
13	.1363E-03	-.6370E-03	.4497E-04
14	.1389E-03	-.6901E-03	.5743E-04
15	.1404E-03	-.7465E-03	.7223E-04
16	.1379E-03	-.8096E-03	.1109E-03
17	.1273E-03	-.8856E-03	.1637E-03
18	.1048E-03	-.9823E-03	.2356E-03
19	.6972E-04	-.1107E-02	.3191E-03
20	.2544E-04	-.1265E-02	.3979E-03
21	-.1986E-04	-.1452E-02	.4502E-03
22	-.5544E-04	-.1653E-02	.4563E-03
23	-.7197E-04	-.1847E-02	.4072E-03
24	-.6547E-04	-.2010E-02	.3057E-03
25	-.3865E-04	-.2118E-02	.1637E-03
26	.0000E+00	-.2156E-02	.0000E+00

Barra	R. en X orig	R. en Y orig	R. flex orig
	R. en X dest	R. en Y dest	R. flex dest

1	52.0146	1.1613	.0000
	-52.0146	-1.1613	.5403
2	51.7033	-.0781	-.5403
	-51.7033	.0781	.5040
3	51.2185	-.4822	-.5040
	-51.2185	.4822	.2796
4	50.7512	-.4944	-.2796
	-50.7512	.4944	.0496
5	50.3825	-.3665	-.0496
	-50.3825	.3665	-.1209
6	50.1284	-.0991	.1209
	-50.1284	.0991	-.1670
7	50.0011	.5090	.1670
	-50.0011	-.5090	.0698
8	50.0234	.5542	-.0698
	-50.0234	-.5542	.3115
9	49.9989	-.0024	-.3115
	-49.9989	.0024	.3105
10	49.9594	-.1796	-.3105
	-49.9594	.1796	.2321
11	49.9495	-.1578	-.2321
	-49.9495	.1578	.1633
12	49.9814	-.0433	-.1633
	-49.9814	.0433	.1444
13	50.0658	.1276	-.1444
	-50.0658	-.1276	.2001
14	50.2151	.3387	-.2001
	-50.2151	-.3387	.3478
15	50.4184	.5461	-.3478
	-50.4184	-.5461	.5861
16	50.6023	.6580	-.5861
	-50.6023	-.6580	.8731
17	50.6097	.5594	-.8731
	-50.6097	-.5594	1.1171
18	50.2255	.1736	-1.1171
	-50.2255	-.1736	1.1928
19	49.2610	-.4701	-1.1928
	-49.2610	.4701	.9878
20	47.6669	-1.2140	-.9878
	-47.6669	1.2140	.4583
21	45.8668	-1.7113	-.4583
	-45.8668	1.7113	-.2882
22	44.3106	-1.7933	.2882
	-44.3106	1.7933	-1.0705
23	43.0737	-1.5350	1.0705
	-43.0737	1.5350	-1.7400
24	42.2154	-1.0249	1.7400
	-42.2154	1.0249	-2.1870
25	41.7759	-.3589	2.1871
	-41.7759	.3589	-2.3436

## Reacciones en los resortes :

Nodo	dirección	X
2	1.2210	
3	2.0452	
4	2.4021	
5	2.5048	
6	2.6170	
7	2.7404	
8	3.3901	
9	3.7862	
10	4.1140	
11	4.2318	
12	4.2175	
13	4.1439	
14	4.0353	
15	3.8592	
16	3.5456	
17	3.0197	
18	2.2610	
19	1.3415	
20	.4267	



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

**CURSOS ABIERTOS**

**VI CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA GEOLOGICA APLICADA A OBRAS  
SUPERFICIALES Y SUBTERRANEAS**

**MODULO II: LA MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION**

**TEMA IV**

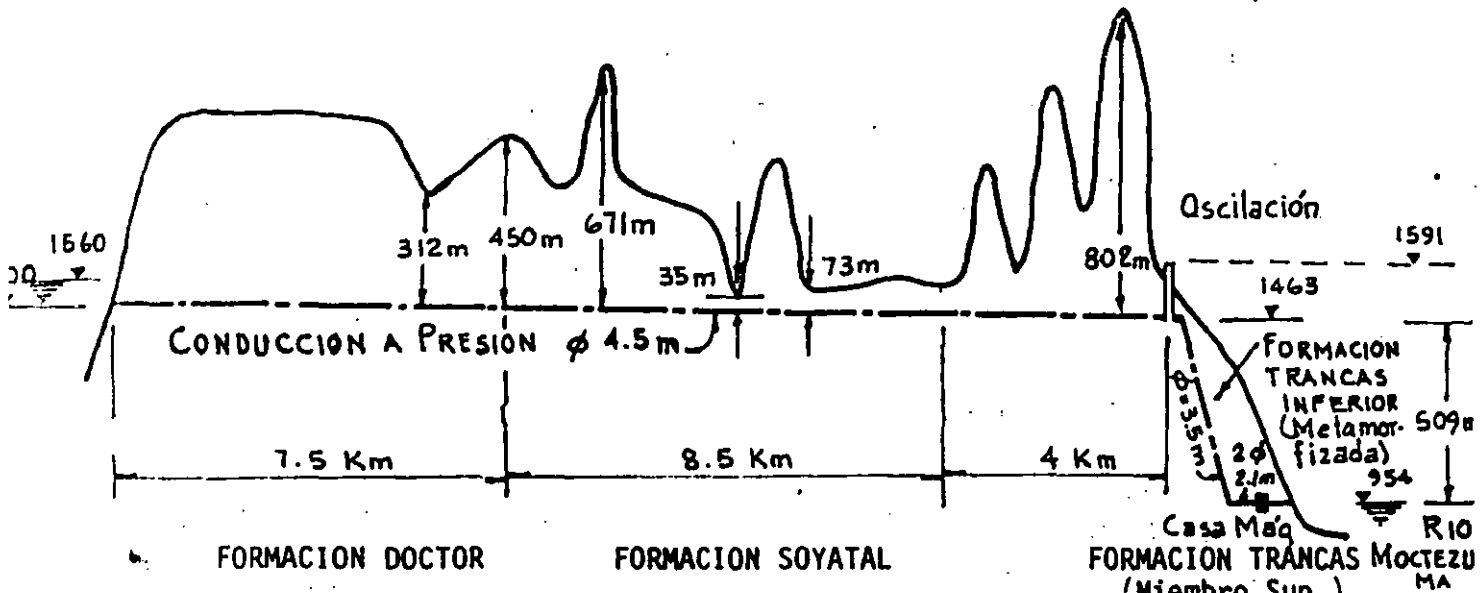
**EJEMPLO DE DISEÑO DEL TUNEL DE CONDUCCION A PRESION  
P.H. ZIMAPAN, HIDALGO**

**ING. RAUL CUELLAR BORJA**

TUNEL DE CONDUCCION A PRESION

1. PROPIEDADES GEOMECANICAS DE LA ROCA

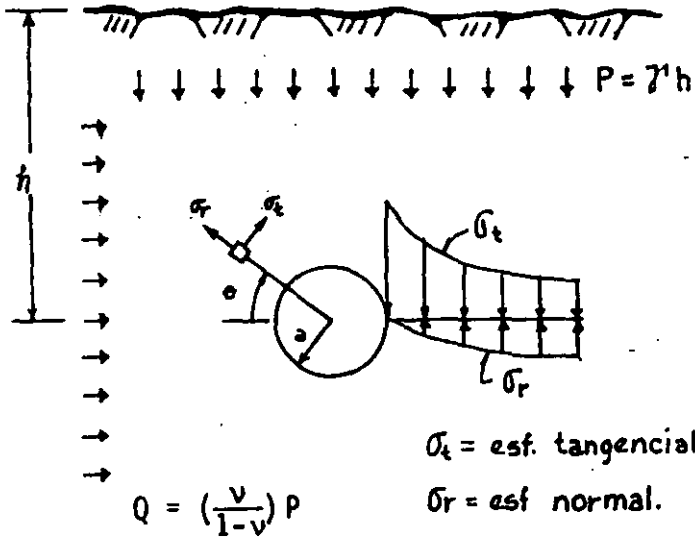
R. Cuéllar B.  
Sep. 1986



FORMACION DOCTOR	FORMACION SOYATAL	FORMACION TRANCAS MOCTEZUMA (Miembro Sup.)
Calizas y Dolomías	Calizas-Lutitas-Areniscas 30% 60% 20%	Calizas Areniscas-Lutitas 30% 30% 40%
Vel. ondas P: $\alpha = 4000$ m/s $\beta = 2400$ m/s	$\alpha = 4200$ m/s $\beta = 2520$ m/s	$\alpha = 4500$ m/s $\beta = 2700$ m/s
Rel. de Poisson: $\nu = 0.25$	$\nu = 0.25$	$\nu = 0.25$
$E_{din} = 370\ 000$ kg/cm <sup>2</sup>	$E_{din} = 410\ 000$ kg/cm <sup>2</sup>	$E_{din} = 470\ 000$ kg/cm <sup>2</sup>
$E_{est.} = 185\ 000$ kg/cm <sup>2</sup>	$E_{est.} = 205\ 000$ kg/cm <sup>2</sup>	$E_{est.} = 235\ 000$ kg/cm <sup>2</sup>
Compresión simple:		
$R_{cmin} = 137,243$ kg/cm <sup>2</sup> $R_{cmax} = 1700$ kg/cm <sup>2</sup> $R_{cprom} = 1044$ kg/cm <sup>2</sup>	$R_{cmin} = 300$ kg/cm <sup>2</sup> $R_{cmax} = 828$ kg/cm <sup>2</sup> $R_{cprom} = 516$ kg/cm <sup>2</sup>	$R_{cmin} = 692$ kg/cm <sup>2</sup> $R_{cmax} = 1404$ kg/cm <sup>2</sup> $R_{cprom} = 1048$ kg/cm <sup>2</sup>
Coef. var. $\nu = 44\%$	$\nu = 40\%$	$\nu = 17\%$
Tensión: $R_t = 42$ kg/cm <sup>2</sup>	$R_t = 33$ kg/cm <sup>2</sup>	$R_t = 92$ kg/cm <sup>2</sup>
Corte: $R_s = 36$ kg/cm <sup>2</sup>	$R_s = 30$ kg/cm <sup>2</sup>	$R_s = 109$ kg/cm <sup>2</sup>
Tensión bajo flexión:		
$R_{tf} = 114$ kg/cm <sup>2</sup>	$R_{tf} = 60$ kg/cm <sup>2</sup>	$R_{tf} = 200$ kg/cm <sup>2</sup>
Peso vol. $\gamma = 2.7$ ton/m <sup>3</sup>	$\gamma = 2.68$ ton/m <sup>3</sup>	$\gamma = 2.7$ ton/m <sup>3</sup>

2. ESFUERZOS ALREDEDOR DEL TUNEL

2.1 Por Techo de Roca



Distribución de esfuerzos en un medio elástico.

$$\sigma_t = \frac{P+Q}{2} \left(1 + \frac{a^2}{r^2}\right) - \frac{Q-P}{2} \left(1 + \frac{3a^4}{r^4}\right) \cos 2\theta$$

$$\sigma_r = \frac{P+Q}{2} \left(1 - \frac{a^2}{r^2}\right) + \frac{Q-P}{2} \left(1 - \frac{4a^2}{r^2} + \frac{3a^4}{r^4}\right) \cos 2\theta$$

$$\tau_{\theta} = \frac{Q-P}{2} \left(1 - \frac{2a^2}{r^2} - \frac{3a^4}{r^4}\right) \sin 2\theta$$

Formación Doctor

Formación Soyatal

Formación Trancas

$h_{\text{máx}} = 450 \text{ m}$

$h_{\text{máx}} = 671 \text{ m}$

$h_{\text{máx}} = 802 \text{ m}$

Para esta cobertura

$Q = P = 122 \text{ kg/cm}^2$

$Q = P = 180 \text{ kg/cm}^2$

$Q = P = 216 \text{ kg/cm}^2$

$\therefore \text{ para } r = a; \sigma_t = 2P$

$\sigma_t = 2P$

$\sigma_t = 2P$

en todo el perímetro

$\text{y } \sigma_r = 0 \text{ y } \tau_{\theta} = 0$

$\sigma_r = 0, \sigma_{\theta} = 0$

$\sigma_r = 0, \sigma_{\theta} = 0$

Sust.

$P = 2.7 \times 450 = 1215 \text{ ton/m}^2$

$P = 2.68 \times 671 = 1798 \text{ ton/m}^2$

$P = 2.7 \times 802 = 2165 \text{ ton/m}^2$

$\sigma_t = 2P = 2 \times 121.5 = 243 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_t = 2P = 2 \times 179.8 = 360 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_t = 2P = 2 \times 216.5 = 433 \text{ kg/cm}^2$

$R_{\text{cmín}} = 137 \text{ y } 243 \text{ kg/cm}^2$

$R_{\text{cmín}} = 16 \text{ y } 300 \text{ kg/cm}^2$

$R_{\text{cmín}} = 692 \text{ kg/cm}^2$

F.S. = 0.56 y 1

F.S. = 0.04 y 0.8

F.S. = 1.6

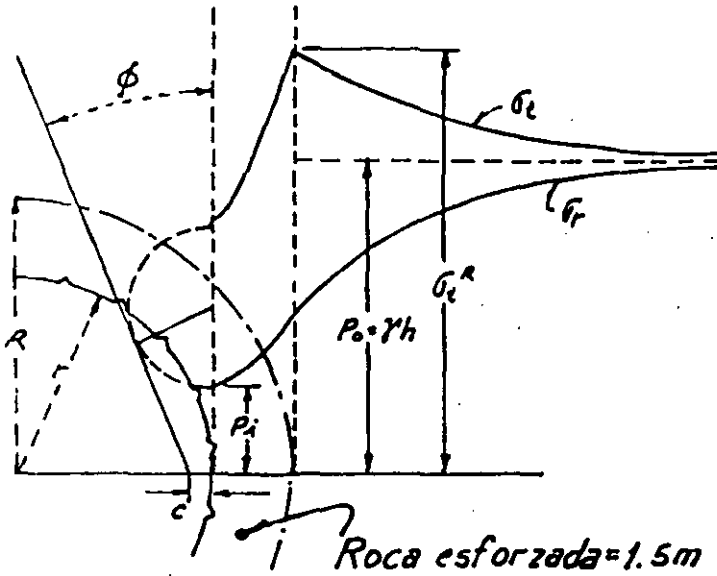
Puede presentarse fluencia en alguna zona.

Es probable que se presente fluencia en alguna zona.

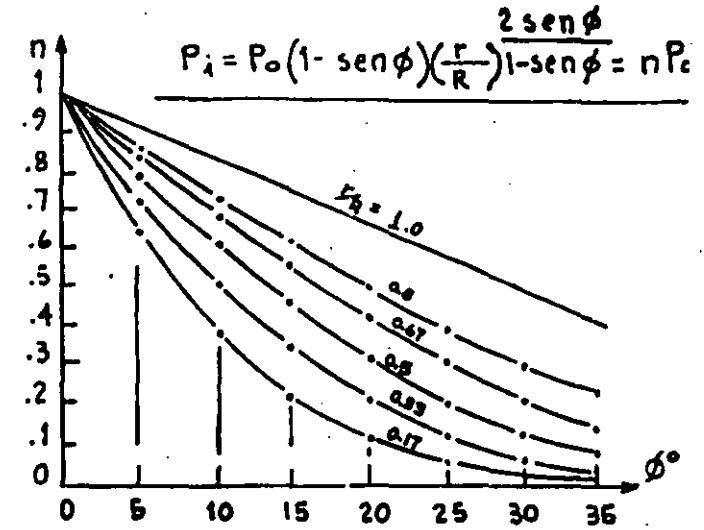
No hay problema de fluencia de roca.

## 2.1.1 Revestimiento con Concreto Lanzado

### NUEVO METODO AUSTRIACO (NATM)



Esfuerzos alrededor de una cavidad circular bajo esfuerzos de roca con distribución hidrostática.



Resistencia de piel,  $P_i$ , para establecer el equilibrio de la cavidad en función del ángulo de fricción interno y de la carga de roca  $P_0 = \gamma h$

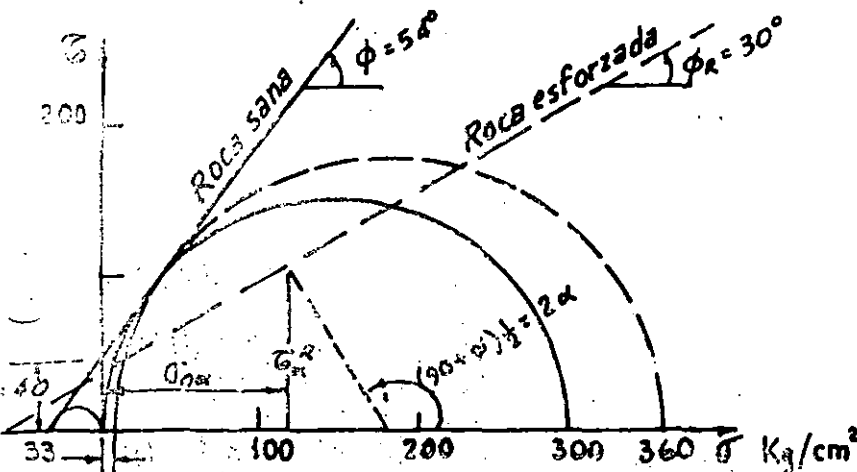
Para:  $P_0 = 180 \text{ kg/cm}^2$  y  $r/R = 0.67$  y  $\phi = 30^\circ$

#### Determinación del arco de roca

Utilizando la expresión de Fenner-Kastner-Talobre:  $P_i = 0.2 P = 36 \text{ kg/cm}^2$ .

$$P_i = c \cdot \cot \phi + [c \cdot \cot \phi + P_0(1 - \text{sen} \phi)] \left(\frac{r}{R}\right) \frac{2 \text{sen} \phi}{1 - \text{sen} \phi}; \text{ Según Talobre } P_i = 0$$

Utilizando:  $P_i = 0$ ;  $c = 40 \text{ kg/cm}^2$ ;  $\phi = 30^\circ$  y  $r = 3.1 \text{ m} \rightarrow \underline{R = 4.6 \text{ m}}$ ;  $r/R = 0.67$



#### DATOS

$$R_c = 3000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\underline{\underline{\sigma_3 = 6 \text{ kg/cm}^2 = P_i}}$$

$$\sigma_1 = 360 \text{ kg/cm}^2 = 2P_0$$

$$\sigma_\alpha = 120 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_\alpha^R = 110 \text{ kg/cm}^2$$



Determinación de la resistencia de piel:  $P_i$

a) Utilizando la expresión de Fenner-Kastner-Talobre se tiene:

$$P_i = 0.2P = 0.2 \times 180 = 36 \text{ kg/cm}^2$$

$$\therefore P_i = \underbrace{0.10}_{10\%} \times \underbrace{\sigma_t \text{ máx}}_{2P_0} = 0.10 \times \underbrace{360}_{\sigma_t \text{ máx}} = \underline{36} \text{ kg/cm}^2$$

Es un valor muy alto.

Para que la resistencia de piel  $P_i$  sea menor, es necesario que el arco de roca se deforme, lo cual toma un cierto tiempo.

b) Utilizando el criterio de Mohr-Coulomb para la máxima resistencia, resulta:

$$\sigma_s = P_i = \underline{6} \text{ kg/cm}^2 = 1.67\% \times \underbrace{360}_{\sigma_t \text{ máx}}$$

c) Recomendación de Evert Hoek:

$$1.5\% \times \sigma_t \text{ máx} \leq P_i \leq 2.5\% \times \sigma_t \text{ máx}$$

$$\underline{\underline{5.4}} \leq P_i \leq \underline{\underline{9}}$$

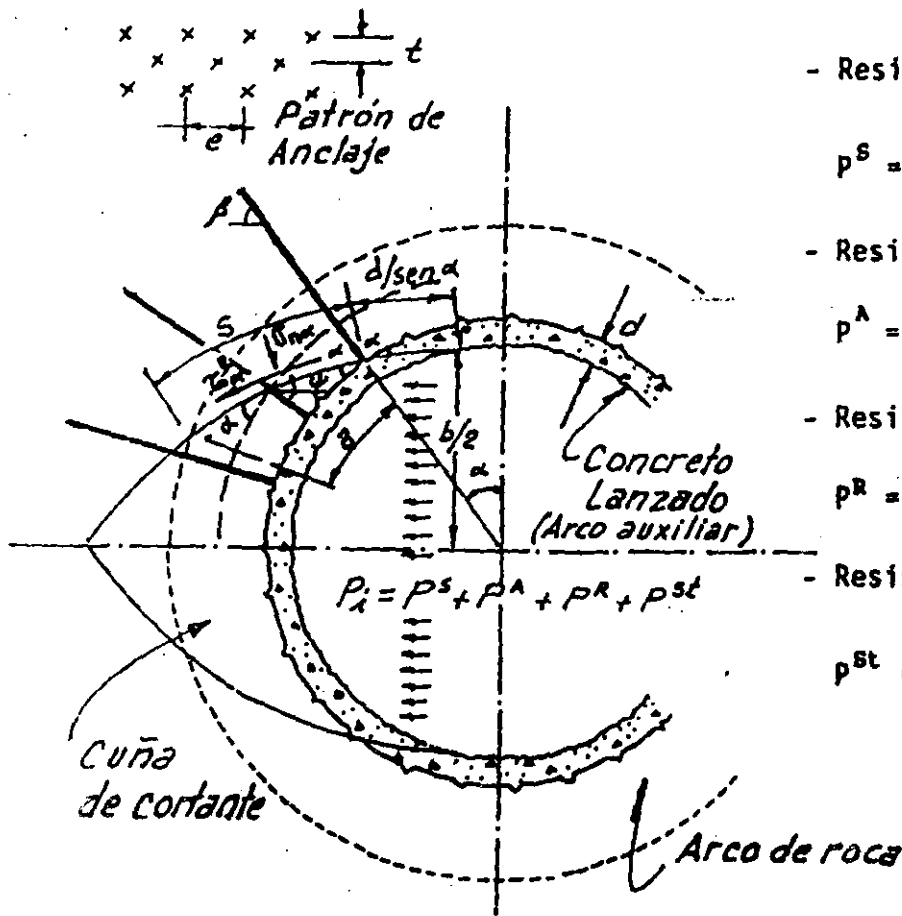
d) Similitud de resistencia de estribos en columnas:

$$\sigma_{\text{HOR}} = 5\% f'_c \text{ para carga de trabajo}$$

$$\sigma_{\text{HOR}} = 2.5\% f'_c \text{ para carga última}$$

$$\sigma_{\text{HOR}} = \underline{9} \text{ kg/cm}^2$$

## Dimensionamiento del soporte interior o "arco auxiliar"



- Resistencia Concreto Lanzado:

$$p^s = \frac{d \tau^s}{\text{sen } \alpha (b/2)}$$

- Resistencia Anclas:

$$p^A = \frac{a_s \cdot f_s \times a \cos \beta}{e \times t (b/2)}$$

- Resistencia Arco de roca:

$$p^R = \frac{S \cdot \tau^R \cos \psi}{b/2} - \frac{S \cdot \sigma_n \cdot \text{sen } \psi}{b/2}$$

- Resistencia Marcos:

$$p^{st} = \frac{A_s \times \tau_s}{\text{sen } \alpha (b/2)}$$

### DATOS:

b = 275 cm  
a = 230 cm  
s = 300 cm

$\alpha = 25^\circ$   
 $\beta = 47^\circ$   
 $\psi = 20^\circ$

### Espesor del Concreto Lanzado:

para:  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ ; Concreto Lanzado

$$\tau^s = 250/12 = 21 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = \frac{2.7 \times \text{sen } 25^\circ (275/2)}{21}$$

$$\therefore \underline{\underline{d = 7.5 \text{ cm}}}$$

Patrón de anclaje:  $\phi 1''$   
AR-80

Considerando una presión de piel  $P_i = 1.5\% \times 2P_o = 54 \text{ kg/cm}^2$

$$\text{ext} = \frac{5 \times 8000 \times 230 \cos 47^\circ}{2.7 \times 275}$$

Utilizando solo anclas y concreto lanzado en proporción (50-50%)  $P_i$

$$\therefore \text{ext} = 8450 \text{ cm}^2 \rightarrow \begin{matrix} e = 1 \text{ m} \\ t = 1 \text{ m} \end{matrix}$$

Se tiene:  $p^A = 0.5 \times 5.4 = 2.7 \text{ kg/cm}^2$ ; Presión de anclaje

y  $p^s = 0.5 \times 5.4 = 2.7 \text{ kg/cm}^2$ ; Presión del concreto lanzado

- Considerando un espesor de concreto lanzado de 10 cm la presión que resiste es:

$$p^S = \frac{10 \times 21}{\text{sen } 25^\circ (275/2)} = 3.6 \text{ kg/cm}^2$$

entonces el anclaje tomaría una presión

$$p^A = 5.4 - 3.6 = 1.8 \text{ kg/cm}^2$$

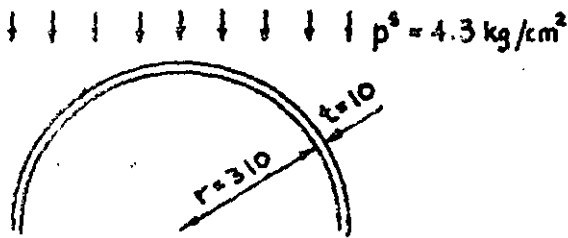
$$\therefore \text{ext} = \frac{5 \times 8000 \times 230 \cos 47^\circ}{1.8 \times 275} = 12\ 676 \text{ cm}$$

Resulta:

$$e = 1.2 \text{ m}$$

$$t = 1.2 \text{ m}$$

- Comprobación de la resistencia del concreto lanzado:



$$\sigma = \frac{p \cdot r}{t} \text{ (cilindro)}$$

$$\sigma = \frac{4.3 \times 310}{10} = 133 \text{ kg/cm}^2 > 0.25 f'_c$$

Acero de refuerzo:

esfuerzo que tomará el acero:

$$89 - 62.5 = 26.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Carga} = 26.5 \times 15 \times 100 = 39\ 750 \text{ kg}$$

$$\text{Esfuerzo a la falla} = 5000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{área} = \frac{39750}{5000} = 7.95 \text{ cm}^2/\text{m}$$

con Malla  $\phi 3/8'' \times 10 \text{ cm}$

Conviene aumentar el espesor  $t$  a 15 cm

$$\therefore = \frac{4.3 \times 310}{15} = 89 \text{ kg/cm}^2 > \underbrace{62.5}_{0.25 f'_c} \text{ kg/cm}^2 \text{ (permisible)}$$

- Propuesta de soporte interior para aportar la "resistencia de piel" de

Concreto lanzado:  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

Espesor:  $d = 10 \text{ cm}$

Malla:  $\phi 1/4" \times 10 \text{ cm} \times 10 \text{ cm}$

Anclas:  $\phi 1" \times 3 \text{ m}$ ; Acero AR-80

Se utilizará

$e = 2.0 \text{ m}$

$t = 2.5 \text{ m}$

$e = 1.5 \text{ m}$

$t = 2.5 \text{ m}$

Cuando se encuentre roca de baja calidad en las zonas con alta cobertura de techo ( $> 400 \text{ m}$ ) convendrá aumentar la "resistencia de piel" como sigue:

Concreto lanzado:  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

Espesor:  $d = 15 \text{ cm}$

Malla:  $\phi 3/8" \times 10 \text{ cm} \times 15 \text{ cm}$

Anclas:  $\phi 1" \times 3 \text{ m}$ ; Acero AR-80

$e = 1.5 \text{ m}$

$t = 1.5 \text{ m}$

- Resistencia del arco de roca

$$P^R = \frac{S \cdot \tau_{\alpha} \cos \Psi}{b/2} - \frac{S \cdot \sigma_n \cdot \sin \Psi}{b/2}$$

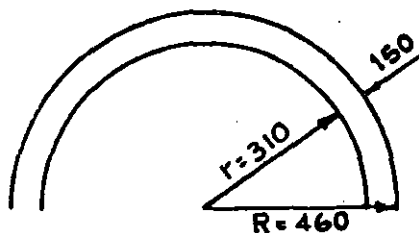
$$P^R = \frac{300 \times 110 \cos 20^\circ}{(275/2)} - \frac{300 \times 120 \sin 20^\circ}{(275/2)}$$

$$= 255.5 - 89.5$$

$$\therefore \underline{P^R = 166 \text{ kg/cm}^2}$$

Comprobación:

$$P^R = 166 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow 140 \text{ kg/cm}^2$$



$$\sigma = \frac{p \cdot r}{t}$$

$$\sigma = \frac{166 \times 385}{150} = 426 \text{ kg/cm}^2 > 360$$

Utilizando un esfuerzo de compresión  $\sigma_c = 360 \text{ kg/cm}^2$

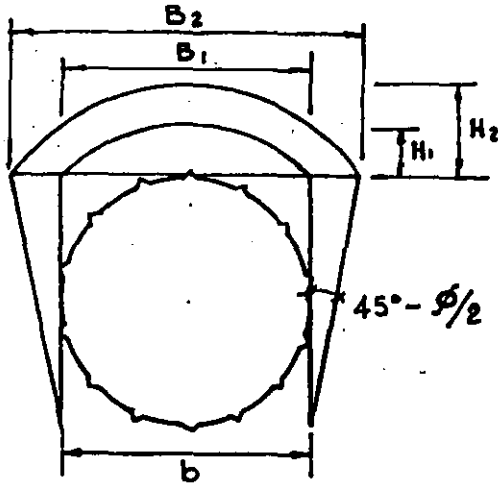
se tiene:

$$p = \frac{\sigma t}{r} = \frac{360 \times 150}{385} = 140 \text{ kg/cm}^2$$

La capacidad de soporte del arco de roca es  $\approx 1000 \text{ ton/m}^2$

## Decompresión de la roca

Métodos de Protodiakonov y de la losa plana autosoportante



$$H = \frac{B}{2f}$$

$f$  = variable según la resistencia de la roca

$$f \approx 2 \tan \phi$$

$\phi$  = ángulo de ruptura en compresión simple

### Método de Protodiakonov

#### DATOS

$$R_c = 300 \text{ kg/cm}^2; \phi = 70^\circ; \gamma = 2.68 \text{ ton/m}^3$$

se tiene  $f = 3$

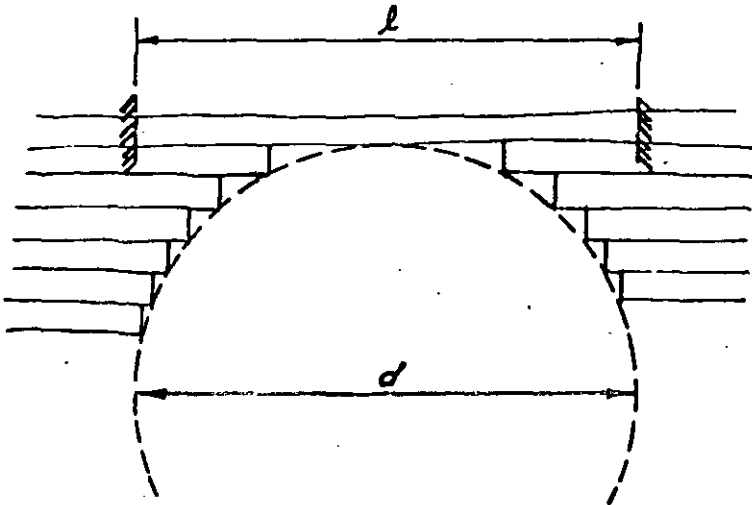
a) Cuando el esfuerzo por techo de roca no excede la resistencia de la roca

$$\text{Se tiene } B = b = 620 \text{ cm} \rightarrow H = \frac{620}{2 \times 3} = \underline{103 \text{ cm}}$$

b) Cuando el esfuerzo externo excede la resistencia de la roca

$$\text{Se tiene } B = b + 2 \tan 10^\circ = 835 \text{ cm} \rightarrow H = \frac{835}{2 \times 3} = \underline{139 \text{ cm}}$$

## Losa Autoportante



## MOMENTOS

$$M = \frac{\omega l^2}{16}; \quad f = \frac{M}{I} y$$

$f$  = esf. de tensión  
bajo flexión

$$f = \frac{\frac{\omega l^2}{16}}{\frac{bh^3}{12}} \times \frac{h}{2} = \frac{12}{16 \times 2} \times \frac{\omega l^2}{bh^2}$$

$$\text{Sust: } \omega = b \cdot h \cdot \gamma$$

$$f = \frac{3}{8} \times \frac{bh\gamma l^2}{bh^2} = \frac{3}{8} \times \frac{\gamma l^2}{h}$$

$$\therefore h = \frac{3}{8} \times \frac{\gamma l^2}{f}; \quad \text{Espesor de losa que se autoporta}$$



## DATOS

$l_1 = 620 \text{ cm}$ ;  $\gamma = 2.68 \text{ ton/m}^2$ ;  $f = 60 \text{ kg/cm}^2$ ; Utilizando un efecto de escala de 4  $\rightarrow f = 15$   
 $l_2 = 835 \text{ cm}$

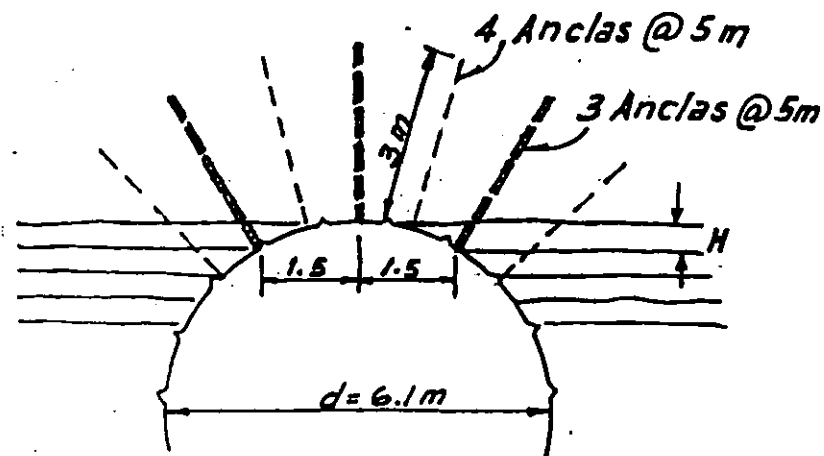
Para  $l_1 = 620 \text{ cm}$ :

$$\therefore h_1 = \frac{3}{8} \times \frac{2.68 \times 6.2^2}{150} = \underline{0.26 \text{ m}}$$

Para  $l_2 = 835 \text{ cm}$ :

$$h_2 = \frac{3}{8} \times \frac{2.68 \times 8.35^2}{150} = \underline{0.47 \text{ m}}$$

## Anclaje por decompresión de roca



### Características del anclaje:

Barras corrugadas  $\phi 1''$  - AR-80

Patrón: 1.5 m x 2.5 m x 3 m (long.)

Perforación:  $1 \frac{1}{2}'' \leq \phi \leq 1 \frac{7}{8}''$

Mortero:  $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

1) Cuando no se excede la resistencia de la roca

Según Protodiakonov:  $H = 103$

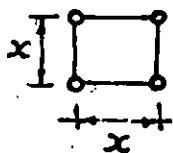
Utilizando  $H = 103$

Losa Autosoportante:  $H = 26 \text{ cm}$

Utilizando anclas de fricción  $\phi 1''$  - AR-80

la resistencia a ruptura de un ancla  $R = 5 \times 8000 = 38\,000 \text{ kg}$

Considerando un anclaje con patrón cuadrado



$$x^2 \times 1.03 \text{ m} \times 2.68 \text{ ton/m}^3 = 38 \text{ ton}$$

$$\text{Se tiene: } x^2 = 13.77 \text{ m}^2$$

$$\therefore x = 3.70 \times 3.70 \text{ m}$$

Se recomienda un patrón de 1.5 m x 2.5 m

Se colocarán 3 anclas en secciones 5 m y

4 anclas en secciones 5 m

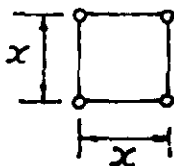
Así resulta: Carga por ancla =  $1.5 \times 2.5 \times 1.03 \text{ m} \times 2.68 \text{ ton/m}^3 = \underline{\underline{10.4 \text{ ton}}}$

Longitud de anclaje:  $10\,400 = \underbrace{l \times 8 \text{ cm}}_{\text{área lateral}} \times \underbrace{200/10}_{\text{esf. cortante}} \rightarrow \underline{\underline{l = 65 \text{ cm}}}$ ; Se dispone de 197 cm



## Anclaje por decompresión de roca... (continuación)

2) Cuando se excede la resistencia de la roca:

Según Protodiakonov:  $H = 139 \text{ cm}$ Utilizando  $H = 139 \text{ m}$ Losa Autosoportante:  $H = 47 \text{ cm}$ Empleando anclas de fricción  $\phi 1"$ , AR-80 con capacidad de ruptura de 38 ton; de 3 m de largo

$$x^2 \times 1.39 \text{ m} \times 2.68 \text{ ton/m}^3 = 38 \text{ ton}$$

$$\therefore x^2 = 10.2 \text{ m}^2$$

$$\rightarrow x = 3.2 \text{ m} \times 3.2 \text{ m}$$

Utilizaríamos el mismo patrón de 1.5 m x 2.5 m

3 anclas en secciones 5 m

4 anclas en secciones 5 m

Longitud de anclaje: Mortero  $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ Carga por ancla:  $1.5 \times 2.5 \times 1.39 \times 2.68 = 14 \text{ ton}$ 

Area lateral Esf. cortante

longitud:  $14000 = l \times 8 \text{ cm} \times 200/10$ 

$$l = 88 \text{ cm}$$

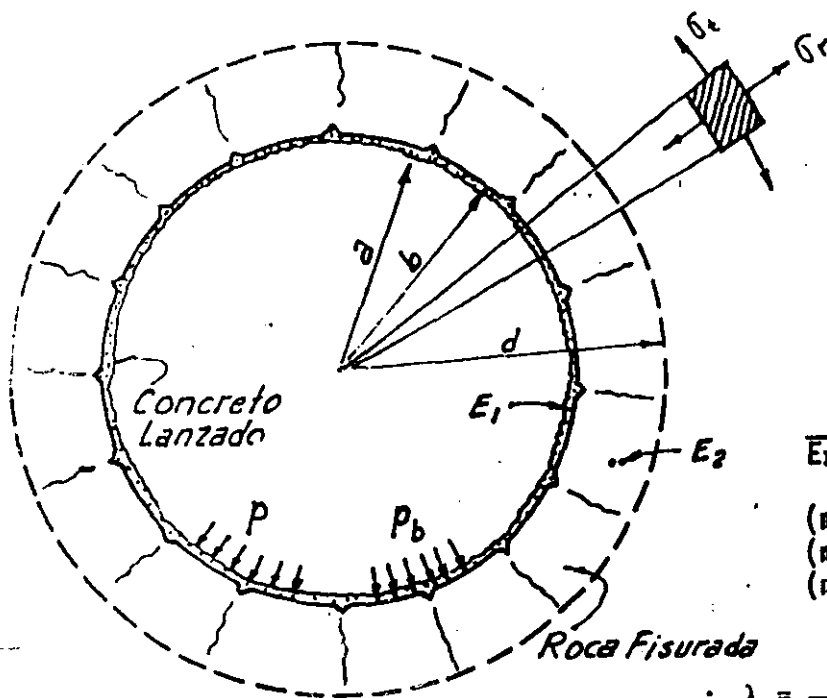
Se dispone de 300 - 139

$$\underline{\underline{161 \text{ cm}}}$$

## CONDUCCION A PRESION

### 3. ESFUERZOS ALREDEDOR DEL TUNEL

#### 3.1 Por presión interior



#### DATOS:

$$\begin{aligned}
 p &= 6 \text{ kg/cm}^2 \\
 a &= 3.05 \text{ m}; \quad a^2 = 9.3 \\
 b &= 3.15 \text{ m}; \quad b^2 = 9.92 \\
 E_1 &= 10000 \sqrt{250} = 158\,000 \text{ kg/cm}^2 \\
 E_2 &= 205\,000 \text{ kg/cm}^2 \\
 \nu_1 &= 0.2; \quad m_1 = 1/\nu_1 = 5 \\
 \nu_2 &= 0.25; \quad m_2 = 1/\nu_2 = 4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 E_1 &= 1.6 \times 10^6 \text{ ton/m}^2 \\
 E_2 &= 2.0 \times 10^6 \text{ ton/m}^2 \\
 (b^2 - a^2)^2 &= 0.62
 \end{aligned}$$

$$\frac{2a^2}{E_1(b^2 - a^2)} = \frac{2 \times 9.3}{1.6 \times 10^6 \times 0.62} = \frac{18.75}{10^6}$$

$$(m_1 - 1)b^2 = (5 - 1)9.92 = 39.68 \quad \Sigma = 95.48$$

$$(m_1 + 1)a^2 = (5 + 1)9.3 = 55.80$$

$$(m_1 E_1)(b^2 - a^2) = (5 \times 1.6 \times 10^6)(0.62) = 4.96 \times 10^6$$

$$\therefore \lambda = \frac{\frac{18.75}{10^6}}{\frac{5}{4 \times 2 \times 10^6} + \frac{95.48}{4.96 \times 10^6}} = \frac{18.75 \times 8 \times 4.96}{5 \times 4.96 + 95.48 \times 8} = \frac{744}{788.64}$$

$$\therefore \lambda = 0.94$$

#### a) Roca sana: Esfuerzos en el concreto

$$\sigma_{ta} = \frac{a^2 + b^2 - 2\lambda b^2}{b^2 - a^2} p$$

$$\lambda = \frac{p_b}{p} = \frac{\frac{2a^2}{E_1(b^2 - a^2)}}{\frac{m_2 + 1}{m_2 E_2} + \frac{(m_1 - 1)b^2 + (m_1 + 1)a^2}{m_1 E_1(b^2 - a^2)}}$$

$$\sigma_{tb} = \frac{2a^2 - \lambda(a^2 + b^2)}{b^2 - a^2} p$$

#### b) Concreto fisurado:

Presión sobre la roca:  $p_b = \frac{a}{b} p$

Esfuerzos en la roca:  $-\sigma_t = \sigma_r = \frac{a}{b} p$

#### c) Roca fisurada

Presión sobre la roca:

$$p_b = \frac{a}{b} p$$

Esfuerzos en la roca fisurada:

$$\sigma_t = 0$$

$$\sigma_r = \frac{a}{b} p$$

Esfuerzos en la roca sana:

$$p_d = \frac{a}{d} p$$

$$\sigma_r = -\sigma_t = \frac{ad}{r^2} p$$

Esfuerzos en el concreto:

Presión sobre el concreto:  $p_c = p - p_b$ ;  $p = 6 \text{ kg/cm}^2$

siendo  $p_b =$  presión sobre la roca  $= \lambda p \therefore p_b = 0.94 \times 6 = \underline{5.64 \text{ kg/cm}^2}$

Presión sobre el concreto:  $p_c = 6 - 5.64 = \underline{0.36 \text{ kg/cm}^2}$

Utilizando la fórmula del cilindro de pared delgada:

$$\sigma = \frac{pr}{t}; \quad \sigma = \frac{0.36 \times 310}{10} = 11 \text{ kg/cm}^2 < 21 \text{ (permisible)}$$

-PASA-

Esfuerzo permisible de tensión en el concreto  $f_t = \frac{f_c'}{12} = \frac{250}{12} = 21 \text{ kg/cm}^2$

Capacidad del concreto lanzado bajo presión hidrostática externa:

$$p = \frac{\sigma_t}{r} = \frac{21 \times 10}{310} = 0.67 \text{ kg/cm}^2 = \underline{6.7 \text{ ton/m}^2}$$

Utilizando malla de refuerzo el concreto podrá tomar una presión hidrostática externa =  $7 \text{ ton/m}^2$ , igual a una carga de 7 m

Presión sobre la roca:  $p_b = 5.64 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo tangencial de tensión

Para roca sana o fisurada

$$\sigma_r = -\sigma_t = \frac{a}{b} p = \frac{3.05}{3.15} \times 6 = 5.8 \text{ kg/cm}^2 < 8 \text{ (permisible)}$$

-PASA-

Esfuerzo permisible de tensión en la roca =  $\frac{33}{4} \text{ kg/cm}^2 = 8 \text{ kg/cm}^2$   
(Efecto de escala)

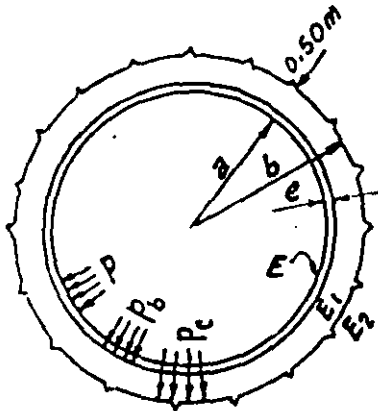
Utilizando las expresiones para calcular los esfuerzos tangenciales de tensión en el revestimiento para la roca sana

$$\sigma_{ta} = \frac{a^2 + b^2 - 2\lambda b^2}{b^2 - a^2} p; \quad \sigma_{ta} = \frac{9.3 + 9.92 - 2 \times 0.94 \times 9.92}{9.92 - 9.3} \times 6 = 5.52 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{tb} = \frac{2a^2 - \lambda(a^2 + b^2)}{b^2 - a^2} p; \quad \sigma_{tb} = \frac{2 \times 9.3 - 0.94(9.3 + 9.92)}{9.92 - 9.3} \times 6 = 5.13 \text{ kg/cm}^2$$

Estos esfuerzos son menores que los obtenidos considerando el cilindro de pared delgada, ya que las expresiones anteriores están deducidas para cilindros de pared gruesa.

## RAMA INCLINADA CON CAMISA METALICA



## DATOS

$$p = 509/10 = 51 \text{ kg/cm}^2$$

$$a = 1.75 \text{ m}; a^2 = 3.06$$

$$b = 2.25 \text{ m}; b^2 = 5.06 \quad b^2 - a^2 = 2$$

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2;$$

$$E_1 = 10\,000 \sqrt{250} = 158\,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\therefore E_1 = 1.6 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$$

$$\nu_1 = 0.20; m_1 = 5$$

$$E_2 = 235\,000 \text{ kg/cm}^2 = 2.4 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$$

$$\nu_2 = 0.25; m_2 = 4$$

$$\text{Acero: } E = 2\,100\,000 \text{ kg/cm}^2 = 21 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$$

$$\nu = 0.28; m = 3.57$$

$$\lambda_2 = \frac{2a^2}{\frac{E_1(b^2 - a^2)}{m_2 + 1} + \frac{(m_1 - 1)b^2 + (m_1 + 1)a^2}{m_1 E_1(b^2 - a^2)}}; p_b = \lambda_2 p \quad \text{Placa: } e = 1 \frac{1}{2}'' = 3.8 \text{ cm} = 0.038 \text{ m}$$

$$\lambda_1 = \frac{\frac{a^2}{Ee}}{\left(\frac{a^2}{Ee}\right) + \left[\frac{a}{m_1 E_1 (b^2 - a^2)}\right] [(m_1 - 1)(a^2 - \lambda_2 b^2) + (m_1 + 1)(1 - \lambda_2)b^2]}$$

$$\sigma_{ta} = \frac{a^2 + b^2 - 2\lambda_2 b^2}{b^2 - a^2} p; \quad p_c = \lambda_1 p_b$$

$$\sigma_{tb} = \frac{2a^2 - \lambda_2(a^2 + b^2)}{b^2 - a^2} p$$

$$\frac{a^2}{Ee} = \frac{3.06}{21 \times 10^6 \times 0.038} = \frac{3.83}{10^6}$$

$$\frac{a}{m_1 E_1 (b^2 - a^2)} = \frac{1.75}{5 \times 1.6 \times 10^6 (2)} = \frac{0.11}{10^6}$$

$$\frac{2a^2}{E_1(b^2 - a^2)} = \frac{2 \times 3.06}{1.6 \times 10^6 \times 2} = \frac{1.91}{10^6}$$

$$(m_1 - 1)(a^2 - \lambda_2 b^2) = (5 - 1)(3.06 - 0.46 \times 5.06) = 2.9$$

$$(m_1 - 1)(1 - \lambda_2)b^2 = (5 + 1)(1 - 0.46)5.06 = 16.39$$

$$\begin{cases} (m_1 - 1)b^2 = (5 - 1)5.06 = 20.24 \\ (m_1 + 1)a^2 = (5 + 1)3.06 = 18.36 \\ (m_1 E_1)(b^2 - a^2) = (5 \times 1.6 \times 10^6)2 = 16 \times 10^6 \end{cases} \quad \Sigma = 58.6$$

$$\therefore \lambda_1 = \frac{\frac{3.83}{10^6}}{\left(\frac{3.83}{10^6}\right) + \left(\frac{0.11}{10^6}\right)(2.92 + 16.39)}$$

$$\lambda_2 = \frac{\frac{1.91}{10^6}}{\frac{5}{4 \times 2.4 \times 10^6} + \frac{58.6}{16 \times 10^6 \times 2}} = \frac{1.91 \times 4 \times 2.4 \times 16}{5 \times 16 + 58.6 \times 4 \times 2.4}$$

$$\therefore \lambda_1 = \frac{\frac{3.83}{10^6}}{\frac{3.83}{10^6} + \frac{2.12}{10^6}} = \frac{3.83}{5.95}$$

$$\therefore \lambda_1 = 0.64$$

$$\lambda_2 = \frac{293.38}{642.56} \rightarrow \lambda_2 = 0.46$$

- Presión en el tubo  $p = 0.36 \times 51 = 18.4 \text{ kg/cm}^2$
- Presión en el concreto  $= 0.64 \times 51 = 32.6 \text{ kg/cm}^2$
- Presión en la roca  $= 0.46 \times 32.6 = 15 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo de tensión en la camisa metálica:

Utilizando la fórmula del cilindro de pared delgada

$$\sigma = \frac{pr}{t}; \quad \sigma = \frac{18.4 \times 177}{3.8} = 857 \text{ kg/cm}^2 < 1200 \quad \text{Permisible}$$

-PASA-

Esfuerzo permisible en el acero para  $f_{yp} = 2500 \text{ kg/cm}^2$

A-36 es  $f_s = 1500 \text{ kg/cm}^2$ ;

Coefficiente de seguridad por soldadura = 8

$$\therefore f_s = 1500 \times 0.8 = 1200 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos de tensión en el concreto:

Presión que tomará el concreto =  $32.6 - 15 = 17.6 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_{ta} = \frac{3.06 + 5.06 - 2 \times 0.46 \times 5.06}{5.06 - 3.06} \times 17.6 = 1.73 \times 17.6 = 30 \text{ kg/cm}^2 > 21 \quad \text{Permisible}$$

-NO PASA-

$$\sigma_{tb} = \frac{2 \times 3.06 - 0.46(3.06 + 5.06)}{5.06 - 3.06} \times 17.6 = 1.19 \times 17.6 = 21 \text{ kg/cm}^2 = 21 \quad \text{Permisible}$$

-SI PASA-

Esfuerzo como cilindro de pared delgada:

$$\sigma = \frac{pr}{t} = \frac{17.6 \times 330}{50} = 6.6 \times 17.6 = 116 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{No se debe tomar}$$

Esfuerzo de tensión permisible en el concreto

$$\sigma = \frac{f_c}{12} = \frac{250}{12} = 21 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos de tensión en la roca:

$$\sigma_r = -\sigma_t = \frac{a}{b} p_b$$

$$\therefore \sigma_r = \frac{1.75}{2.25} \times 32.6 = 0.78 \times 32.6 = 25 \text{ kg/cm}^2 \stackrel{\text{Permisible}}{\approx} 23 \text{ kg/cm}^2$$

-PASA-

Esfuerzo de tensión permisible en la roca

$R_t = 92 \text{ kg/cm}^2$ ; Utilizando un efecto de escala = 4; se tiene

$$R_t = \frac{92}{4} = 23 \text{ kg/cm}^2$$

NOTA: 1) No pasa por esfuerzos de tensión en el concreto.

2) Habría que hacer otro tanteo con 2" de espesor en el tubo.

3) Considerando que el tubo puede tomar una presión interior de:

$$p = \frac{\sigma_t}{r} ; p = \frac{1200 \times 3.8}{177} = 25.8 \text{ kg/cm}^2$$

o sea el 50% de la presión total.

El concreto y la roca tomarían los otros  $25.8 \text{ kg/cm}^2$   
de los cuales el concreto toma  $0.54 \times 25.8 = 14 \text{ kg/cm}^2$   
y la roca toma  $0.46 \times 25.8 = 11.8 \text{ kg/cm}^2$

4) De esta manera los esfuerzos de tensión en el concreto se reducirían a:

$$\sigma_{ta} = 1.73 \times 14 = 24 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{y} \quad \sigma_{tb} = 1.19 \times 14 = 17 \text{ kg/cm}^2 \stackrel{\text{Permisible}}{\approx} 21$$

y los esfuerzos de tensión en la roca serían:

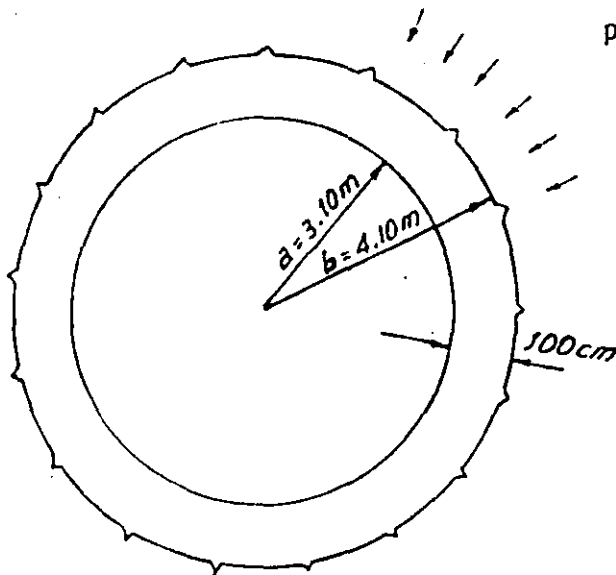
$$\sigma_r = -\sigma_t = \frac{a}{b} p_b$$

$$\therefore \sigma_t = \frac{1.75}{2.25} \times 25.8 = 0.78 \times 25.8 = 20 \text{ kg/cm}^2 < 23$$

-PASA-

CONDUCCION A PRESION

CERCA DE LA TOMA: 1er. Tanteo con 1 m de espesor



$$p_o = \frac{60}{10} = 6 \text{ kg/cm}^2$$

DATOS

$$a = 3.1 \text{ m}; a^2 = 9.61$$

$$b = 4.1 \text{ m}; b^2 = 16.81$$

$$b^2 - a^2 = 7.2$$

$$\text{Concreto: } f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

El espesor necesario es de 50 cm

$$\text{Esfuerzo tangencial } \sigma_t = \frac{b^2}{b^2 - a^2} \left(1 + \frac{a^2}{r^2}\right) p_o ; \text{ Esfuerzo radial } \sigma_r = \frac{b^2}{b^2 - a^2} \left(1 - \frac{a^2}{r^2}\right) p_o$$

Esfuerzo de compresión tangencial máximo

$$\text{Para } r = a: \sigma_t \text{ máx} = \frac{2b^2}{b^2 - a^2} p_o$$

Permisible

$$\sigma_t \text{ máx} = \frac{2 \times 16.81}{7.2} \times 6 = 4.67 \times 6 = 28 \text{ kg/cm}^2 < 50$$

-PASA-

$$\text{Esfuerzo permisible en compresión } f = \frac{Rc}{4} = \frac{200}{4} = 50 \text{ kg/cm}^2$$

2o. tanteo con 60 cm de espesor

$$a = 3.1 \text{ m}; a^2 = 9.61$$

$$b = 3.7 \text{ m}; b^2 = 13.69$$

$$b^2 - a^2 = 4.08$$

$$\sigma_t \text{ máx} = \frac{2 \times 12.96}{3.34} \times 6 = 6.71 \times 6 = 40$$

3er. tanteo con 50 cm de espesor

$$a = 3.1 \text{ m}; a^2 = 9.61$$

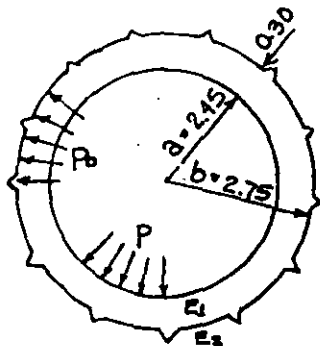
$$b = 3.6 \text{ m}; b^2 = 12.96$$

$$b^2 - a^2 = 3.34$$

Permisible

$$\sigma_t \text{ máx} = \frac{2 \times 12.96}{3.34} \times 6 = 7.76 \times 6 = 47 \text{ kg/cm}^2 < 50$$

-PASA-

CONDUCCION A PRESIONCon revestimiento de concretoBajo presión interna:DATOS:

TUNEL

$$p = 6 \text{ kg/cm}^2$$

$$a = 2.45 \text{ m}; a^2 = 6$$

$$b = 2.75 \text{ m}; b^2 = 7.56 \quad b^2 - a^2 = 1.56$$

$$\text{Concreto } f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_1 = 10\,000 \sqrt{250} \approx 160\,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\therefore E_1 = 1.6 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$$

$$\nu_1 = 0.2; m_1 = 5$$

$$\text{Roca: } E_2 = 205\,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_2 = 2 \times 10^5 \text{ ton/m}^2$$

$$\nu_2 = 0.25; m_2 = 4$$

a) Roca sana

Esfuerzos en el concreto:

$$\sigma_{ta} = \frac{a^2 + b^2 - 2\lambda b}{b^2 - a^2} p$$

$$\lambda = \frac{p_b}{p} = \frac{\frac{2a^2}{E_1(b^2 - a^2)}}{\frac{m_2 + 1}{m_2 E_2} + \frac{(m_1 - 1)b^2 + (m_1 + 1)a^2}{m_1 E_1(b^2 - a^2)}}$$

$$\sigma_{tb} = \frac{2a^2 - \lambda(a^2 + b^2)}{b^2 - a^2} p$$

$$\frac{2a^2}{E_1(b^2 - a^2)} = \frac{2 \times 6}{1.6 \times 10^6 (1.56)} = \frac{4.81}{10^6}$$

$$(m_1 - 1)b^2 = (5 - 1)7.56 = 45.36 \quad \Sigma = 81.36$$

$$(m_1 + 1)a^2 = (5 + 1)6 = 36.0$$

$$(m_1 E_1)(b^2 - a^2) = 5 \times 1.6 \times 10^6 (1.56) = 12.48 \times 10^6$$

$$\therefore \lambda = \frac{\frac{4.81}{10^6}}{\frac{5}{4 \times 2 \times 10^6} + \frac{81.36}{12.48 \times 10^6}} = \frac{4.81 \times 4 \times 2 \times 12.48}{5 \times 12.48 + 81.36 \times 4 \times 2}$$

$$\therefore \lambda = \frac{480.23}{713.28} = 0.67$$

La roca toma 67%

El concreto toma 33%

Permissible

$$\sigma_{ta} = \frac{6 + 7.56 - 2 \times 0.67 \times 7.56}{1.56} \times p = 2.2 \times 6 = 13.2 \text{ kg/cm}^2 < 21 \rightarrow$$

→ PASA → NO NECESITA  
REFUERZO

$$\sigma_{tb} = \frac{2 \times 6 - 0.67(6 + 7.56)}{1.56} \times p = 1.87 \times 6 = 11.2 \text{ kg/cm}^2 < 21$$

$$\text{Esfuerzo permisible de tensión en el concreto } f'_t = \frac{f'_c}{12} = \frac{250}{12} = 21 \text{ kg/cm}^2$$

b) Esfuerzos en roca sana o fisurada

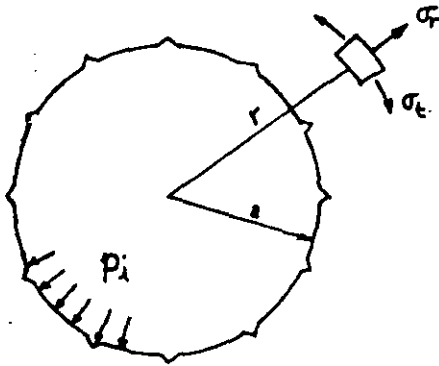
$$\sigma_r = -\sigma_t = \frac{a}{b} p = \frac{2.45}{2.75} \times p = 0.89p = 0.89 \times 6 = 5.34 \text{ kg/cm}^2 < 8 \rightarrow \text{PASA}$$



## ESFUERZOS ALREDEDOR DEL TUNEL

### SIN REVESTIMIENTO

#### Por presión interior



#### Esfuerzo radial:

$$\sigma_r = -p_i \text{ (compresión)}$$

#### Esfuerzo tangencial:

$$\sigma_t = -\sigma_r = p_i \frac{a^2}{r^2}$$

### FORMACION DOCTOR

$$p_i = 6 \text{ kg/cm}^2$$

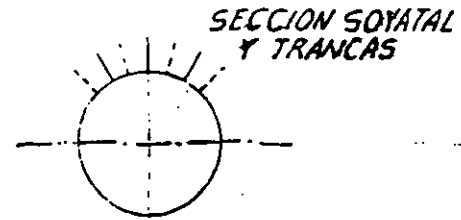
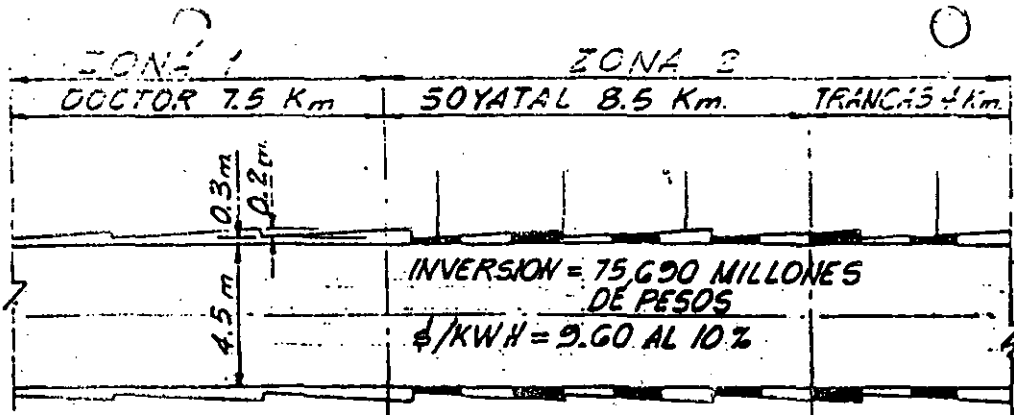
$$\sigma_t = 6 \text{ kg/cm}^2 < 7 \text{ kg/cm}^2 \text{ (permisible)} \quad \rightarrow \quad \text{PASA SIN REVESTIMIENTO}$$

#### Esfuerzo permisible:

Considerando un efecto de escala de 6 correspondiente a un coeficiente de variación de 44% se tiene:

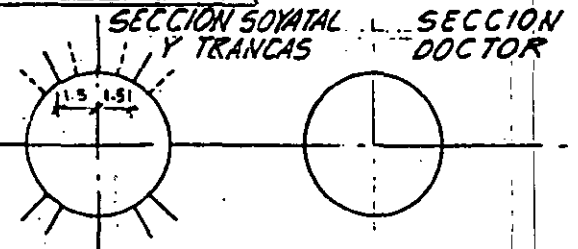
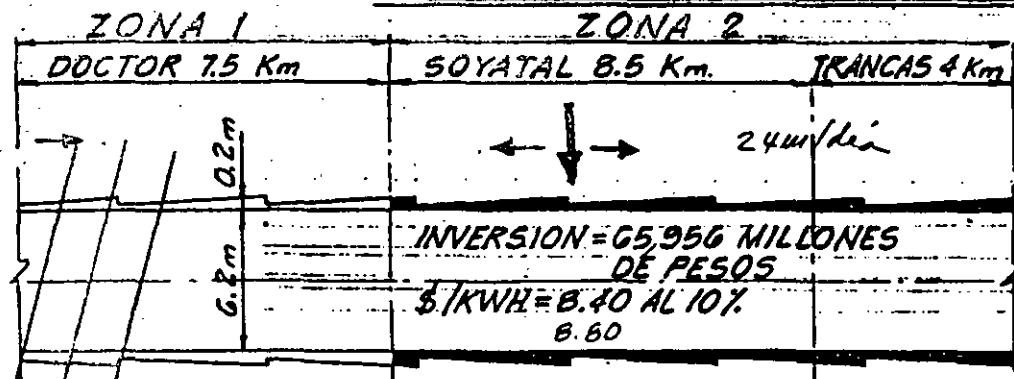
$$R_t = 42 \text{ kg/cm}^2 ; \quad \text{Efecto de escala} = 6 ; \quad v = 44\%$$

$$\text{Esfuerzo permisible en tensión} \rightarrow \frac{42}{6} = 7 \text{ kg/cm}^2 > 6$$



3.5 ANCLAS DE 3m @ 2.5m + 50% DE 10cm DE CONCRETO LANZADO.

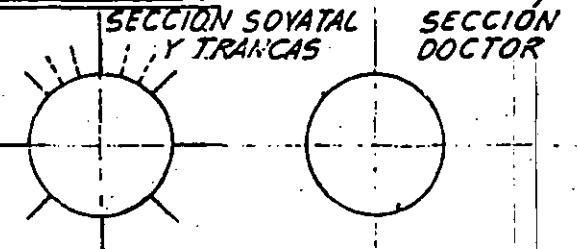
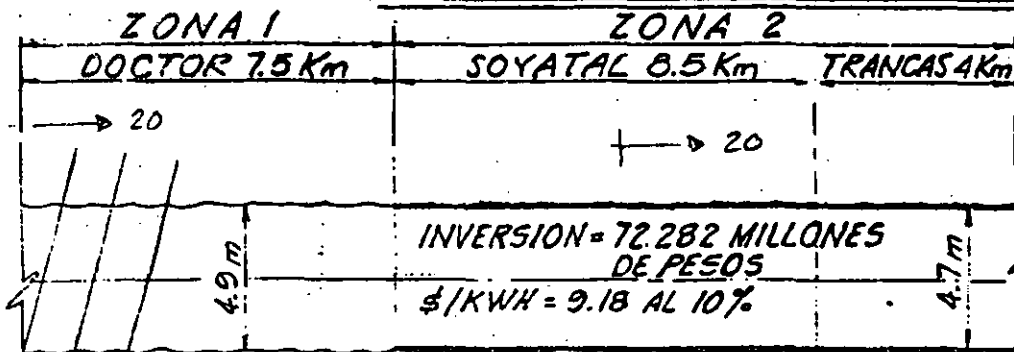
**EXCAVACION CON EXPLOSIVOS (ALT. 5 A) (CONCRETO ARMADO)**



3.5 ANCLAS @ 2.5 DE 3m. + 5 ANCLAS DE 3m @ 1.5 + 10cm DE CONCRETO LANZADO, MALLA EN TODA LA LONGITUD.

FRANJAS DE CONCRETO LANZADO MALLA DE 10cm DE ESPESOR. 1m @ 100m, 3m @ 300m, 10m @ 500m.

**EXCAVACION CON EXPLOSIVOS (ALT. 5 B) (CONCRETO LANZADO)**



3.5 ANCLAS DE 3m @ 2.5m + 5 ANCLAS DE 3m @ 1.5m + 10cm DE CONCRETO LANZADO CON MALLA

FRANJAS DE CONCRETO LANZADO CON MALLA DE 10cm DE ESPESOR 1m @ 100m, 3m @ 300m 10m @ 500m

**EXCAVACION CON TUNELERA (ALT. 5 C)**

(CONCRETO LANZADO)

FRANJAS



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

**CURSOS ABIERTOS**

**VI CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA GEOLOGICA APLICADA A OBRAS  
SUPERFICIALES Y SUBTERRANEAS**

**MODULO II: LA MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION**

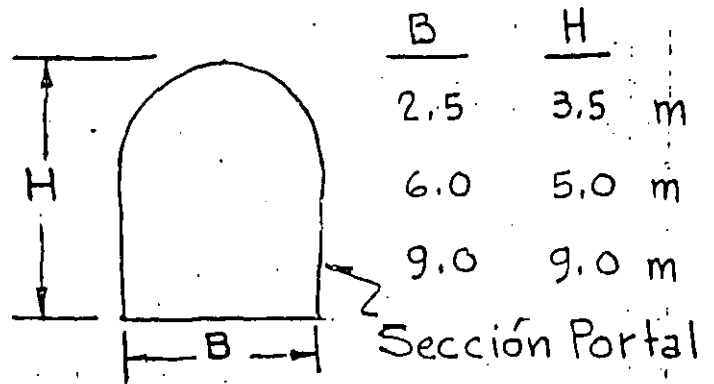
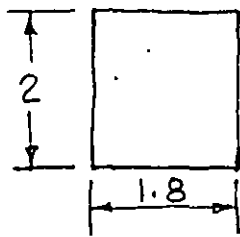
**TEMA IV**

**PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACION DE CAVIDADES SUBTERRANEAS**

Los procedimientos de excavación de cavidades subterráneas dependen de los siguientes factores:

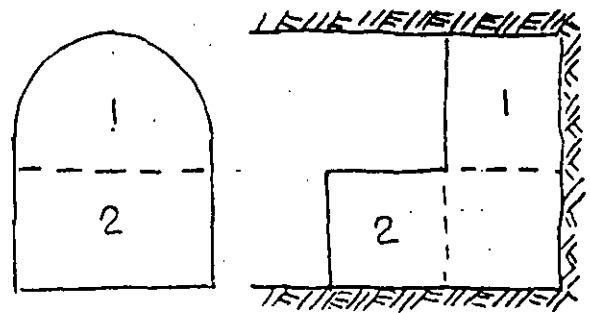
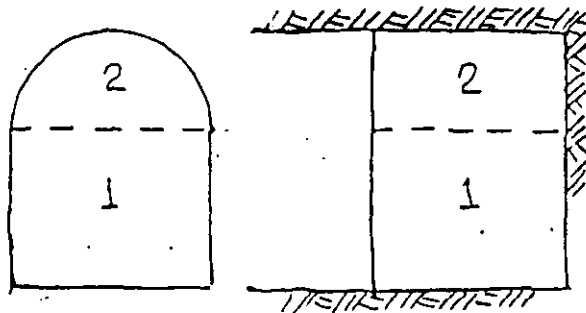
- Calidad del macizo rocoso
- Dimensión de la cavidad
- Filtraciones de agua
- Equipo disponible.

A continuación presentaremos algunos de los procedimientos más usuales.



SECCION COMPLETA EN ROCA SANA, CON EXPLOSIVOS

- Socavones de exploración
- Galerías de explotación
- Galerías de inyección y drenaje.
- Túneles de acceso

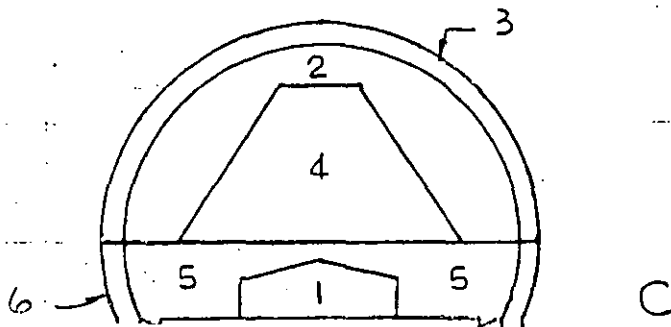
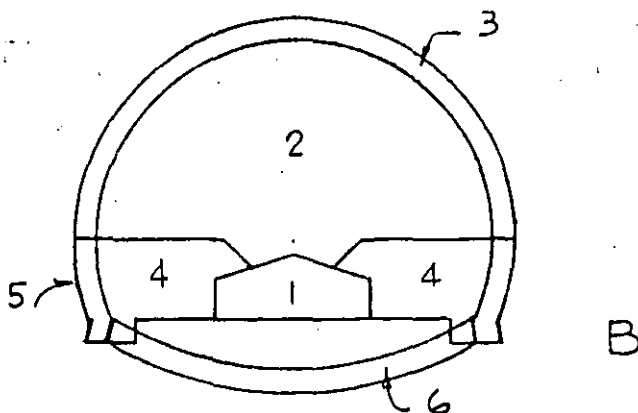
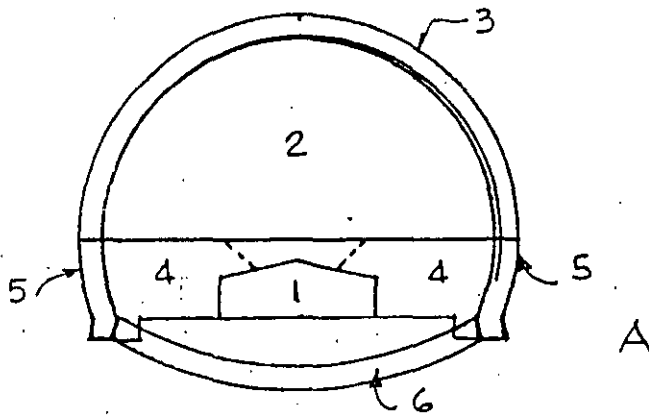


SECCIONES COMBINADAS

- Cuando hay poco techo (zona de portales)
- Con perforadora de pierna

### Método de túnel piloto sobre el piso del túnel

Se utiliza en roca blanda con filtraciones. La galería piloto de avance sirve para drenar el agua de infiltración y tiene área entre  $9$  y  $15\text{ m}^2$ . En las figuras se indican las tres variantes de este método. La galería piloto puede o no ir ademada con marcos y concreto lanzado.

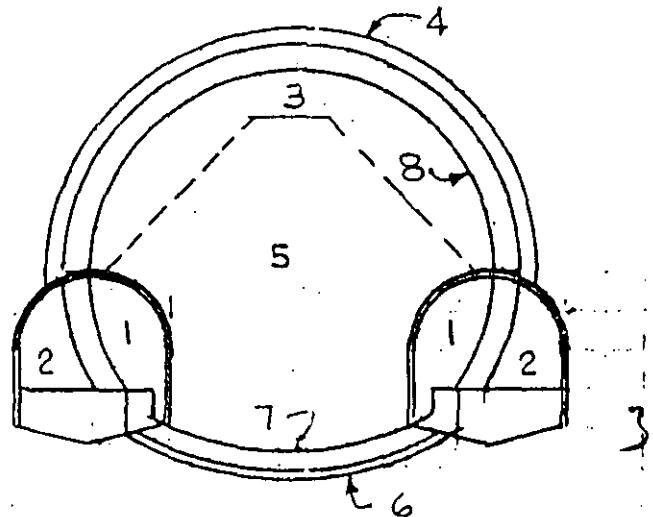
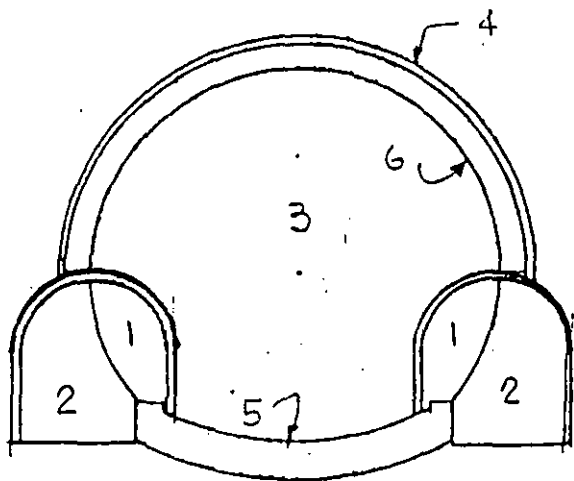


Método de las dos galerías piloto laterales sobre el piso del túnel. Se utiliza en roca blanda.

En una primera etapa se excavan los dos túneles piloto los cuales se protegen con marcos metálicos. Se cuelan las guarniciones de piso y arranque de los muros laterales.

En la segunda etapa puede realizarse el resto de la excavación con avances pequeños de 1 ó 2 metros soportando la roca con marcos que se apoyan en los arranques del muro previamente colados.

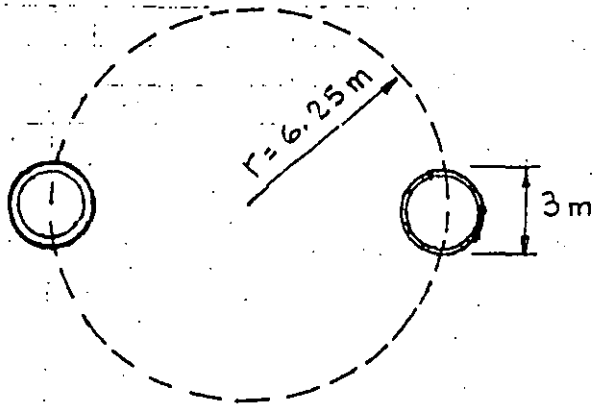
Cuando la roca no soporta el avance de 1 ó 2 metros, entonces se excava una ranura o corona de 0,75 m a 1 m de longitud que permita la colocación del marco metálico de soporte, continuando con revestimientos de concreto lanzado y finalmente con el núcleo central.



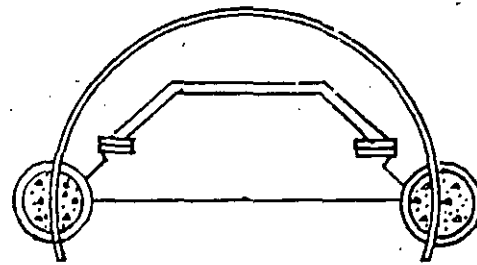
### Método de soportes laterales piloto. (Japón)

Este método se ha utilizado en túneles por debajo del mar en roca deleznable con fuertes filtraciones (1000 a 1500 lt/seg)

- 1.- Perforación de los dos túneles piloto de 3m de diámetro
- 2.- Colocación del ademe metálico del túnel principal, dentro de las dos galerías piloto. Ademe de tubo de acero.
- 3.- Relleno de concreto de las dos galerías piloto
- 4.- Excavación de la mitad superior
- 5.- Colocación de los marcos metálicos tubulares, los cuales se rellenan con mortero para aumentar su resistencia
- 6.- Excavación de la mitad inferior
- 7.- Colocación de los tornapuntas tubulares inferiores
- 8.- Colado del revestimiento de concreto.



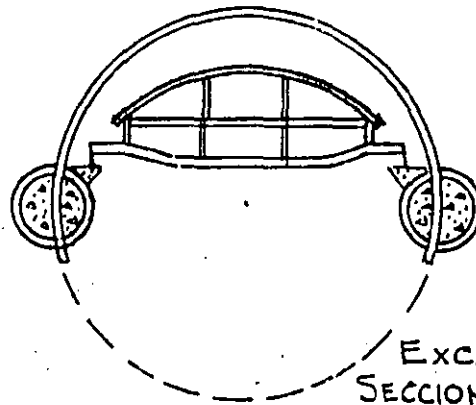
1 PERFORACION TUNELES PILOTO



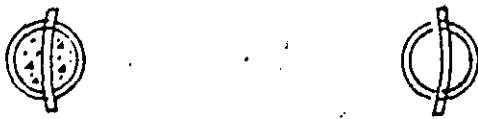
5. ADEME SECCION SUPERIOR



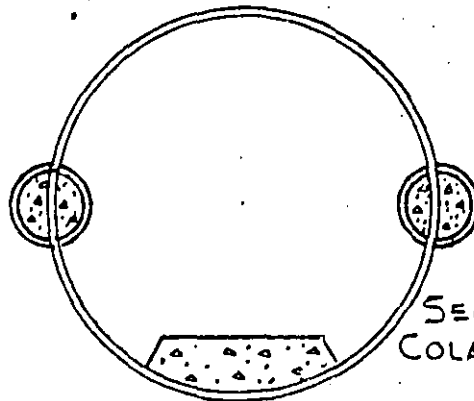
2 COLOCACION ADEME METALICO



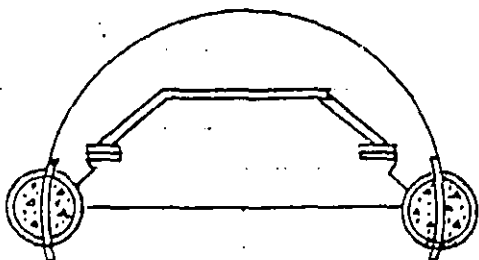
6 EXCAVACION SECCION INFERIOR



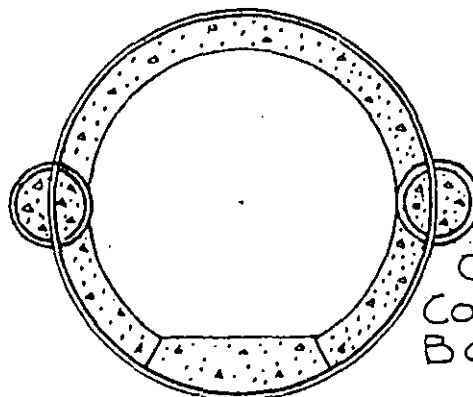
3 CONCRETO TUNELES PILOTO



7 ADEME SECCION INFERIOR COLADO CUBETA



4 EXCAVACION SECCION SUPERIOR

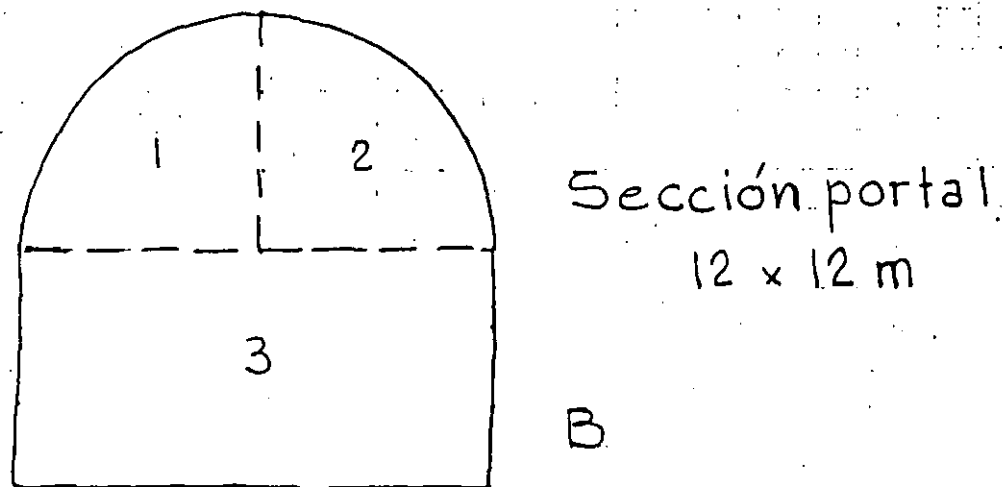
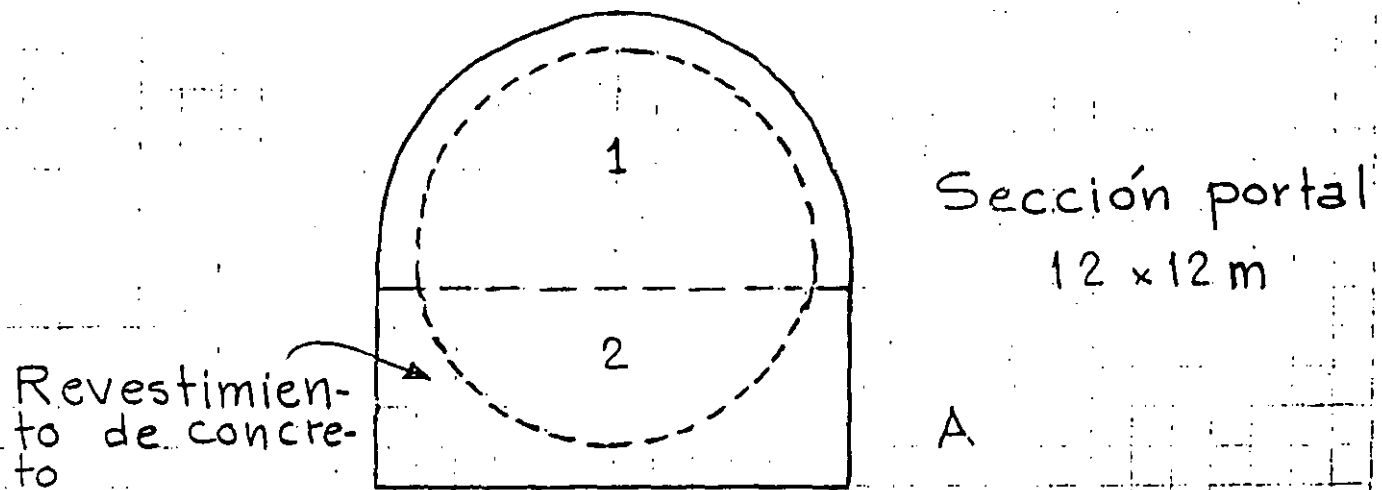


8 COLADO COSTILLAS Y BOVEDA



## Método de sección superior y banqueo

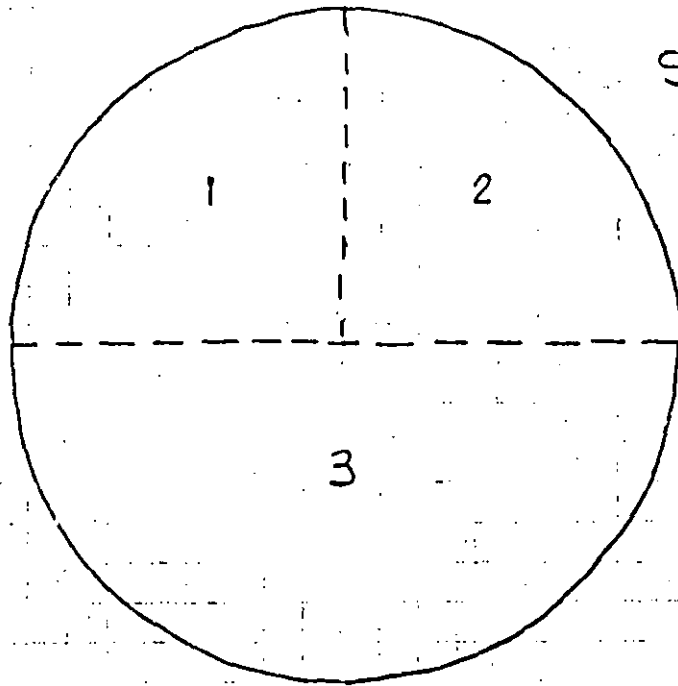
Se utiliza en roca sana.



- Algunas veces la sección superior es necesario excavarla en dos o tres secciones, como en B.
- La mejor geometría se obtiene mediante voladuras de post-corte perimetral (smooth blasting) y con barrenación horizontal tanto en la sección superior como en la inferior.

# Método de sección superior y banqueo.

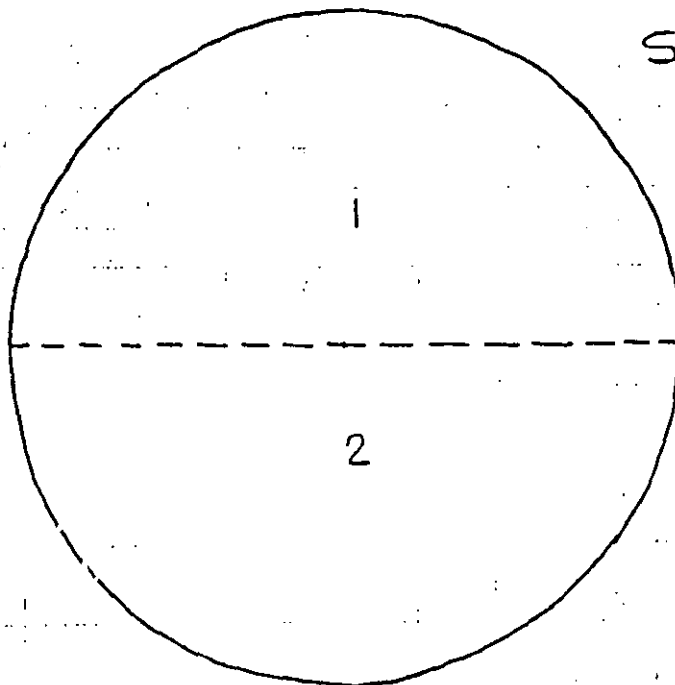
Se utiliza en roca sana



SECCION CIRCULAR

$\phi$  16.5 m

A



SECCION CIRCULAR

$\phi$  16.5 m

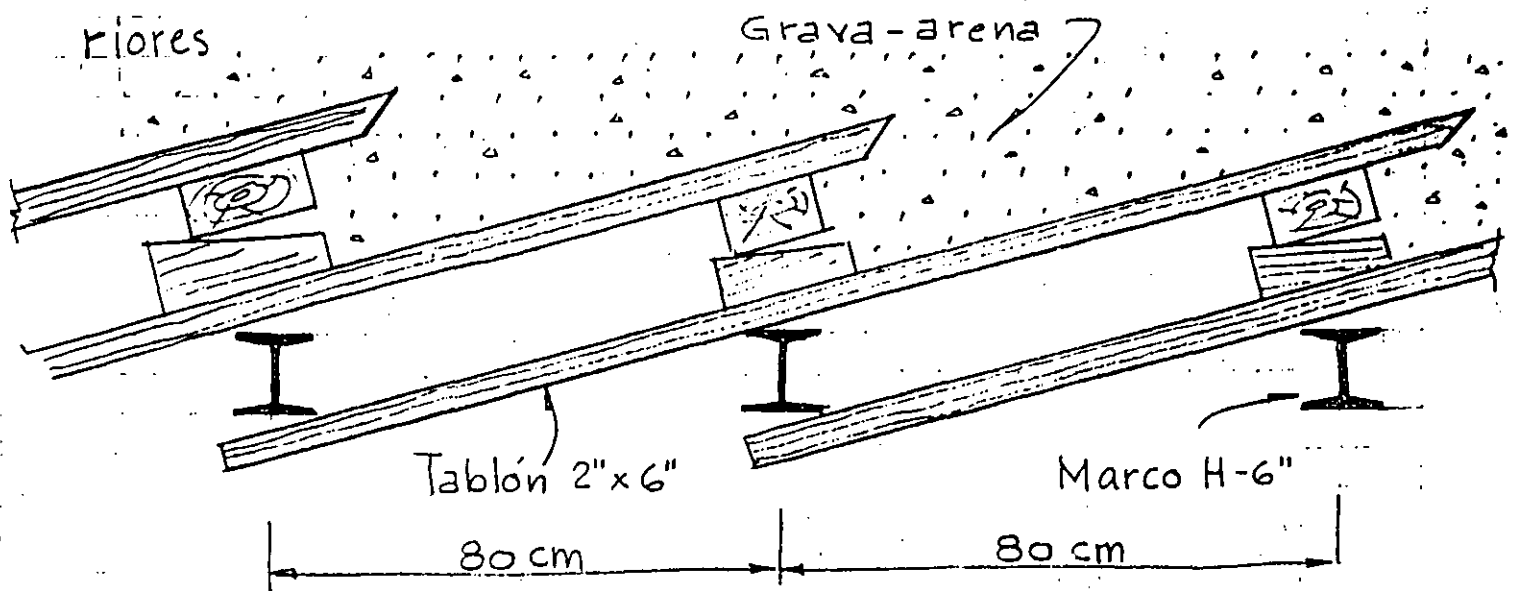
B

7

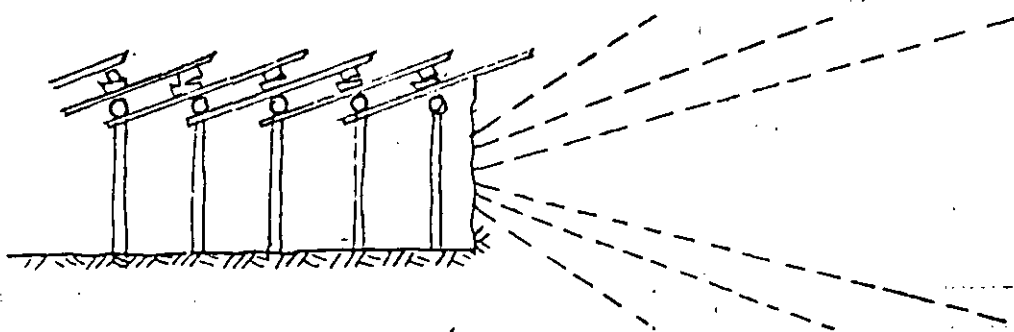
Se deben usar voladuras de post-corte perimetral (smooth-blasting)

## EXCAVACION CON ESTACAS DE AVANCE AL FRENTE

En suelos medianamente compactos como tepetate (toba sedimentaria de origen volcánico, arenas-limo-arcillosas con poca cementación) o rocas deleznales se requiere de soporte adelante del frente del túnel. En estos casos se hincan cuñas de madera o de metal apoyándose en los marcos anteriores.



ESQUEMA DE SOPORTE



ESTACAS DE AVANCE

MARCO AUREOLAS DE LUXECCION

# TUNELES EN SUELOS BLANDOS

40

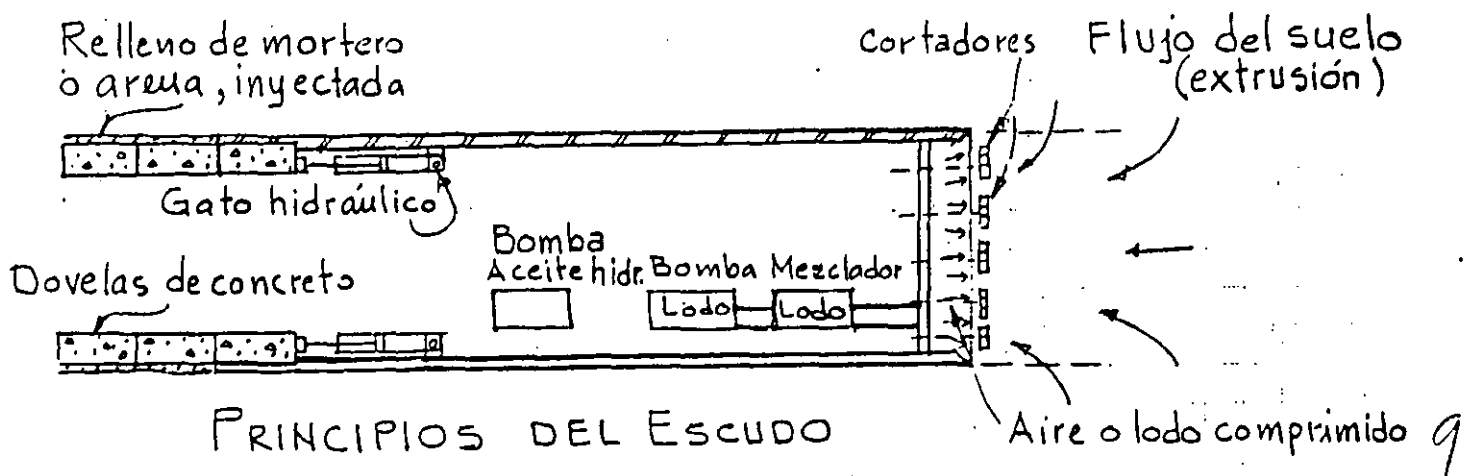
Los procedimientos más usuales son:

- Excavación con escudo
- Cajones hundidos

Los escudos pueden ser abiertos o cerrados según la consistencia del suelo.

Cuando el suelo es muy blando se usan los escudos cerrados con cámara de presión al frente ya sea con aire presurizado o lodo presurizado para evitar la extrusión del suelo hacia el escudo. En algunos casos se ha recurrido a la congelación del suelo para mejorar su consistencia y poderlo excavar.

El material excavado se mezcla y se bombea como lodo (slurry) hacia afuera donde se separa el agua de los sólidos para volver a utilizarse.

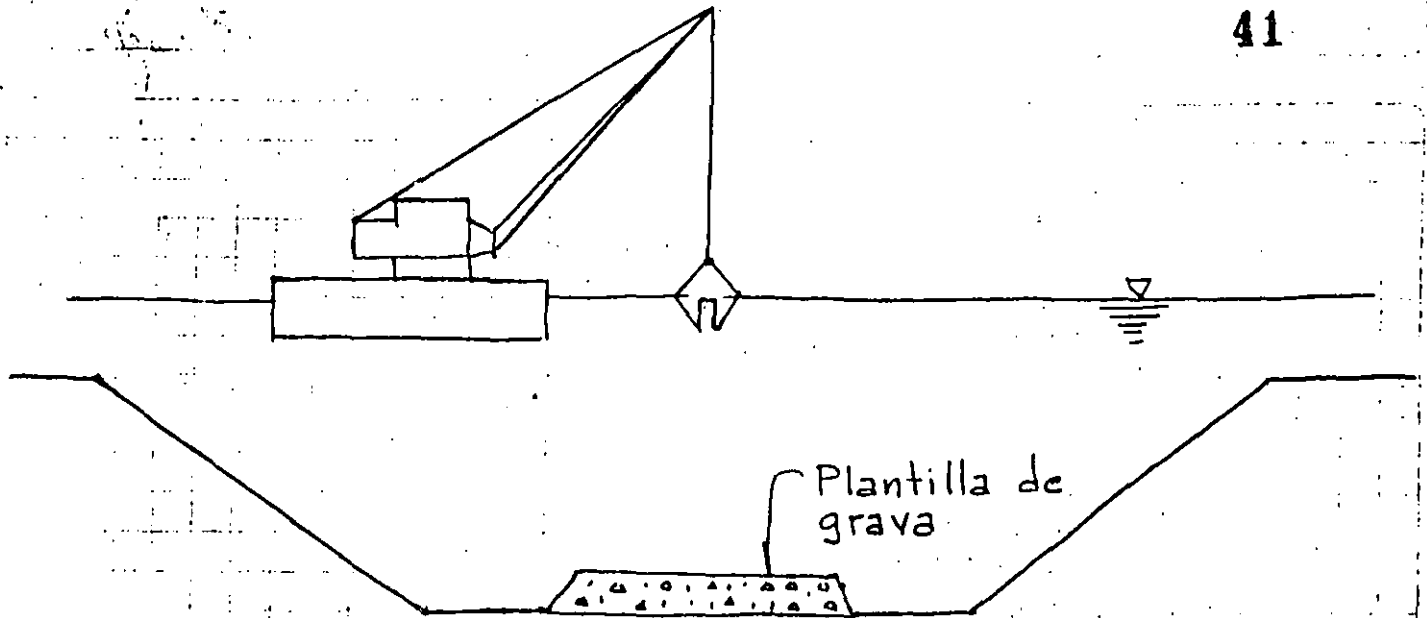


## PRINCIPIOS DEL ESCUDO

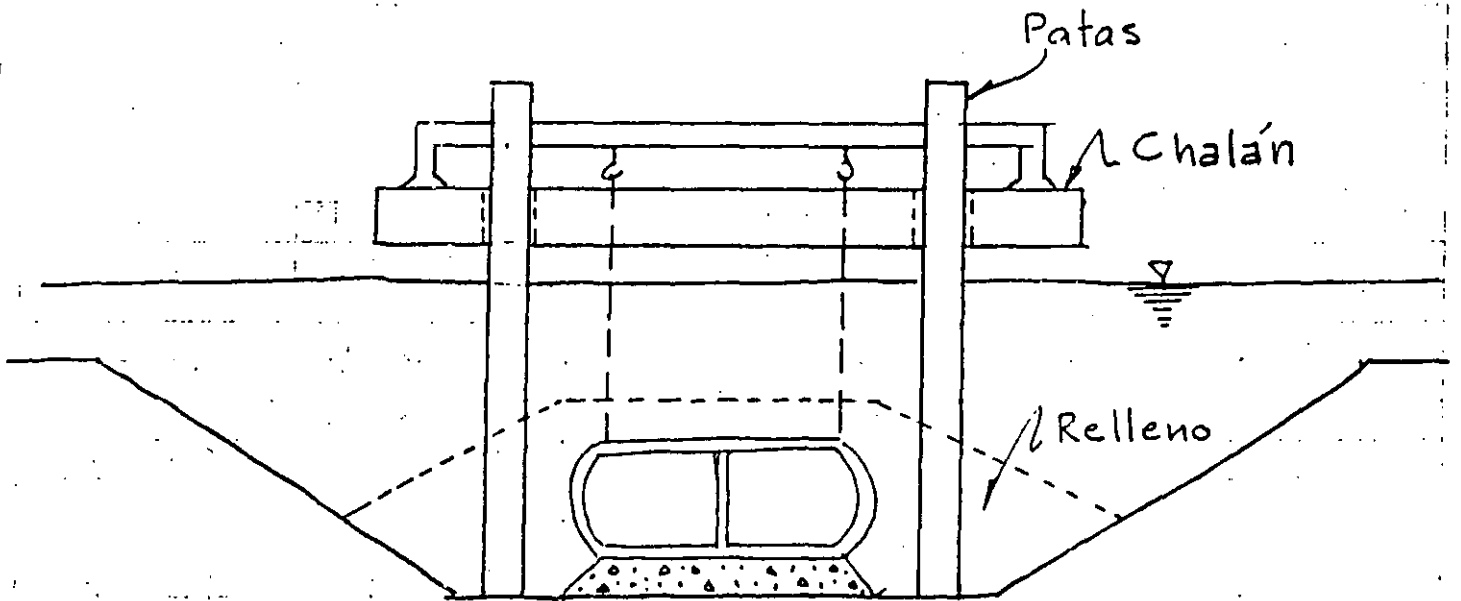
La excavación del frente puede hacerse a mano o con cortadores

# HUNDIMIENTO DE CAJONES

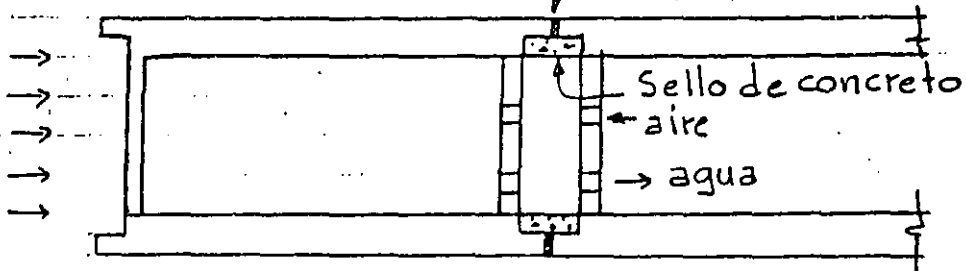
41



## DRAGADO DEL CANAL



## HUNDIMIENTO DE LOS CAJONES - Empaque de neopreno

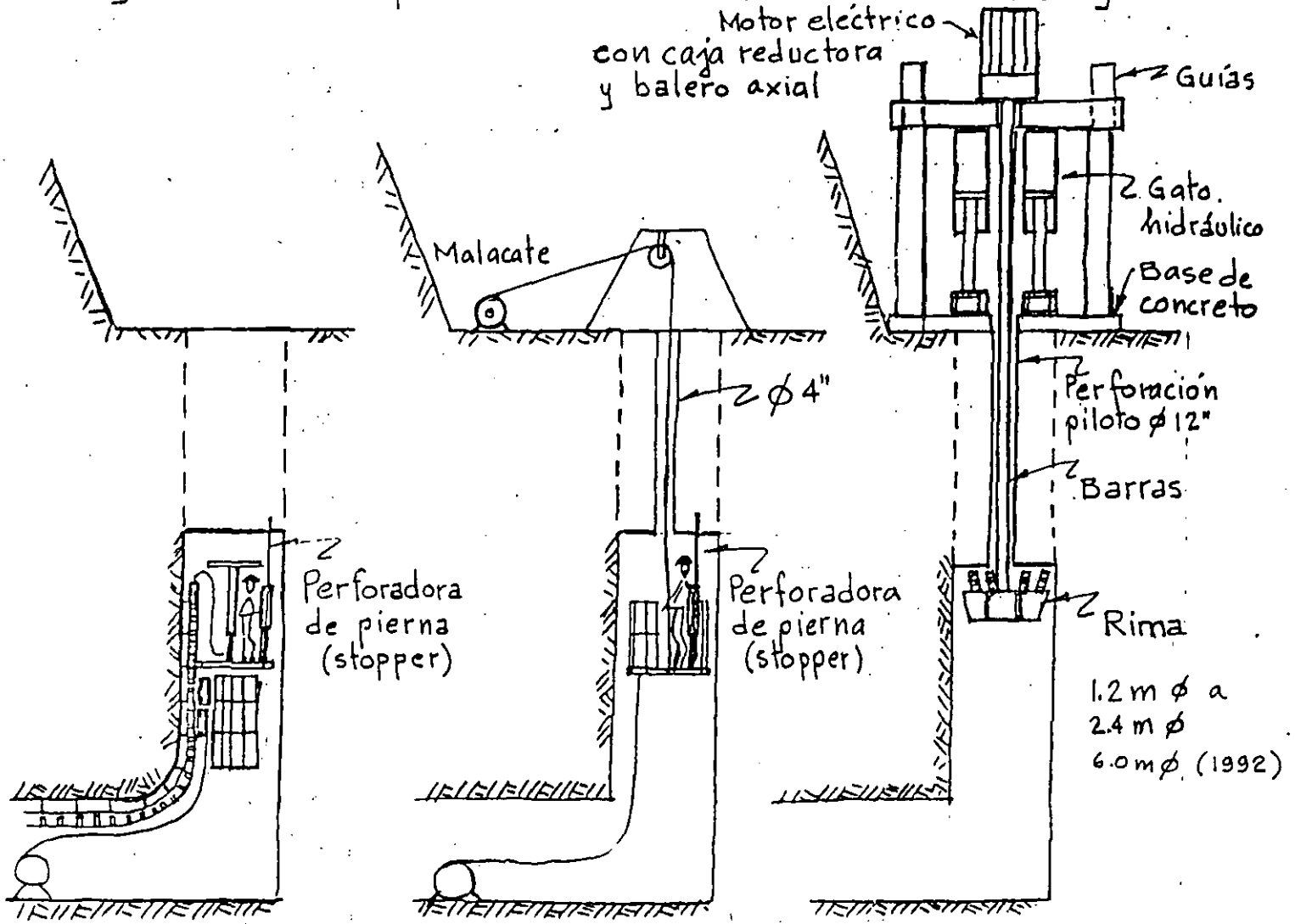


S E L L O D E J U N T A S

10

La excavación de lumbreras depende en buen grado del equipo disponible.

Algunos de los procedimientos más usuales son los siguientes:



JAULA TREPADORA

3.6 a 5.4 m/día

JAULA SUSPENDIDA CONTRAPOCERA

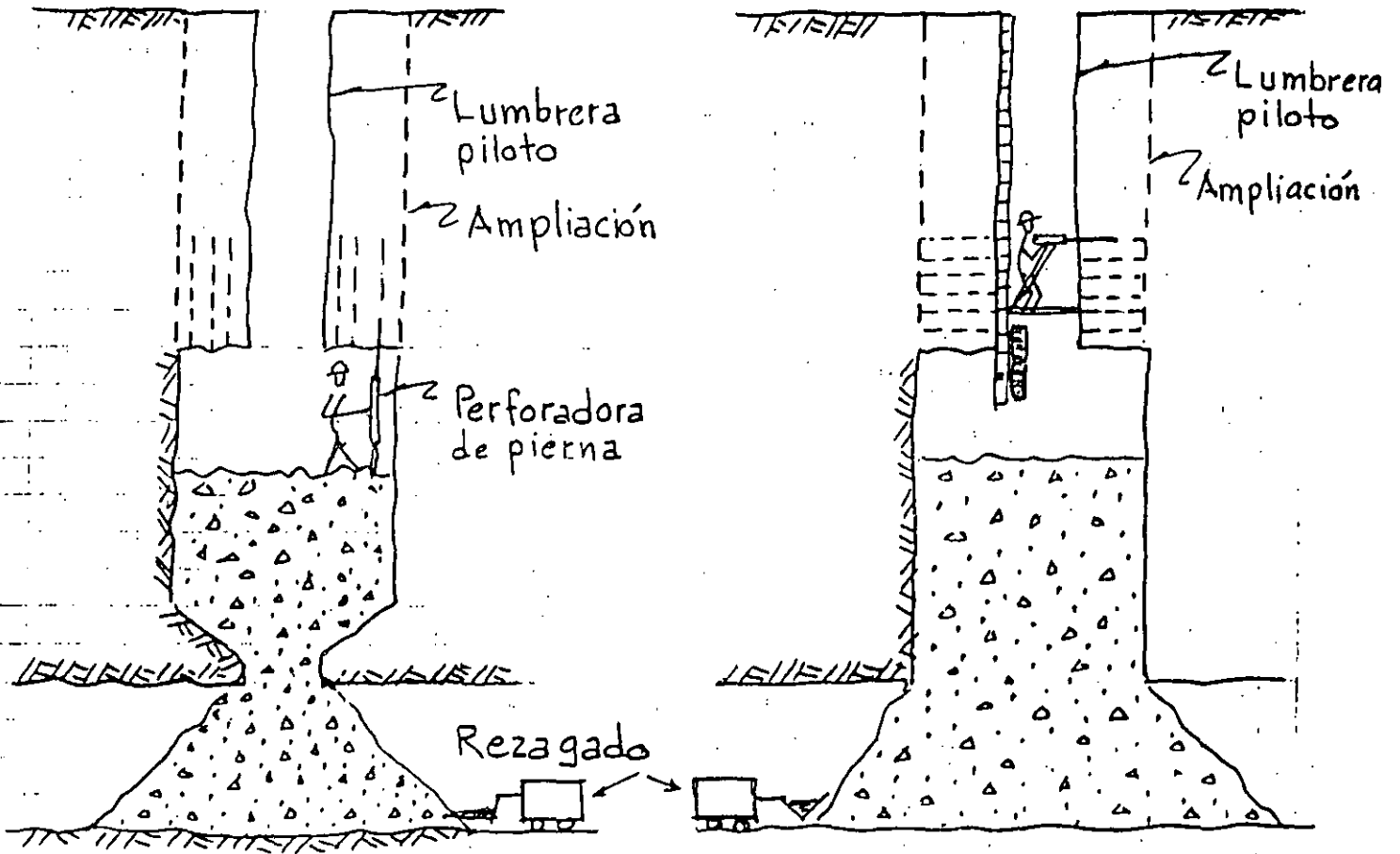
3.6 a 5.4 m/día

16 a 36 m/día

Ventajas de la contrapocera:

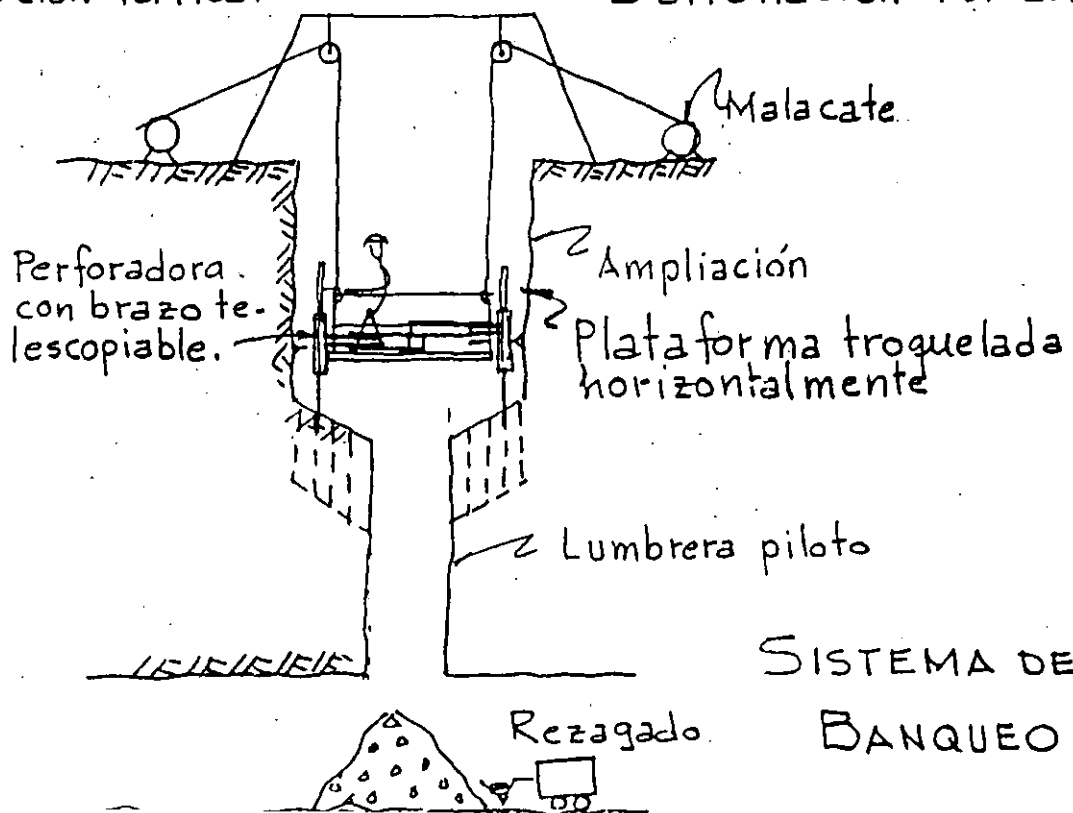
- Menor tiempo
- Lumbreras más largas
- Mayor producción

Las jaulas están quedando fuera de uso.

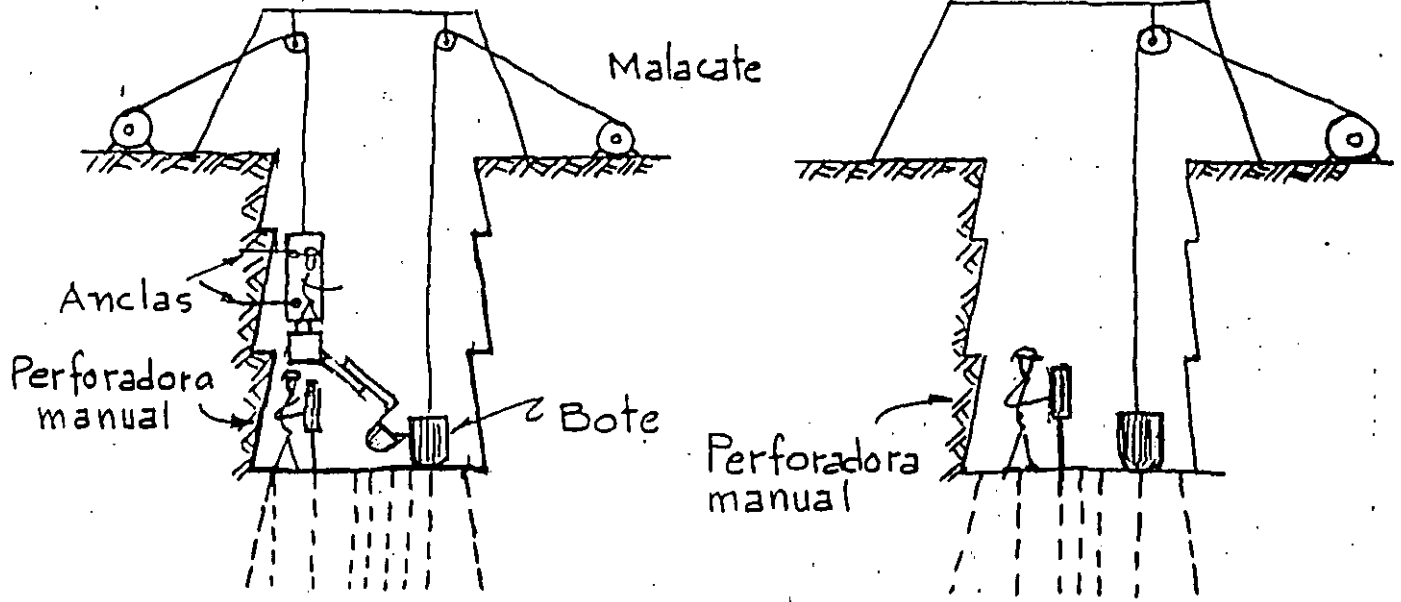


Barrenación vertical

Barrenación horizontal

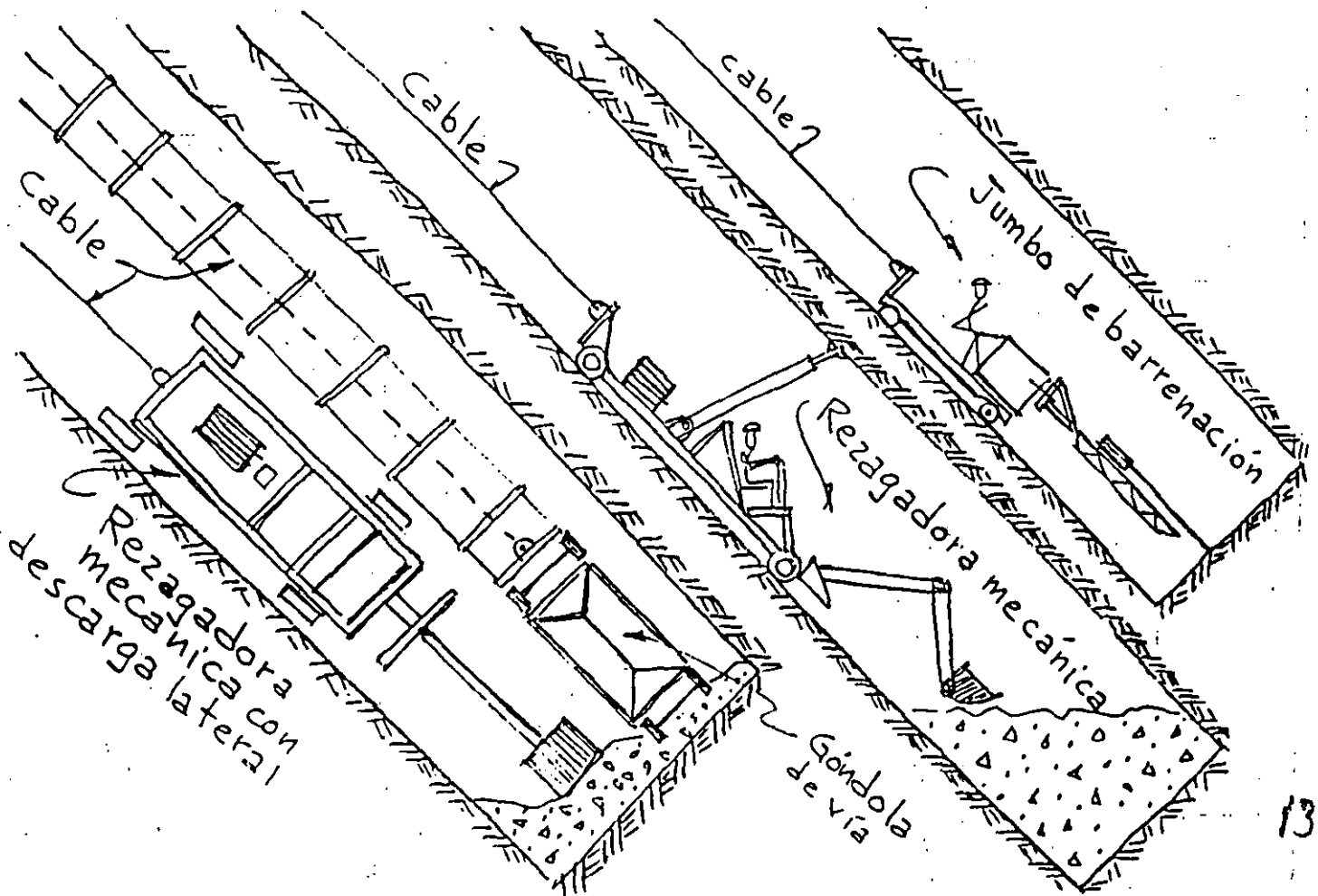


SISTEMA DE BANQUEO



REZAGADORA MECANICA

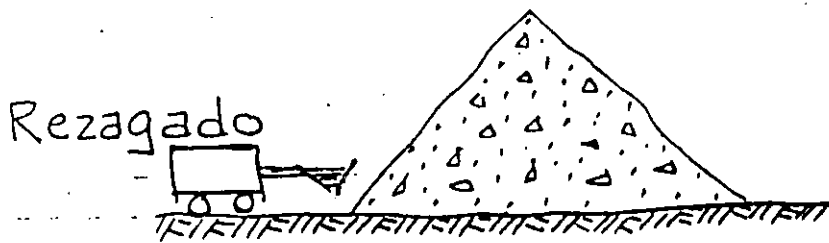
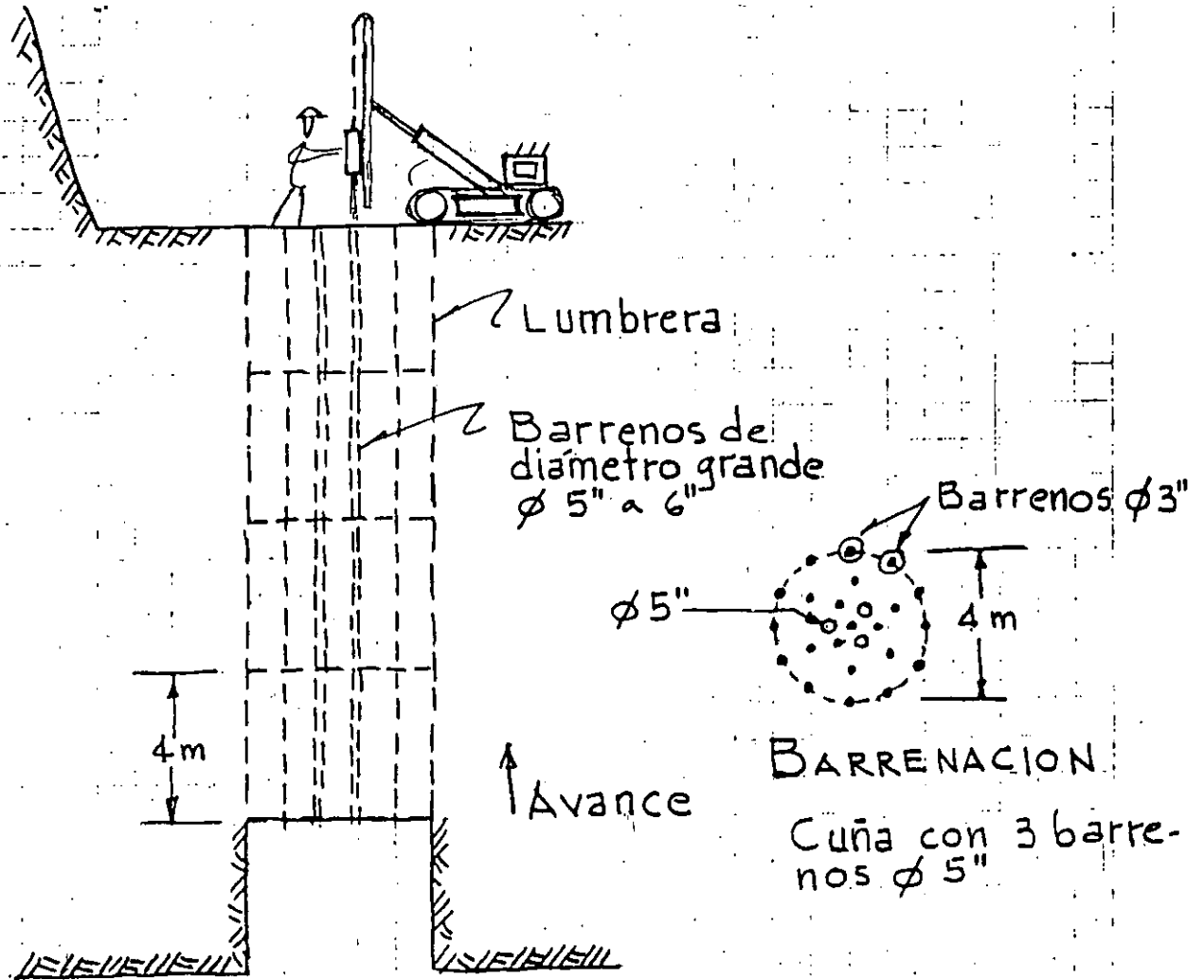
REZAGADO MANUAL



POZO INCLINADO CON EXCAVACION MECANIZADA

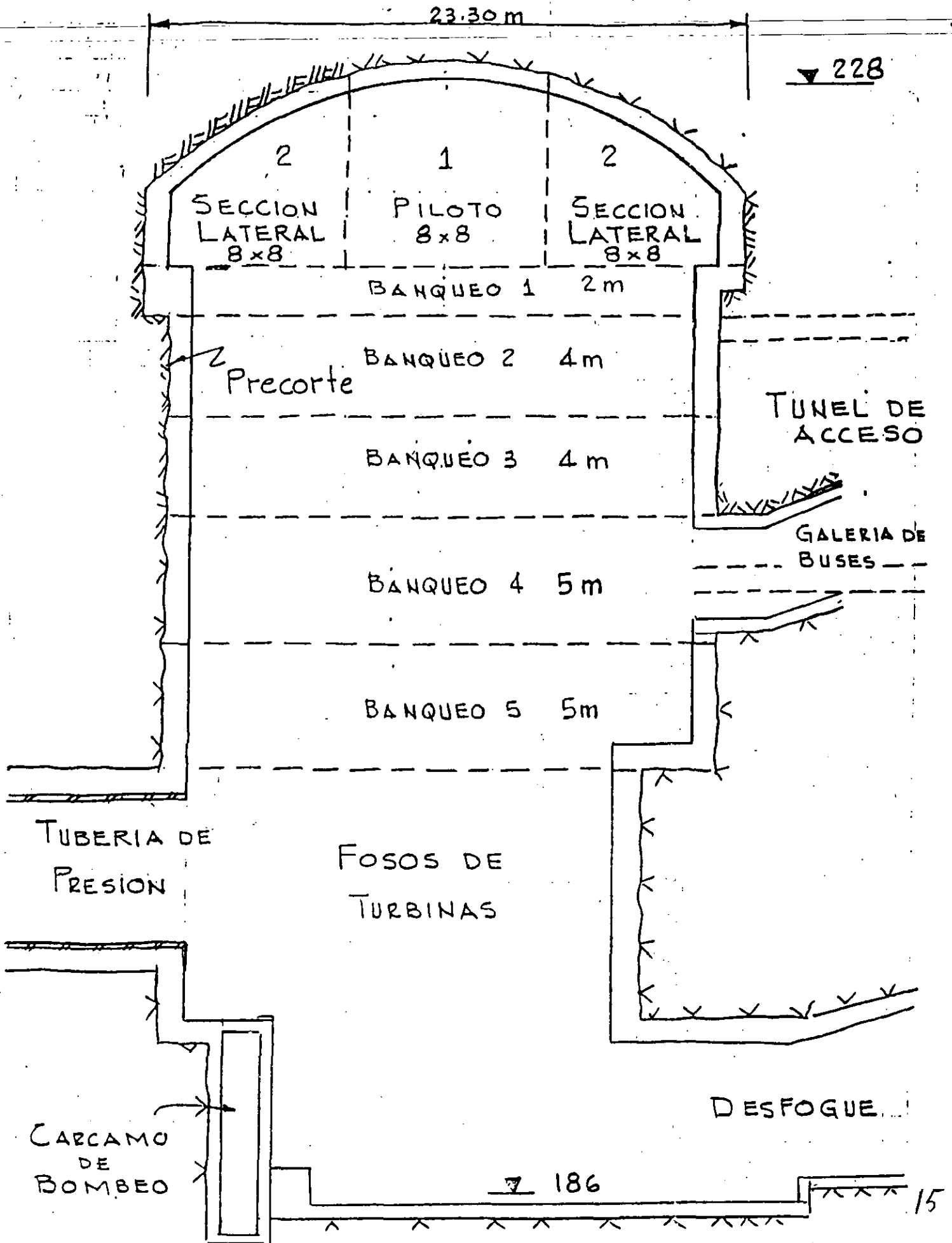


# LUMBRERAS CON DETONACION HACIA ARRIBA



## AVANCE VERTICAL HACIA ARRIBA

# EXCAVACION DE CASAS DE MAQUINAS





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

**VI CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA GEOLOGICA APLICADA A OBRAS  
SUPERFICIALES Y SUBTERRANEAS  
MODULO II: LA MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION**

**TEMA IV  
VENTILACION EN TUNELES DURANTE LA CONSTRUCCION**

# VENTILACION EN TUNELES

## DURANTE LA CONSTRUCCION

### Requerimientos de diseño:

- Calidad del aire fresco : Calidad requerida en las áreas de trabajo.
- Ciclo de trabajo : Número de turnos y horas de ejecución de voladuras.
- Cantidad de aire : Programa de demanda actual y futura, concentración particular de máquinas productoras de gas y polvo.

### CALIDAD DEL AIRE

Máximas concentraciones de impurezas del aire permisibles por el Cuerpo Nacional de Trabajo de Salud y Seguridad de Suecia

SUBSTANCIA	CONCENTRACION PROMEDIO (PPM) DURANTE UNA EXPOSICION DE	
	30 min	8 horas
Monóxido de carbono CO	50	25
Dióxido de carbono CO <sub>2</sub>	15 000	5 000
Dióxido de nitrógeno NO <sub>2</sub>	3	2
Oxidos de nitrógeno NO <sub>x</sub> No <sub>x</sub> = NO · NO <sub>2</sub>	30	20

La contaminación principal del aire proviene de los vehículos diesel y de los explosivos que producen oxidos de carbono y gases nitrosos y cenizas volantes.

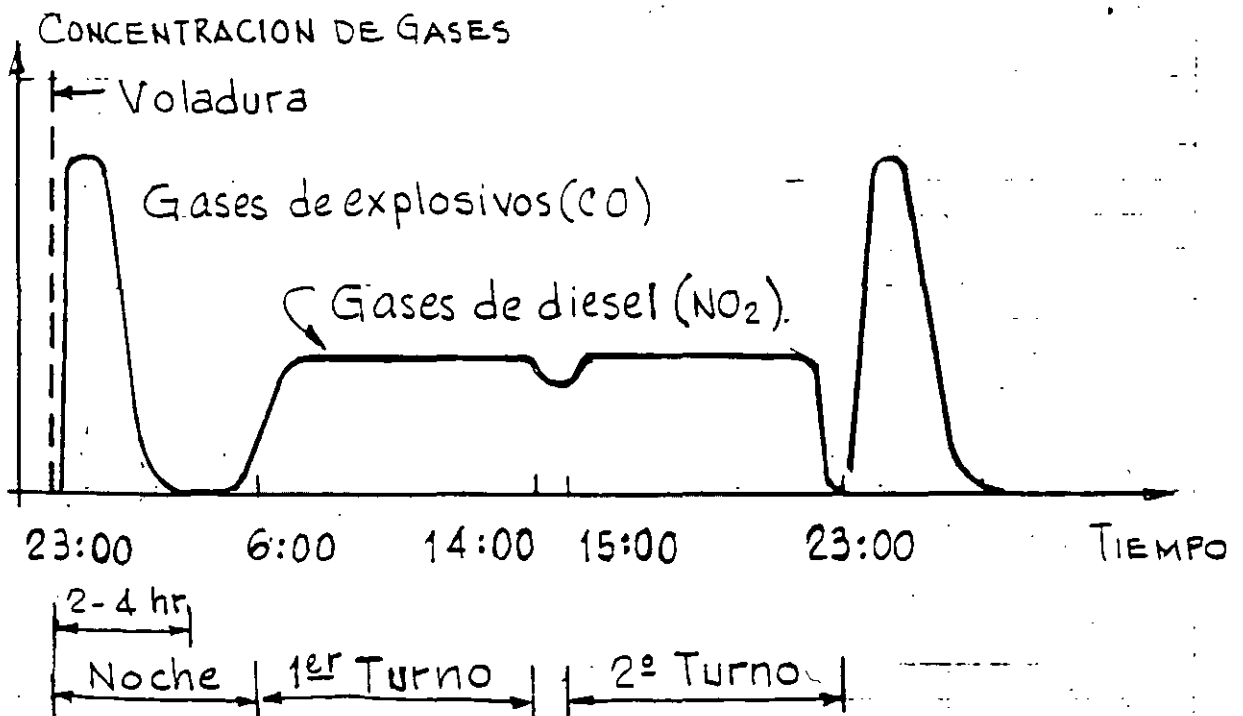
Para el caso de la Mina Kiruna en Suecia, el factor gobernante en el diseño ha sido el bióxido de nitrógeno  $\text{NO}_2$ .

Los vehículos diesel deberían estar normalmente equipados con catalizadores y purificadores.

Con el desarrollo futuro de los sistemas de purificación de gases de los vehículos diesel el factor de diseño será el  $\text{CO}_2$ .

### CICLO DE TRABAJO

A continuación se presenta una gráfica sobre el tipo y concentración de gases medidos en la Mina Kiruna en Suecia durante la operación de dos turnos por día.



### CONCENTRACION DE GASES DURANTE EL DIA

Como se sabe los gases de las voladuras caen hasta un nivel aceptable entre 2 y 4 horas después de la voladura.

Siempre y cuando la cantidad de aire de ventilación es igual a la capacidad de aire que se utiliza durante el día. Esto significa que durante la noche en la que solo se tienen los gases de los explosivos se requiere una capacidad de ventilación menor.

Se observa claramente la concentración de gases por combustión del diesel al inicio del primer turno.

## CANTIDAD DE AIRE

Para determinar la cantidad de aire fresco requerida para estar dentro de los límites permisibles de concentración de gases contaminantes es necesario determinar previamente:

- la cantidad de gases producidos para su limpieza
- la eficiencia del sistema de ventilación que se define como:

$$C_d = \frac{\text{concentración de impurezas en el aire usado}}{\text{concentración de impurezas en el aire de las áreas de trabajo}}$$

- la calidad del aire abastecido

La cantidad de aire puede determinarse mediante la siguiente expresión, basada en los requerimientos de aire por kilogramo de combustible quemado en un metro cúbico de área de trabajo.

$$Q_e = \frac{P \times 0.27 \times Q_s \times k}{3600}, \text{ m}^3/\text{seg.}$$

en donde:

$Q_e$  = cantidad de aire,  $\text{m}^3/\text{seg.}$

$P$  = potencia de máquinas, KW

0.27 = consumo específico,  $\text{kg}/\text{kWh}$

$Q_s$  = necesidad específica de aire,  $\text{m}^3/\text{kg}$   
recomendación  $Q_s = 3000 \text{ m}^3/\text{kg}$  de combustible quemado, según datos de Kiruna.

$k$  = factor de utilización

= 0.15 para operaciones de transporte

= 0.30 para carga y transporte

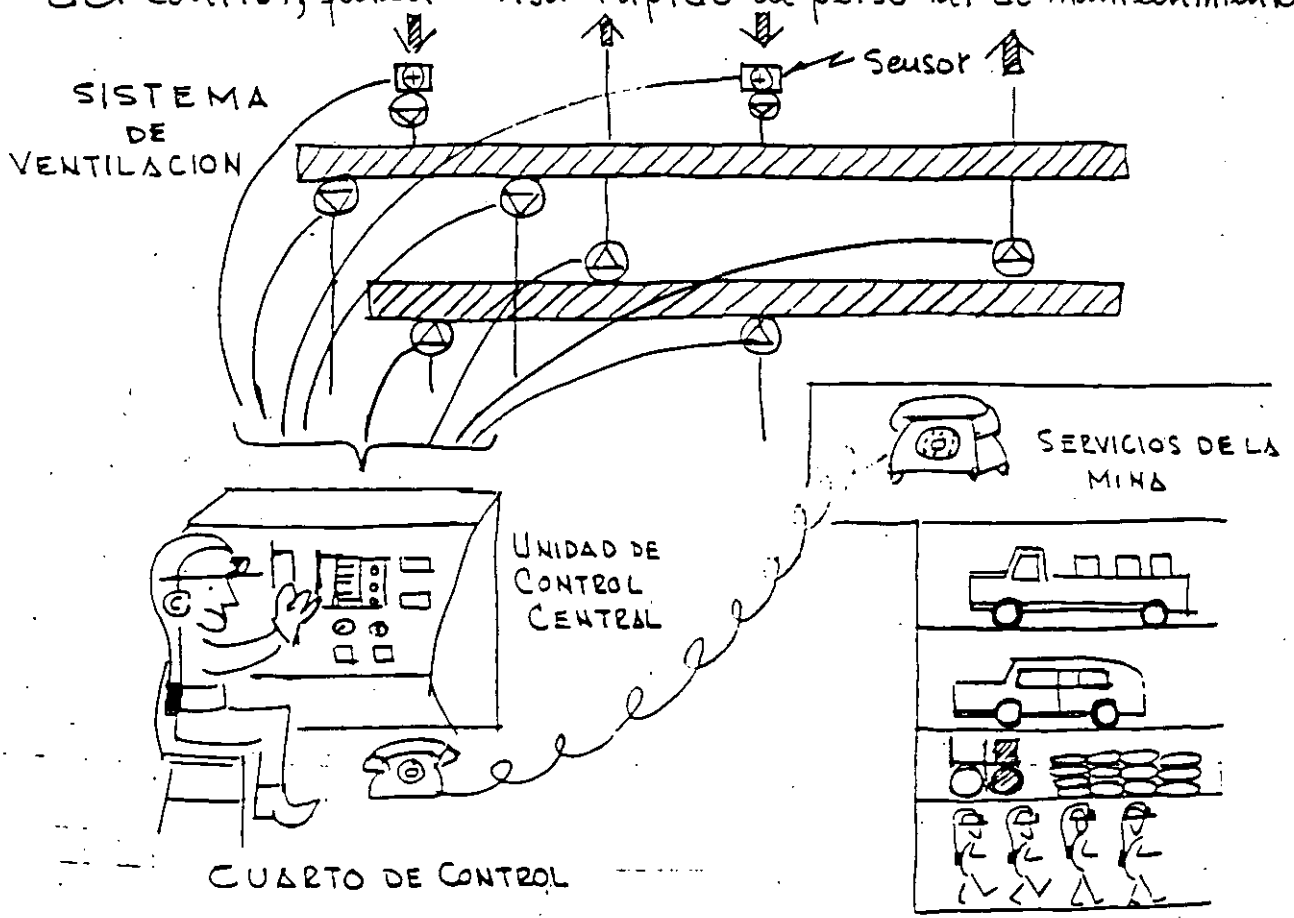
= 0.45 para carga

# SISTEMA DE CONTROL

Para estar en mejor posición en el control de la operación del sistema de ventilación fundamentalmente para ahorrar dinero en energía deberá instalarse un sistema de control remoto.

Este sistema esta basado sobre una cooperación muy cerrada entre un sistema de señales, un operador y un equipo de mantenimiento.

Si el sistema de ventilación llega a presentarse un defecto por ejemplo: la abertura de una puerta ocasionando fugas, o paro de ventiladores, o temperaturas muy altas, el control unitario manda una señal inmediata al operador del control, quién avisa rápido al personal de mantenimiento.





## SELECCION DEL SISTEMA DE VENTILACION

Los arreglos de ventilación pueden hacerse en varias formas. El sistema más adecuado para cada caso dependerá de las condiciones particulares.

INYECCION DE AIRE.. consiste en soplar el aire a través de los ductos hasta los sitios de trabajo y hasta los frentes de excavación. Se obtiene buena ventilación en el frente, teniendo la desventaja que las fugas de aire pueden arrastrar el humo y los gases a todo lo largo del túnel.

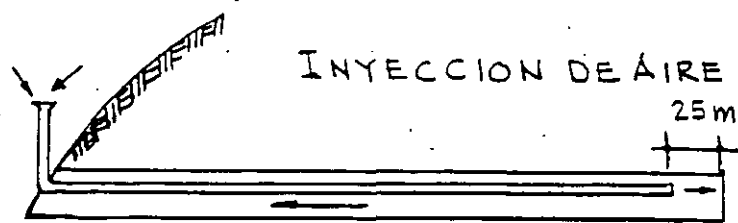
Los ductos de plástico son muy útiles en este caso ya que son fáciles de manejar y ocupan poco espacio.

EXTRACCION FORZADA.. consiste en lanzar los gases, polvo y humo a la atmósfera a través de un ducto metálico que llega hasta el frente. Para obtener una ventilación más eficiente conviene colocar un abanico auxiliar portátil en el piso del túnel junto al frente

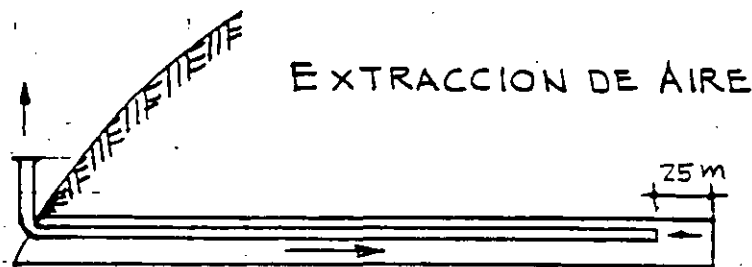
EXTRACCION E INYECCION ALTERNADAS.. da buenos resultados ya que el tiempo de extracción es suficientemente largo para asegurar que todos los gases han salido antes de invertir el sistema con soplado. El sistema implica el uso de ventiladores reversibles y ductos metálicos.

Los ductos deberán estar a 25m del frente para protegerlos de las voladuras. El ventilador auxiliar será de 30 a 70 % de la capacidad del ventilador principal.

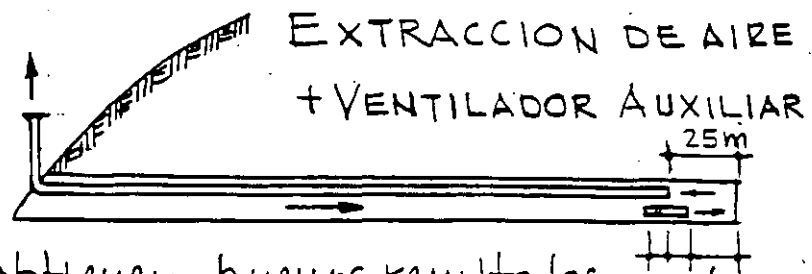
## SISTEMAS DE VENTILACION



Seucillo, se tiene buen control sobre el trayecto del aire. Puede dispersar los gases a lo largo del túnel



No es muy adecuado. Se tiene pobre ventilación en el frente y en la entrada se produce frío durante el invierno.

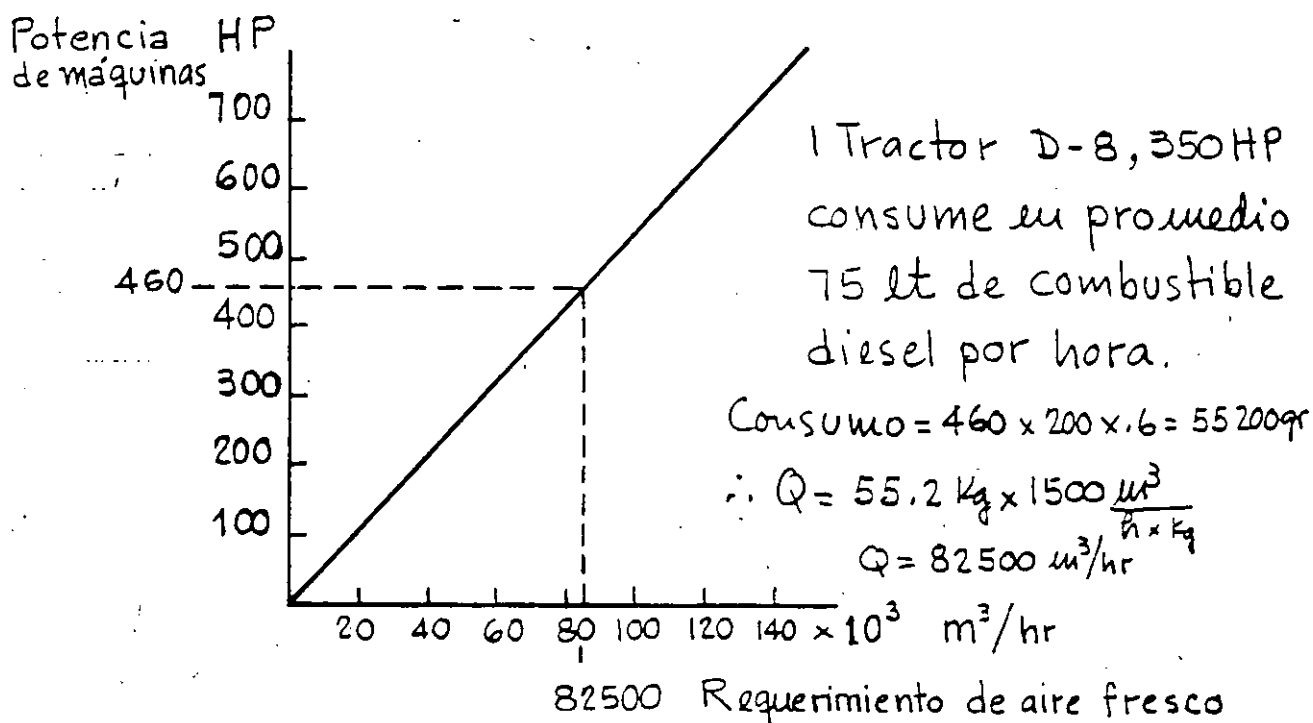


Se obtienen buenos resultados a b excepto que el enfriamiento en la entrada permanece

Los mejores resultados se obtienen inyectando aire durante la barrenaación y el rezagado con extracción inmediatamente después de la voladura.

## CALCULO DEL ABASTECIMIENTO DE AIRE

Según el Cuerpo Nacional Sueco de Protección a los Trabajadores publicó en 1969 un método para calcular el abastecimiento de aire de ventilación. Para contrarrestar el efecto de los escapes de gas quemado, deberá abastecerse  $1500 \text{ m}^3/\text{hr}$  por Kg de combustible quemado considerando un consumo de diesel de  $200 \text{ gr}/\text{HP}/\text{hr}$ .



La gráfica está basada sobre un promedio de 60% sobre los  $200 \text{ g}/\text{HP}/\text{h}$  de consumo de combustible y  $1500 \text{ m}^3/\text{hr}$  por kilogramo de combustible quemado.

Ejemplo: Si tenemos 136 HP en cargadores de llantas y 230 HP en tractores y 150 HP en camiones; estos últimos sobre 40' / hora.

tenemos: Total HP =  $136 + 230 + 150 \frac{40}{60} = 460 \text{ HP}$ ; el aire requerido es:  $Q = 82500 \text{ m}^3/\text{h} = 23.7 \text{ m}^3/\text{seg.} \approx 50000 \text{ p.c.m.}$

# VENTILACION DE GASES POR EXPLOSIVOS

Los valores siguientes se utilizan en Suecia para el cálculo general de requerimiento de aire para la ventilación de gases:

$$q = \frac{A}{t} (L + 120) \text{ m}^3/\text{min}$$

en donde:

A = área del túnel  $\text{m}^2$

t = periodo de ventilación en minutos.

L = longitud del ducto o del túnel.

q = flujo de aire fresco inyectado.

$$q = 180 \frac{A}{t} \text{ m}^3/\text{min} \text{ para extracción de aire}$$

$$\text{y } \frac{2}{3} q \text{ m}^3/\text{min} \text{ para el abanico auxiliar}$$

Ejemplo: Para un túnel de 1200 m de largo con 16  $\text{m}^2$  de área con un tiempo de ventilación de 30', se requiere un gasto  $q = \frac{16}{30} (1200 + 120)$ .

$$\therefore q = 704 \text{ m}^3/\text{min} = 11.7 \text{ m}^3/\text{seg. de aire inyectado}$$

Para extracción de aire:

$$= 24500 \text{ p.c.m.}$$

$$q = \frac{16}{30} (1200 + 120)$$

$$q = 180 \times \frac{16}{30} = 96 \text{ m}^3/\text{min} = 1.6 \text{ m}^3/\text{seg}$$

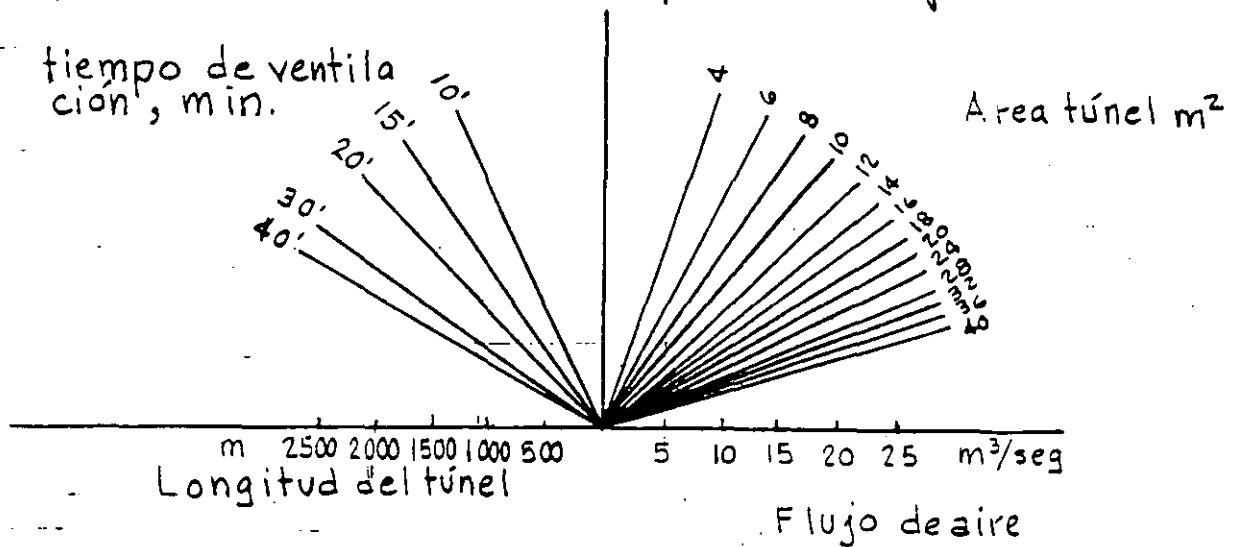
$$+ \text{abanico auxiliar} = \frac{2}{3} \times 1.6 = 1.06 \text{ m}^3/\text{seg}$$

La extracción es aproximadamente 20% de la inyección

## VENTILACION DE GASES POR EXPLOSIVOS EN TUNELES

La expresión  $q = \frac{A}{t} (L + 120) \text{ m}^3/\text{min}$ , en donde

$A$  = área del túnel en  $\text{m}^2$ ;  $L$  = longitud del ducto en metros y  $t$  = tiempo programado de ventilación. se presenta en el nomograma siguiente



Durante la barrenación el flujo de aire deberá ser por lo menos igual al aire consumido por las perforadoras para alcanzar la disolución del aire aceitoso.

La ventilación prevista para la construcción generalmente es suficiente para el arranque de otras actividades como soldadura, pintura, calentamiento, etc.

La velocidad del aire fresco debe variar entre 12 y 18  $\text{m}/\text{seg}$ .



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

**CURSOS ABIERTOS**

**VI CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA GEOLOGICA APLICADA A OBRAS  
SUPERFICIALES Y SUBTERRANEAS**

**MODULO II: LA MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION**

**TEMA IV**

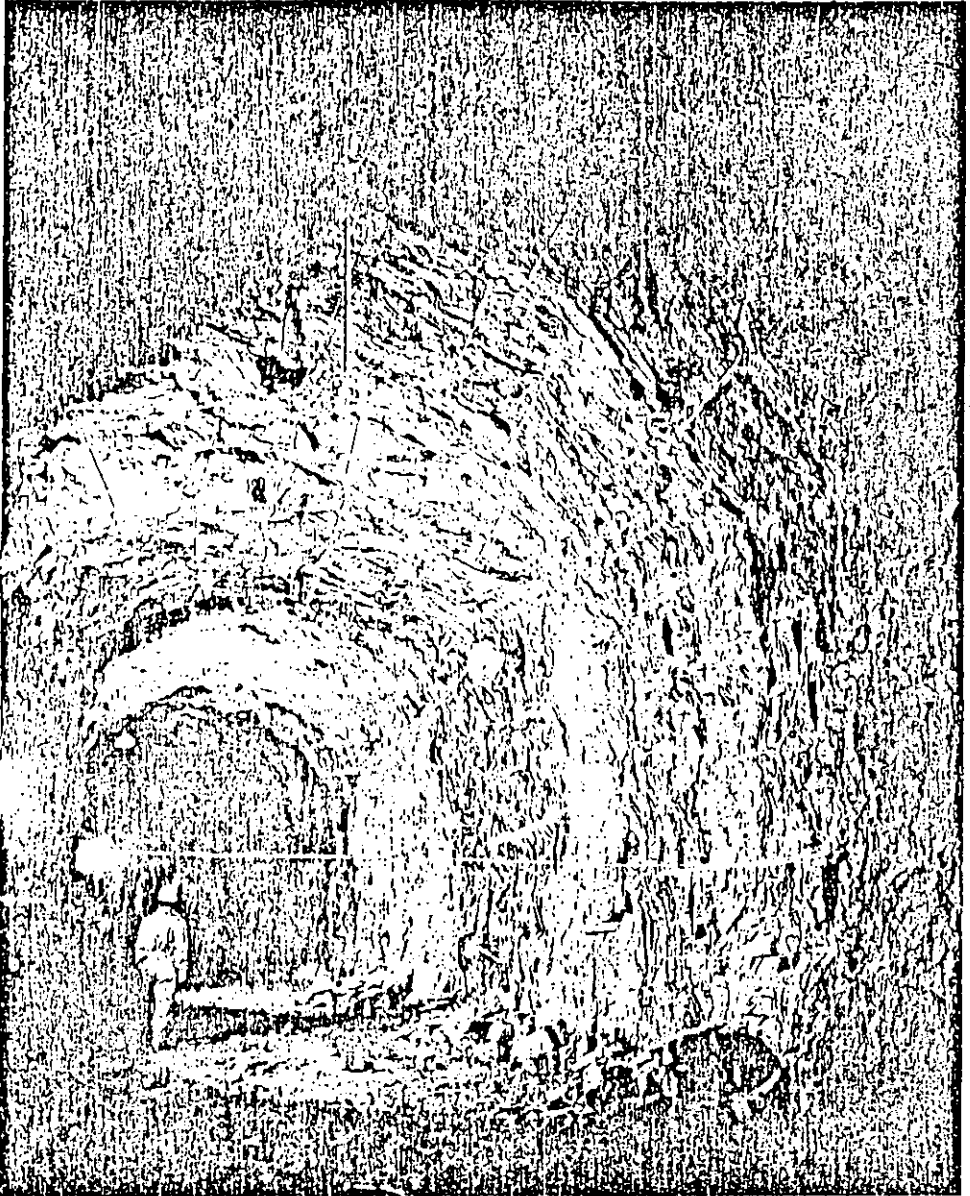
**APPLIED EXPLOSIVES TECHNOLOGY FOR CONSTRUCTION AND MINING**

APPLIED EXPLOSIVES TECHNOLOGY  
FOR  
CONSTRUCTION  
AND  
MINING

by  
Stig. O Olofsson

1988

## 7. UNDERGROUND BLASTING



*Fig. 7.1 Tunneling.*

### **7.1 Tunneling.**

There are two reasons to go underground and excavate:

- to use the excavated space, e.g. for storage, transport etc.
- to use the excavated material, e.g. mining operations.

In both cases tunneling forms an important part of the entire operation. In underground construction it is necessary to gain access to the construction site by



tunneling, but the tunnel can be a purpose in itself e.g. road, water, cable tunnels etc.

In mining operations tunnels are used as adits to the mining site and for preparatory work as well as for internal communication.

Tunnels are driven mainly in horizontal or close to horizontal directions but also inclined, from vertically upwards to vertically downwards. In the following, tunneling, raise shafts and sink shafts will be dealt with in detail while storage in rock caverns and mining will be dealt with more briefly.

Tunneling is the most frequently occurring underground operation which also forms part of the construction of rock chambers etc. and is normally an integral part of mining operations.

The development of tunnel driving techniques has been tremendous during the last few years. The drilling techniques have developed from pneumatic drilling machines to electro-hydraulic drilling jumbos with a very high capacity. The charging of the blastholes can be carried out quickly either manually with plastic pipe charges or mechanically with pneumatic charging equipment.

The development of explosives has moved in the direction of safer products with better fumes characteristics. Modern explosives like Emulite and Dynamex M are well oxygen-balanced with a minimum of noxious fumes.

Initiating systems like NONEL have shortened the charging time and added further safety to the blasting operation due to their insusceptibility to electrical hazards.

The modern drilling equipment has shortened the drilling time, the NONEL system has made connecting of the detonators safer and faster and Emulite, with its excellent fumes characteristics, has shortened the ventilation time.

All the above contribute to a faster work cycle:

- drilling
- charging
- blasting
- ventilation
- sealing
- grouting (if necessary)
- loading and transport
- setting out for the new blast

The shorter work cycle calls for better work planning as well as better precision and accuracy in the different operations of the work cycle.

In the following, the drilling, charging and blasting operations will be dealt with. It is obvious that it is of the utmost importance that the holes should be drilled at the right locations and with the right inclination. The marking of the holes on the rock face as well as collaring and drilling must be carried out accurately.

Langefors in "The modern technique of Rock Blasting", says about drilling precision: "The scattering of the drill holes as a quantitative factor is often disregarded. It is included quite indefinitely in the technical margin together with the rock factor. In discussing blasting as a whole it would be a great advantage if

attention could be paid to the drilling precision in calculating the charges and in constructing the drilling pattern; for the blasting of the cut it is essential."

The main difference between tunnel blasting and bench blasting is that tunnel blasting is done towards one free surface while bench blasting is done towards two or more free surfaces. The rock is thus more constricted in the case of tunneling and a second free face has to be created towards which the rock can break and be thrown away from the surface. This second face is produced by a cut in the tunnel face and can be either a parallel hole cut, a V-cut, a fan-cut or other ways of opening up the tunnel face.

After the cut opening is made; the stoping towards the cut will begin. The stoping can be compared with bench blasting, but it requires a higher specific charge due to higher drilling deviation, desire for good fragmentation, and absence of hole inclination. In addition, overcharge of a tunnelblast does not have the same disastrous effect as in an open air blast, where high precision in calculation is a must.

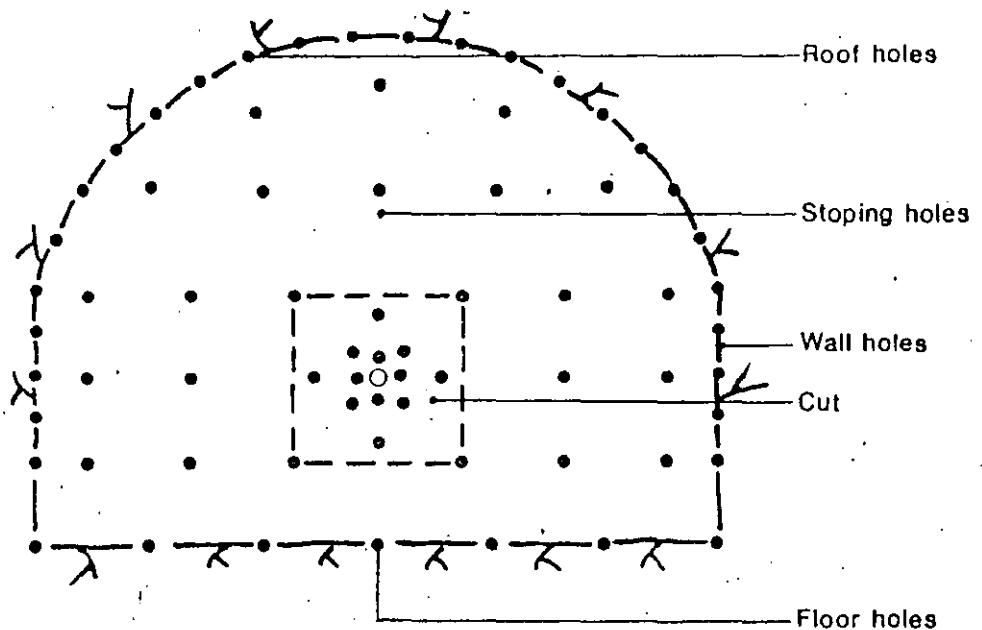


Fig. 7.2 Nomenclature.

In the case of V-cuts and fan cuts, the cut holes will occupy the major part of the width of the tunnel.

The contour holes – roof holes, wall holes and floor holes – have to be angled out of the contour, "look-out", so the tunnel will retain its designed area. The "look-out" should only be big enough to allow space for the drilling equipment for the coming round. As a guide value, the "look-out" should not exceed:

$$10 \text{ cm} + 3 \text{ cm/m hole depth}$$

which keeps the "look-out" to around 20 cm.

When designing the cut, the following parameters are of importance for a good result:

- the diameter of the large hole
- the burden
- the charge concentration.

In addition, the drilling precision is of the utmost importance, especially for the blast-holes closest to the large hole/s. The slightest deviation can cause the blasthole to meet the large hole or the burden to become excessively big. Too big a burden will only cause breakage or plastic deformation in the cut, resulting in a smaller or greater loss in advance.

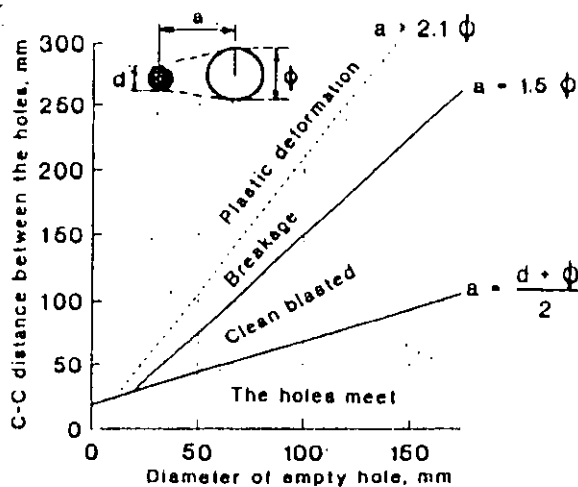


Fig. 7.10 Result when blasting from varying distances towards an empty hole of varying diameter.

(The Modern Technique of Rockblasting)

One of the parameters for good advance of the blasted round is the diameter of the large empty hole. The larger the diameter, the deeper the round may be drilled and a greater advance can be expected.

One of the most common causes of short advance is too small an empty hole in relation to the hole depth.

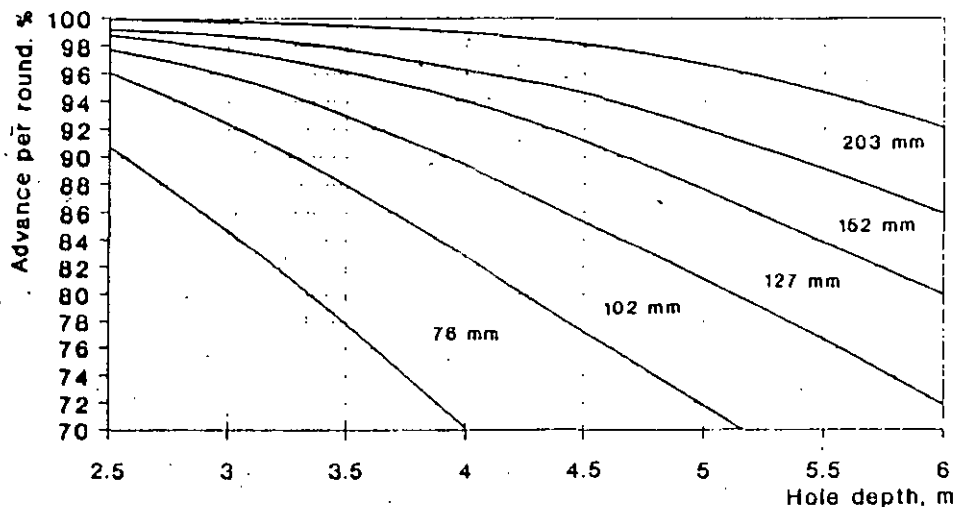


Fig. 7.11 The relation between advance in per cent of the drill depth and different empty hole diameters.

## Design of cut.

The following formulae are used for the geometric design of the cut area:

The cut:

1st square:

$$a = 1.5 \varnothing$$

$$W_1 = a\sqrt{2}$$

$\varnothing$ mm =	76	89	102	127	154
--------------------	----	----	-----	-----	-----

a mm =	110	130	150	190	230
--------	-----	-----	-----	-----	-----

$W_1$ mm =	150	180	210	270	320
------------	-----	-----	-----	-----	-----

2nd square:

$$B_1 = W_1$$

$$C-C = 1.5W_1$$

$$W_2 = 1.5W_1\sqrt{2}$$

$\varnothing$ mm =	76	89	102	127	154
--------------------	----	----	-----	-----	-----

$W_1$ mm =	150	180	210	270	320
------------	-----	-----	-----	-----	-----

C-C =	225	270	310	400	480
-------	-----	-----	-----	-----	-----

$W_2$ mm =	320	380	440	560	670
------------	-----	-----	-----	-----	-----

3rd square:

$$B_2 = W_2$$

$$C-C = 1.5W_2$$

$$W_3 = 1.5W_2\sqrt{2}$$

$\varnothing$ mm =	76	89	102	127	154
--------------------	----	----	-----	-----	-----

$W_2$ mm =	320	380	440	560	670
------------	-----	-----	-----	-----	-----

C-C =	480	570	660	840	1000
-------	-----	-----	-----	-----	------

$W_3$ mm =	670	800	930	1180	1400
------------	-----	-----	-----	------	------

4th square:

$$B_3 = W_3$$

$$C-C = 1.5W_3$$

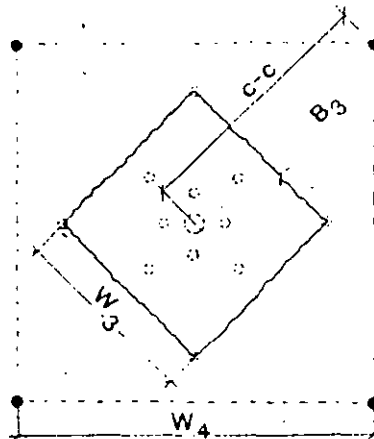
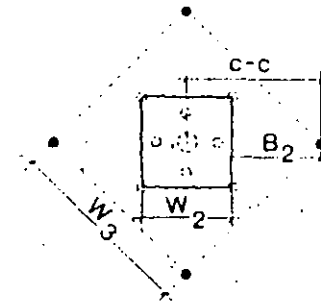
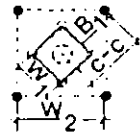
$$W_4 = 1.5W_3\sqrt{2}$$

$\varnothing$ mm =	76	89	102	127
--------------------	----	----	-----	-----

$W_3$ mm =	670	800	930	1180
------------	-----	-----	-----	------

C-C =	1000	1200	1400	1750
-------	------	------	------	------

$W_4$ mm =	1400	1700	1980	2400
------------	------	------	------	------

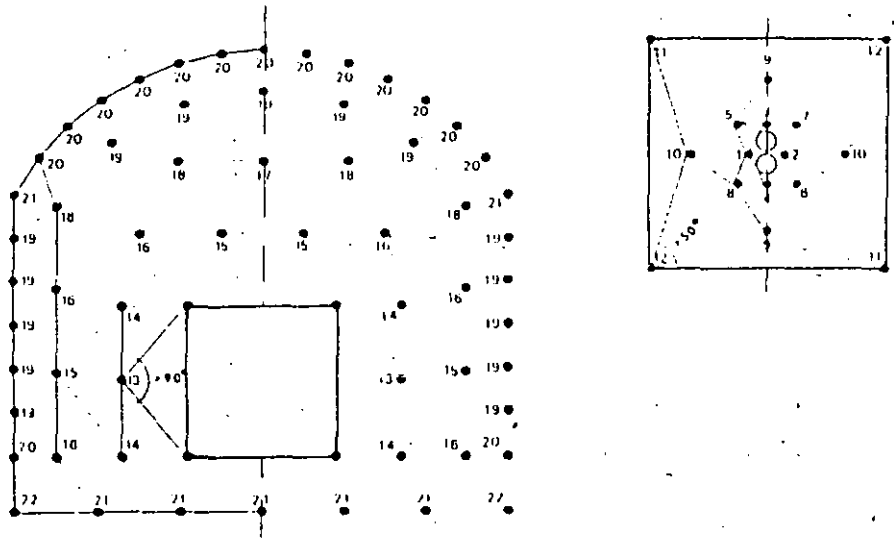


The above distances apply to 38 mm blastholes. If larger blastholes are used which can accommodate more explosives, the values can be adjusted.

However, an increased amount of explosives in the cut holes may not increase the burden to any greater extent.

#### 7.1.4 The firing pattern.

The firing pattern must be designed so that each hole has free breakage. The angle of breakage is smallest in the cut area where it is around  $50^\circ$ . In the stopping area the firing pattern should be designed so that the angle of breakage does not fall below  $90^\circ$ .



*Fig. 7.15 Firing sequence for tunnel in numerical order.*

It is important in tunnel blasting to have long enough time delay between the holes. In the cut area, the delay between the holes must be long enough to allow time for breakage and throw of rock through the narrow empty hole. It is proved that the rock moves with a velocity of 40 to 60 meters per second. A cut drilled to 4 m depth would thus require a delay time of 60 to 100 ms to be clean blasted. Normally delay times of 75 to 100 ms are used in the cut.

In the first two squares of the cut only one detonator of each delay should be used. In the following 2 squares two detonators of each delay may be used. In the stopping area, the delay time must be long enough for the movement of the rock. Normally the delay time is 100 to 500 milliseconds.

For the contour holes the scatter in delay between the holes should be as small as possible to obtain a good smooth blasting effect. Therefore, the roof should be blasted with the same interval number, normally the second highest of the series. The walls are also blasted with the same period number but with one delay lower than that of the roof.

Detonators for tunneling can be electric or non-electric.

The electric detonators are manufactured as MS (millisecond) and HS (half-second) delay detonators.

The non-electric detonators are manufactured as deci-second and half-second delay detonators.

Recommended detonators for tunneling:

Electric detonators:

	Interval No.	Delay time
VA/MS	<u>1</u>	25 ms
VA/MS	<u>4</u>	100 ms
VA/MS	<u>7</u>	175 ms
VA/MS	<u>10</u>	250 ms
VA/MS	<u>13</u>	325 ms
VA/MS	<u>16</u>	400 ms
VA/MS	<u>18</u>	450 ms
VA/MS	<u>20</u>	500 ms
VA/HS	2	1.0 sec
VA/HS	3	1.5 sec
VA/HS	4	2.0 sec
VA/HS	5	2.5 sec
VA/HS	6	3.0 sec
VA/HS	7	3.5 sec
VA/HS	8	4.0 sec
VA/HS	9	4.5 sec
VA/HS	10	5.0 sec
VA/HS	11	5.5 sec
VA/HS	12	6.0 sec

The MS and HS series give 19 periods which is sufficient in most cases. The VA/MS and VA/HS detonators may be used in the same round, as the electric characteristics of the VA detonators are the same, independent of the delay times.

Recommended legwire lengths for a 4 m hole depth are 5.0 and 6.0 m.

Non-electric detonators:

	Interval numbers	Delay time	Delay time between intervals
Nonel GT/T	0	25 ms	
Nonel GT/T	1-12	100-1200 ms	100 ms
Nonel GT/T	14, 16		
	18, 20	1400-2000 ms	200 ms
Nonel GT/T	25, 30, 35		
	40, 45, 50		
	55, 60	2500-6000 ms	500 ms

This tunnel series gives 25 different periods and is thus even more versatile than the electric tunnel series.



### 7.1.5 Cuts with angled holes.

#### The V-cut.

The most common cut with angled holes is the V-cut.

A certain tunnel width is required in order to accommodate the drilling equipment. Furthermore, the advance per round increases with the width and an advance of 45 to 50 % of the tunnel width is achievable.

The angle of the cut must not be too acute and should not be less than  $60^\circ$ . More acute angles require higher charge concentration in the holes.

The cut normally consists of two V's but in deeper rounds the cut may consist of triple or quadruple V's.

Each V in the cut should be fired with the same interval number using MS detonators to ensure coordination between the blastholes with regard to breakage. As each V is blasted as an entity one after the other, the delay between the different V's should be in the order of 50 ms to allow time for displacement and swelling.

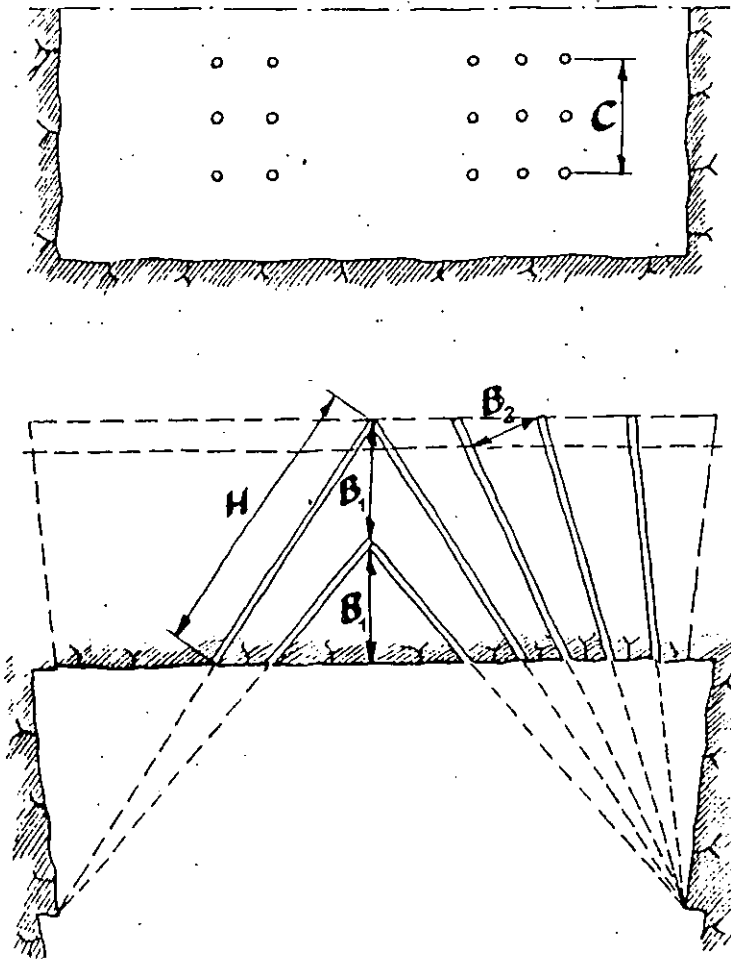


Fig. 7.18 V-cut.



## Calculation of the V-cut.

The following graph (7.19) gives the height of the cut (C) and the burdens  $B_1$  and  $B_2$  for the cut.

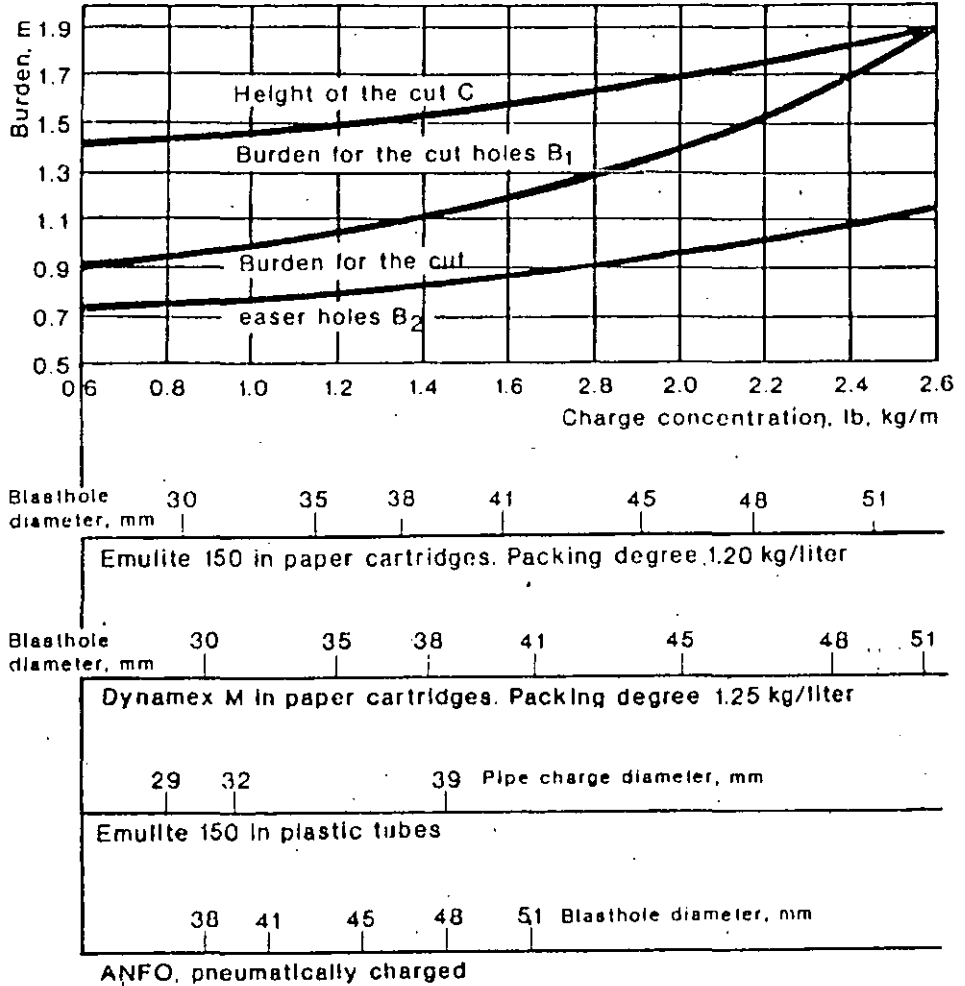


Fig. 7.19. The burdens  $B_1$ ,  $B_2$  and the cut height C in relation to the bottom charge for different blasthole diameters and different explosives.

### Charging the cut holes.

The charge concentration in the bottom of the cut holes ( $l_b$ ) can be found in graph 7.19.

The height of the bottom charge ( $h_b$ ) for all cut holes is:

$$h_b = \frac{1}{3} \times H \quad \text{where } H = \text{hole depth (m)}$$

The concentration of the column charge ( $l_c$ ) is:

$$l_c = 30 \text{ to } 50 \% \text{ of } l_b$$

The uncharged part (stemming) of the holes in the cut ( $h_0$ ) is:

$$h_0 = 0.3 \times B_1$$

The uncharged part for the rest of the cut is:

$$h_0 = 0.5 \times B_2$$

For the rest of the round, the method of calculation is the same as that in Chapter 7.1.2 Stopping.

#### The fan cut.

The fan cut is an other example of angled cuts. Like the V-cut, a certain width of tunnel is required to accommodate the drilling equipment to attain acceptable advance per round.

The principle of the fan cut is to make a trench like opening across the tunnel and the charge calculations are similar to those in Chapter 5.6 Opening the bench. Due to the geometrical design of the cut the constriction of the holes is not large, making the cut easy to blast.

The drilling and charging of the holes are similar to that of the cut holes in the V-cut.

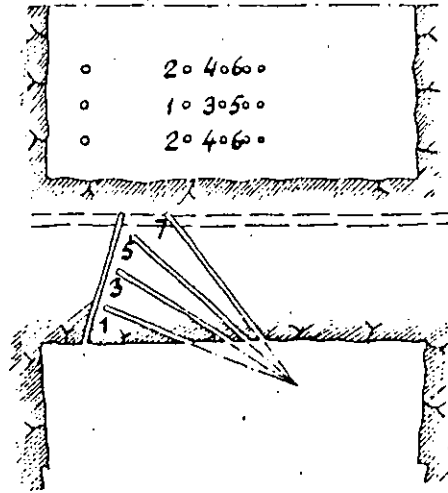


Fig. 7.20 Fan cut.

### 7.1.6 Example of calculation.

The project is a 1,500 m long road tunnel with a cross section area of 88 sq.m.

A blasthole diameter of 38 mm is chosen as the tunnel contour is to be smooth blasted. A larger blasthole diameter might cause overbreak from the stoping part of the round.

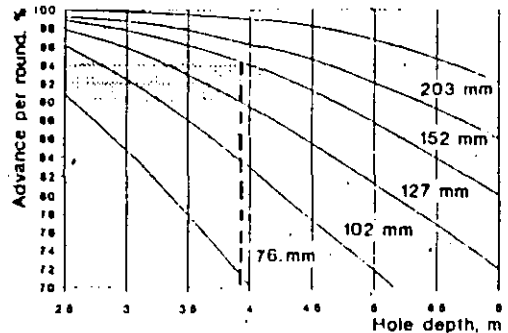
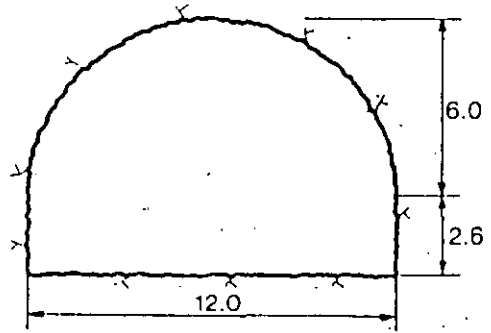
The drilling equipment is an electro hydraulic jumbo with 4.3 m steel length and feed travel of 3.9 m.

The expected advance is 95 % of the blasthole depth.

The explosive is Emulite 150 in 29 and 25 mm cartridges for the cut, stoping and floor. Gurit 17×500 mm in plastic cartridges is used for the contour. Nonel GT/T is used for initiation.

To attain an advance of more than 90 % of the blasthole depth, 3.9 m, a large hole diameter of 127 mm should be chosen.

2×89 mm large holes can be an alternative.



#### 1st square.

The distance from the center of the large hole to the center of the closest blasthole is:

$$a = 1.5 \phi$$

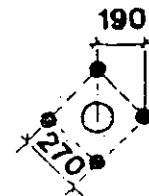
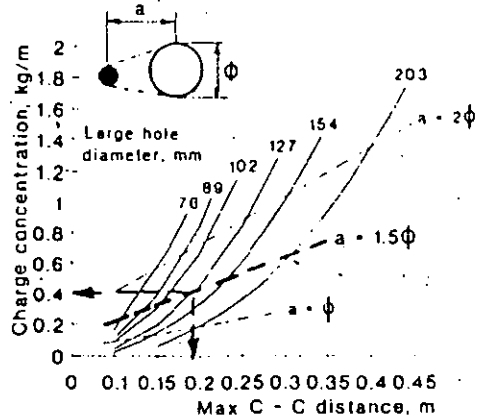
$$a = 1.5 \times 127 = 190 \text{ mm}$$

The width of the 1st square is:

$$W_1 = a\sqrt{2}$$

$$W_1 = 190\sqrt{2} \approx 270 \text{ mm}$$

The requisite charge concentration for the holes in the 1st square is 0.4 kg/m of Emulite 150. For practical reasons Emulite in 25×200 mm cartridges are used giving a charge concentration of 0.55 kg/m.



An overcharge of this magnitude does not cause any inconvenience.

The uncharged part of the hole is equal to the C-C distance:  $h_0 = a$

The charge of the hole is the length of the charge  $H - h_0$  times the actual charge concentration.

$$Q = l_c(H - h_0)$$

$$Q = 0.55(3.9 - 0.2)$$

$$Q = 2.0 \text{ kg}$$

**Key data for the 1st square:**

$$a = 0.19 \text{ m}$$

$$W_1 = 0.27 \text{ m}$$

$$Q = 2.0 \text{ kg.}$$

**2nd square.**

The blasting of the 1st square created an opening of  $0.27 \times 0.27 \text{ m}$ . The burden in the 2nd square is equal to the width of the opening created.

$$B_1 = W_1$$

$$B_1 = 0.27 \text{ m}$$

$$C-C = 1.5W_1$$

$$C-C = 0.40 \text{ m}$$

$$W_2 = 1.5W_1\sqrt{2}$$

$$W_2 = 0.56 \text{ m}$$

The requisite charge concentration for the holes in the 2nd square is approx.  $0.37 \text{ kg/m}$ .

Emulite 150 in  $25 \times 200 \text{ mm}$  paper cartridges is used making the practical charge concentration  $0.55 \text{ kg/m}$ .

The uncharged part of the hole is  $0.5 \times B$ .

$$Q = l_c(H - h_0)$$

$$Q = 0.55(3.9 - 0.15)$$

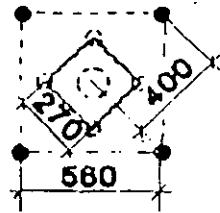
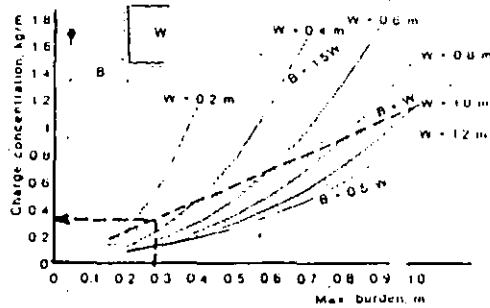
$$Q = 2.0 \text{ kg.}$$

**Key data for the 2nd square:**

$$B = 0.27 \text{ m}$$

$$W_2 = 0.56 \text{ m}$$

$$Q = 2.0 \text{ kg}$$



**3rd square:**

The opening has now a width  $W=0.56$  m. The burden  $B$  is equal to  $W_2$ .

$B_2 = W_2$   
 $B_2 = 0.56$  m  
 $C-C = 1.5W_2$   
 $C-C = 0.84$  m

$W_3 = 1.5W_2\sqrt{2}$   
 $W_3 = 1.18$  m

The requisite charge concentration is approx. 0.65 kg/m. Now the 25×200 mm cartridges do not provide sufficient charge concentration to ensure breakage. A larger dimension of Emulite 150 must be used unless the cartridges are tamped.

Emulite 29×200 mm in paper cartridges give a charge concentration of 0.90 kg/m. The hole will thus be overcharged.

The uncharged part of the hole is 0.5×B.

$Q = l_c(H-h_o)$   
 $Q = 0.90(3.9-0.3)$   
 $Q = 3.2$  kg

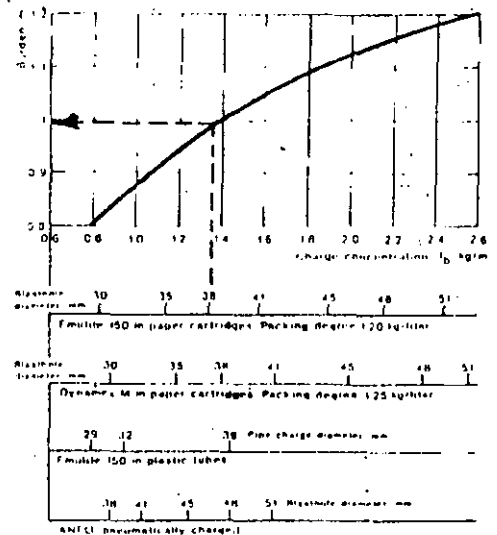
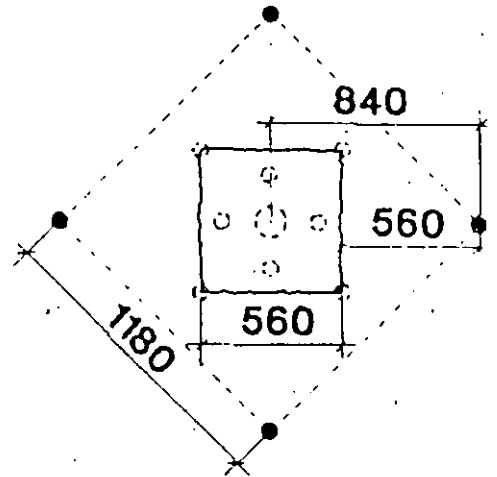
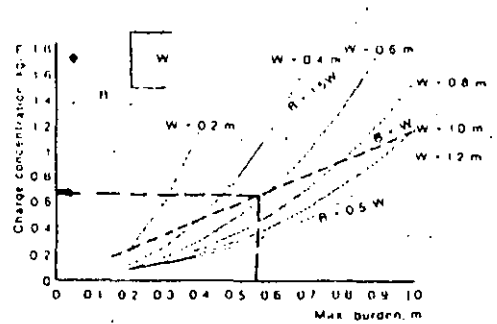
**Key data for the 3rd square:**

$B = 0.56$  m  
 $W_3 = 1.18$  m  
 $Q = 3.2$  kg.

**4th square.**

The width of the opening is now 1.18 m. If  $B$  is chosen equal to  $W$ , the burden will be greater than that of the stopping part of the round. Therefore, the burden must be adjusted to that of the stopping part and the charge calculations are made as for stopping holes.

The burden is chosen from the graph 7.14 to 1.0 m.



The charge concentration of the bottom charge is found in the same graph to be 1.35 kg/m.

From the adjoining table the charge of the hole can be calculated,

$$l_b = 1.35 \text{ kg/m}$$

$$h_b = 1/3H$$

$$h_b = 0.33 \times 3.9$$

$$h_b = 1.3 \text{ m}$$

$$Q_b = l_b \times h_b$$

$$Q_b = 1.35 \times 1.3$$

$$Q_b = 1.75 \text{ kg}$$

Part of the round	Burden (m)	Spacing (m)	Height bottom charge (m)	Charge concentration		
				Bottom (kg/m)	Column (kg/m)	Shimming (m)
Floor	1-B	1.1-B	1/3-H	$l_b$	$0.5 \cdot l_b$	$0.2 \cdot B$
Wall	$0.9 \cdot B$	1.1-B	$1.6 \cdot H$	$l_b$	$0.4 \cdot l_b$	$0.5 \cdot B$
Roof	$0.9 \cdot B$	1.1-B	$1.6 \cdot H$	$l_b$	$0.3 \cdot l_b$	$0.5 \cdot B$
★ Stopping						
Upwards	1-B	1.1-B	$1/3 \cdot H$	$l_b$	$0.5 \cdot l_b$	$0.5 \cdot B$
Horizontal	1-B	1.1-B	$1/3 \cdot H$	$l_b$	$0.5 \cdot l_b$	$0.5 \cdot B$
Downwards	1-B	1.2-B	$1/3 \cdot H$	$l_b$	$0.5 \cdot l_b$	$0.5 \cdot B$

In the bottom charge Emulite in paper cartridges with 29 mm diameter is used and tamped well.

The column charge is:

$$l_c = 0.5 \times l_b$$

$$l_c = 0.5 \times 1.35$$

$$l_c = 0.67 \text{ kg/m}$$

The product with dimensions closest to this is Emulite 150, 29×200 mm with an  $l_c = 0.90 \text{ kg/m}$

Practical  $l_c = 0.90 \text{ kg/m}$

$$h_b = 0.5B$$

$$h_b = 0.5 \times 1.0 = 0.5 \text{ m}$$

$$h_c = H - h_b - h_o$$

$$h_c = 3.9 - 1.3 - 0.5$$

$$h_c = 2.1 \text{ m}$$

$$Q_c = l_c \times h_c$$

$$Q_c = 0.90 \times 2.1$$

$$Q_c = 1.9 \text{ kg}$$

$$Q_{tot} = Q_b + Q_c$$

$$Q_{tot} = 1.75 + 1.9$$

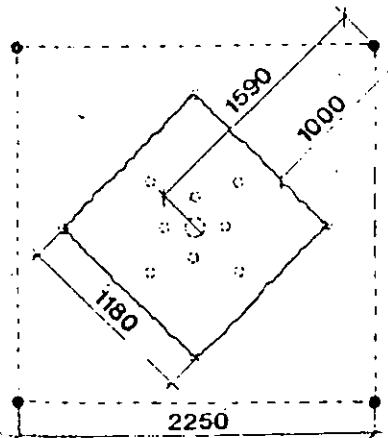
$$Q_{tot} = 3.65 \text{ kg}$$

Key data for the 4th square:

$$B = 1.0 \text{ m}$$

$$W_4 = 2.2 \text{ m}$$

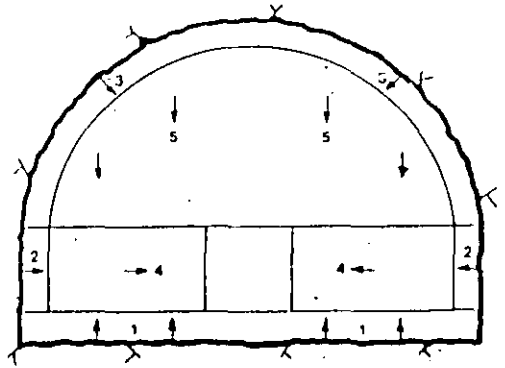
$$Q = 3.65 \text{ kg}$$



After the cut has been designed, the rest of the round is calculated.

This is most simply done in the following order:

1. Floor holes.
2. Wall holes.
3. Roof holes.
4. Stopping, upwards and horizontal.
5. Stopping downwards.



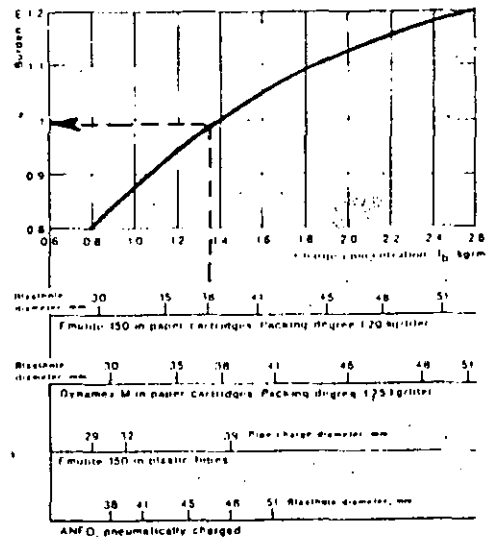
The reason for starting with the perimeter holes is to decide the burdens and spacings for the outer boundaries of the round.

When these calculations are completed the cut and the stopping holes may be located in accordance with the parameters which apply to them.

### 1. The floor holes.

In the calculation of all perimeter holes, the "look-out" has to be taken into account. As mentioned earlier, the "look-out" should not exceed 10 cm + 3 cm/m of hole-depth. In this case the "look-out" should be limited to 20 cm.

The burden is 1.0 m according to the graph and the spacing is 1.1 x B. Due to "look-out", the holes above the floor holes are set out 0.8 m above the floor. The spacing is 1.1 m.



Bottom charge:

$$l_b = 1.35 \text{ kg/m}$$

$$h_b = 1/3 \times 3.90 = 1.30 \text{ m}$$

$$Q_b = 1.35 \times 1.3 = 1.75 \text{ kg}$$

Column charge:

$$l_c = l_b = 1.35 \text{ kg/m}$$

$$h_o = 0.2 \times B = 0.2 \text{ m}$$

$$h_c = H - h_b - h_o = 2.4 \text{ m}$$

$$Q_c = 1.35 \times 2.4 = 3.25 \text{ kg}$$

Total charge:

$$Q = 1.75 + 3.25 = 5.0 \text{ kg}$$

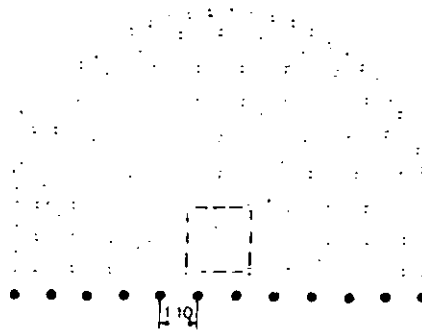
Part of the round	Burden (m)	Spacing (m)	Height (m)	Charge concentration		
				Bottom (kg/m)	Column (kg/m)	Stemming (m)
Floor	1 - B	1.1 - B	1.3 - H	4	1.0 - 4	0.2 - B
Wall	0.9 - B	1.1 - B	1.6 - H	4	0.4 - 4	0.5 - B
Floor	0.9 - B	1.1 - B	1.6 - H	4	0.3 - 4	0.5 - B
Stopping						
Upwards	1 - B	1.1 - B	1.3 - H	4	0.5 - 4	0.5 - B
Horizontal	1 - B	1.1 - B	1.3 - H	4	0.5 - 4	0.5 - B
Downwards	1 - B	1.2 - B	1.3 - H	4	0.5 - 4	0.5 - B

Key data for floor holes:

$$B = 1.0 \text{ m}$$

$$S = 1.1 \text{ m}$$

$$Q = 5.0 \text{ kg.}$$



## 2. The wall holes.

In this particular case the walls are very low and do not make a good example for the design of the drilling and charging pattern.

The drilling pattern is taken from the smooth blasting table and the burden is chosen to be 0.8 m and the spacing to 0.6 m.

The uncharged part of the hole is 0.2 m.

The charge concentration for Gurit 17x500 mm is 0.23 kg/m. The holes will be charged with 7 tube charges and 1 stick of Emulite 150, 25x200 mm in the bottom.

Bottom charge:

$$Q_b = 0.11 \text{ kg}$$

Column charge:

$$Q_c = 7 \times 0.115 = 0.81 \text{ kg}$$

Total charge:

$$Q = 0.11 + 0.81 = 0.92 \text{ kg}$$

The "look-out" has to be considered, so the burden to be set out on the face is  $0.8 - 0.2 = 0.6 \text{ m}$ .

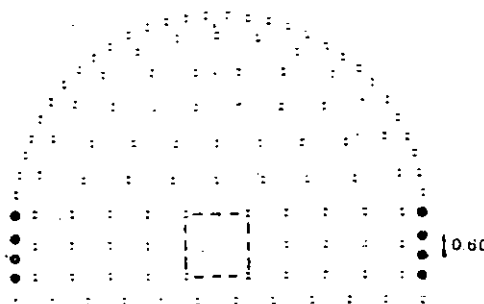
Key data for the wall holes:

$$B = 0.8 \text{ m}$$

$$S = 0.6 \text{ m}$$

$$Q = 0.92 \text{ kg}$$

Perimeter hole diam mm	Charge conc. (kg/m)	Charge type	Burden (m)	Spacing (m)
25-32	0.11	11 mm Gurit	0.3-0.5	0.25-0.35
25-40	0.23	17 mm Gurit	0.7-0.9	0.50-0.70
51-64	0.42	22 mm Gurit	1.0-1.1	0.60-0.80
51-64	0.45	22 mm Emulite	1.1-1.2	0.60-0.80





### 3. The roof holes.

The conditions for the roof holes are equal to those of the wall holes. The burden is chosen to 0.8 m and the spacing to 0.6 m.

The charge concentration is the same as for the wall holes.

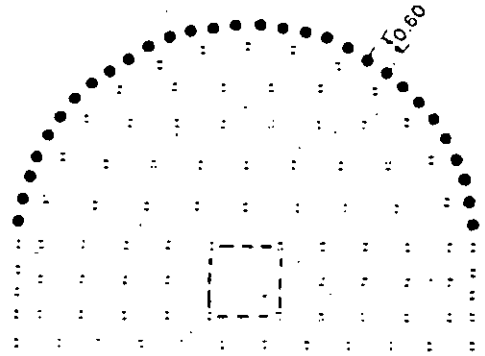
The "look-out" must be considered in this case as well.

Key data for the roof holes:

$$B = 0.8 \text{ m}$$

$$S = 0.6 \text{ m}$$

$$Q = 0.92 \text{ kg.}$$



### 4. Stopping upwards and horizontally.

The stopping holes are calculated in a similar way to the floor holes, but less explosives are needed. While the floor holes must be charged to compensate for gravity and heavage of broken rock, the stopping holes can normally contain less explosives as the direction of breakage is horizontal or close to horizontal.

Charge: Bottom, tamped Emulite 29 mm,  $l_b = 1.35 \text{ kg/m}$ .

Charge: Column, Emulite 29 mm in paper cartridges with  $l_c = 0.90 \text{ kg/m}$ .

The burden  $B$  is 1.0 m, according to the graph 7.14.

The spacing  $S$  will be 1.1 m according to adjoining table.

Bottom charge:

$$l_b = 1.35 \text{ kg/m}$$

$$h_b = 1/3 \times 3.90 = 1.30 \text{ m}$$

$$Q_b = 1.35 \times 1.3 = 1.75 \text{ kg}$$

Column charge:

$$l_c = 0.90 \text{ kg/m}$$

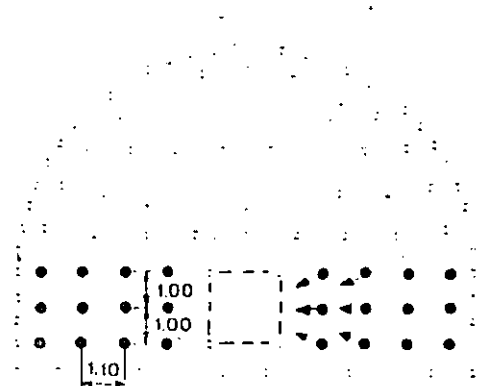
$$h_c = 0.5 \times B = 0.5 \text{ m}$$

$$h_c = H - h_b - h_o = 2.1 \text{ m}$$

$$Q_c = 0.90 \times 2.1 = 1.9 \text{ kg}$$

Total charge:

$$Q = 1.75 + 1.9 = 3.65 \text{ kg}$$



Part of the ground	Burden (m)	Spacing (m)	Height bottom charge (m)	Charge concentration		
				Bottom (kg/m)	Column (kg/m)	Stemming (m)
Floor	1.0	1.1	1.3	1.35	1.0	0.2
Wall	0.9	1.1	1.6	1.35	0.4	0.5
Roof	0.9	1.1	1.6	1.35	0.3	0.5
Stopping						
★ Upwards	1.0	1.1	1.3	1.35	0.5	0.5
★ Horizontal	1.0	1.1	1.3	1.35	0.5	0.5
★ Downwards	1.0	1.2	1.3	1.35	0.5	0.5

**Key data for stoping holes upwards and horizontal:**

**B = 1.0 m**

**S = 1.1 m**

**Q = 3.65 kg**

Part of the round	Burden (m)	Spacing (m)	Height bottom charge (m)	Charge concentration		Stemming (m)
				Bottom (kg/m)	Column (kg/m)	
Floor	1 × B	1.1 × B	1/3 × H	$\frac{1}{3}$	1.0 × $\frac{1}{3}$	0.2 × B
Wall	0.9 × B	1.1 × B	1/6 × H	$\frac{1}{6}$	0.4 × $\frac{1}{6}$	0.5 × B
Roof	0.9 × B	1.1 × B	1/6 × H	$\frac{1}{6}$	0.3 × $\frac{1}{6}$	0.5 × B
Stoping:						
Upwards	1 × B	1.1 × B	1/3 × H	$\frac{1}{3}$	0.5 × $\frac{1}{3}$	0.5 × B
Horizontal	1 × B	1.1 × B	1/3 × H	$\frac{1}{3}$	0.5 × $\frac{1}{3}$	0.5 × B
Downwards	1 × B	1.2 × B	1/3 × H	$\frac{1}{3}$	0.5 × $\frac{1}{3}$	0.5 × B

**5. Stoping downwards.**

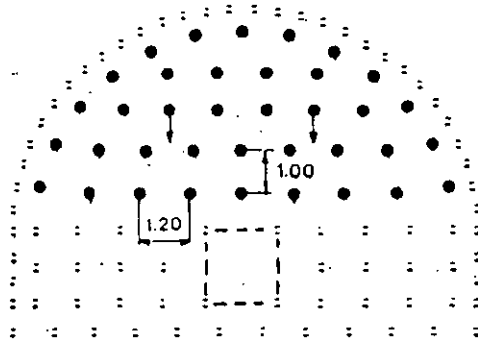
The design of the drilling pattern for stoping downwards is similar to stoping in other directions with the difference that larger spacing may be permitted. The charge of the holes is the same in all stoping.

**Key data for stoping holes downwards:**

**B = 1.0 m**

**S = 1.2 m**

**Q = 3.65 kg**



**SUMMARY**

The round consists of 127 blastholes with 38 mm diameter and 1 large hole with 127 mm diameter.

The round is charged as follows:

Part of the round	No. of holes	Kind of explosive	Weight per hole (kg)	Total (kg)
<b>Cut</b>				
1st square	4	Emulite 150, 25 mm	2.0	8.0
2nd square	4	Emulite 150, 25 mm	2.0	8.0
3rd square	4	Emulite 150, 29 mm	3.2	12.8
4th square	4	Emulite 150, 29 mm	3.65	14.6
Floor holes	12	Emulite 150, 29 mm	5.0	60.0
Wall holes	8	Emulite 150, 25 mm	0.11	0.9
		Gurit 17 mm	0.81	6.5
Roof holes	30	Emulite 150, 25 mm	0.11	3.3
		Gurit 17 mm	0.81	24.3
<b>Stoping:</b>				
Upwards	8	Emulite 150, 29 mm	3.65	29.2
Horizontal	16	Emulite 150, 29 mm	3.65	58.4
Downwards	37	Emulite 150, 29 mm	3.65	135.1

Consumption per round: Emulite 150, 25×200 mm	20.1 kg
Emulite 150, 29×200 mm	310.1 kg
Gurit	30.8 kg
Nonel GT/T	127 units

The expected advance per round is over 90 %. It is assumed to be 3.55 m.

$$\text{Specific charge: } \frac{361.1}{3.55 \times 88.0} = 1.16 \text{ kg/cu.m.}$$

Explosives consumption for the whole project:

Number of rounds:  $1500/3.55=425$

Consumption of

Emulite 150, 25×200 mm  $20.2 \times 425 =$  approx. 9 tons

Emulite 150, 29×200 mm  $310.1 \times 425 =$  approx. 132 tons

Gurit  $30.8 \times 425 =$  approx. 13 tons

Nonel GT/T  $127 \times 425 =$  approx. 54000 units.

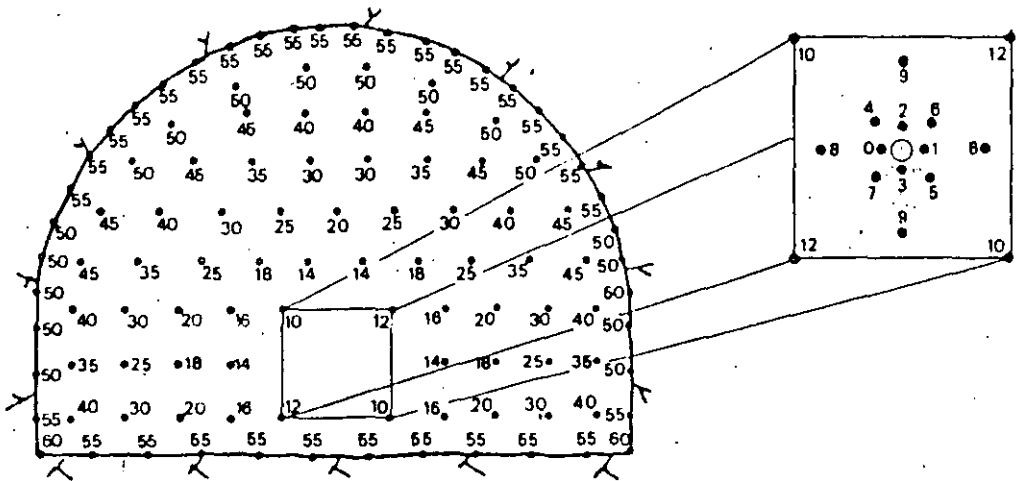


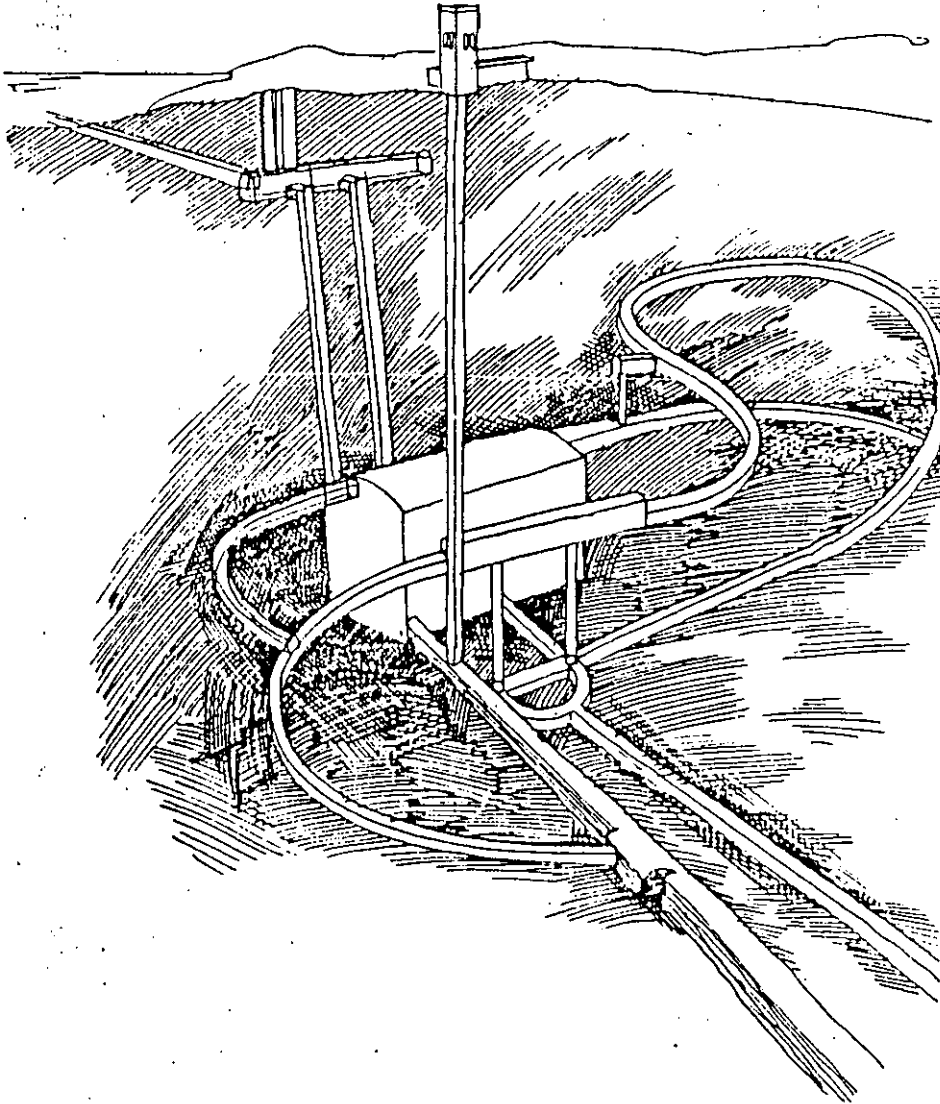
Fig: 7.21 Drilling and firing pattern.

## 7.2 Shafts.

In mining, shafts form a system of vertically or inclined passageways which are used for transportation of ore, refill, personnel, equipment, air, electricity, ventilation etc.

In underground construction, shafts are driven for the building of penstocks, cable shafts, ventilation and elevator shafts, surge chambers etc. In addition, shafts are driven as "glory holes" for transportation of material which is not accessible by other means than vertical or close to vertical tunnels.

Shafts are either driven downwards, sink shafts, or upwards, raise shafts.



*Fig. 7.22 Typical tunnel system in a hydroelectric power plant.*

### 7.2.1 Sink shafts.

Sink shafts are passageways sunk from the surface downwards or underground from one level to a lower one. The majority of the sink shafts are driven vertically.

Shaft sinking is one of the most difficult and risky blasting jobs as the work area is normally wet, narrow and noisy. Furthermore, the drilling and blasting crews are exposed to falling objects.

The advance is slow as the rock has to be removed between each blast with special equipment which has limited digging capacity. The blasted rock must be well fragmented to suit the excavation equipment.

The design of the cross section of the shaft principally depends on the quality of the rock. Nowadays most of the shafts are made with a circular cross section which gives better distribution of the rock pressure, thus decreasing the need for reinforcement, especially in deep shafts.

The most common drilling and blasting methods are benching and blasting with pyramid cut.

The **benching** method, is a fast and efficient method as the time-consuming cleaning of the floor between the blasts can be minimized. It is also easy to keep the shaft free from water as a pump can always be placed in the lower blasted part of the shaft. The drilling and charging pattern is similar to that of smaller surface blastings.

The burden and spacing vary with the hole diameter but the drilling pattern is more closely spaced than for surface blasting due to higher constriction.

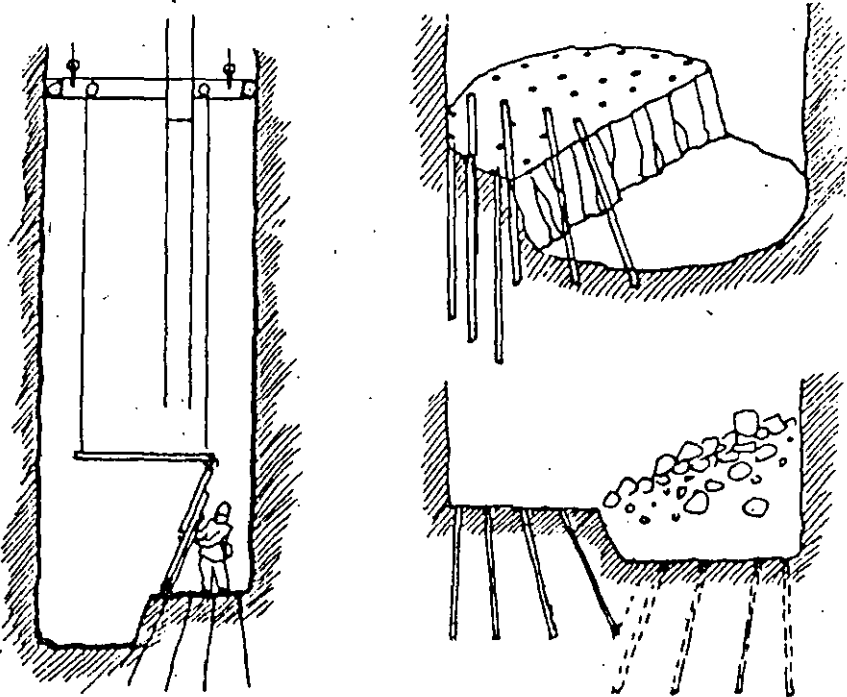


Fig. 7.23 Shaft sinking by benching.

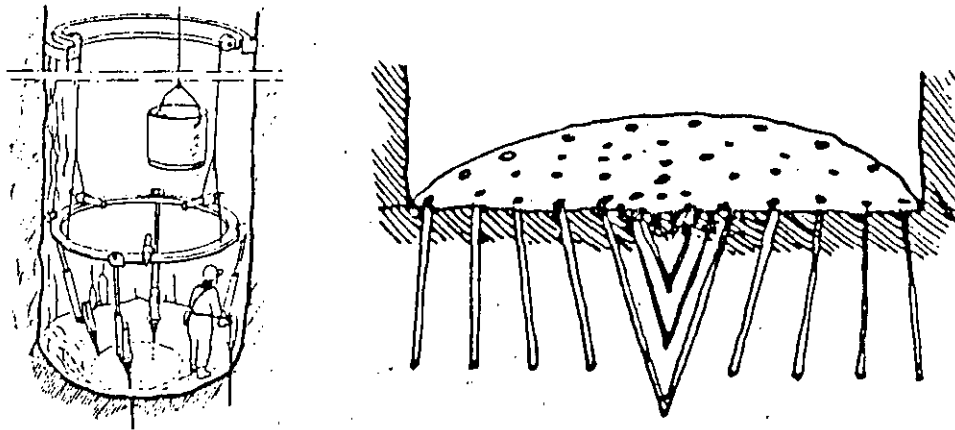


Fig. 7.24 Shaft sinking with pyramid cut.

Shaft sinking with pyramid cuts is similar to tunnel blasting with V-cuts. The drilling is done with a "drill-ring" which is composed of a circular I-beam to which the drilling machines are fixed. The "drill-ring" may be fixed to the shaft walls with bolts. Due to the construction of the "drill-ring", the cut will be conical.

The explosives used in shaft sinking must always be water resistant. Even if the ground is dry, the flushing water from the drilling will always stay in the blastholes.

For this reason explosives with excellent water resistance properties are preferred. Emulite 150 and Dynamex M are easily tamped to utilize the hole volume well, thus decreasing the number of holes and the drilling and charging time. The specific charge in shaft sinking is rather high, ranging from 2.0 kg/cu.m. to 4.0 kg/cu.m.

The initiation of the blast may be done with electric detonators or non-electric detonators. As a sink shaft is a small confined area, thunderstorms are a particular hazard as stray currents tend to be transmitted down the shaft on pipes and cables. To avoid problems with evacuation of the blasting crew during a thunderstorm, NONEL detonators should be used.

### 7.2.2 Raise shafts.

The drifting of raise shafts – shafts which are driven from blasted underground chambers or tunnels, vertically or inclined upwards – is one of the most difficult, most costly and most dangerous undertakings in mining and construction.

As the drifting of raise shafts has increased in the world, new methods have been developed to make the work more mechanized, cheaper and safer.

Raise shafts were drifted in more or less the same way for decades until the 1950's when new types of raise shaft elevators were taken into use.

Various raise shaft drifting methods where blasting is part of the method.

Older methods:

- Timbered shafts
- Open shafts

Modern methods:

- Boliden elevator type Jora
- Alimak Raise Climber
- Longhole drilling

To start with the older methods, the timbered shaft method was the most common method in Sweden until some 40 years ago and is still occasionally used for shorter shafts. The raise shaft is driven vertically and divided into two sections by a timber wall which is extended before each blast. When the round is fired, one section is filled with rock. The blasted rock will then act as a working platform for the next round. In order to maintain the working height at the face some rock has to be excavated after each blast. The second section is used as a ladderway and for transportation of equipment, drill steel, explosives and timber. The ventilation is also placed in this section which is covered during blasting.

Timbered raise shafts have been driven up close to 100 m, but normally the maximum height should not exceed 60 m. The cross section area is usually 4 sq.m. and the advance per round approx. 2.2 m.

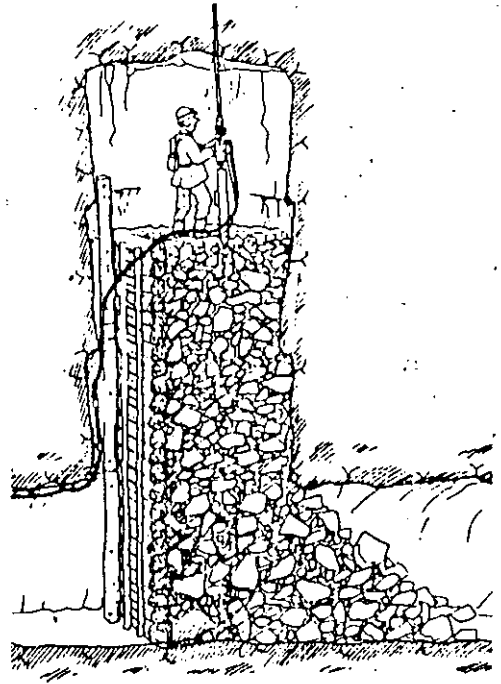


Fig. 7.25 Timbered raise shaft.

The timbered shaft method was replaced by open shaft methods when the cost of timber became too high. In one of these methods a working platform of planks is laid on timber which is supported by bolts in the shaft walls. New bolt holes are drilled in the shaft walls when the round is drilled so the platform can be moved upwards as the work proceeds.

Another open shaft method is to use steel tubes instead of timber. The steel tubes are bolted to the shaft walls and the tubes support the platform.

The open shaft methods are rarely used and when used, only for short raises, up to 25 m. From a safety point of view none of the open shaft methods is to be recommended.

The cross section is normally 4 sq.m. and the advance approx. 2.2 m.

### The JORA lift method.

Raise shafting using a lift cage hanging on a wire which runs through a large drillhole has been used in Sweden and other countries since the 1940's, but it was not until the 1950's when Boliden AB developed the JORA lift, that the method came into wider use.

A large hole, diameter 110 to 150 mm, is drilled from an upper level in the center of the intended shaft. Through the hole a wire is sunk down to the lower level and a working platform with a lift cage is fastened to it. By a lifting gear the platform is elevated up to the shaft face by remote control from the lift cage. The drilling and charging are carried out from the platform on the top of the lift cage and some scaling can be done from the cage with the protection of the platform. During the scaling, drilling and charging operations the platform is fixed with bolts to the shaft walls. Before blasting the platform is lowered down and placed on a sledge like vehicle and towed aside. The wire is lifted up through the large hole before blasting. The large hole is used as cut hole in the blasting of the round. Due to the large size of the cut hole, advances of up to 4 m are obtained. The area is approx. 4 sq.m. and the maximum height is 100 m. In this method it is necessary to have free space above the shaft for the drilling of the large hole and for the placing of the lifting gear.

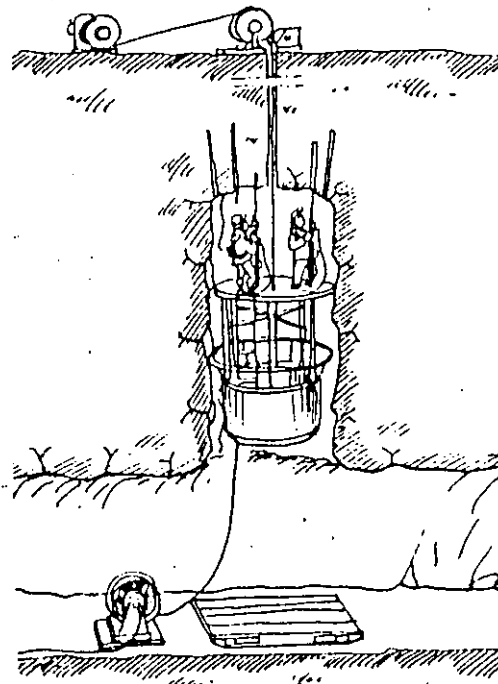


Fig. 7.26 The JORA lift.

### The ALIMAK Raise Climber.

The Alimak raise shaft driving method was introduced in 1957 and became the most utilized system in the world because of its flexibility, safety, economy and speed.

The equipment consists of a raise climber with a working platform, which covers practically the entire area of the shaft. Under the platform there is a cage for the transport of personnel, material and equipment. The raise climber is propelled by a rack and pinion system along a special guide rail. The rail system incorporates a tube system for the air and water supply to the drilling equipment. The system also provides air for the blasting with NONEL and to ventilate the raise after the blasting.



The platform is equipped with a protective roof under which the blaster stands during scaling and drilling operations. If the inclination of the raise shaft is  $60^\circ$  or less the scaling may be done gradually during the ascent under the protection of the previously scaled hanging wall.

The Alimak method can be used for vertical as well as inclined shafts. The lower limit of the inclination depends on the angle of repose of the rock:

Unlike other modern methods for raise shafting, the Alimak needs only one point of attack, the lower one. The

upper break-through point may be prepared while the raise is driven.

The lengths which may be driven are only limited by the time which is at the blasting crews' disposal for ascent, scaling, drilling, charging, descent and blasting. For an 8 hour shift, the upper limit should be around 2,000 m. The lengths are also limited by the type of drive. The air-driven raise climber may be used for up to 150 m shaft length, electric drive up to 900 m. For longer shafts diesel-hydraulic driven climbers are used.

The area is normally 4 sq.m., but inclined shafts have been driven full face up to 36 sq.m.

Drilling and charging patterns are the same for all above mentioned raise shafting methods. Normally a raise shaft of 4 sq.m. is driven upwards and then the shaft is stoped to its final area. However, sometimes the shaft is driven "fullface" and as mentioned earlier areas up to 36 sq.m. have been successfully blasted.

The drilling and firing pattern for a raise shaft does not differ from that of a horizontal tunnel of the same size.

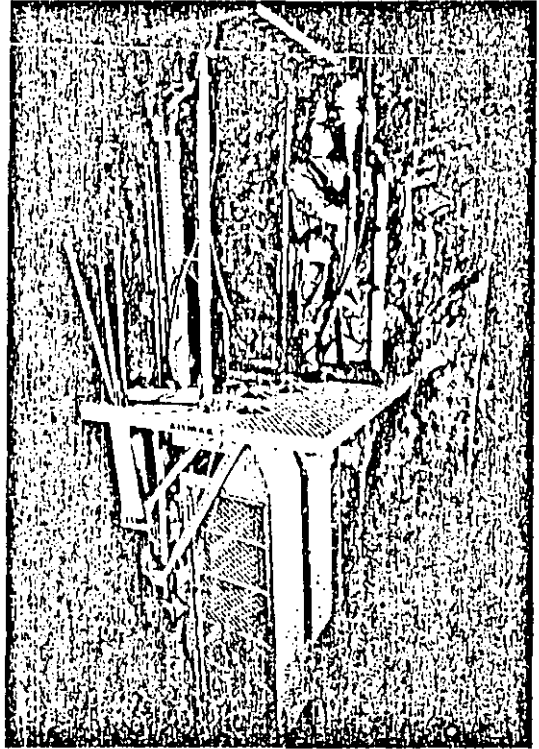


Fig. 7.27 The ALIMAK Raise Climber.

The Alimak work cycle:

**Drilling:**

The drilling and charging is carried out from the raise climber's platform under a specially designed protective roof. Both air and water to the drilling machines are supplied through tubes in the guide rail sections.

**Blasting:**

After drilling and charging the round, the raise climber is driven to the bottom and under the roof of the drift. During the blast, the climber is therefore well protected from falling rock.

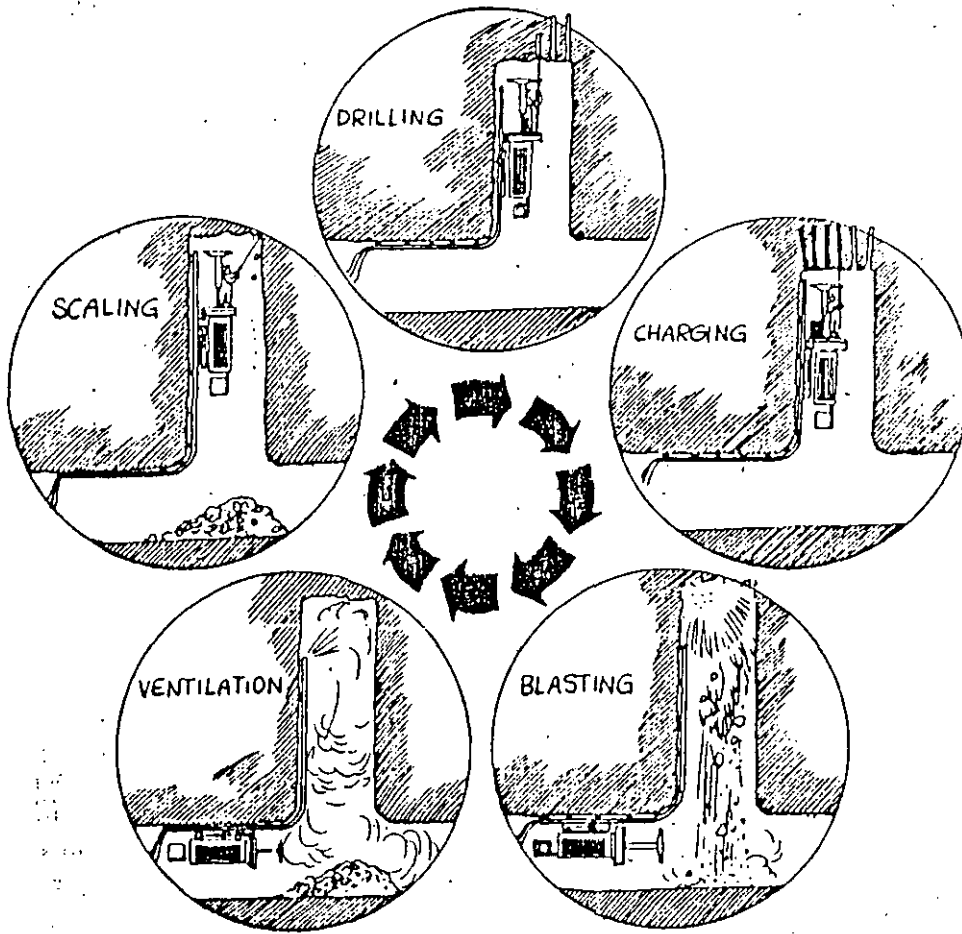


Fig. 7.28 The ALIMAK work cycle.

**Ventilation:**

After blasting the raise is ventilated and sprayed with water. The top of the guide rail is protected by a header plate which also acts as a water diffuser during the ventilation phase.

**Scaling:**

Scaling of the roof and walls of the raise is done from under the protective roof which gives the workmen good protection.

Generally large hole cuts are used and the design of the cut varies with the diameter of the large hole. (See 7.1.1 The cut, in Chapter Tunneling.)

The normal hole depth is 2.4 m and the expected advance 2.1 to 2.2 m.

The drilling is done with stopers, which are designed for raise driving, overhead drilling and roof bolting or drilling machines with jack legs.

For the blastholes drill series 11 (34 to 32 mm) is used and the large hole diameter is normally 75 mm.

For the stability of the walls and to avoid overbreak, the walls of the raise are normally smoothblasted. The smooth blasting method is also used if the shaft is to be widened at a later stage in order to avoid excessive scaling and to decrease the risk of rockfall.

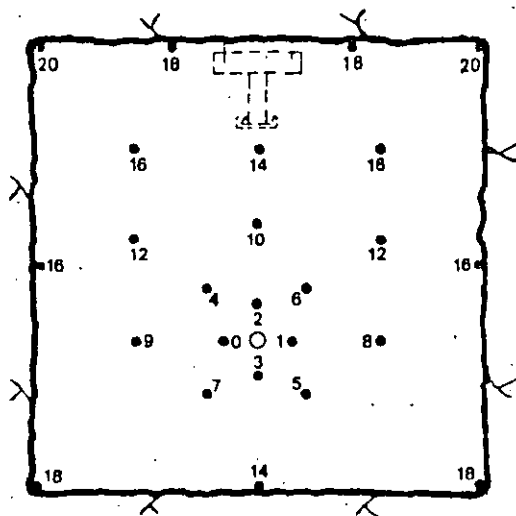


Fig. 7.29 Drilling and firing pattern for 4 sq.m. raise shaft.

A normal pilot shaft has an area of 4 sq.m. Normally one round is drilled and blasted per shift with an advance of 2.2 m. Working 2 shifts per day, the advance should be 4.4 m but taking disturbances in the work cycle into account, the long term advance is approx. 3.5 m/day or 70 to 90 m per month.

#### Shaft raising by long hole drilling.

In this method, all drilling is done downwards with parallel holes and the whole area is drilled at the same time:

Great precision in drilling and charging is a must and the lack of precision has earlier limited the practical height to 25 to 30 m. Now, with new drillrigs e.g. Atlas Copco Simba, the drilling can be carried out with great precision in any direction from vertical to 50°. With the Simba the deviation can be kept under 0.5 % for holes up to a length of 50 m.

The long hole drilling method is also advantageous from a safety point of view as all drilling and charging work is carried out from a safe location.

Two different cuts are used:

- large hole cut (blasting towards a large hole).
- crater cut (blasting towards the lower free face of the raise).

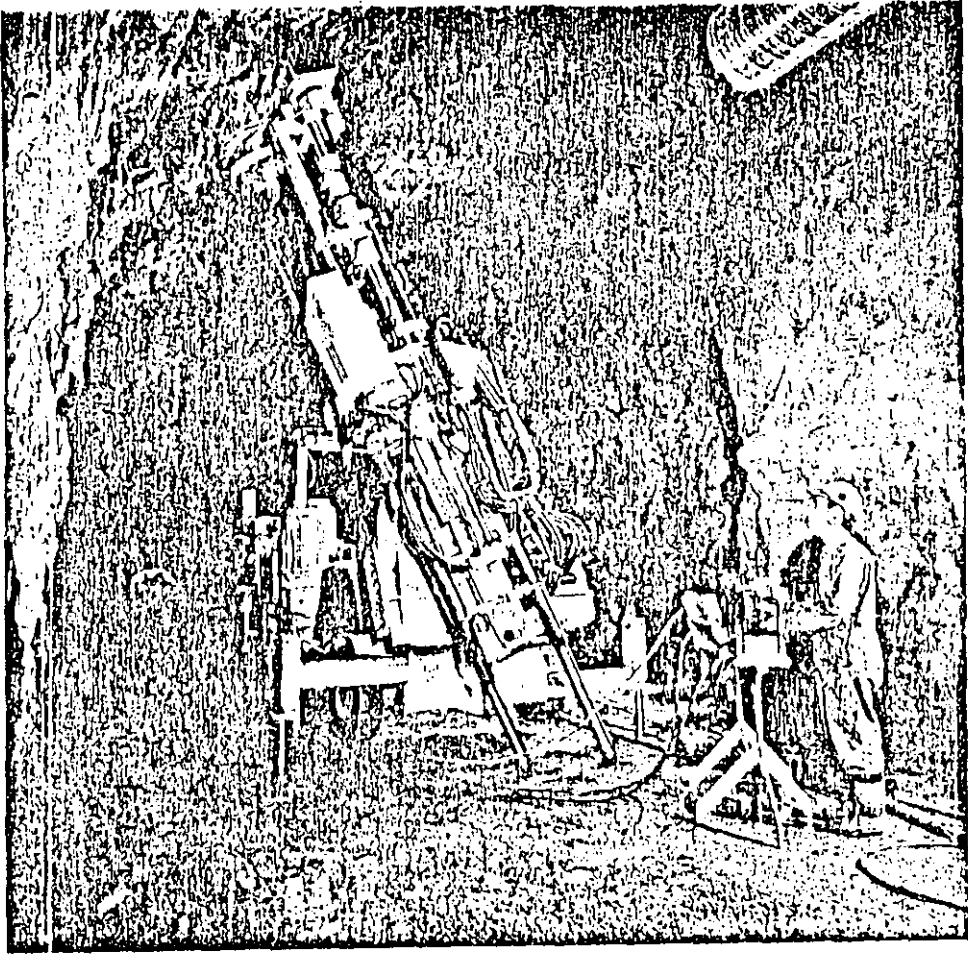
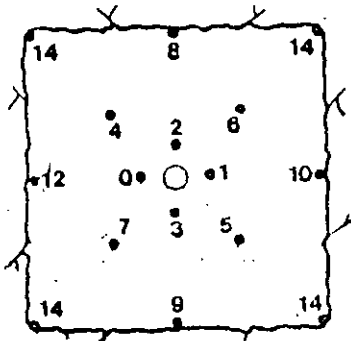


Fig. 7.30 Simba.

The large hole cut came first and is still the most common one. The drill holes in the round have a diameter of 50 to 75 mm and the central large hole is reamed to a diameter of 102 to 203 mm.



Large hole 163 mm  
Blastholes 64 mm

Fig. 7.31 Firing sequence for 4 sq. m. raise.

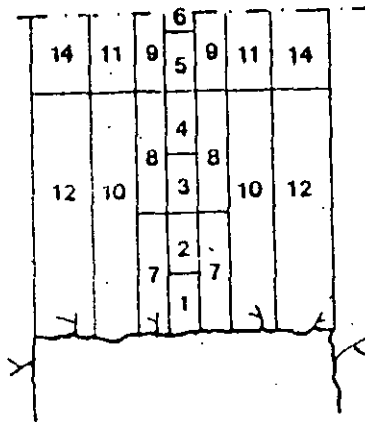


Fig. 7.32 Round sequence for raises with larger cross section.

The design and charging of the cut follow the same principles as described in Chapter 7.11 Tunneling, The cut. The firing sequence depends on the faulty drilling so the hole with the smallest real burden is fired with the lowest period number. It is therefore necessary to map every hole with regard to the faulty drilling.

The charging is done from the upper level. A piece of wood is lowered down on a rope and when the wood passes the lower mouth of the hole the rope is tightened and the piece of wood forms a plug for the lower part of the hole. The charges are lowered to the bottom of the hole. The hole should not be stemmed as the stemming may sinter and block the hole for the subsequent blast. The holes may be relatively overcharged compared with a tunnel cut as the charges are not confined at either end. Furthermore, the blastholes are normally of larger diameter than those used in tunnels. The risk of recompaction of the rock in the cut section can be considered as low even if the holes are considerably overcharged.

### Crater blasting.

The blasting of a long hole drilled raise can also be carried out towards the free lower surface of the raise with a crater cut. No large diameter center hole is needed but the blastholes normally have a larger diameter than in the previous method. The crater blasting method is used only for the cut section to open a hole of approx. 1 sq.m., then normal stoping will follow.

The crater cut consists of five holes, one center hole and four edge holes. The center hole is blasted first whereupon the edge holes are blasted one by one with different delays.

Before charging, the holes are plugged with a piece of wood which is lowered down from the upper surface on a rope and secured to the lower rock surface. The hole is then filled with sand to the calculated level of the explosives charge. The charge should have a diameter close to that of the hole.

The charge is then stemmed with water. (Any other stemming may sinter and block the hole, making subsequent blasting operations impossible.)

The requisite charge weight and depth of the charge are calculated from Livingstone's theories as follows:

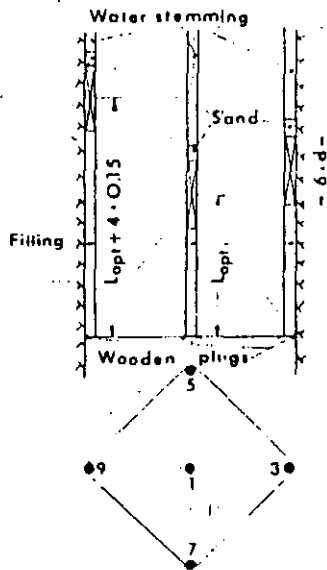


Fig. 7.33 Drilling, charging and firing pattern for crater cut.

1. The length of the charge shall be 6 times the blasthole diameter.

$$l = 6 \times d \quad (\text{mm})$$

2. The optimum depth of the charge is 50 % of the critical depth.

$$L_{\text{opt}} = 0.5 \times L_{\text{crit}} \quad (\text{mm})$$

3. The critical depth depends on the charge weight.

$$L_{\text{crit}} = S \times Q^{1/3} \quad (\text{mm})$$

where S = the strain energy factor approx. 1.5 (depending on the explosive used and the type of rock)

Q = charge weight in kg.

4. The charge weight is then

$$Q = \frac{3 \times d^3 \times \pi \times p}{2} \quad (\text{kg})$$

where p = charging density (1.2 kg/liter for Emulite 150 and 1.35 kg/liter for Dynamex M)

5. The optimum charge depth is then related to charge weight, explosives density, blasthole diameter and strain energy factor as follows:

$$L_{\text{opt}} = 0.5 \times S \times \sqrt[3]{\frac{3 \times \pi \times d}{2} \times d \times 10} \quad (\text{mm})$$

The crater theory is valid only for the center hole. The charge of the edge holes is placed so that the burden is less than the charge depth of the crater hole. The charge depth increases with 10 to 20 cm between each hole.

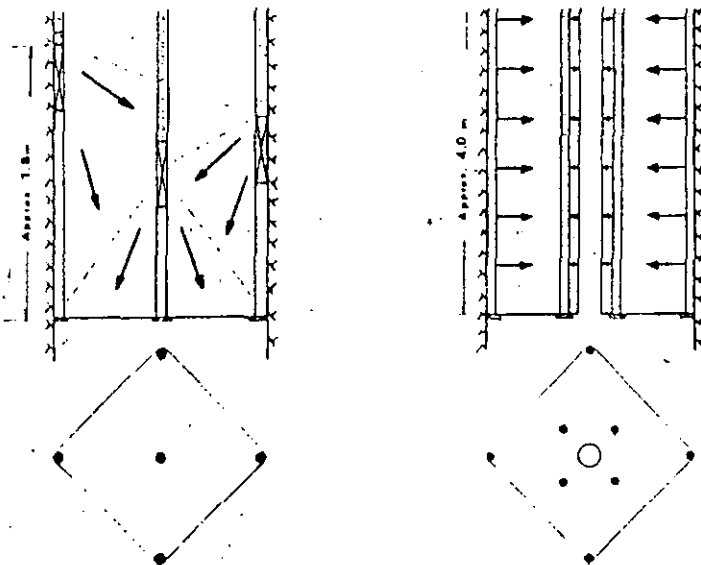


Fig. 7.34 Comparison of crater cut and standard large hole cut.

The advantages with crater cut compared to large hole cut are:

1. Lower cost for drilling and explosives as less holes are drilled in the cut. The same hole diameter is used in all holes.
2. Drilling precision is not as essential as for large hole cuts.
3. Simpler blasting practice with less need for well trained personnel.

The disadvantage with the crater cut method is the relatively short rounds that may be shot each time.

### 7.3 Underground chambers.

The military defense forces started early to utilize solid rock for construction of fortifications which gave many advantages over surface construction. Solid rock is difficult to penetrate and underground chambers are difficult to discover and easy to guard.

The field of application is huge: Protection for guns, ammunition and soldiers, protection for submarines and smaller warships, storage for material, fuels and foodstuffs and not least as air-raid shelters for civilians.

Oil was initially stored in surface tanks, but after WWII storage in unlined storage chambers has become the most common method. The increased exploitation of sub-surface storage has to a great extent been due to the rapid development of rock blasting techniques. The increased mechanization of the operations has resulted in relatively unchanged construction costs over a number of years, while at the same time the price of land has increased considerably.

Common to all types of underground chambers is that they are well protected from a military point of view. They are well camouflaged and more difficult to damage than surface storage facilities if attacked from the air or overland. They require little land: surface space is only needed for access roads, ventilation etc. From an environmental point of view sub-surface storage is safer, as leakage does not often occur from underground chambers. It is safer than surface storage in case of fire, as the supply of oxygen is often insufficient to allow a bigger fire to develop.

Underground chambers have many fields of application:

- storage for different products
  - cold storage for food, wines, water, oil etc.
- garages, telephone exchanges, swimming pools
- military and civil stores and workshops
- air-raid shelters for people
  - aircrafts
  - warships
  - archives
- storage for lightly contaminated nuclear waste
- storage of nuclear residue
- hydro-electric powerstations

Some of the applications may be combined. In wartime, the space which is normally used for garages, workshops or swimming pools can be utilized as air-raid shelters.

The basis for underground chambers is a qualitative sound rock to build in. Some economic aspects have to be considered. If the chamber is located at too shallow a level, the cost of reinforcing the rock may be high as the quality of the surface rock is normally poorer than rock at deeper levels. However, deep location results in long access roads, which may cause problem both during construction and when the chambers come into use.

From the point of view of rock blasting techniques, the construction of underground chambers does not differ from that of tunnels of the same magnitude. The width of underground chambers cannot be too great due to the inability of the rock to support the roof by its own strength. For oil storage chambers and machine halls for hydro-electric power-plants, widths of 20 to 24 m have been constructed without need for heavy reinforcement. The height of the chambers may be up to 40 m.

Small underground chambers, with a height of less than 8 m are blasted as tunnels. In larger chambers, the operation has to be divided into several stages of drilling and blasting in which different methods are used:

- pilot tunnel with side stoping
- horizontal benching
- vertical benching.

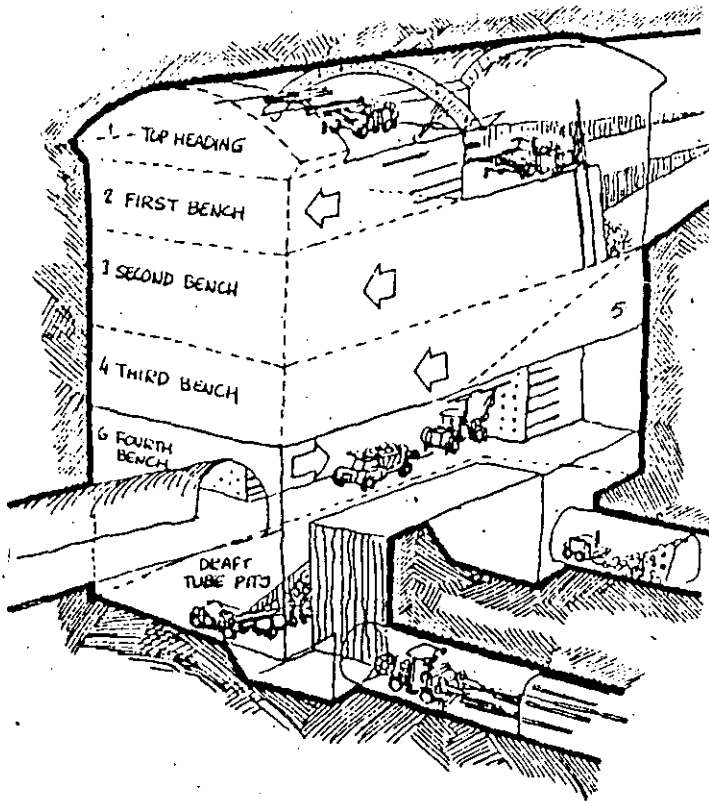


Fig. 7.35 Drifting stages in underground chamber.



The pilot tunnel is drifted at the roof of the chamber to facilitate scaling and reinforcement. The side stoping to full width is then carried out. Scaling and, if necessary, bolting and shotcreting of the roof are done simultaneously to avoid future expensive reinforcement work.

Then blasting is carried out in one or several benches. It is common for the first bench to be a horizontal bench utilizing the drilling equipment for the tunnel. Some rock chambers are also designed in such way that no space is available close to the wall for the boom of the vertical drilling equipment. The disadvantage with horizontal benching is that the height and depth of the round depends on the drilling equipment. The height is normally limited to 8 m and the depth of the round to 4 m. Other limitation on the blast design is that the blasthole diameter can rarely exceed 51 mm.

Excavation of the blasted material must be carried out between each blast. Vertical benching is the dominant method for benching in rock chambers. The advantages with vertical benching is that drilling and excavation may be carried out simultaneously. The bench height may be varied within a wide range and larger blastholes may be used, often with better economy as a consequence. It is also easier to obtain a smoother contour with vertical benches than with horizontal.

The charge calculations for the pilot tunnel, side stoping and horizontal benching are the same as presented in Chapter 7 Tunneling, where the side stoping is calculated as stoping holes with horizontal breakage and the vertical bench as stoping holes with upwards breakage.

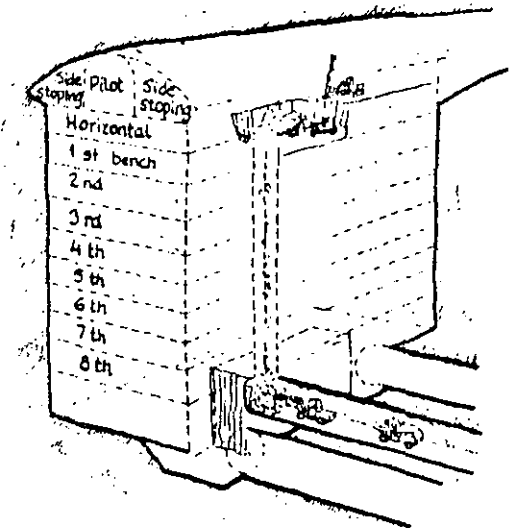
The vertical benching is calculated in accordance with Chapter 5 Bench blasting. If excavation is not carried out between the blasts, the specific charge has to be increased in order to compensate for movement of rock from previous rounds. See 5.8 Swelling.

Access tunnels are required for each bench for the transport of rock and equipment.

In certain cases, restrictions due to geological reasons, ground vibrations etc., may affect the execution of the work.

In Fig. 7.36 the roof must be bolted with 8 m long bolts and sprayed with concrete before any side stoping can be done.

The vertical bench is limited to a height of 4 m which makes it feasible to make a raise shaft, "glory hole", for the transport of the blasted rock. The raise shaft is a long hole drilled one, from the upper level and the blasting starts at the lower level. See Chapter 7.2.2.



*Fig. 7.36 Drifting stages for machine hall in hydro-electric power plant.*



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

**CURSOS ABIERTOS**

**VI CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA GEOLOGICA APLICADA A OBRAS  
SUPERFICIALES Y SUBTERRANEAS**

**MODULO II: LA MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION**

**TEMA V**

**ESTABILIDAD DE TALUDES EN ROCA, ANALISIS Y DISEÑO**

# ESTABILIDAD DE TALUDES EN ROCA

Ing. David Yáñez Santillán

Tema	Horas	Pág
1. INTRODUCCION	10 min	2
2. FACTORES QUE INFLUYEN EN LA ESTABILIDAD DE TALUDES	1 hora	21
2.1 Factores geológicos		
2.2 Factores mecánicos		
2.3 Factores geométricos		
3. MECANISMOS DE FALLA EN TALUDES	20 min	37
4. ANALISIS DE ESTABILIDAD PARA FALLA PLANA	40 min	42
4.1 Modelo teórico		
4.2 Caso real P.H. Aguamilpa, Nay.		
5. ANALISIS DE ESTABILIDAD PARA FALLA EN CUNA	1h 20min	46
5.1 Modelo teórico		
5.2 Caso real P.T. Topolobampo, Sin.		
6. ANALISIS DE FALLA POR VOLTEO	20 min	54
7. ANALISIS DE FALLA CIRCULAR O COMBINADA	40 min	55
7.1 Modelo teórico		
7.2 Caso real P.H. Aguamilpa, Nay.		
8. TRATAMIENTO	1h 10min	64
8.1 Control de uso de explosivos en banquetes		
8.2 Limpieza de la superficie		
8.3 Anclaje		
8.4 Concreto lanzado y malla		
8.5 Drenaje		
8.6 Obras adicionales		
9. INSTRUMENTACION	20 min	87
9.1 Inclínómetros		
9.2 Extensómetros		
9.3 Piezómetros		
9.4 Puntos de control topográfico		

# 1. INTRODUCCION

## INTRODUCTORY LECTURE ON OPEN EXCAVATIONS

ALCIBIADES SERRANO GONZALEZ, Dr. Ing. C. C. P.

Laboratorio de Carreteras y Geotecnia (CEDEX) Madrid, Spain

### 1. INTRODUCTION

Open excavation is a very extensive subject so I have to limited myself to just one aspect of it if I am to say something particular in this brief lecture.

I will concentrate on one of the main topics of this Conference: Rock slope stability analysis.

In an excavation, instability of rock slopes occurs when part of the rock mass moves significantly in relation to a substratum which remains relatively stable. Large strains, which generally correspond to shear stresses that have exhausted the strength of the material, appear in the surface separating the moving mass from the substratum. In that surface, limit equilibrium stress conditions are met.

Stability analysis consists of determining for each slope a number, namely its safety factor,  $F$ .

In any slope a number (possibly an infinite number) of potential failure surfaces may be considered. Each of them has its own safety factor. The minimum safety factor among the set of safety factors of the various potential failure surfaces is the safety factor of the slope.

Safety factors can be defined in many ways. Some of them are only applicable to some slope failure mechanisms. That is something I shall not go into here. My concern is simply to underline the fact that for any set of potential failure surfaces the determination of the safety factor requires the input of the following data:

- Failure mechanism and geometry of the relevant failure surface.
- Strength properties to be considered in the rock mass, the interfaces of the failure mechanism and above all

in the failure surface.

- Loads to which the rock mass is subjected, particularly water pressure.

Engineers lack certainty when trying to establish the safety factor of rock slopes.

In order to know the failure mechanism one must have detailed information on the discontinuities of the rock mass. The most important aspects are:

#### Parámetros

- Orientation
- Spacing
- Size and shape of the blocks or structures formed by the discontinuities
- Shear strength
- Persistence
- Aperture
- Other characteristics (filling material, roughness, weathering, etc.).

All these data are seldom gathered. The surface of rock exposure studied is limited: some characteristics, such as persistence, are practically impossible to observe at depth, and above all the almost infinite quantity of observations to be done make an exhaustive investigation impossible. Minor geological details may always remain undetected, with the result that the real failure mechanism may not get analysed.

Besides the above mentioned formation features, shear strength should be considered, and that aspect involves as much uncertainty as the others.

Often limitations in budget and time preclude a complete investigation of this characteristic, so assumptions have to be made based on direct observations, correlation with experience, etc. Even in the case of a research program,

As complete as possible has been carried out, it always has limitations. We have only a small number of tests at our disposal and the strength values derived from them are generally not the same. Moreover, strength is a very complex factor which involves rheological behavior, progressive failure due to the propagation of failure surfaces, etc.

Finally, another aspect must be considered, and that too lies in the realms of uncertainty: the loads to which the slope is subjected. There is little doubt about the overburden pressure, but on the other hand water action is not well defined generally. Hydrogeological conditions are not known with exactitude and keep changing with time, sometimes suddenly, as after a heavy storm. In some regions seismic activity is a decisive aspect and that too is a factor full of uncertainties.

Under these circumstances the engineer who has to judge on the safety of a given slope always makes even unconsciously, a probabilistic decision. He chooses a particular failure mechanism, a shear strength and some particular loads.

When a slope is calculated in a deterministic manner there is always an important subjective component which plays the role of a probabilistic data interpretation.

The probabilistic approach tries to objectivize this component by quantifying their uncertainty. The major advantage of this procedure lies in that it allows a logical and systematic analysis of uncertainty to be done (Chowdhury, 1984).

Instead of considering the rock mass as an ideal structure defined by fixed oriented discontinuities one can assume a statistical distribution for them. This spatial distribution has its limitations, but is more realistic. Other properties of the discontinuities such as spacing, persistence, etc., have their own statistical distribution too, Serrano and Castillo (1974), Morris and Stotter (1983).

Also the geomechanical parameters that control the behavior of the discontinuities and the intact rock have their own statistical distributions. The same can be said of the external forces acting on the rock mass (basically, water and seismic effects).

So all the parameters affecting slope stability could be considered as statistical variables each with a specific probability. In some cases, either because very reliable data are available or the relevant variable has little influence, or because it is necessary to simplify the approach, some parameters will be deprived of their statistical nature and assigned constant values.

In a feasibility study for a mining project, Morris and Stotter (1983) note that the quantity of geotechnical data available is very limited and no basis therefore exists for such an approach. On the other hand, during the exploitation of a mine there is always chance to collect large amounts of data on rock structure and discontinuities which are then relevant to final slope design. In these cases Morris and Stotter (1983) discussed the use of a computer for a bivariate sampling of the structural data. They applied the Monte Carlo method to structural data and strength parameters and established both the advantages and the limitations of an optimisation approach based on probabilistic techniques.

The safety factor,  $F$  defined for a given failure mechanism as the ratio between the resisting forces or moments and the disturbing forces or moments, will be a statistical variable whose probability depends on the probabilities of the resisting forces, disturbing forces and failure mechanisms.

Reliability  $p_s$  is the probability that a slope is safe, i.e., that the safety factor is greater than 1:

$$p_s = (F > 1)$$

The probability of failure  $p_f$  (probability of  $F$  being smaller than 1) is the complement to one of  $p_s$ :

$$p_s + p_f = 1$$

The probabilistic approach to slope stability consists of seeking  $p_s$  or  $p_f$  (Fig. 1, Serrano and Castillo, 1974).

For high values of  $p_f$  the magnitude calculated is not sensitive to the statistical distribution assumed, but

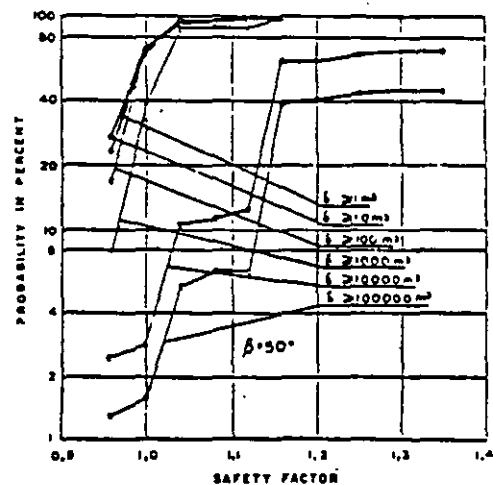
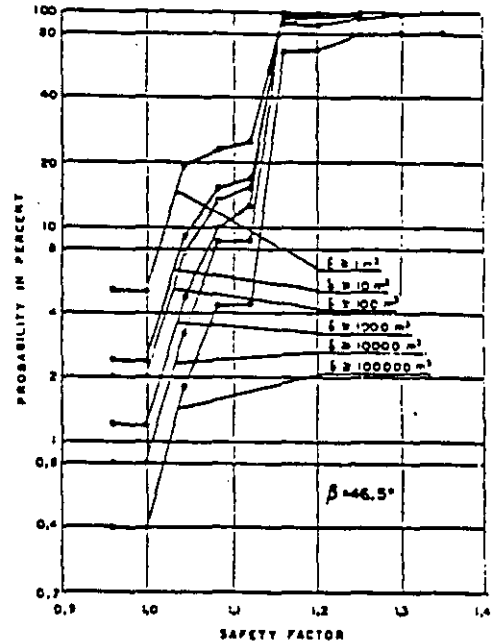


FIG. 1.- Probability of safety factor. Cedillo slope. Serrano and Castillo (1974).

for low values ( $p_f \leq 10^{-3}$ ), which are the normal case, it is very sensitive, so the distribution values are of great importance. Chowdhury (1984).

If the statistical distribution is known, basic statistical parameters of the random variables should be calculated to estimate the probability of slope failure and its distributions. Two methods can be used to achieve this: Taylor's series approximation and Rosenbluth's method.

Otherwise, the distribution of the safety factor can be determined by repeatedly taking a set of values for the basic stochastic parameters and using an appropriate formula for the calculations. Monte Carlo simulation techniques can be used to obtain the probability distribution of the safety factor.

Serrano and Castillo (1974) using discrete separate histograms for the various parameters involved applied a techniques which to some extent can be considered as intermediate. The basic concepts underlying the use of probabilistic techniques in the design of rock slopes have been established by B.K. McMahon (1971), (1975), A.A. Serrano and E. Castillo (1973, 1974), A.S.E. Moss and O.K.H. Steffen (1978) and E.H. Vanmarcke (1980).

Probabilistic calculation is always based on deterministic calculation.

First it is necessary to find the probability of the safety factor or a given failure mechanism. Then, one must combine that, with the probability of that mechanism occurring.

Thus, the assumption of a failure mechanism is basic to any calculation and in addition to that one must establish a methodology for the analysis of safety factor of the mechanism assumed.

## 2. CALCULATION METHODS

The calculation methods applicable to the stability analysis of a rock mass may be grouped as indicated in the following Table:

### 1. Complete solutions

Finite elements method  
Others

### 2. Incomplete solutions

Static methods  
Kinematic methods

### 3. Limit equilibrium methods

#### 2.1. Complete solutions

This type of approach attempts to study the stress-strain process undergone by the slope during excavation.

A complete solutions consists essentially of solving according to the continuum mechanics, the internal equilibrium equations for every element of the rock mass and, having first established the boundary conditions, using the constitutive equations of its component materials.

The final product is the stress-strain distribution for all the elements of the rock mass.

Practically, the only method currently used to achieve this, is the Finite Elements method.

Although it is a very powerful method which in theory satisfies all the requirements needed to achieve a complete

solution to the problem, it does have limitations restricting its field of application.

Its use requires such a complete knowledge of the mechanical behaviour of the rock mass and its discontinuities that only in very few cases can realistic quantifications be reached.

The situation worsens when trying to compare the actual stress-strain condition of the slope with the one that would happen at the limit state of failure, when the behaviour of the material becomes plastic.

The constitutive equations of materials outside the elastic field are very complex and, generally speaking, there are no models available which are appropriate to be used in practice, though there are plenty of models in the literature: Serrano (1983), ISSMFE Sub-Committee on Constitutive Laws of Soils (1985).

Phenomena such as progressive failure and energetic instability make still more problematic the use of the Finite Elements method today.

#### 2.2. Incomplete solutions

Whereas with a complete solution method one tries to find the actual solution through the compatibility of the stress and strains fields, these fields are separated in incomplete solutions, where what are either equilibrium distributions of stresses (static solutions), or compatible distributions of strains or displacements (kinematic solutions), which may not be the actual solution but which meet the following conditions. Fig. 2a.

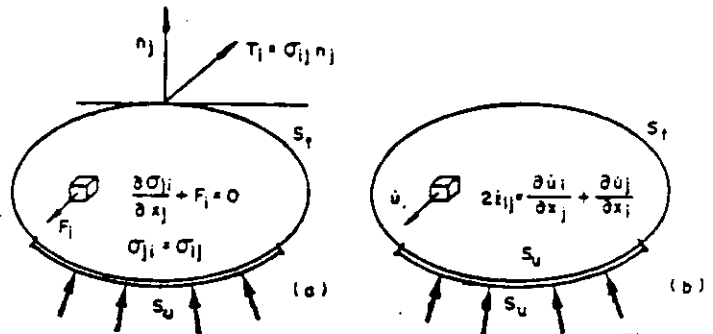


FIG. 2a.- Incomplete solutions. (a) Static field. (b) Kinematic field. (Chen, 1975)

#### STATIC SOLUTIONS STRESSES FIELD

##### Equilibrium:

- Stresses are in equilibrium
- Fulfil the boundary conditions

##### Static admissibility:

- Do not violate the criterion of plasticity

#### KINEMATIC SOLUTIONS STRAINS FIELD

- Strains are compatible
- Fulfil the boundary conditions

##### Kinematic admissibility:

- According to flow rules

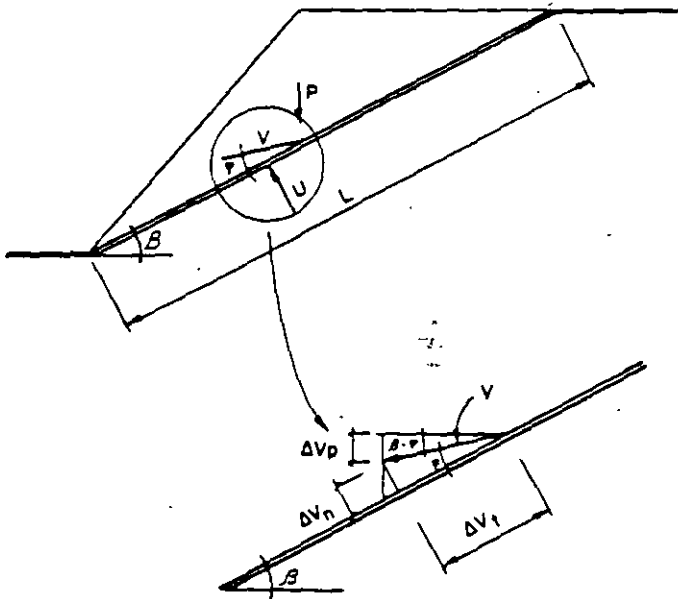
The limit state theorems of Drucker, Greenberg and P. (1951), based on a Hill's principle provide the bases for tackling this sort of solutions. Within the field we are concerned with the theorems could be stated as follows:

Lower Bound or Static Equilibrium theorem

If a stress field can be found (not necessarily the one which occurs in reality) which at every point meets the static equilibrium conditions and does not violate the strength criterion of the material, the slope is stable.

Upper Bound or Dynamic Equilibrium theorem

If a certain movement mechanism can be found being kinematically possible and such that the work provided by the external forces (in this case, primarily gravity) is greater than the work associated to the movements (produced by shear stresses along the slip surface and internal strains of the sliding mass), the slope fails. Fig. 2b.



$$\Delta V_p = V \sin(\beta - \varphi)$$

$$\Delta V_n = V \cdot \sin \varphi$$

$$\Delta V_t = V \cdot \cos \varphi$$

WORK OF EXTERNAL LOADS.

$$\int T_i du_i ds + \iiint F_i du_i dv = PV \sin(\beta - \varphi) + UV \sin \varphi$$

PLASTIC WORK.

$$\Delta W = \int \Delta V_f \cdot C \cdot ds = V \cos \varphi \cdot C \cdot L$$

UPPER BOUND THEOREM.

$$P \sin(\beta - \varphi) + U \sin \varphi \geq \cos \varphi \cdot C \cdot L$$

$$P \sin \beta \geq C \cdot L + [P \cos \beta - U] \cdot \varphi$$

$$T \geq T_R$$

These theorems do not give the exact solution but they inform to us that reality lies somewhere between the two bounds, which enables one to approximate gradually to the true solution.

2.3. Limit Equilibrium

Actually, nearly all slopes are calculated in practice by some limit equilibrium method which essentially implies the following steps:

- A failure mechanism which defines one or several failure surfaces.
- A shear strength law for the failure surface or surfaces.
- Definition of a safety factor as a ratio of the shear stresses generated along the failure surface and the maximum strength which could be mobilised.
- Constraints are set to deal with statically indeterminate conditions along the failure.

It will be seen that the limit equilibrium method, although it may appear to fall within the category of "upper bound" methods, does not belong to that category, because it does not fulfil the following conditions:

- Movements are not produced according to a flow rule.
- It does not apply energy relationships (imposing only stress conditions).
- The limit equilibrium method is therefore neither an upper bound nor a lower bound method. Izbicki (1981) calls it "a reduced upper bound method" (it gives a safety factor slightly below those obtained by the strict application of the upper bound).

The shear strength law generally applied is the Mohr Coulomb theory ( $\tau = C' + \sigma'_n \tan \phi'$ ). But nowadays other nonlinear laws are beginning to be used, such as

$$\tau = A \cdot \sigma_n^B$$

Fig. 3. (Denby et al. 1983). Figs. 4a and 4b show the differences between the results given by each of those laws for circular and plane failures respectively. As it can be seen in the pictures, the criterion used may have a strong influence on the final results of the analysis. This should be kept in mind in those cases where the shear strength laws for the discontinuities and the rock mass are non linear.

3. FAILURE MECHANISMS AND STABILITY ANALYSIS

3.1. Failure Mechanisms

The failure mechanism of a particular rock slope is determined by the detailed geological and hydrogeological conditions and by the mechanical behaviour of the intact rock and its discontinuities.

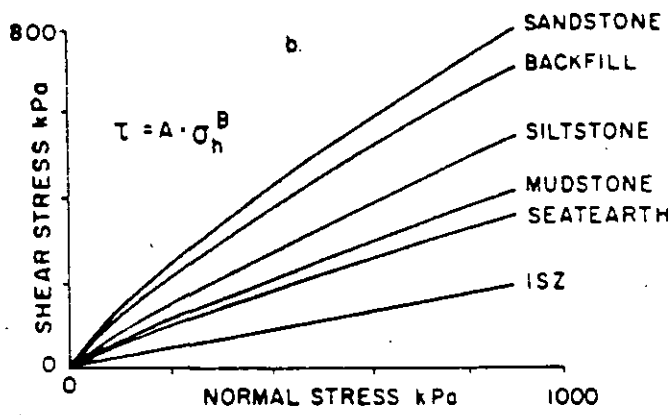
The unstable mass appears bounded by the failure surface, which is a boundary surface.

Boundary surfaces may be due to:

- Pre-existing structural discontinuities
- Failure surfaces occurring through the intact rock
- Mixed surfaces

To simplify the study of stability, failure mechanisms will be classified according to the following Table:

FIG. 2b.- Upper bound solution



	A	B
SANDSTONE	3.6	0.8
BACKFILL	3.1	0.8
SILTSTONE	1.2	0.9
MUDSTONE	0.94	0.9
SEATEARTH	0.59	0.95
ISZ	0.21	1.0

FIG. 3.- Curved shear strength envelope (Denby et al., 1983).

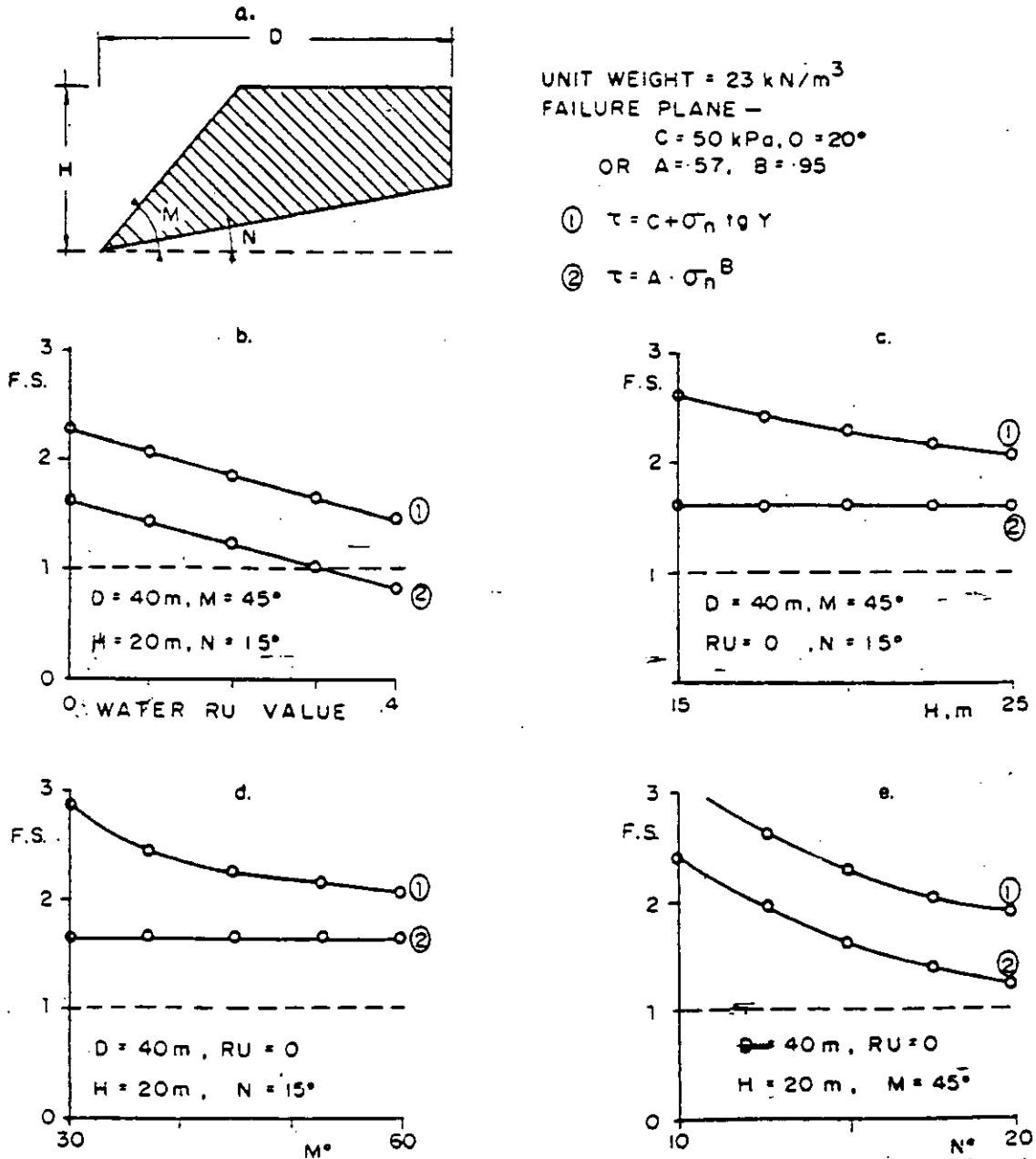
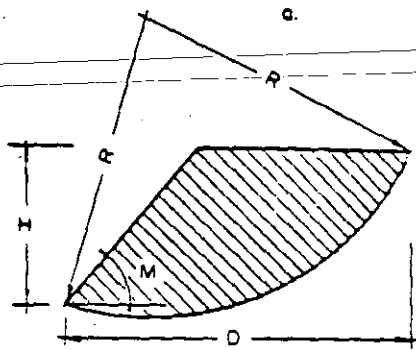


FIG. 4a.- Comparison of calculated factor of safety using linear and curved shear strength envelopes for planar failure case study (Denby, et al., 1983).





UNIT WEIGHT = 20 kN/m<sup>3</sup>  
FAILURE PLANE

$$C = 50 \text{ kPa}, \phi = 30^\circ$$

$$\text{OR } A = .69, B = .98$$

$$\textcircled{1} \tau = C + \sigma_n \tan \phi$$

$$\textcircled{2} \tau = A \sigma_n^B$$

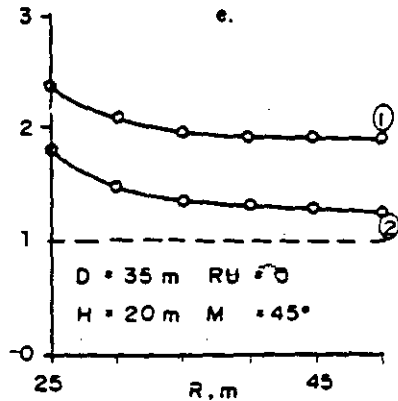
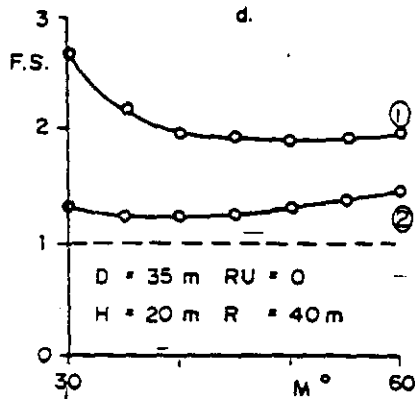
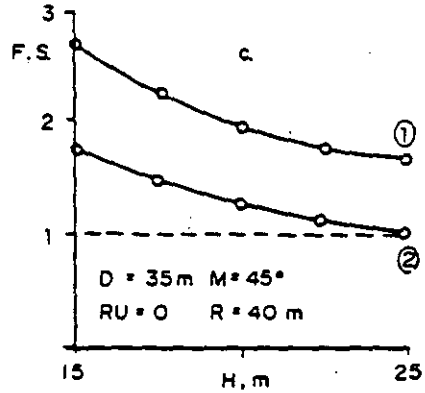
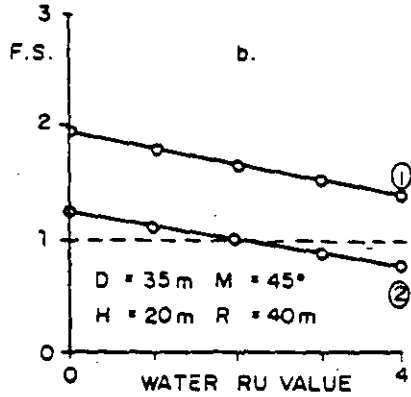


FIG. 4b.- Comparison of calculated factor of safety using linear and curved shear strength envelopes for circular failure case study (Benby et al., 1983)

TABLE N° 1

TIPOS DE FALLA

- I. SLIDING
- TRANSLATIONAL
    - Plane failure
    - Wedge failure
  - ROTATIONAL
- II. TOPPLING
- III. FALLS AND OTHERS
- LOCAL FAILURES
  - FALLS
  - WEATHERING

3.2. Sliding

This is a form of instability in which the moving mass is bounded by a failure surface which is either visible or could reasonably be inferred. Movement occurs by tangential displacement along that surface (Varnes, 1977).

Slides may be translational or rotational.

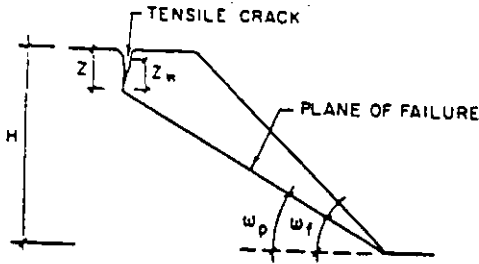
Translational slides are movements along more or less flat or gently undulating surfaces.

Movements are frequently controlled by weak surfaces such as:

- . Faults
- . Joints



Figure 7 shows a simple way to handle cases where a vertical tensile crack occurs.



$$\frac{(2c/\delta H)P + (Q \text{ctg } \psi_p - R(P+S)) \text{tg } \theta}{Q + R.S. \text{ctg } \psi_p} \quad (2)$$

$$P = (1 - \frac{Z}{H}) \text{cosec } \psi_p$$

$$Q = ((1 - \frac{Z}{H})^2 \text{ctg } \psi_p - \text{ctg } \psi_f) \text{sen } \psi_p$$

$$R = \frac{\gamma_w}{\gamma} \cdot \frac{Z_w}{Z} \cdot \frac{Z}{H}$$

$$S = \frac{Z_w}{Z} \cdot \frac{Z}{H} \text{sen } \psi_p$$

C = COHESION  
 θ = FRICTION ANGLE } IN THE PLANE OF FAILURE

γ\_w = WATER SPECIFIC WEIGHT

γ = SOIL SPECIFIC WEIGHT

Z = CRITICAL DEPTH OF TENSILE CRACK =  $(1 - \sqrt{\frac{\text{tg } \psi_p}{\text{tg } \psi_f}}) H$

Z\_w = HEIGHT OF THE WATER IN THE CRACK

H = DEPTH OF THE EXCAVATION

FIG. 7.- Simple plane failure with vertical tensile crack Hoek & Bray (1977).

b) Stepped plane failure

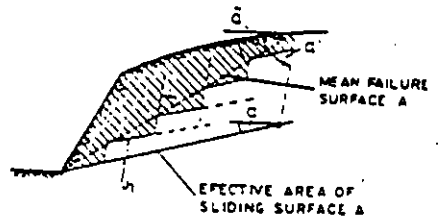
In this case failure occurs on a stepped slip surface formed by two sets of existing discontinuities in the rock mass (Fig. 8).

The equations which govern stability are the same as for a simple plane failure substituting the length, the area and the weight of the sliding prism by some effective virtual values.

Kovari and Fritz discuss the conditions under which simple plane or stepped plane failures occurs.

Jennings (1971) dealt with the case in which one of the families had tensile strength (Fig. 9).

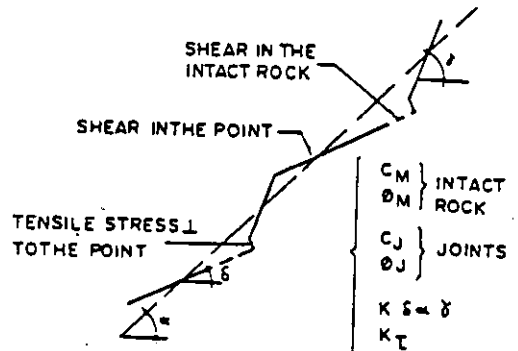
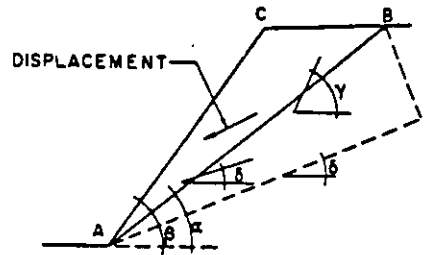
c) Polygonal plane failure



$$A = \bar{A} \cos(\bar{\alpha} - \alpha) \left[ 1 - \frac{\text{tg}(\bar{\alpha} - \alpha)}{\text{tg}(\theta_1 - \alpha)} \right] \quad (3)$$

$$W = \frac{1}{2} \gamma \bar{A} y = \gamma H \bar{A} \frac{\sin(\theta_1 - \bar{\alpha})}{2 \sin \theta_1}$$

FIG. 8.- Stepped plane failure. Kovari & Fritz (1984)



APARENT EFFECTIVE COHESION IN AB DIRECTION

$$C = (1 - K_{\delta} \gamma) (C_M + \sigma_N T_{\theta} \theta_M) \cos(\alpha - \delta) + K_{\delta} \alpha \gamma C_J \cos(\alpha - \delta) + (1 - K_T) \sin(\alpha - \delta)$$

(σ\_N = MEAN NORMAL STRESS ON A PLANE IN δ DIRECTION

$$N = \frac{W \cos \delta}{L_{\alpha} \cos(\alpha - \delta)} \quad (W: \text{WEIGHT } \bar{A} \bar{B} \bar{C})$$

APARENT FRICTION (θ\_0):

$$T_{\theta} \theta_A = K_{\delta} \alpha \gamma T_{\theta} \theta_J$$

$$F = \frac{L_{\alpha} C_{\alpha} + W \cos \delta \cdot T_{\theta} \theta_A}{W \sin \delta}$$

FIG. 9.- Stepped plane failure. Jennings (1971)

depending on the main discontinuities in the rock mass sliding can take place along a polygonal surface (Fig. 10).

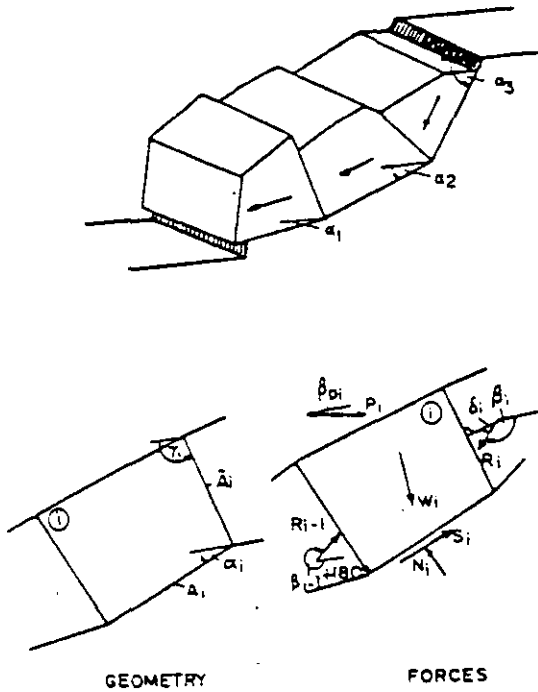
In a generic consideration, it is clear that sliding on such a surface is always associated with sliding between the different blocks.

Equations 4 give the thrust in a given block in terms of that transmitted to it by the one before.

Calculations are carried out downwards.

Equations 5 correspond to the frictional constraints set up on the internal slip surfaces.

An assumption must be made as to the direction of thrust between blocks in order to resolve the static indeterminateness.



$$R_i = k_{1i} \left( 1 - \frac{c_i A_i}{W_i + P_i^W + R_{i-1}^W} k_{2i} \right) (W_i + P_i^W + R_{i-1}^W) - (P_i' + R_{i-1}') \quad (4)$$

$$k_{1i} = \frac{F_i \sin \alpha_i - \cos \alpha_i \tan \theta_i}{F_i \cos(\alpha_i + \beta_i) + \sin(\alpha_i + \beta_i) \tan \theta_i}$$

$$k_{2i} = \frac{1}{F_i \sin \alpha_i - \cos \alpha_i \tan \theta_i}$$

$$c_i = c_i - \frac{U_i}{A_i} \tan \theta_i$$

$$F_i = F \text{ sign}(1, S_i)$$

$$\beta_i = -(\delta_i + \gamma_i + 90^\circ) \quad (5)$$

$$\tan \delta_i = \frac{1}{F_i} \left[ \tan \bar{\theta}_i + \frac{\bar{c}_i \bar{A}}{R_i \cos \delta_i} \right]$$

with  $\bar{F}_i = F \text{ sign}(1, \bar{S}_i)$

$$\bar{c}_i = \bar{c}_i \frac{\bar{U}}{A_i} \tan \bar{\theta}_i$$

FIG. 10.- Polygonal plane failure. Kovari & Fritz (1984)

Equations 4 and 5 make up a non-linear system of equations with the thrust between blocks and the value of the overall safety factor as unknowns.

### 3.4. Wedge failure

Having been repeatedly studied over the last 20 years, it is the paradigmatic type of failure in Rock Mechanics (see references).

This type of failure was also dealt with by Kovari and Fritz (1975, 1978, 1984) and as with plane failure, they differentiate three types of mechanism (see Fig. 11).

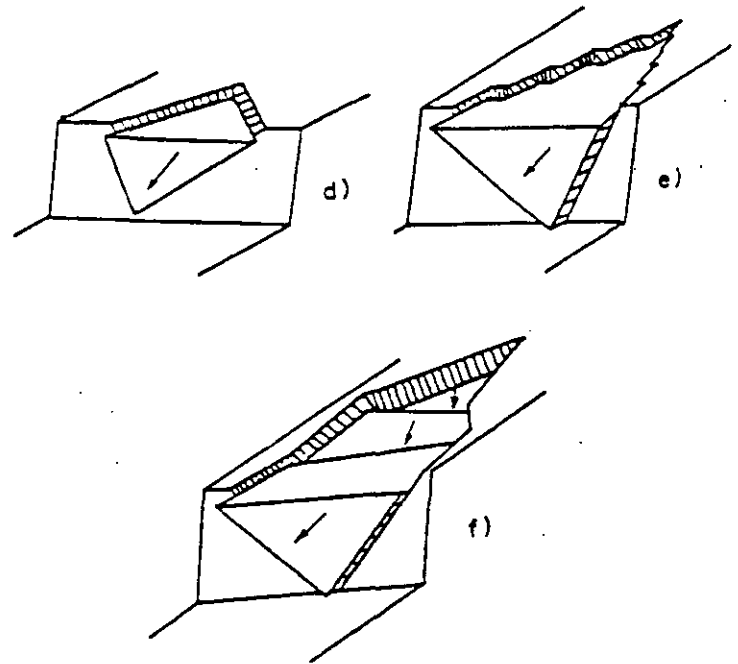


FIG. 11.- Wedge failure. Kovari & Fritz (1984)

- Simple wedge failure
- Stepped wedge failure
- Polygonal wedge failure

to this types of failures we could add the block failure, though from the analysis point of view this failure types can be studied as simple failures: plane or wedge failure.

Kovari and Fritz also proposed a systematic method for the mathematical analysis of their stability, which we set out below.

#### a) Simple wedge failure

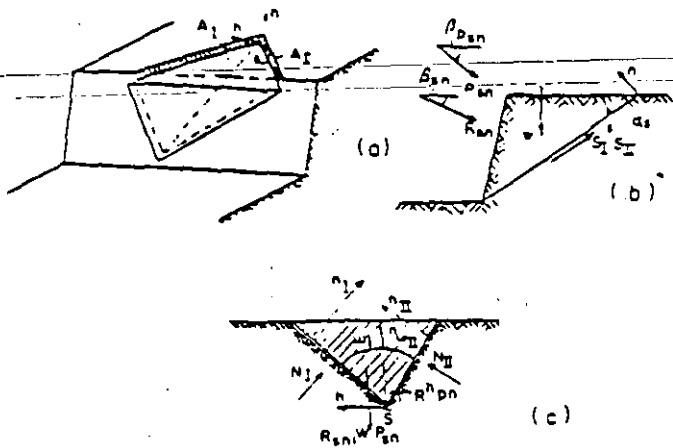
Fig. 12 gives an isometric view, a vertical plane section through the edge were the slip surfaces intersect, and a plane section perpendicular to that edge.

It is interesting to note that equations for wedge failure are essentially the same as those for plane failure, when substituting:

- The slope of the sliding plane for the slope of the wedge edge.

- The angle of friction,  $\theta$ , for a virtual friction,  $\theta^*$ .

- Cohesion in the failure plane for the sum of strengths of the wedge planes.



Isometric view and sections of a simple wedge  
 a) Isometric view  
 b) Vertical plane through line of intersection of the sliding surfaces  
 c) Plane normal to line of intersection

$$F = |q_1^* (\tan \theta^* + \frac{c_j A_I + c_{j'} A_{II}}{W + P^w} q_2^*) + q_1^* q_2^* \frac{R^h + P^h}{W + P^w}| \quad (6a)$$

$$q_1^* = \frac{\cos \alpha_s + \frac{R_{sn} + P_{sn}^r}{W + P^w} \sin(\alpha_s + \beta_{sn})}{\sin \alpha_s - \frac{R_{sn} + P_{sn}^r}{W + P^w} \cos(\alpha_s + \beta_{sn})}$$

$$q_2^* = \frac{1}{\cos \alpha_s - \frac{R_{sn} + P_{sn}^r}{W + P^w} \sin(\alpha_s + \beta_{sn})}$$

$$k^* = \frac{\sin \omega_{II} \tan \theta_I - \sin \omega_I \tan \theta_{II}}{\sin(\omega_I + \omega_{II})}$$

$$\tan \theta^* = \frac{\cos \omega_{II} \tan \theta_I + \cos \omega_I \tan \theta_{II}}{\sin(\omega_I + \omega_{II})}$$

$$c_j = c - \frac{U_j}{A_j} \tan \theta_j \quad (\text{for } j = I, II)$$

or rearranged the resultant  $R_{sn}$

$$R_{sn} = k_1^* (1 - \frac{c_j A_I + c_{j'} A_{II}}{W + P^w} k_2^* (W + P^w) - P_{sn}^r - k_1^* k_2^* (R^h + P^h)) \quad (6b)$$

$$k_1^* = \frac{F \sin \alpha_s - \cos \alpha_s \tan \theta^*}{F \cos(\alpha_s + \beta_{sn}) + \sin(\alpha_s + \beta_{sn}) \tan \theta^*}$$

$$k_2^* = \frac{1}{F \sin \alpha_s - \cos \alpha_s \tan \theta^*}$$

$$F = F \text{ sign}(1, S_I, S_{II})$$

FIG. 12.- Simple wedge failure. Kovari & Fritz (1984)

b) Stepped wedge failure

As with plane failure, John (1970) showed the possibility of stepped wedge failure when there are one or more families of secondary discontinuation (Fig. 13).

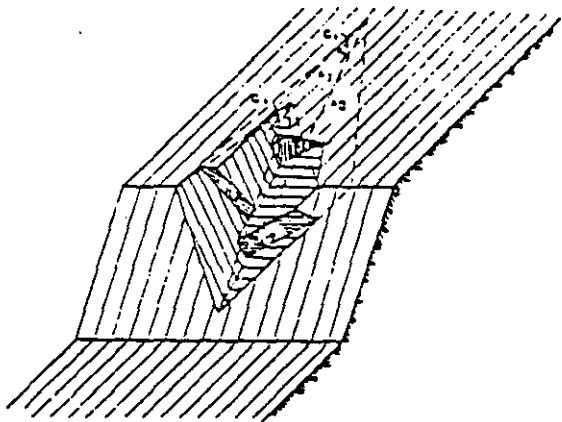


FIG. 13.- Stepped wedge failure. Kovari & Fritz (1984)

It is simple to handle analytically. The equations for single wedge failure may be used, provided that areas  $A_I$  and  $A_{II}$  are taken as effective areas, i.e., the projection of areas  $A_I$  and  $A_{II}$  on the primary slide planes. The direction of projection for  $A_I$  is the line on which  $A_{II}$  intersects  $J_I$ , the first plane of the secondary joint set intersecting  $A_I$ . The same can be said for the direction of projection of  $A_{II}$ .

c) Polygonal wedge failure

This is similar to polygonal plane failure but in this case three-dimensional blocks are formed. The mathematical treatment is analogous (Fig. 14)

Equations (7) give the contact forces between wedges. Friction constraints on the planes of separation between the wedges are expressed in equations 8.

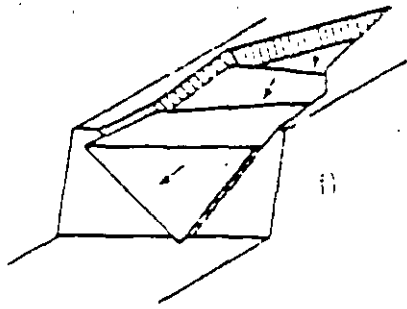
Equations 7 and 8 form a non-linear system of equations of  $2n-1$  degree.

d) Block failure

The paper of Londe (1965) on the stability of tetrahedric blocks formed by three joints and the slope surface is a classic one. Londe considers the rock mass as rigid, the cohesion in the joints nule, and he does not take in account the actual moments of the external forces. Ultimately some sophistications are been incorporated (cohesion in the joints, tensile strength in the intact rock, etc. but they do not signify important advances on Londe's approach.

Castillo and Serrano (1972) studied, the kinetic and dynamic conditions for a tetrahedric block (formed by three joints and the slope surface) could "day lights" out a plane slope. They also give the following procedure to identify the potential unstable blocks (Fig. 15):

1\*) Draw the two poles of each discontinuity on stereographic projection.



$$R_{sn_i} = k_{1i}^* \left( 1 - \frac{c_{I_i} A_{I_i} + c_{II_i} A_{II_i}}{W_i + P_i^* + R_{i-1}^*} k_{2i}^* \right) (W_i + P_i^* + R_{i-1}^*) - (P_{sn_i}^* + R_{i-1}^*) - k_{1i}^* k_{2i}^* \alpha_i^* (R_i^* + P_i^* + R_{i-1}^*) \quad (7)$$

$$k_{1i}^* = \frac{F_i \sin \alpha_{s_i} - \cos \alpha_{s_i} \tan \theta_i^*}{F_i \cos (\alpha_{s_i} + \beta_{sn_i}) + \sin (\alpha_{s_i} + \beta_{sn_i}) \tan \theta_i^*}$$

$$k_{2i}^* = \frac{1}{F_i \sin \alpha_{s_i} - \cos \alpha_{s_i} \tan \theta_i^*}$$

$$k_i^* = \frac{\sin \omega_{II_i} \tan \theta_{I_i} - \sin \omega_{I_i} \tan \theta_{II_i}}{\sin (\omega_{I_i} + \omega_{II_i})}$$

$$\tan \theta_i^* = \frac{\cos \omega_{II_i} \tan \theta_{I_i} + \cos \omega_{I_i} \tan \theta_{II_i}}{\sin (\omega_{I_i} + \omega_{II_i})}$$

$$c_{j_i} = c_{i_i} - \frac{U_{j_i}}{A_{j_i}} \tan \theta_{j_i} \quad (\text{for } j=I, II) \quad (8)$$

$$F_i = F \text{ sign } (1, S_{I_i} + S_{II_i})$$

$$\tan \delta_i = \frac{1}{F_i} \left[ \tan \bar{\theta}_i + \frac{\bar{c}_i \bar{A}}{R_i \cos \delta_i} \right]$$

$$\bar{F}_i = F \text{ sign } (1, \bar{S}_i^*)$$

FIG. 14.- Polygonal wedge failure. Kovari & Fritz (1984)

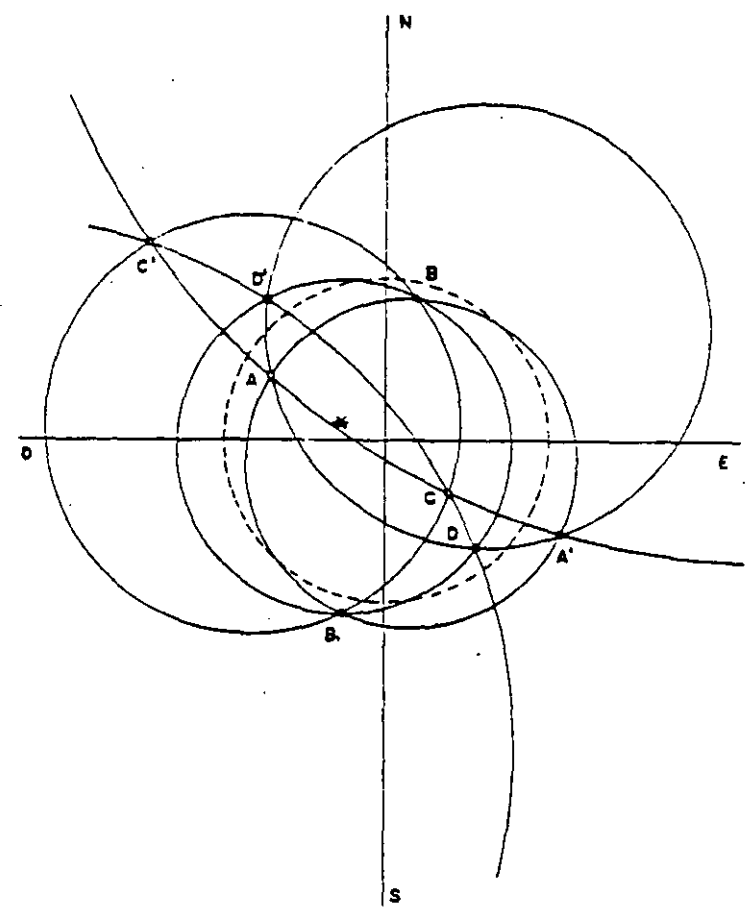
- 2<sup>o</sup>) Draw every maximum circle defined by each two poles.
- 3<sup>o</sup>) Represent the plane of the slope by the pole corresponding to day light.
- 4<sup>o</sup>) The trihedron that contains this pole of the slope are kinematically possible (Fig. 16 a).

The consideration of the reaction forces on the block as a vector beginning at the centre of the stereographic sphere permit to analysis the actual stability.

The trihedron containing the representative point of this vector are stable. Fig. 16 b shows an example of application, and Fig. 17 shows finally the stability field of the block.

In this research line, Goodman and Gen-hua Shi (1982, 1985) build up a beautiful topological theory applied to slopes, and underground excavations that resolves completely the question.

Fig. 18 shows a classification of blocks of the rock mass after its possibilities of movements.



SET	STRIKE	DIP
A	N 28° E	72° NW
B	N 31° W	78° SW
C	N 38° E	43° SE
D	N 49° E	76° SE
SLOPE	N 13° E	N 51° W

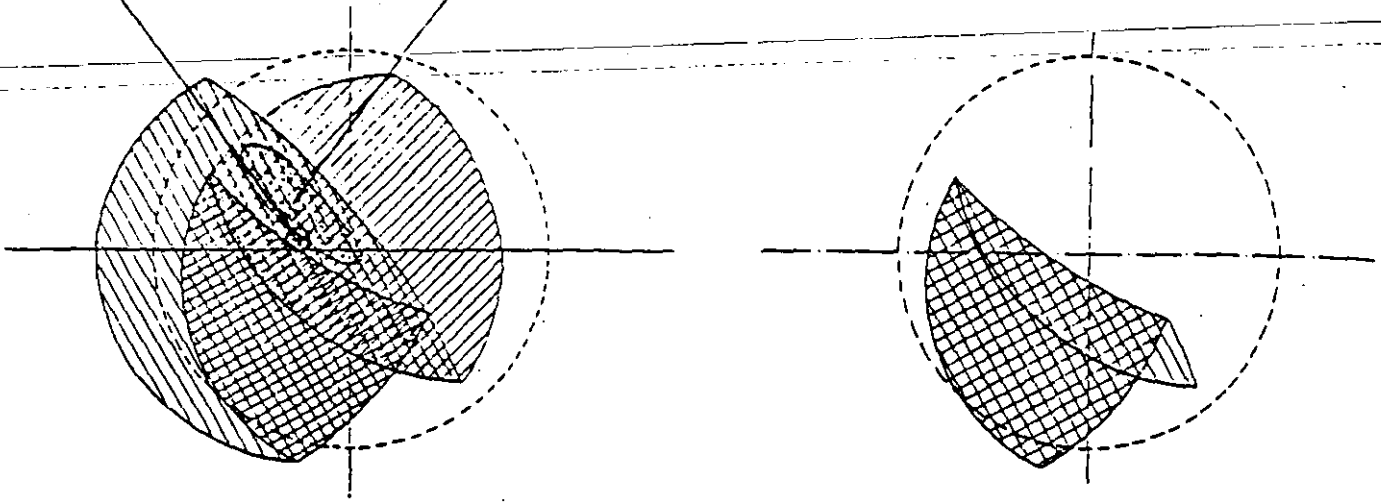
FIG. 15.- Blocks defined by 4 set of joints. Castillo & Serrano (1972).

Goodman and Gen-hua Shi take as input data the planes of the joints and the free surfaces bounding the blocks. Each plane divides the space in two halfspaces. The halfspace containing the block is the solid halfspace. Shifting this planes to the origin joint of coordinates the following concepts can be defined.

1. Joint pyramid (JP). Pyramid formed by the intersection of every solid halfspaces defined by the joints of the block.
2. Block pyramid (BP). Pyramid, subset of the JP, considering besides the joint the excavation surface.
3. Excavation pyramid (EP). Pyramid formed by the inter-

DAY LIGHT POLE OF THE SLOPE

VARIATIONS FIELD OF REACTIONS



(a) POTENTIAL SLIDING BLOCKS AFTER KINEMATIC CONSIDERATIONS.

(b) POTENTIAL SLIDING BLOCKS AFTER KINEMATIC AND DYNAMIC CONSIDERATIONS.

FIG. 16.- Potential sliding blocks. Castillo & Serrano (1972)

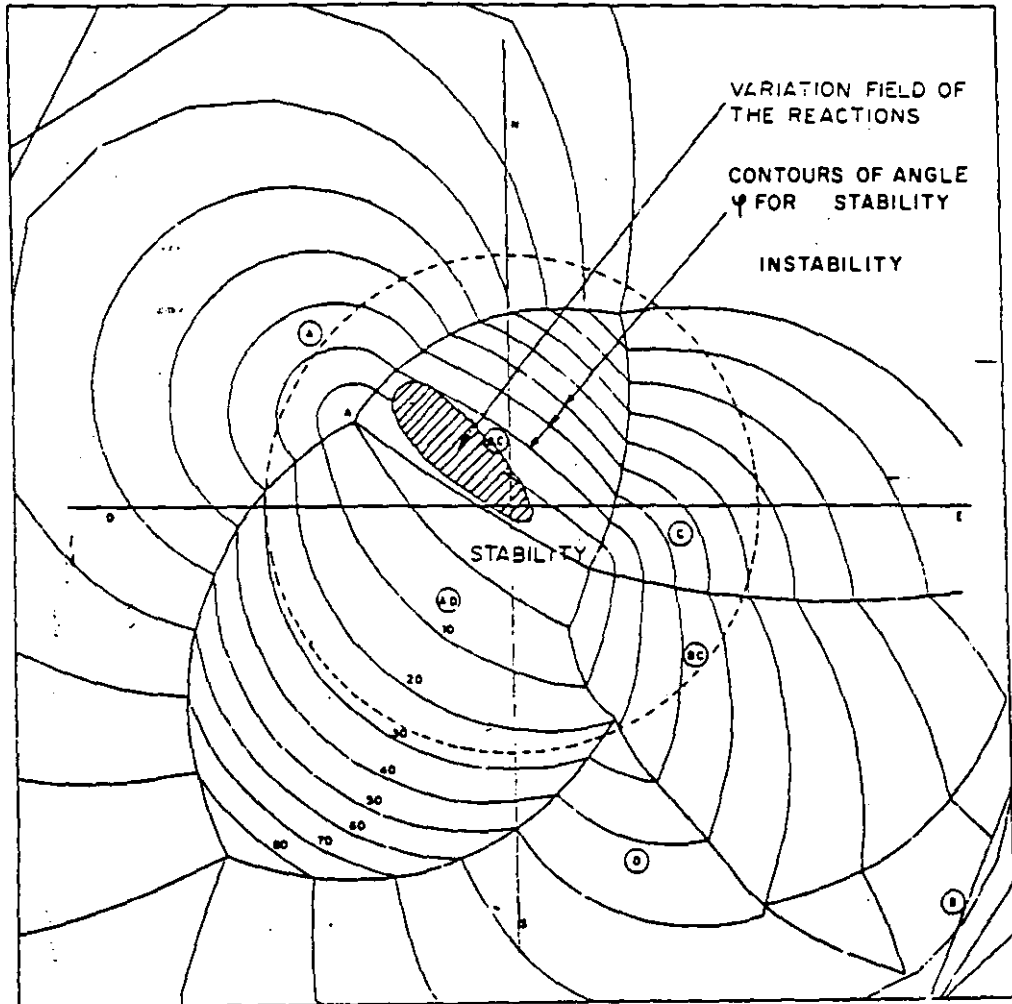


FIG. 17.- Stability field of a block. Castillo & Serrano (1972)

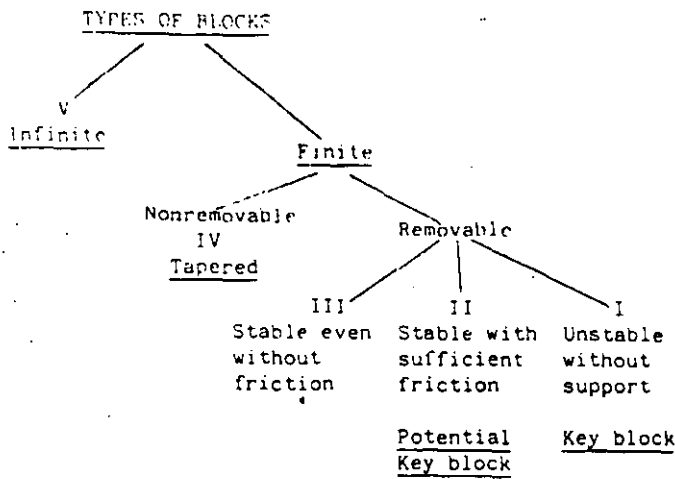


FIG. 18.- Type of blocks. Goodman & Gen-hua Shi (1985)

section of the solid halfspaces defined by the surfaces of the excavation.

Space pyramid (SP). Complementary set of the EP.

Applying the finitness and removility theorems, they obtain the identifying criteria for key blocks:

a) A block is tapered is

$$JP \cap EP = \emptyset$$

and

$$JP = \emptyset$$

b) A block is removable if

$$JP \neq \emptyset$$

and

$$JP \cap EP \neq \emptyset$$

or

$$JP \subset SP$$

Stereographic projection is used for the application of this theory. Fig. 19 shows an example of application.

The identification of key blocks is very important. The stability of the slope depends of the key blocks and they must be studied to adopt the correction measures.

The limit equilibrium method for a tetrahedric block (Londe, 1965) is extended by Goodman and Gen-hua Shi to blocks of any shape.

### 3.5. Thin Strata Parallel to the Slope

When the critical discontinuities are parallel to the slope, as for example it happen in wall slopes in open pit coal mining, particular failure mechanisms occur (Piteau and Martin, 1981).

Failure may be caused along these surfaces parallel to the slope by any of the following mechanisms (see Fig. 20 and 21).

- a) Existence of fractures or faults in the lower part of the slope.
- b) Plastification of the slope foot.
- c) Uplift due to the thrust of water.

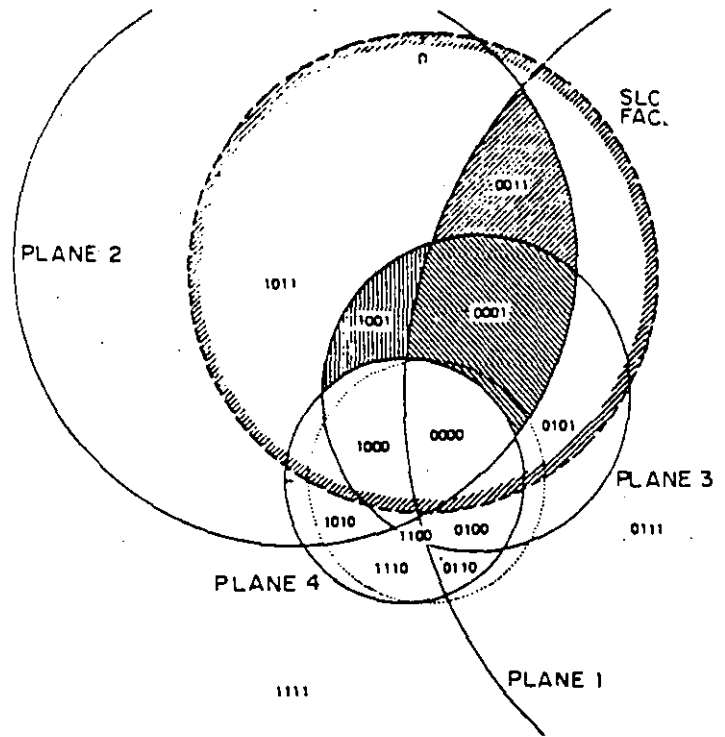
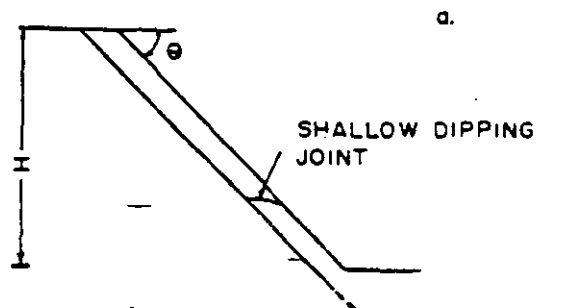
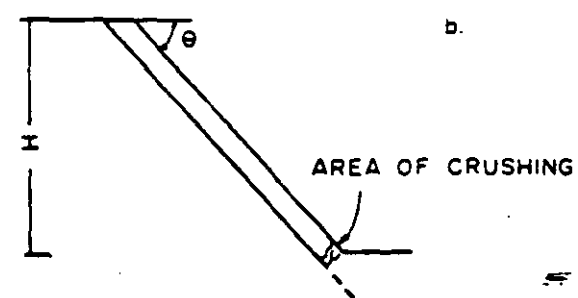


FIG. 19.- Potential key blocks. Goodman & Gen-hua Shi (1985)



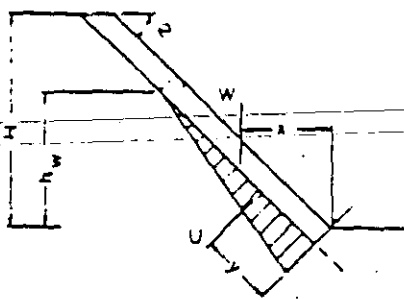
a) Possible planar sliding along bedding surface of coal seam and shallow dipping joints in combination.



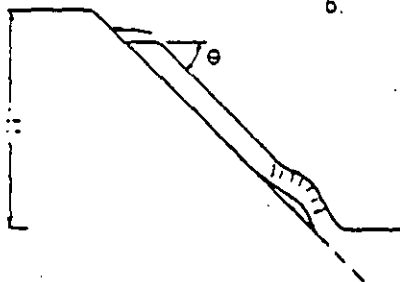
b) Possible crushing of rock in toe as a result of high compressive stress

FIG. 20.- Possible mechanism of failure on a footwall with a narrow coal-shale seam behind the slope (Piteau and Martin, 1981).





c) POSSIBLE HYDROSTATIC UPLIFT DUE TO HIGH GROUNDWATER LEVELS BEHIND FAILURE SURFACE.



b) POSSIBLE BUCKLING OF SLOPE ABOVE FAILURE SURFACE.

FIG. 21.-Possible mechanism of failure on a footwall with a narrow coal-shale seam behind the slope (Piteau and Martin, 1981)

d) Buckling of the stratum

The first case can be analysed as stated before (using, for example the formulae of Kovari and Fritz for plane failure with polygonal surface). Brawner and others (1971) studied the case and gave monographs to find the thickness, of the possible sliding layer as a function of the dip of the slope and the possible fracture at its foot.

The second case occurs in very high slopes when compression stresses at the foot of the slope exceed the compression strength of the rock. In rocks of low shear strength, failure may occur in the intact rock by shear or tensile stresses. The final failure mechanism is similar to that considered in the first case.

The fourth case is presented by Walton and Taylor (1977). The analysis is similar to that for a compression-loaded column, the critical buckling load for the stratum being found by Euler's solution. The safety factor used in this analysis must be very much higher than the one usually used for slopes. Walton and Taylor state that 5 is an appropriate value for  $F$ .

According to Piteau and Martin (1979) the third case of instability cited above (failure owing to uplift due to the thrust of water) is more common than buckling. It can be analysed by a simple calculation of moments around the outside of the foot of the slope.

### 3.6. Toppling

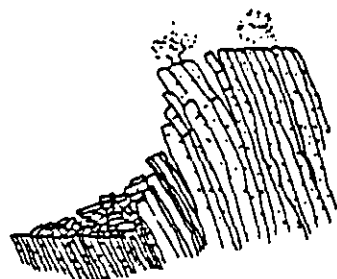
Toppling occurs whenever a well-developed family of discontinuities, closely or moderately separated, dip sharply towards the inside of the slope (Piteau, 1982)

The typical case occurs in a strong rock mass with stratification parallel to the slope and an apparent favourable dip.

In the Fig. 22 Goodman and Bray (1976) show various types of phenomena which fall under the heading of toppling. As that figure shows, toppling is usually triggered by a failure in the strata at the foot of the slope (Fig. 22).

The stability of a block leaning against an inclined plane was analysed by Ashby (1971). The stability conditions found by him are correct but the boundary between the different process of instability are not well stated. Bray and Goodman (1981) correct partially the mistake. Sagaseta (1982) stated definitively the boundaries between zones. Jiménez Salas (1980) studied the problem taking into account the interaction of blocks and the geometry of the slope (Fig. 24).

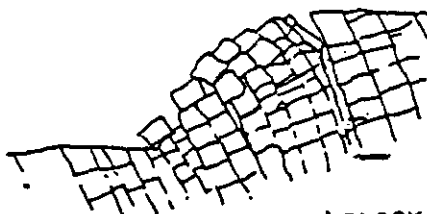
Goodman and Bray proposed a mathematical model for the analysis of toppling.



a) FLEXURAL TOPPLING

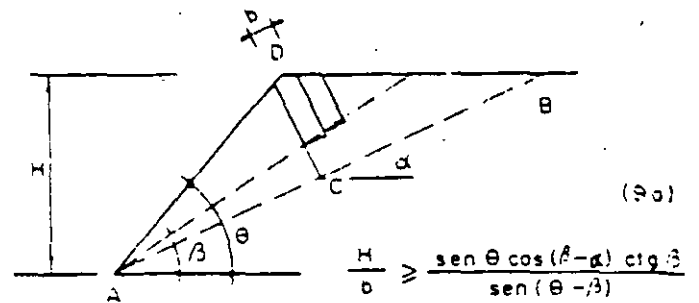
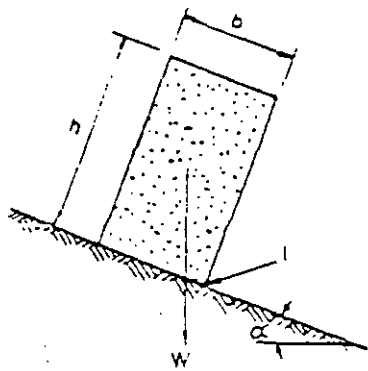


b) BLOCK TOPPLING

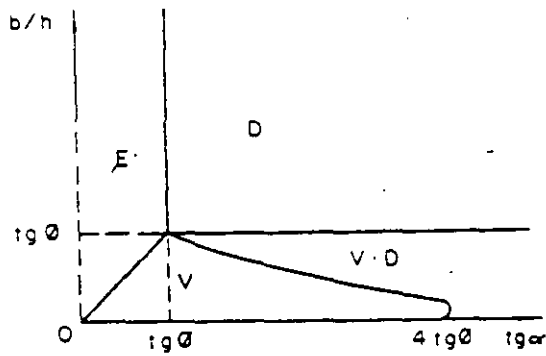


c) BLOCK FLEXURE TOPPLING

FIG. 22.- Common classes of Topples.



(JIMENEZ SALAS - 1980)



$$\frac{4 \cdot \tan \alpha \cdot [1 + (b/h)^2] - 3 \cdot (\tan \alpha - b/h)}{4 [1 + (b/h)^2] - 3 \cdot b/h \cdot (\tan \alpha - b/h)} = \tan \theta$$

FIG. 23.- Toppling-Sagaseta (1982)

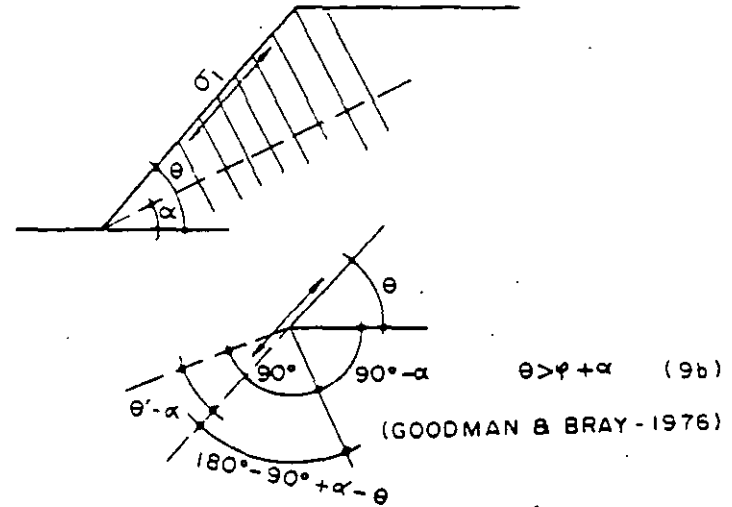
They assume that the slope contains discontinuities with uniform dip and spacing enclosing a set of columnar blocks. When toppling occurs a downwards sloping failure surface develops. The total failure mechanism is shown in Fig. 25. The upper blocks are stable. In the middle part of the slope the blocks topple and in the bottom they slide.

In the Fig. 26 we present in schematic form the method of Goodman and Bray for the analysis of toppling.

The analysis is made in a downward direction. Force  $P_{n-1}$  is calculated for each successive case as a function of the previous one,  $P_n$ , assuming sliding and toppling mechanisms, though a priori one does not know which is the actual mechanism or whether it will occur.

The mechanism which gives the highest value of  $P_{n-1}$  will be the actual failure mechanism to be to calculate the thrust  $P_{n-1}$ . If both mechanisms give values of  $P_{n-1}$  less than zero,  $P_{n-1}$  will be taken as equal to zero, since that block neither slides nor topples.

The method of Goodman and Bray only is valid for stepped boundary surfaces. When the boundary surface is smooth or the step is small the failure mechanism is very complicated and it is very similar to the toppling of a book shelf, Goodman and Bray (1976). The size of the step that separates between the two failure mechanisms depends of the angle of topple,  $w$ . The Fig. 27 illustrates this criterium.



$$\theta > \varphi + \alpha \quad (9b)$$

(GOODMAN & BRAY - 1976)

$$\varphi > \alpha$$

(ASHBY - 1971)

FIG. 24.- Toppling conditions.

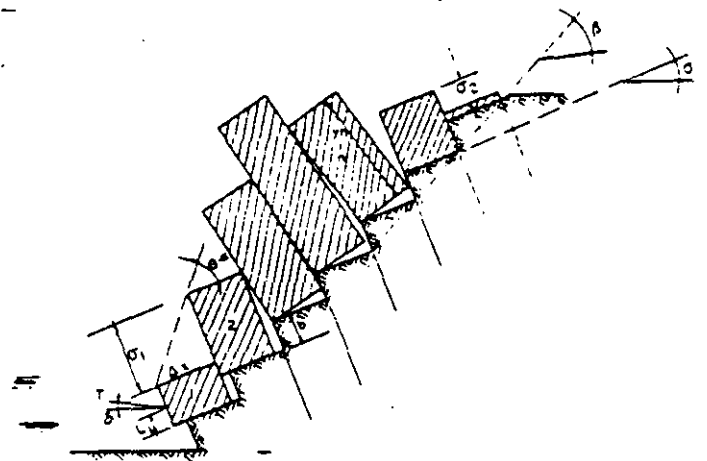
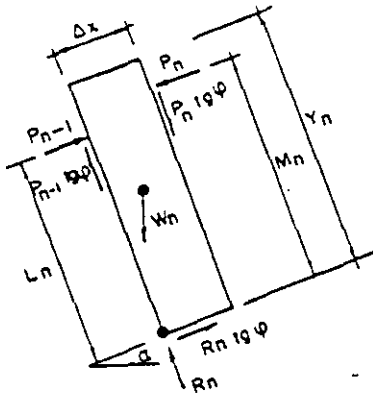
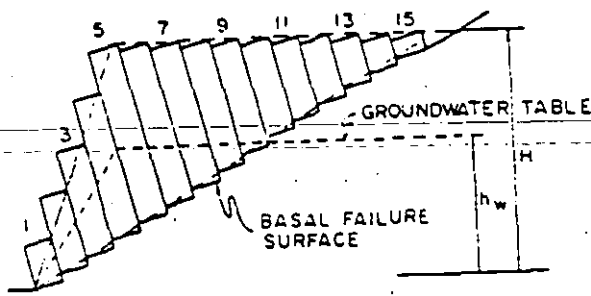


FIG. 25.- Model for limiting equilibrium analysis of toppling on a tepped base (Goodman & Bray, 1976)



SLIDING

$$P_{n-1s} = P_n \frac{W_n (\cos \alpha \tan \varphi - \sin \alpha)}{1 - \tan^2 \theta} \quad (10a)$$

TOPPLING

$$P_{n-1T} = \frac{P_n (M_n - \Delta x \tan \theta) + (W_n / 2) (Y_n \sin \alpha - \Delta x \cos \alpha)}{L_n} \quad (10b)$$

$$P_{n-1}^* = \text{Max} [ P_{n-1s}, P_{n-1T} ]$$

If  $P_{n-1}^* > 0$        $P_{n-1} = P_{n-1}^*$

If  $P_{n-1}^* \leq 0$        $P_{n-1} = 0$

FIG. 26.- Mathematical analysis of toppling. Goodman & Bray (1976)

If  $w < 2 \epsilon$  the failure mechanism can be the Goodman and Bray's one. Whenever  $\xi > C$ , (the boundary surface is not smooth) the toppling likely begins with this mechanism.

If  $w > 2 \epsilon$  the Goodman and Bray mechanism cannot be possible. The blocks must be slide besides topple.

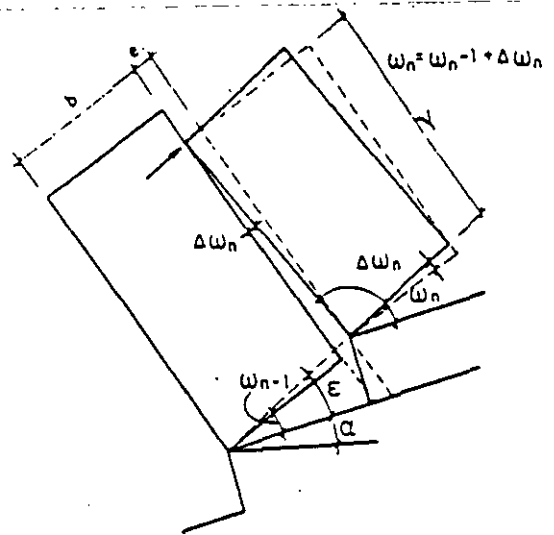
A particular case of this mechanism has been studied by Jiménez Salas. The sliding of the block on the corner of the step produces that the shear stress be fully mobilised at the base of the block.

If the three equations for the equilibrium of a block (Fig. 28) are set up in this way, the system is incompatible for there are only two free unknowns.

From the analysis of the compatibility conditions (Ec. 13) he infers the following consequences:

$$\frac{P_N}{W_n} > \lambda_n$$

- No toppling
- Simple toppling
- Accelerated toppling



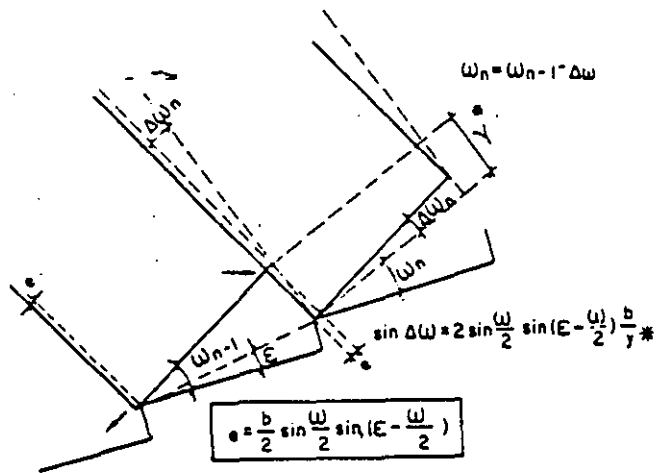
$$\sin \Delta \omega = 2 \sin \frac{\omega}{2} \sin \left( \omega - \frac{\omega}{2} \right) \cdot \frac{b}{y}$$

$$\epsilon = \frac{b}{2} \sin \frac{\omega}{2} \sin \left( \epsilon - \frac{\omega}{2} \right)$$

If  $\omega < 2 \epsilon$  — GOODMAN & BRAY MODE

If  $\omega > 2 \epsilon$  — BOOK SHELF MODE

FIG. 27a.- Conditions for toppling mechanism

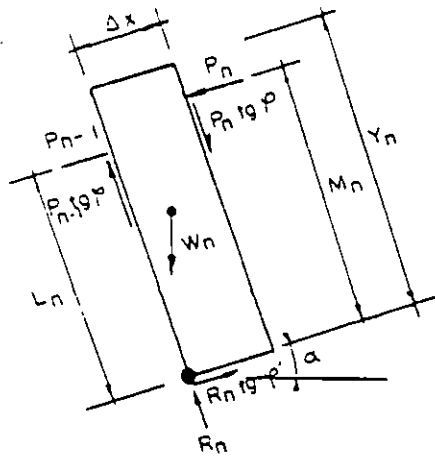
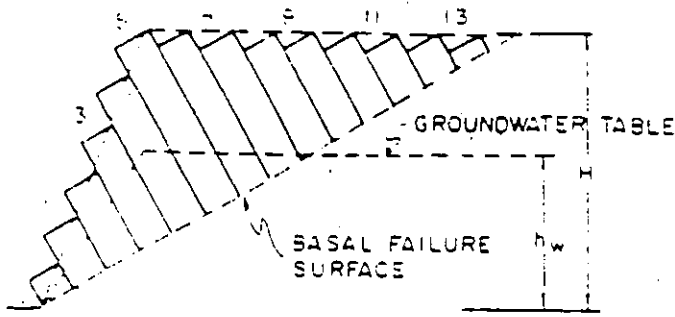


$$\epsilon = \frac{b}{2} \sin \frac{\omega}{2} \sin \left( \epsilon - \frac{\omega}{2} \right)$$

If  $\omega < 2 \epsilon$  — GOODMAN & BRAY MODEL

If  $\omega > 2 \epsilon$  — BOOK SHELF MODE

FIG. 27b.- Conditions for toppling mechanism



$$P_{n-1} = P_n - \Delta P_n \quad (11)$$

$$\Delta P_n = K \cdot W_n, \quad K = \frac{\cos \phi}{\cos(\phi + \alpha)} \sin(\phi - \alpha) \quad (12)$$

$$P_n = W_n \frac{2KL_n + \Delta x \cos \alpha - Y_n \sin \alpha}{2(M_n - L_n - \Delta x \sin \phi)} = W_n \lambda_n \quad (13)$$

$$\frac{P_n}{W_n} = \lambda_n \quad (14)$$

FIG. 28.- Mathematical analysis of toppling. Jiménez Salas (1980)

Accelerated toppling cannot occur spontaneously as a progressive phenomenon since the process would have to pass through a strict equilibrium position where  $P_n = \lambda_n \cdot W_n$

The equations show that thrust P is absorbed downwards and that if there are enough strata there will eventually be one which is incapable of toppling the next.

This means that toppling will only be possible with very unfavourable configurations: where the lower part of the batch of strata remains partly or totally undermined by excavation, weathering, wedge slide, etc.

### 3.7: Falls

In most excavation projects the main concern of the engineer is with the overall stability of the slope. However, while the slope as a whole may be stable, small local instabilities, rock falls, etc., may develop which affect safety. This phenomenon occurs especially:

- when there are a lot of discontinuities on the slope;
- when blasting operations have seriously damaged the rock;
- when weathering and ravelling of loose or weak material take place in faulted zones or weak or disturbed areas, etc.

In hard rock with favourable geological conditions in which steep slopes may be used in excavations, possible rock falls and minor failure critically affect the stability and operational safety of the work.

In many cases all that can or should be done is to control rather than to prevent these phenomena (Piteau, 1982). The geometry of the slope must therefore be carefully studied as benches designed to adapt the excavation to the various type of failure.

Martin and Piteau (1977) made recommendations for benches to be designed with berms to catch falling material from small instabilities (see Fig. 29), for which they set up a probabilistic model (Fig. 30).

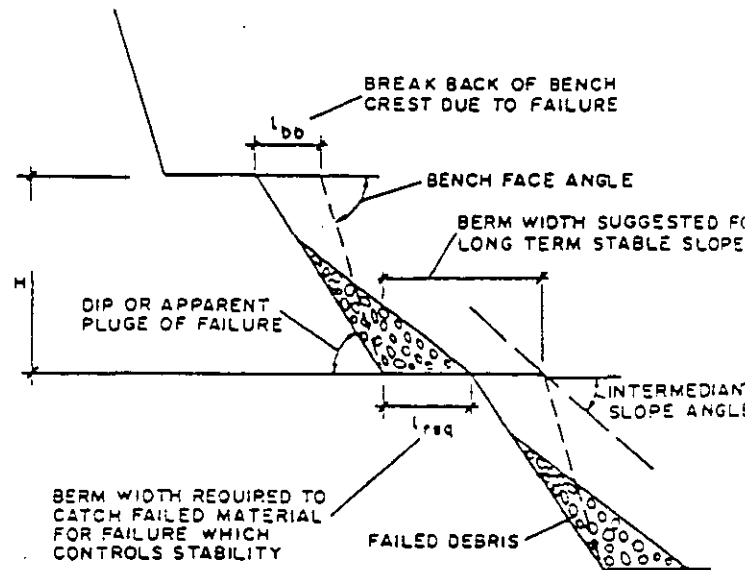


FIG. 29.- Typical Bench geometry parameters. Piteau and Martin (1981).

Rockfalls form a subject much studied in relation to road cuttings (Ritchie, 1963). The design criteria proposed by Ritchie follow in use to day.

Piteau and Clayton (1977) studied a very complex model of rockfalls based on numerical techniques (see Fig. 31).

Ravelling of slopes in soft areas, faulted areas, etc., is not susceptible of analysis and the problem it poses must be solved by preventive or control methods.

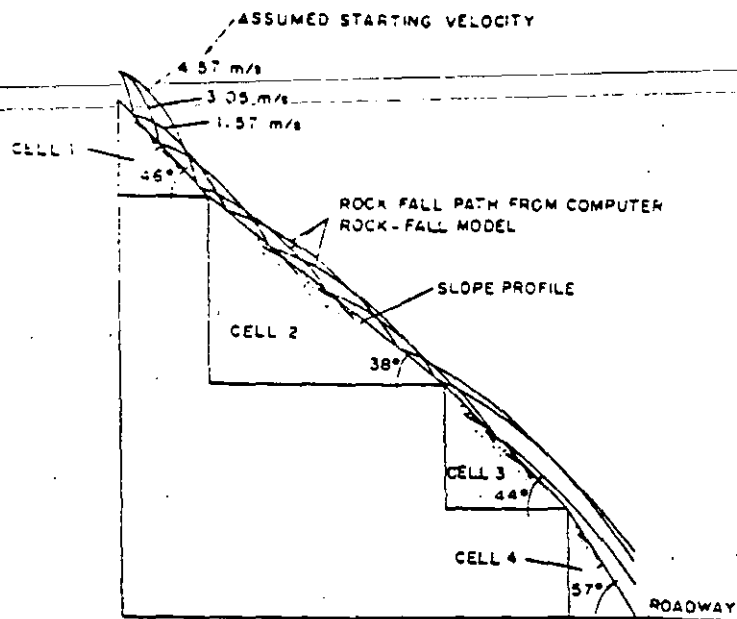
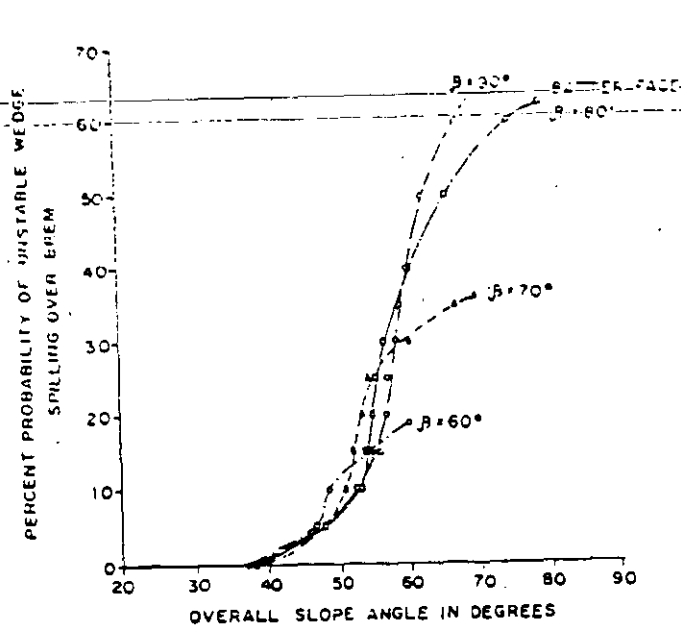


FIG. 30.- Probability of possible wedge failure spilling over berms for various overall slope angle (Piteau & Martin, 1977).

FIG. 31.- Rock fall paths based on computer model (Piteau & Peckover, 1978)

4. REFERENCES

ASHBY, J. (1971). "Sliding and toppling modes of failure in models and jointed rock slopes". M. Sc. Thesis Imperial College. Univ. of London.

BRAWNER, C.P., PENTZ, D. and SHARP, J.C. (1971). "Stability studies of a footwall slopes in layesed coal deposit". 13th Simp. R.M. ASCE "Stability of rock slopes". Urbana Ill. pp.329-366.

BRAY, J.W. and GOODMAN, R.E. (1981). "The theory of base friction models". Int. Journ. of Rock Mechanics and Mining Sciences. Vol. 18. Nº 16. pp. 453-466.

CASTILLO, E. and SERRANO, A.A. (1972). "Detalles de la aplicación práctica del método de los bloques deslizantes". 3er. Coloquio Nnal. de Mecánica de Rocas. Madrid.

CASTILLO, E. and SERRANO, A.A. (1973). "Análisis probabilista de la estabilidad de taludes rocosos". Bol. de Inf. del Lab. del Transporte y Mecánica del Suelo. nº 100. pp. 9-26.

CHEN, WAI-FAK. (1975). "Limit Analysis and soil plasticity". Developments in Geotechnical Engineering, nº 7, Elsevier. New York.

CHOWDHURY, R.N. (1984). "Recent Developments in Landslides Studies: Probabilistic Methods State-of-Art-Report. Session VII (a)". 4th International Symposium on Landslides. Toronto. Vol. I. pp. 209-227.

DENBY, B., HASSANI, F.P. and SCOBLE, M.J. (1983). "Shear strength of weak zones in Coal Measures slopes". Simp. on "Surface Mining and quarrying". IMM. Bris-ton. pp. 171-181.

DRUCKER, D.C., GREENBERG, H.J. and PRAGER, W. (1951). "The safety factor of an elastic-plastic body in plane strain". Jour Applied, Math 9, p. 381.

GOODMAN, R.E. and BRAY, J.W. (1976). "Toppling of Rock Slopes". Rock Engineering for Foundations and slopes. ASCE Specialty Conference, Boulder Colorado, August, Vol. II. pp. 201-233.

GOODMAN, R.E. and GEN-HUA SHI. (1981). "Geology and Rock Slope Stability Application of the "Key Block" Concept for Rock Slopes". 2th International Conference on Stability in Surface Mining. Vancouver, pp.347-374.

GOODMAN, R.E. and GEN-HUA SHI (1985). "Block theory and its Application to Rock Engineering". Prentice Hall. New Jersey.

HOEK, E. and BRAY, J.W. (1977). "Rock Slope Engineering". 2nd edition. IMM. London.

ISSMFE SUBCOMMITTEE ON CONSTITUTIVE LAWS OF SOILS (1985). "Draft of state report on constitutive laws of soils". International Society of Soil Mechanics and foundation Engineering.

IZBICKI, R. (1981). "Limit Plasticity Approach to Slope Stability Problems". ASCE. Journ. Geotech. Eng. Div. February. Vol. 107. nº GT2. pp. 225-233.

JENNINGS, J.E. (1970). "A Mathematical Theory for the Calculation of the stability of Slopes in Open Cast Mines". Planning Open Pit Mines Van Reusburg ed. SAIMM Open Pit Mining Symposium, Johannesburg, 1970, Balkema. pp. 87-102.

JENNINGS, J.E. (1971). "An Approach to the Stability of rock slopes based on the theory of limiting equilibrium with a material exhibiting anisotropic shear strength". 13th Simp. R.M. ASCE. Stability of Rock Slopes". Urbana Ill. pp. 260-302.

JIMENEZ SALAS, J.A. (1980). "El vuelco de estratos". Curso Agustín de Bethencourt. Unpublished.

- JOHN, K.W. (1968). "Graphical Stability Analysis of Slopes in Jointed Rock". Soil Mech. and Found. Div. ASCE. March. p. 497-526.
- JOHN, K.W. (1970). "Three-Dimensional Stability Analyses of Slopes in Jointed Rock". Proc. Symp. Planning Open Pit Mines. Johannesburg. Balkema.
- JOHN, K.W. (1970). "Engineering Analysis of Three Dimensional Stability Problems Utilizing the Reference Hemisphere". Proc. 2nd Int. Conf. Rock Mechs. Belgrado. Vol. III p. 7-16.
- KOVARI, K. and FRITZ, P. (1975). "Stability Analysis of Rock Slopes for Plane and Wedge Failure with the Aid of a programmable Pocket Calculator". 16th Symp. Rock Mechanics. Minneapolis, published by ASCE.
- KOVARI, K. and FRITZ, P. (1978). "Slope Stability with Plane, Wedge and Polygonal Sliding Surfaces". Proc. Simp. Rock Mechanics related to Dam Foundations, Rio de Janeiro.
- KOVARI, K. and FRITZ, P. (1984). "Recent Developments in Analysis and Monitoring of Rock Slopes". 4th International Symposium on Landslides. Toronto. Vol. I. pp. 1-16a.
- LONDE, P. (1965). "Une Méthode d'analyse à trois dimensions de la stabilité d'une rive rocheuse. Annales de Ponts et Chaussées. Jan.-Feb.
- LONDE, P. (1968). "Stabilité des massifs rocheux". An. Inst. Tecn. Bat. 251: 1617-1637.
- LONDE, P., VIGIER, G. and VORMERINGER, R. (1969). "Stability of Rock Slopes, A Three-Dimensional Study". Soil Mech. and Found. Div. ASCE.
- MARTIN, D.C. and PITEAU, D.R. (1977). "Select Berm Width to Control Local failures". Engineering and Mining Journal, Mc.Graw Hill, June.
- MAHON, B.K. (1971). "A statistical method for the design of rock slopes". Proc. 1st Aust-New Zealand Geomechanics Conf. Melbourne.
- Mc MAHON, B.K. (1975). "Probabilistic of failure and expected volume of failure in high rock slopes". Proc. 2nd Aust-New Zealand Conf. Geomechanics. Brisbane.
- MORRIS, P. and STOTTER, H.J. (1983). "Open cut slope design using probabilistic methods". 5th International Congress on Rock Mechanics. Vol. I, pp. C107-C113.
- MOSS, A.S.E. and STEFFEN, O.K.H. (1978). "Geotechnology and Probability in Open-Pit Mine Planning". 11th Comm. Mine Metall. Cong. Honkong.
- PANET, M. and STROUILLOU, R. (1970). Méthodes d'études de la stabilité de déblais rocheux pour les projets de routes at autoroutes. Proc. 2nd Int. Conf. Rock Mechs. Belgrado. pp. 7-9.
- PITEAU, D.R. and CLAUTON, R. (1977). "Discussion of Paper Computerized Design of Rock Slopes Using Interactive Graphics for Input and Output of Geometric Data". Proc. of 16th Symposium on Rock Mechanics, Minneapolis, 1975, pp. 62-63.
- PITEAU, D.R. and MARTIN, D.C. (1977). "Slope Stability Analysis and Design Based on Probabilistic Techniques Cassiar Mine". CIM Bulletin March.
- PITEAU, D.R. and MARTIN, D.C. (1979). "Footwall Stability Study for a Large Canadian Coal Mine". Unpublished report.
- PITEAU, D.R. and MARTIN, D.C. (1981). "Mechanics of Rock Slope Failure". Third Int. Conf. on Stability in Surface Mining. Vancouver, June. pp. 113-169.
- PITEAU, D.R. and PECKOVER, F.L. (1978). "Engineering of Rock Slopes". Chapter 9, Landslides; Analysis and control, Special Report 176, Transportation Research Board, Washington, D.C.
- RITCHIE, A.M. (1963). "Evaluation of Rockfall and its Control". Highway Research Board Highway Record, 17, pp. 13-28.
- SAGASETA, C. (1982). Comentarios al artículo "Equilibrio de un talud rocoso con discontinuidades planas", Revista O.P. Madrid. Diciembre. pp. 821-822.
- SERRANO, A.A. (1983). "Ecuaciones constitutivas de acrónico de suelos y rocas". Conferencia Real Academia de Ciencias. Unpublished.
- SERRANO, A.A. and CASTILLO, E. (1974). "A new Concept about the Stability of Rock Masses". 3th International Congress on Rock Mechanics. Denver 10 A: 820-826.
- SHUK, T. (1970). "Optimization of Slopes Designed in Rock". Proc. 2nd Int. Conf. Rock Mechs. Belgrado pp. 2-7.
- VANMARCKE, E.H. (1980). "Probabilistic stability analysis of earth slopes". Engineering Geology, (Elsevier), 16, pp. 20-50.
- VARNES, D.J. (1978). "Slope movements types and processes". Chapter 2, Landslides Analysis and Control. Transportation Research Board. Special Report 176 N.A.C. Washington.
- WALTON, G. and TAYLOR, K.K. (1977). "Likely Constraints on the Stability of Excavated Slopes Due to underground Coal Workings". Conference on Rock Engineering Newcastle-Upon-Tyne, England, April, 1977, pp. 329-349.
- WITKE, W. (1965). "Verfahren zur Berechnung der Stand sicherheit belasteter und unbelasteter Felsböschung gen. Felsmechanik und Ingenieur geologie. Spplenum II, Springer, Vienna, Austria, pp. 52-59.

## 2. FACTORES QUE INFLUYEN EN LA ESTABILIDAD DE TALUDES

Ing. David Yáñez Santillán

### II.1 INTRODUCCION

Para poder hacer un análisis de estabilidad confiable se deben precisar los valores de los parámetros geotécnicos y geométricos involucrados con la masa de roca inestable.

Para lograr lo anterior se debe proceder desde una visión global hasta el detalle particular.

Resulta de mucha importancia para tener un panorama general, emplear la información disponible respecto a geología, fotogrametría, topografía, hidrología, etc., que se encuentra en los archivos de instituciones como INEGI, Instituto de Ingeniería, Instituto de Geofísica y otras dependencias gubernamentales.

El siguiente paso es efectuar una exploración superficial de la zona para identificar los principales problemas geotécnicos y con atención a éstos se puede establecer un programa de exploración.

Se describen brevemente a continuación los procedimientos para la obtención de parámetros geológicos, geométricos y mecánicos involucrados con el análisis de estabilidad de un talud en roca.

### II.2 PARAMETROS GEOLOGICOS

#### 1. Principales parámetros por identificar.

Según la ISRM (ref. 1) las discontinuidades geológicas como fracturas, fallas, estratificación, etc., deben ser caracterizadas con rumbo y echado, espaciamiento, continuidad, rugosidad, abertura, el relleno y la presencia de agua, de manera

que identificando el número de familias dominantes, se puede estimar el volumen de bloques por analizar.

#### *A) Rumbo y echado*

Es la orientación e inclinación de un plano respecto al sistema cardinal y a la horizontal respectivamente.

Se puede obtener con brújula y clinómetro, midiendo con la primera el azimut (o rumbo si se prefiere) del buzamiento del plano (dirección de máxima pendiente), dicho buzamiento se mide con el clinómetro y se registran esos datos en pareja con la notación azimutal con rumbo, por ejemplo  $200^{\circ}/40^{\circ}$  o  $S110^{\circ}E/40^{\circ}SW$ . Este dato se presenta comúnmente en estereogramas o en planos con la simbología tradicional empleada en geología como se muestra en la figura 2.1

#### *B) Espaciamiento*

Se define como la distancia perpendicular entre planos contiguos, con el mismo rumbo y echado.

Este es desde luego un promedio y es útil para estimar volúmenes potencialmente inestables.

Se puede medir con cinta métrica, pero si no se logra acceder a un frente para hacer la lectura perpendicular a los planos, se debe proceder con métodos trigonométricos para que el espaciamiento sea real.

Para efectos de caracterizaciones la ISRM propone el criterio de la Tabla 2.1.

El espaciamiento está asociado con la frecuencia, definida como el número de repeticiones de una continuidad por unidad de longitud.

#### *C) Continuidad*

Es la extensión de una junta o fractura en alguna dirección dada.

Puede ser medida por la penetración de una varilla delgada



en la discontinuidad, sin embargo esto es posible cuando la junta no tiene relleno y su ondulación o rugosidad lo permiten. Para usar la terminología propuesta por la ISRM ver la Tabla 2.2.

#### *D) Rugosidad*

Son los relieves de la superficie expuesta de roca en la discontinuidad.

Es de mucha importancia para aumentar o disminuir la resistencia al esfuerzo cortante.

Para obtenerla se debe hacer un perfil a lo largo de la discontinuidad en la dirección del posible deslizamiento.

El método sugerido es empleando una regla de 2m o cinta métrica colocadas sobre los puntos que más sobresalen y en forma recta, para medir las distancias perpendiculares a la regla y se obtiene un registro de pares coordenados.

Se grafica el perfil y se compara con los de la figura 2.2 para tener una caracterización uniformizada, los máximos ángulos de rugosidad deben ser identificados, ya que en ciertos modelos matemáticos se requiere de éstos para estimar un aumento en el ángulo de fricción del material.

#### *E) Abertura de la junta*

Es la distancia media perpendicular entre paredes de roca de la discontinuidad donde puede haber material de relleno, agua o aire.

Es importante para el mejor conocimiento del entorno geológico conocer el origen de la junta para estimar posibles variaciones como por ejemplo, cuando las raíces de un árbol producen la rotura de roca es muy probable que dicha abertura aumente con el transcurso del tiempo.

Se pueden medir con cinta métrica, una vez que se ha limpiado la superficie expuesta de roca en el exterior de la discontinuidad.

Dependiendo del resultado obtenido se puede clasificar la

abertura según el criterio de la ISRM (ver la tabla 2.3).

Cabe mencionar que en la referencia 1 Cook apunta que para niveles de esfuerzos altos la apertura de la junta tiende a un valor finito asintótico, por lo cual debe pensar el ingeniero que posiblemente las aberturas observadas en superficie difieran de las reales en el interior del macizo rocoso.

#### *F) Relleno*

Es el material que separa las paredes adyacentes de roca. Puede estar compuesto por suelos, material producto de la alteración de la roca y también en algunos casos hay presencia de minerales.

La importancia de conocer el tipo de relleno es que puede ser éste el que rija el comportamiento en la estabilidad de un macizo rocoso.

Se deben identificar las características del relleno como su espesor, mineralogía, grado de consolidación en el caso de suelos finos, contenido de agua, etc.

El equipo requerido para esta caracterización es el propio para la medición de longitudes y el de recolección de muestras así como el correspondiente a las pruebas de laboratorio de Mecánica de Suelos.

La utilidad de estos datos es para inferir el comportamiento mecánico de las rocas adyacentes, por lo que deben ser estudiados con especial atención.

Para el modelo en estudio de este escrito, el relleno se considera de menor calidad y resistencia mecánica respecto a la roca del macizo.

#### *G) Presencia de agua en las discontinuidades*

El agua influye notoriamente en la estabilidad de taludes al disminuir el esfuerzo normal entre las superficies de una discontinuidad y es en muchos casos el factor de mayor importancia para generar la falla de un talud. Además provoca

alteración y reblandecimiento del relleno o de la superficie de roca en la junta.

Se debe conocer si el agua fluye o si se acumula en el contacto entre otras rocas a efecto de estimar el empuje que se genera en la roca.

Se puede hacer una exploración superficial para una interpretación geohidrológica preliminar y para los puntos donde se considere necesario se debe instalar una red piezométrica a efecto de corroborar o corregir las cargas hidráulicas estimadas.

El tipo de piezómetro que se recomienda es del tipo abierto cuando la recuperación del nivel en el barreno sea rápida respecto a las variaciones en el macizo. En el caso contrario un piezómetro neumático puede ser más apropiado.

Desde luego una tarea ingenieril es identificar el comportamiento hidráulico en el macizo para evaluar las afectaciones que la obra ocasionará geohidrológicamente a efecto de incluir en su proyecto las obras de captación de agua requeridas así como drenaje.

#### *H) Familias de discontinuidades dominantes*

El volumen crítico por analizar en el análisis de estabilidad de taludes está relacionado con el número de familias de discontinuidades ya que del arreglo geométrico entre éstas y el corte del talud se puede conocer el tamaño y forma del volumen potencialmente inestable.

Se identifican las familias a partir de un levantamiento geológico como se describió para el rumbo y el echado, posteriormente se hace un conteo de densidad de polos como el que se ejemplifica en la figura 2.3 y donde haya las densidades máximas se considera como los polos de las familias de discontinuidades.

## 2. Métodos de exploración de apoyo geológico

### A) Métodos geofísicos

Estos métodos deben considerarse como una herramienta adicional para corroborar la exploración geológica y no para sustituirla. Las ventajas de estos métodos es que pueden abarcar longitudes o áreas grandes en un tiempo relativamente corto y costo bajo respecto a otros.

Existen diversos métodos y la amplitud de su descripción sale del alcance del presente escrito, se mencionan a continuación los más comunes en Mecánica de Rocas.

#### a) Métodos Sísmicos

Sirven para ubicar contactos geológicos.

Se realiza un tendido de geófonos, los cuales registran el tiempo de arribo de las ondas producidas por la detonación de un explosivo. al conocer el arreglo geométrico de los geófonos con el punto de tiro, así como el tiempo de desfaseamiento registrado entre los geófonos, se puede obtener la velocidad de propagación de onda del medio.

#### b) Métodos Eléctricos

Pueden ser de utilidad para encontrar discontinuidades de gran magnitud.

Se colocan electrodos que inducen una corriente eléctrica y otros electrodos conectados a un voltímetro registran la caída de potencial, la cual sirve como indicativo en la interpretación de resultados.

### B) Métodos directos

Para una caracterización a detalle se pueden hacer exploraciones directas como las que se describen a continuación.

#### a) Sondeos

Para efectos de identificar la presencia de intercalaciones de suelo o roca blanda en un macizo se recomienda hacer sondeos con recuperación por medio de barril muestreador.

La orientación y el número de los barrenos debe obedecer a las expectativas de la exploración geológica.

En el tomo B.1.4 del Manual de Diseño de Obras Civiles de CFE (ref. 2) se presenta con detalle el equipo y la técnica para este tipo de trabajos.

Se debe tener especial cuidado en la recuperación del material de relleno de las juntas, ya que del conocimiento de las características del mismo dependerá la determinación de los parámetros de resistencia mecánica por emplear en el modelo de análisis de estabilidad, es decir, se debe realizar un muestreo integrado.

#### b) Excavaciones

El método de observación directa es sin duda alguna de un valor singular y debe ejecutarse siempre que las condiciones lo permitan.

Para esto se pueden realizar trincheras, pozos o bien inclusive socavones.

### **II.3 PARAMETROS MECANICOS**

En cuanto a los parámetros geomecánicos del modelo, básicamente la caracterización se debe enfocar a las propiedades en el contacto y no es de utilidad hacer pruebas en roca intacta como los tradicionales núcleos sujetos a compresión simple ya que las mismas discontinuidades conducen a una anisotropía, por lo cual es necesario obtener parámetros a partir de ensayos de escala acorde con el problema en estudio, como lo menciona Arnold (ref. 2).

#### A) Resistencia al esfuerzo cortante

El parámetro de máxima importancia es la resistencia al esfuerzo cortante, el cual puede determinarse con pruebas en campo o bien en laboratorio. De éstas se pueden obtener los esfuerzos cortantes máximos y los residuales, para diferentes esfuerzos normales.

Para la ejecución de estas pruebas se requiere equipo de corte de roca, dos gatos hidráulicos con sus aditamentos incluyendo manómetros y un conjunto de micrómetros para registrar los desplazamientos. El procedimiento es muy similar tanto para campo como para laboratorio. Se describe a continuación el segundo.

En el sitio se obtienen muestras cúbicas de 30cm, excavando en el entorno de la misma para recuperarla prácticamente intacta y se protege con manta y parafina para conservar su humedad natural.

En el laboratorio se procede a colar con concreto dos placas, una sirve de base y la otra de tapa, que permiten manejar y someter a prueba a la muestra en forma segura y confiable. Entre las dos piezas de concreto se deja un espacio libre para que el corrimiento durante la prueba sea franco en el material de la probeta, además se satura la superficie de corte por el mismo espacio entre placas.

La prueba se efectúa en un marco de carga (figura 2.4), aplicando las fuerzas con gatos hidráulicos calibrados.

Primero se confina a la muestra con carga normal a la superficie de corte, desde cero hasta una carga establecida, de manera que el esfuerzo normal será constante durante la prueba.

Durante la prueba se miden los desplazamientos vertical y horizontal en la parte superior del espécimen respecto a la inferior fija, para cuantificar el corrimiento.

Posteriormente se aplica fuerza tangencial desde cero hasta que se registra un desplazamiento de 1cm. Esta fuerza es paralela

a la superficie de deslizamiento identificada en campo. Puede ser inclinada respecto a la horizontal para lo cual se hace una suma de fuerzas normales a efecto de que el esfuerzo en esta dirección sea constante.

Mediante la graficación de los esfuerzos obtenidos en las pruebas en el Plano de Mohr, se puede determinar la ley de resistencia del material en la superficie de corte.

Al alcanzar el máximo esfuerzo cortante se obtiene la resistencia al corte, mientras que cuando la deformación horizontal aumenta sin variar el esfuerzo cortante se obtiene el valor del esfuerzo cortante residual.

El ángulo de fricción del material se determina como

$$\phi = \text{angtan } \tau/\sigma \quad 2.1$$

con varios ensayos se grafican en el plano de Mohr los valores de  $(\sigma, \tau)$  para obtener un valor del ángulo  $\phi$  representativo del material.

#### *B) Peso volumétrico*

El peso volumétrico es requerido para precisar el análisis numérico del modelo. Se obtiene del cociente del peso de la muestra entre el volumen de la misma.

#### *C) Otras propiedades mecánicas*

La resistencia a la compresión simple no juega un papel importante en la estabilidad de taludes y en particular para el tipo de problemas aquí tratados no se requiere.

Las pruebas de permeabilidad no se consideran necesarias para este tipo de análisis ya que importa más la presencia del agua que la cantidad que fluye de ésta. El efecto que provoca el agua en las juntas es la disminución del esfuerzo normal entre las paredes de la roca.

## II.4 PARAMETROS GEOMETRICOS

Por lo que se refiere a las características geométricas, éstas deben definirse a partir del modelo geológico obtenido, ya que al identificar y analizar las superficies de falla se puede conocer la geometría del volumen inestable, la longitud y el ángulo de la superficie de falla y la altura de la carga hidráulica del agua actuando en los planos que limitan la cuña.

Entonces se puede decir que estos parámetros resultan de la interpretación de los datos recopilados en la caracterización geológica así como de la geometría propia del proyecto.

### REFERENCIAS

1) Brown, E.T.; Rock Characterization Testing and Monitoring, (Suggested Methods); Pergamon Press, 1981.

2) Manual de Diseño de Obras Civiles CFE, B.1.4 Obtención Datos Geológicos; México, 1980.

### BIBLIOGRAFIA

1) Manual de Diseño de Obras Civiles CFE, B.1.5 Presentación de Datos Geológicos; México, 1980.

2) Manual de Diseño de Obras Civiles CFE, B.3.4 Pruebas de Campo y Laboratorio; México, 1980.

3) Arnold, F. Strength Characteristics of Rock Joints; Ground Engineering; December 1992; Volume 25; Number 10; BGS Meeting Report.

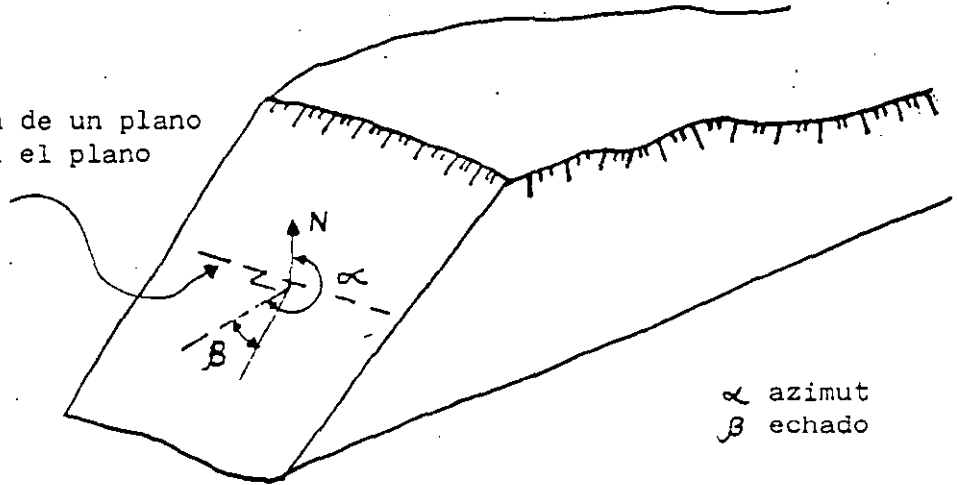
4) Cook, T.; Introductory Joint Rock Mechanics Mine Science and Geomechanical Abstract Vol. 29, No. 3., Great Britain 1992. (Jaeger Memorial Dedication Lecture)



5) Romana, M.; New Adjustment Ratings for Application of Bienaski Classification to Slopes; ISRM Symposium 1985.

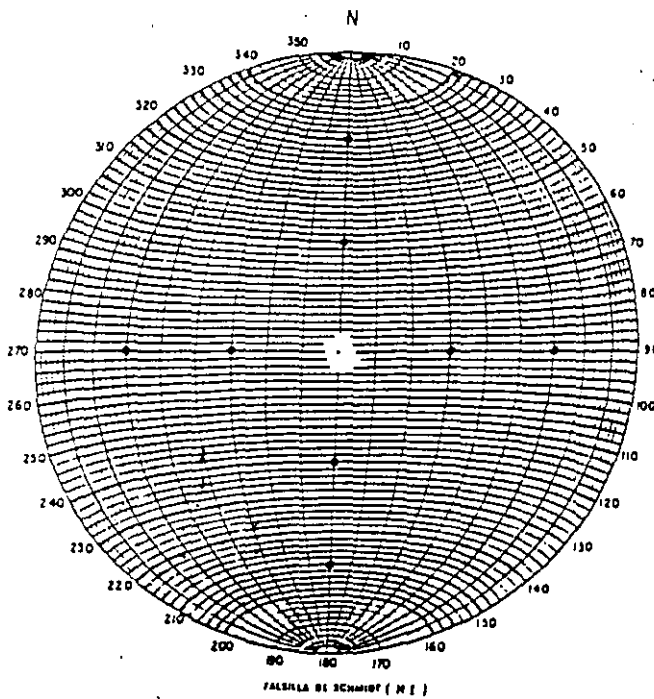
6) Sing R. and Mhering A.; Geotechnical Investigation and Appraisal of Face Stability in Jointed Rock mass in Surface Mining; 26<sup>th</sup> Symposium on Rock Mechanics, 1985.

intersección de un plano horizontal con el plano del corte

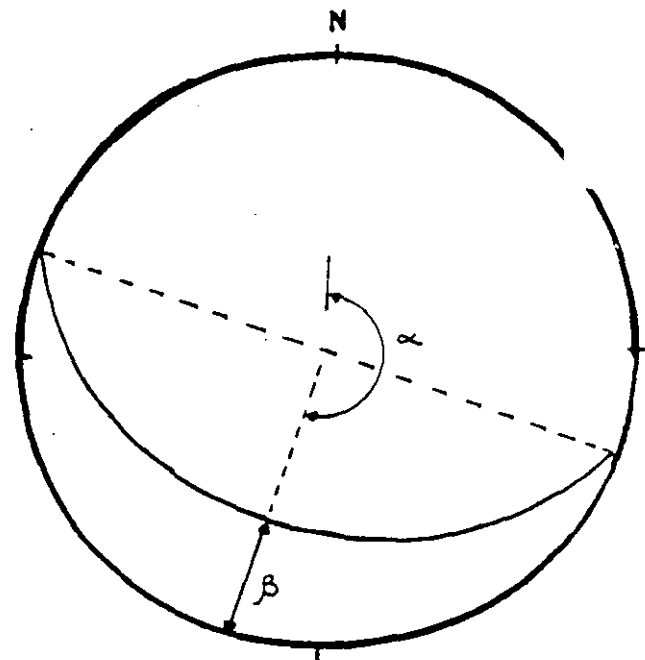


$\alpha$  azimut  
 $\beta$  echado

Plano físicamente en el campo



Falsilla de Schmidt



Estereograma representando el plano 200°/40° o S110°E/40°SW

Simbología típica en planos geológicos



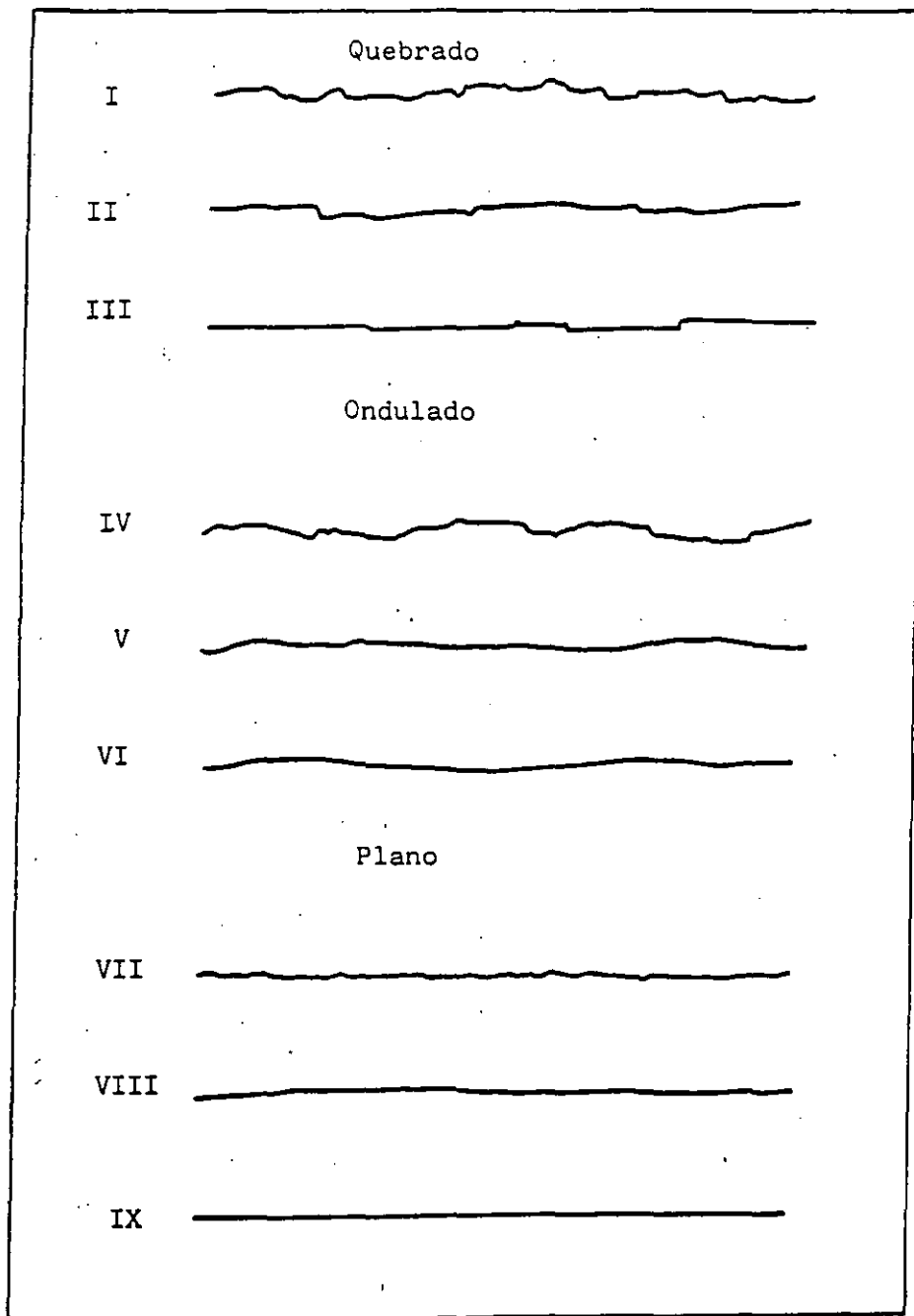
REPRESENTACION DE DISCONTINUIDADES O PLANOS

FIGURA 2.1

Planos I, IV y VII Rugosidad tipo: Rugoso.

Planos II, V y VIII " " Liso

Planos III, VI y IX " " Pulido

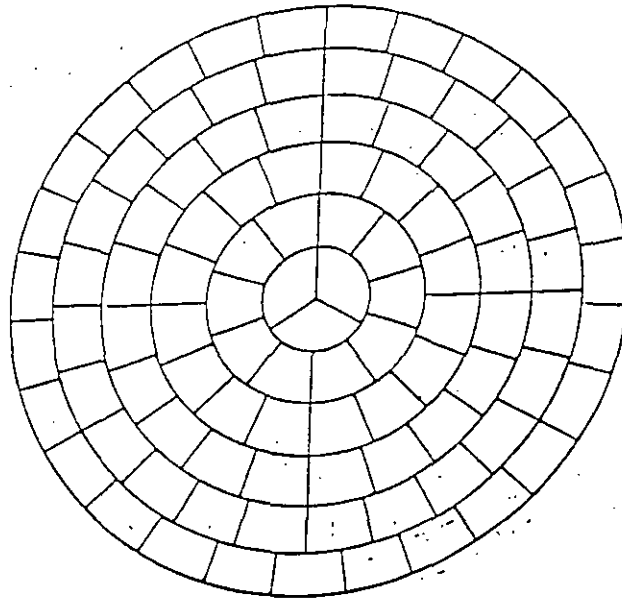


Escala vertical igual a escala horizontal  
Cada línea puede representar de 1 a 10m de longitud

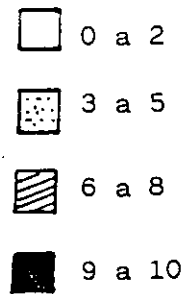
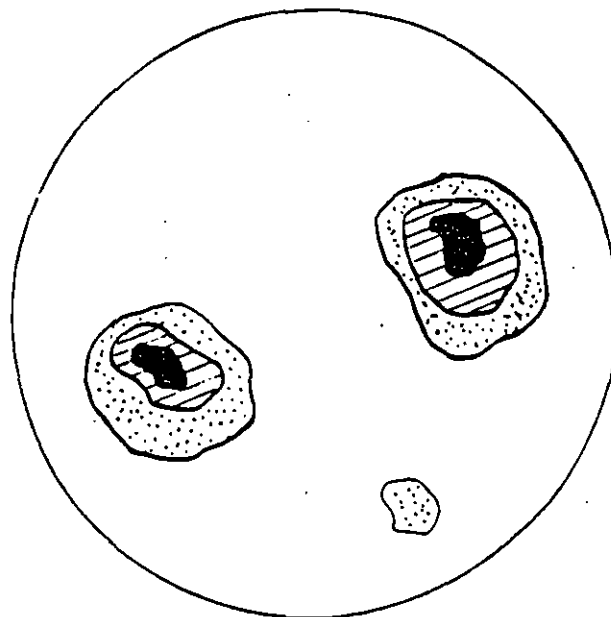
Tomado de la publicación de la ISRM (Suggested Methods)

PERFILES DE RUGOSIDAD

FIGURA 2.2



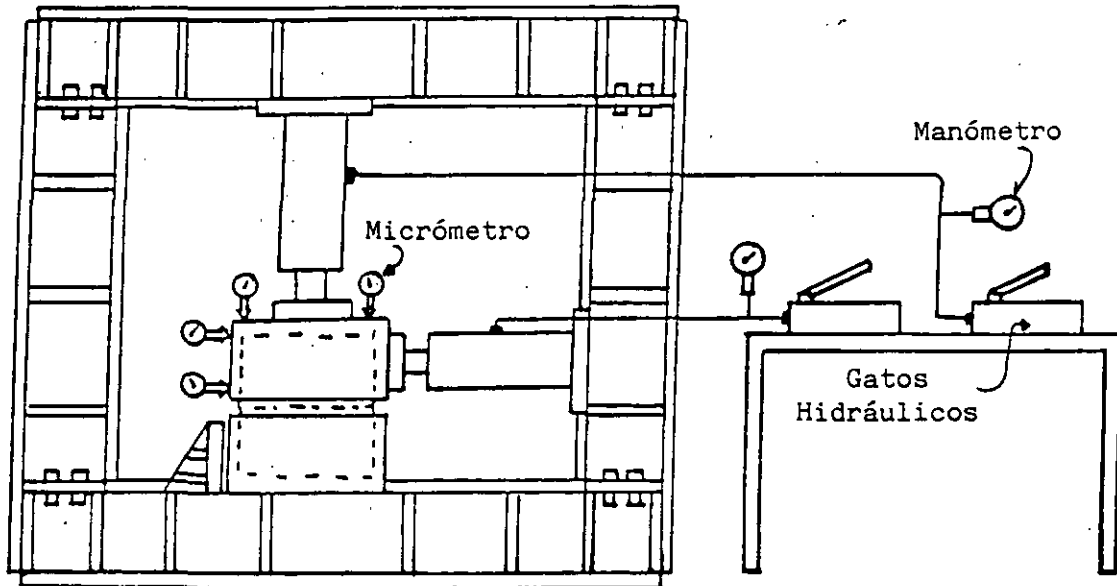
FALSILLA PARA CONTEO DE POLOS



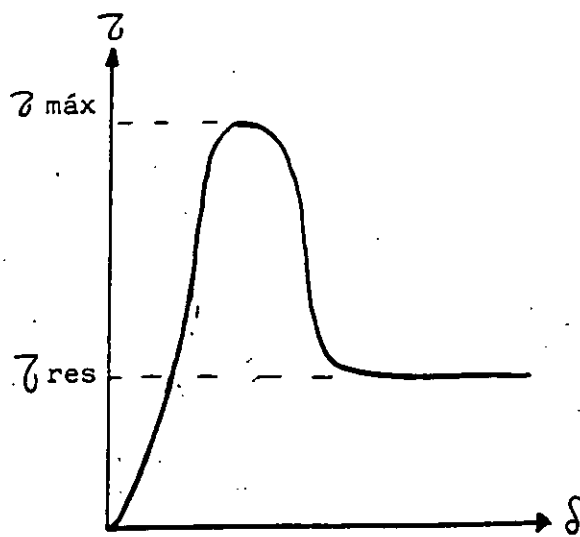
Ejemplo de concentración de polos

DENSIDAD DE POLOS

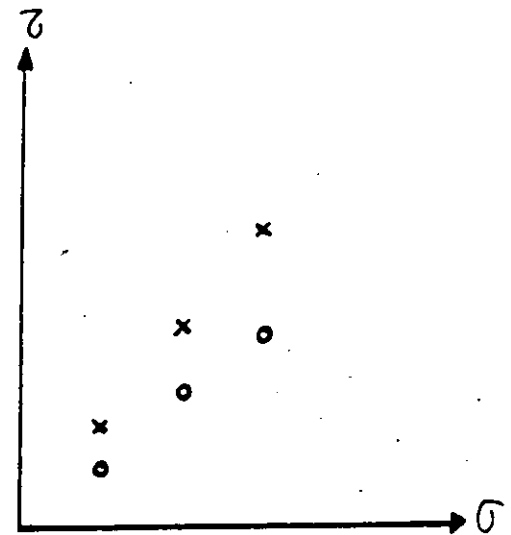
FIGURA 2.3



Ejecución de la Prueba



Curva Deformación-Esfuerzo Cortante



Graficación de resultados en el Plano de Mohr

PRUEBA DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

FIGURA 2.4

TABLA 2.1

ESPACIAMIENTO	DESCRIPCION
< 2 cm	Extremadamente cerrado
2 a 6 cm	muy cerrado
6 a 20 cm	cerrado
20 a 60 cm	moderado
60 a 200 cm	amplio
2 a 6 m	muy amplio
> 6 m	extremadamente amplio

TABLA 2.2

CONTINUIDAD (m)	DESCRIPCION
< 1	muy baja
1 - 3	baja
3 - 10	media
10 - 20	alta
> 20	muy alta

TABLA 2.3

ABERTURA	DESCRIPCION
< 0.1 mm	muy fina
0.1-0.25 mm	fina
0.25-0.5 mm	parcialmente abierta
0.5-2.5 mm	abierta
2.5 -10 mm	moderadamente amplia
> 1 cm	amplia
1 a 10 cm	muy amplia
10 a 100 cm	extremadamente amplia
> 1 m	caverna

# 3. MECANISMOS DE FALLA EN TALUDES

TIPO DE MOVIMIENTO	CLASE DE MATERIAL		RANGO GENERAL DE VELOCIDAD EN LOS MOVIMIENTOS (cms/sg)	
	MEDIOS ROCOSOS	SUELOS	10 <sup>3</sup> 10 <sup>4</sup> 10 <sup>5</sup> 10 <sup>6</sup> 10 <sup>7</sup> 10 <sup>8</sup> 10 <sup>9</sup> 10 <sup>10</sup>	10 <sup>1</sup> 10 <sup>2</sup> 10 <sup>3</sup> 10 <sup>4</sup> 10 <sup>5</sup> 10 <sup>6</sup> 10 <sup>7</sup> 10 <sup>8</sup>
DESPRENDIMIENTOS			EXTREMO RÁPIDO	EXTREMO LENTO
VUELCO (toppling)			MUY RÁPIDO	MUY LENTO
DESPLAZAMIENTOS ROTACIONALES				
DESPLAZAMIENTOS TRASLACIONALES			11, 21, 31	
PANDEO (Buckling)				
EXTENSIONES LATERALES				
COLADAS			21, 31	11
MOVIMIENTOS COMPLEJOS				



Figura 1.2.6.: Cuadro general de corrimientos (AYALA et al, 1987)

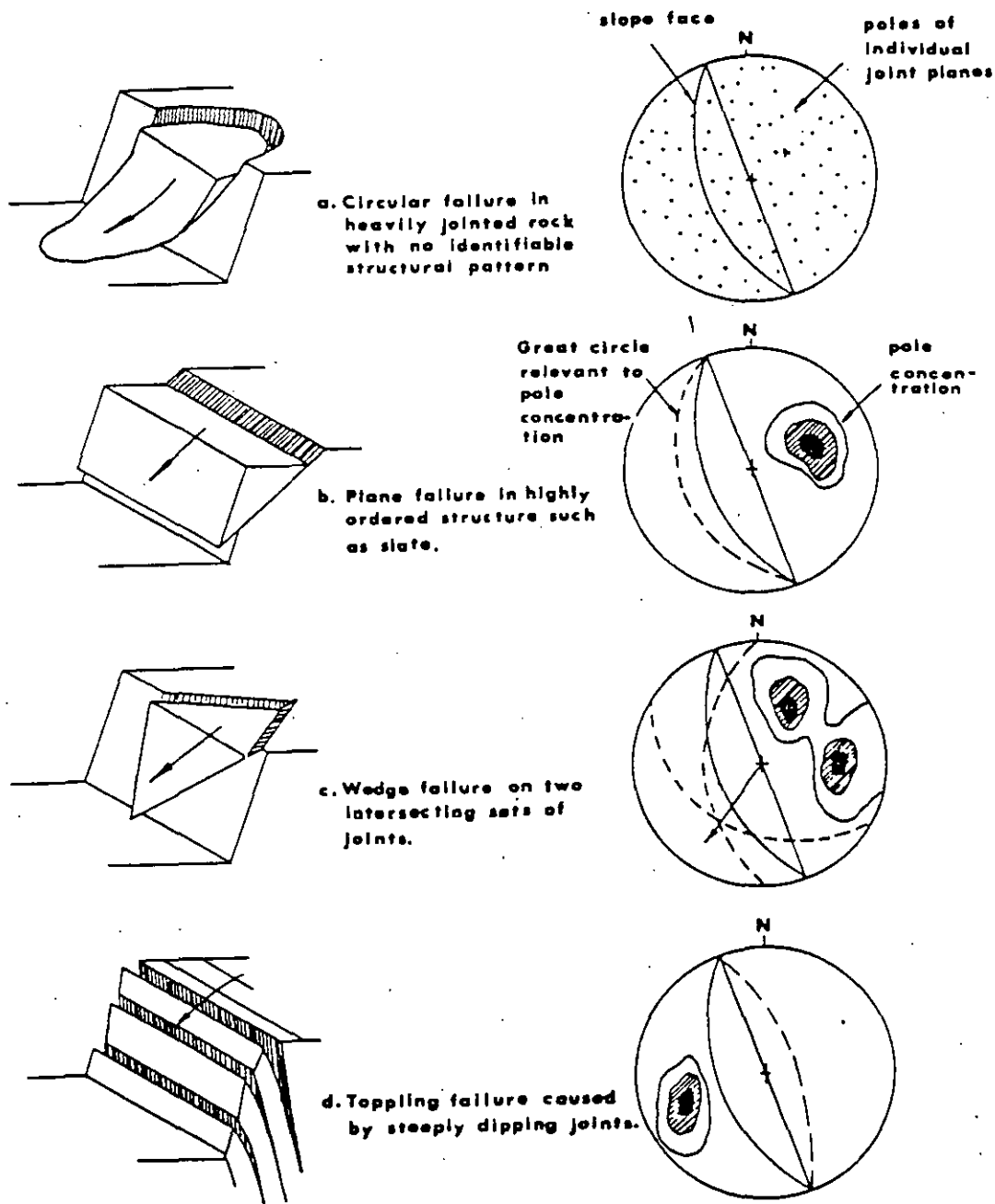


Fig. 6. Representation of structural data concerning four possible slope failure modes, plotted on equatorial equal-area nets as poles and great circles. [3].

## REFERENCES

1. Rocha M. & Barroso M. Some applications of the new integral sampling method in rock masses. *Symposium of ISRM on Rock Fracture*. Nancy. Paper 1-21. 12 p. (1971).
2. Pincus H. J. The analysis of aggregates of orientation data in the earth sciences. *J. Geol.* 61, 482-509 (1953).
3. Hoek E. & Bray J. *Rock Slope Engineering*. The Institution of Mining and Metallurgy, London. 309 p. (1974).
4. Badgley P. C. *Structural Methods for Exploration Geologists*. Harper Brothers, New York. 280 p. (1959).
5. Hodgson R. A. Regional study of jointing in the Comb Ridge-Navajo Mountain area, Arizona and Utah. *Bull. Am. Ass. Petrol Geol.* 45, 1-38 (1961).
6. John K. W. An approach to rock mechanics. *J. Soil Mech. Fdns Div. Am. Soc. civ. Engrs*, SM4, pp. 1-30 (1962).
7. Muller L. *Der Felshau*. Ferdinand Enke Verlag, Stuttgart. 62 p. (1963).
8. Turner F. J. & Weiss L. E. *Structural Analysis of Metamorphic Tectonites*. McGraw-Hill, New York. 545 p. (1963).
9. Pincus H. J. A procedure for rapid plotting of joint diagrams. *J. Geol. Educ.* Vol. 13, 7-8 (1965).
10. Terzaghi R. D. Sources of error in joint surveys. *Geotechnique* 15, 287-304 (1965).
11. Nickelsen R. P. & Hough V. N. D. Jointing in the Appalachian Plateau of Pennsylvania. *Bull. geol. Soc. Am.* 78, 609-630 (1966).
12. John K. W. Graphical stability of slopes in jointed rock. *J. Soil Mech. Fdns Div. Am. Soc. civ. Engrs* 94, No SM2, 1-10 (1968). Discussion and closure in 95, SM6, 1969, 1541-1544.
13. Broadbent C. D. & Ripperke K. H. Fracture studies at the Kimberley Pit. *Proc. Symposium on Planning Open Pit Mines*, Johannesburg, 1970. Balkema, Amsterdam, 1971. pp. 171-179 (1971).



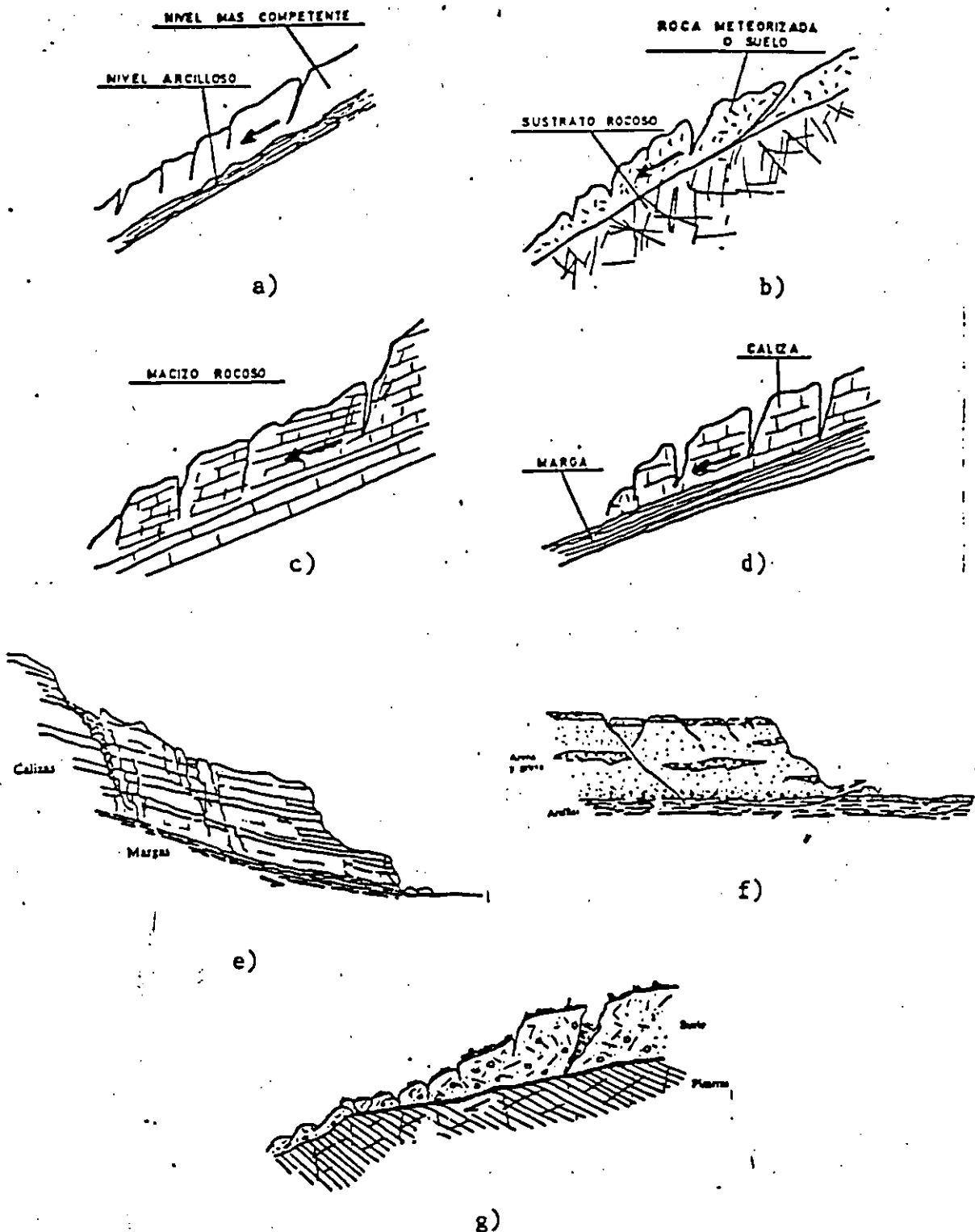


Figura 1.3.6.: Deslizamientos traslacionales planos.

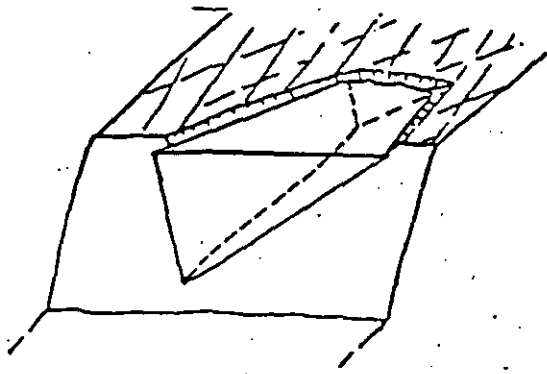
Mecanismos más frecuentes (FERRER, 1988)

a) en suelos b) por la superficie de meteorización

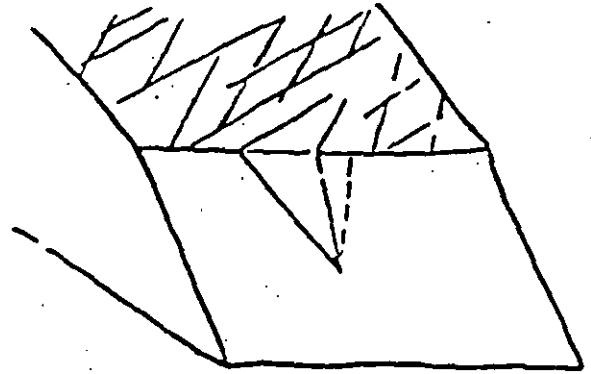
c) por una discontinuidad rocosa d) por un estrato blando

Ejemplos de deslizamientos traslacionales planos (ANDREU et al, 1988)

e) en roca f) en suelo g) en contacto roca suelo



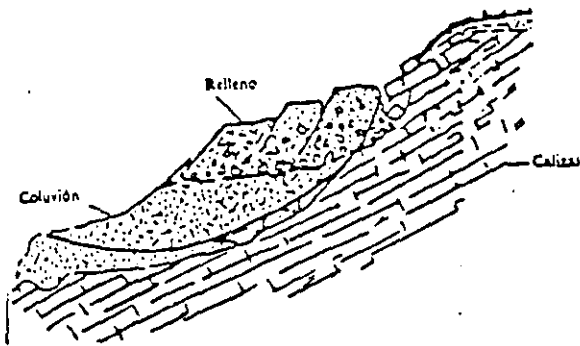
a)



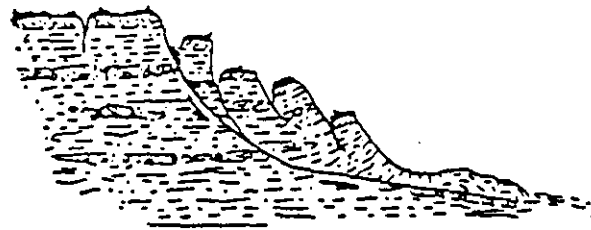
b)

Figura 1.3.7.: Deslizamiento rotacional diédrico (AYALA et al, 1988)

- a) Cuña directa con grieta de tracción
- b) Cuña inversa



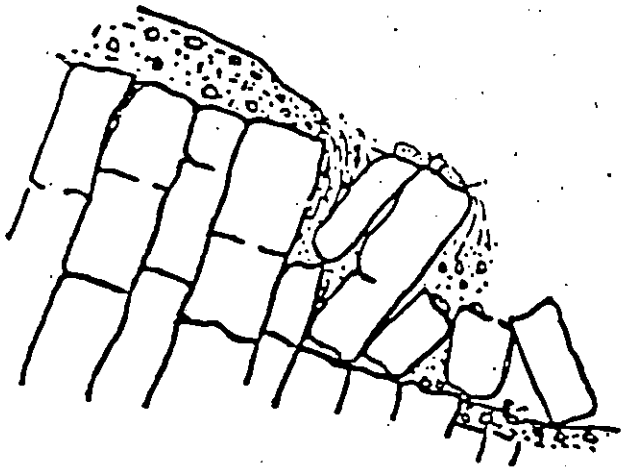
a)



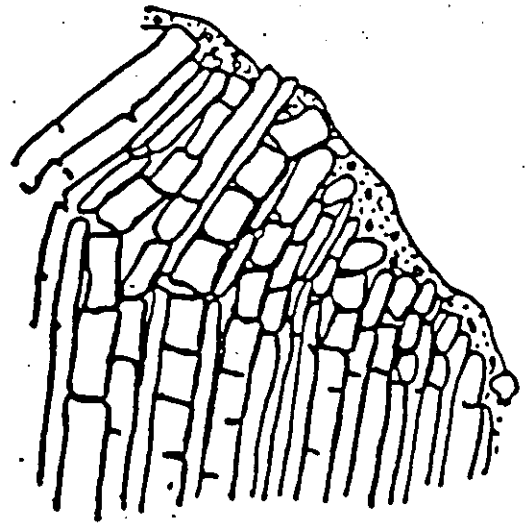
b)

Figura 1.3.8.: Ejemplos de deslizamientos complejos (AYALA et al, 1988)

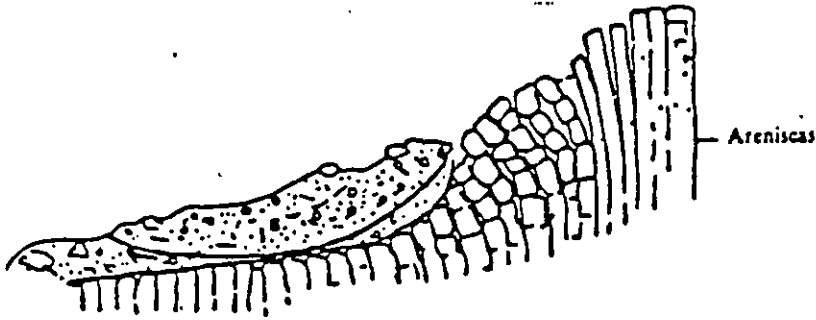
- a) Deslizamiento rotacional de directriz compleja y partes traslacionales.
- b) Deslizamiento traslacional en la base con roturas rotacionales múltiples en cabeza y colada de barro en el pie.



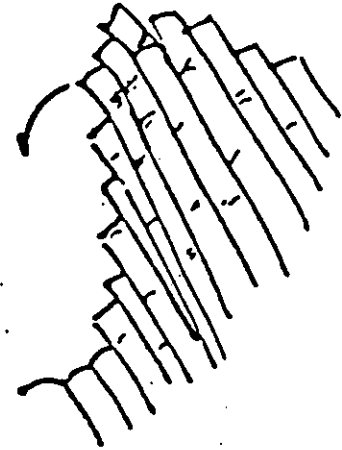
a)



b)



c)



d)

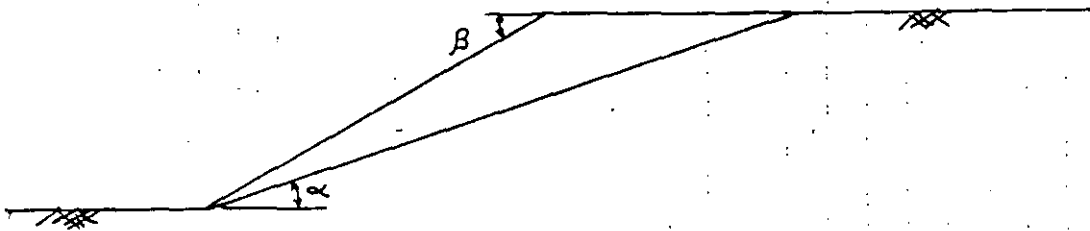
Figura 1.3.9 Vuelcos en macizos rocosos.

- a) con bloques grandes (HOEK, BRAY, 1977)
- b) con bloques esbeltos (HOEK, BRAY, 1977)
- c) deslizamiento rotacional producido en una zona de estratos volcados meteorizados (FERRER, 1988)
- d) desprendimientos de bloques rocosos originados por vuelco de estratos (AYALA et al, 1988)

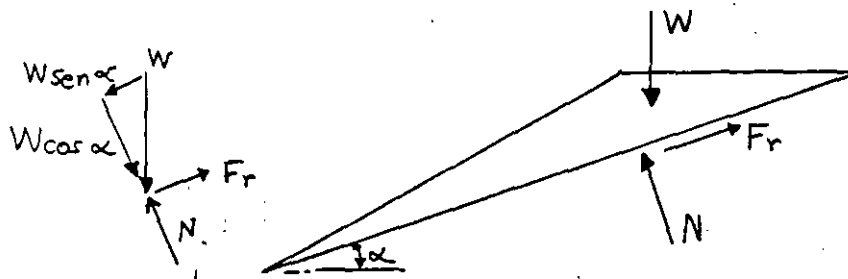
#### 4. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD PARA FALLA PLANA

Cuando la resistencia al corte de la discontinuidad esta dada por el angulo de friccion  $\phi$  y el bloque está sujeto a su peso propio unicamente, el factor de seguridad está definido por la relacion:

$$FS = \frac{\tan\phi}{\tan\alpha} \quad 4.1$$



Con un diagrama de cuerpo libre se puede obtener la ecuación 4.1



W: Peso del bloque  
N: Normal  
Fr: Fuerza de fricción

$$N = W \cos\alpha \quad 4.2$$

$$Fr = N \tan\phi \quad 4.3$$

FS = Fuerzas resistentes / Fuerzas actuantes

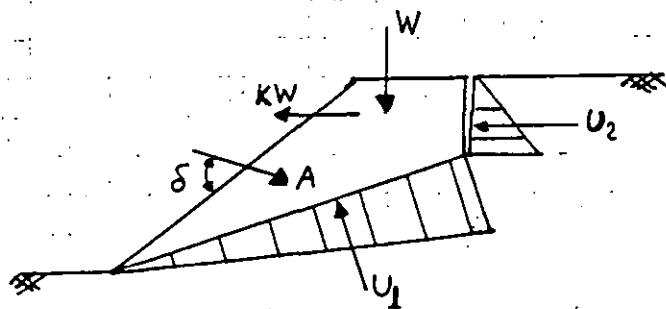
$$FS = Fr / W \sin\alpha \quad 4.4$$

desarrollando 4.4, con 4.3 y 4.2

$$FS = \frac{N \tan\phi}{W \sin\alpha} = \frac{W \cos\alpha \tan\phi}{W \sin\alpha} = \frac{\tan\phi}{\tan\alpha}$$

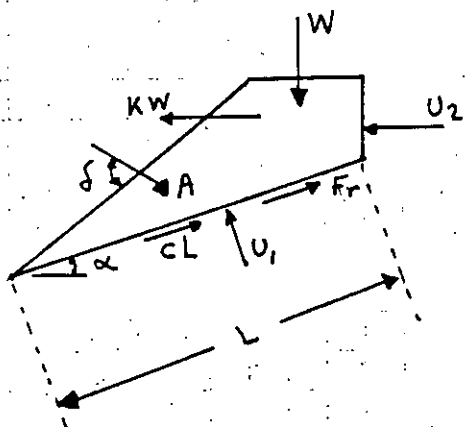
Con lo cual se demuestra que no influyen en la estabilidad de cuña ni el peso ni la forma, sólo la inclinación del plano y el angulo de fricción para este caso, el cual es el mas simple de los analisis de estabilidad de taludes.

MODELO CON DIVERSAS SOLICITACIONES

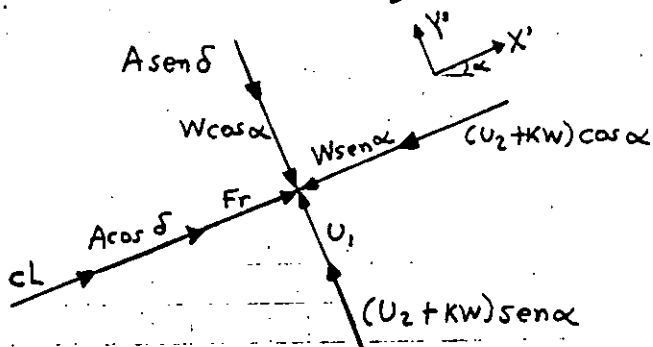


- W: Peso propio
- K: Coeficiente sísmico
- A: Fuerza de anclaje
- $U_1$ : Subpresión en el plano de falla
- $U_2$ : Subpresión en grieta vertical
- $\delta$ : ángulo entre anclaje y talud.
- c: Cohesión
- L: Longitud del plano de falla
- $\alpha$ : inclinación
- Fr: Fuerza de fricción

Diagrama de cuerpo libre. Análisis por metro de ancho



Si se proyectan todas las fuerzas en los ejes  $X', Y'$  resulta lo siguiente:



N: Fuerza normal ( $\sum F_{Y'} = 0$ )

$$N = W \cos \alpha + A \sin \delta - U_1 - (U_2 + KW) \sin \alpha \quad 4.5$$

$$Fr = N \tan \phi = [W \cos \alpha + A \sin \delta - U_1 - (U_2 + KW) \sin \alpha] \tan \phi \quad 4.6$$

$$FS = \frac{cL + [W \cos \alpha + A \sin \delta - U_1 - (U_2 + KW) \sin \alpha] \tan \phi}{W \sin \alpha + (U_2 + KW) \cos \alpha - A \cos \delta} \quad 4.7$$

En la ec. 4.7 el anclaje no se considera directamente una fuerza resistente sino una disminución de fuerzas actuantes.

Para cada caso se debe hacer el propio análisis a partir de un diagrama de cuerpo libre incluyendo cualquier fuerza que afecte a la masa de roca en estudio. En particular se debe definir la geometría del prisma de esfuerzos que genera la subpresión.

## EJEMPLO

En el P.H. Aguamilpa, Nay. una descarga del vertedor puede erosionar significativamente el sitio donde impactaría el chorro de agua. lo cual conduce a una posible falla del talud en la margen izquierda por perdida de apoyo en el pie.

En la figura de la siguiente pagina se muestra un croquis del modelo estudiado.

A continuación se presentan los resultados obtenidos, para la resistencia determinada con pruebas de laboratorio:

$$c = 0 \text{ t/m}^2 \quad \phi = 30^\circ$$

\* Por peso propio de la ec. 4.1

$$FS = \frac{\tan 30^\circ}{\tan 17^\circ} = 1.89$$

\* Por peso propio, subpresión y sismo, ec. 4.7

$$FS = \frac{(9.000 \cos 17^\circ - 2.770 - (880 + 1.440) \sin 17^\circ) \tan 30^\circ}{9.000 \sin 17^\circ + (880 + 1.440) \cos 17^\circ} = 0.61$$

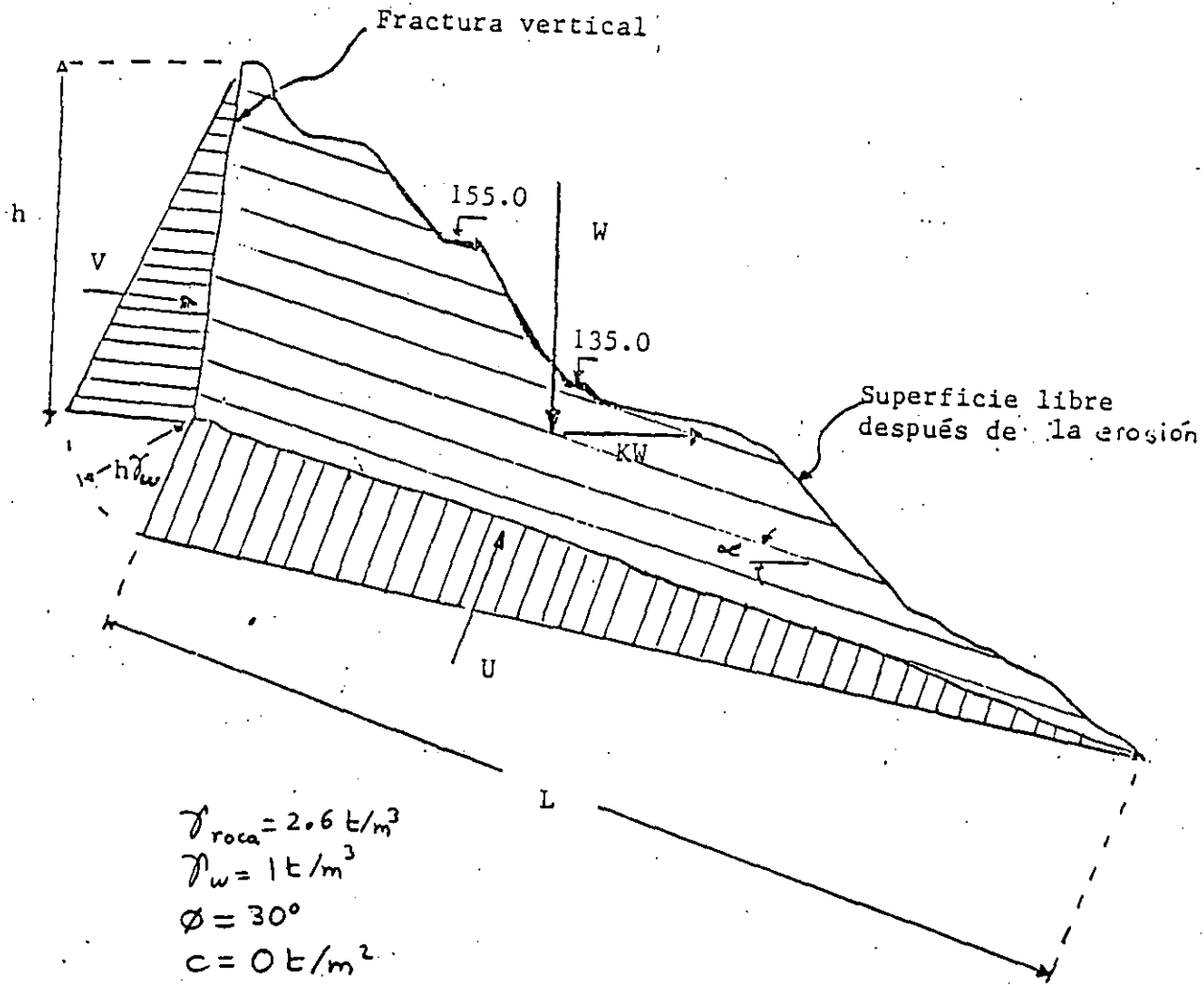
Esta condición implicaría falla, además no es factible incluir anclaje en el cálculo del factor de seguridad debido a que el bloque tiene una longitud mayor a 100m en su base.

Lo anterior implica que se debe realizar un tratamiento con el objeto de evitar el efecto de la subpresión, de modo que el caso más desfavorable fuera peso propio y sismo.

\* Por peso propio y sismo, ec. 4.7

$$FS' = \frac{(9.000 \cos 17^\circ - 1.440 \sin 17^\circ) \tan 30^\circ}{9.000 \sin 17^\circ + 1.440 \cos 17^\circ} = 1.18$$

Lo cual implica que el talud sería estable si se logra evitar la acumulación de agua en los límites de la cuña.



$$\begin{aligned} \gamma_{roca} &= 2.6 \text{ t/m}^3 \\ \gamma_w &= 1 \text{ t/m}^3 \\ \phi &= 30^\circ \\ c &= 0 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} U_1 &= U = 1/2 \gamma_w h L \\ U_2 &= V = 1/2 \gamma_w h^2 \\ \alpha &= 17^\circ \end{aligned}$$

Subpresión

Empuje en fractura vertical

$$h = 42 \text{ m}$$

$$L = 132 \text{ m}$$

$$U = 2,770 \text{ ton}$$

$$V = 880 \text{ ton}$$

$$W = 9,000 \text{ ton}$$

$$KW = 1,440 \text{ ton}$$

$$K = 0.169$$

FUERZAS INVOLUCRADAS EN EL ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

FIGURA 8





Area Plano ①  $A_1 = \frac{1}{2} |\overline{AD} \times \overline{DB'}|$

Area Plano ②  $A_2 = \frac{1}{2} |\overline{AC} \times \overline{CB'}|$

$\overline{CB'} = \overline{DB'} - \overline{DC}$

Area cuña expuesta en el talud  $A_A = \frac{1}{2} |\overline{AD} \times \overline{AC}|$

Para cada conjunto de solicitaciones se determina la resultante de fuerzas y a partir de ésta se puede conocer la tendencia al movimiento y el factor de seguridad correspondiente, con base en operaciones vectoriales con ciertos indicadores.

Operación; Resultados respecto a cero					Tendencia al Movimiento en:
$\overline{R} \cdot \overline{n}_1$	$\overline{R} \cdot \overline{n}_2$	$\overline{R} \cdot \overline{b}_1$	$\overline{R} \cdot \overline{b}_2$	$\overline{R} \cdot \overline{x}_{12}$	
<	>	<	<	>	La cuña se levanta
>	<	>	>	<	Plano 1
	>				Plano 2
					Línea de intersección

$\overline{R}$ : resultante, se pueden obtener muchas combinaciones, a continuación se presentan algunas:

Condición	Resultante	
Peso propio	$\overline{R} = (0, 0, -W)$	$W = V \gamma_{roca}$
Peso y sismo	$\overline{R} = (0, -KW, -W)$	$K$ : coeficiente sísmico
Peso y subpresión	$\overline{R} = \overline{E}_1 + \overline{E}_2 + (0, 0, -W)$	
	$\overline{E}_1 = -\frac{1}{3} A_1 (h_1 + h_2) f_1 \overline{n}_1$	$f_2, f_1$ : coeficientes de acumulación de agua, $(0 \leq f_i \leq 1)$
	$\overline{E}_2 = \frac{1}{3} A_2 (h_1 + h_2) f_2 \overline{n}_2$	

Fuerza de anclaje: Obtener un vector unitario en la dirección del anclaje y asignar le el módulo correspondiente al número de anclas que se calocarían en el área  $A_A$  por la fuerza de cada ancla.

## ALGEBRA VECTORIAL

Sea un vector  $\vec{u} = (u_1, u_2, u_3)$

Su módulo es  $|\vec{u}| = \sqrt{u_1^2 + u_2^2 + u_3^2}$

Un vector unitario en la dirección de  $\vec{u}$  sería  $\hat{u} = \frac{\vec{u}}{|\vec{u}|}$

$$\hat{u} = \left( \frac{u_1}{|\vec{u}|}, \frac{u_2}{|\vec{u}|}, \frac{u_3}{|\vec{u}|} \right)$$

Sea un vector  $\vec{w} = (w_1, w_2, w_3)$

Se definen las siguientes operaciones:

• SUMA  $\vec{u} + \vec{w} = (u_1 + w_1, u_2 + w_2, u_3 + w_3)$

• RESTA  $\vec{u} - \vec{w} = (u_1 - w_1, u_2 - w_2, u_3 - w_3)$

• PRODUCTO PUNTO  $\vec{u} \cdot \vec{w} = u_1 w_1 + u_2 w_2 + u_3 w_3$  Escalar

• PRODUCTO VECTORIAL  $\vec{u} \times \vec{w} = \begin{vmatrix} u_1 & u_2 & u_3 \\ w_1 & w_2 & w_3 \end{vmatrix}$

$$\vec{u} \times \vec{w} = (u_2 w_3 - w_2 u_3, u_3 w_1 - u_1 w_3, u_1 w_2 - w_1 u_2)$$
 Vector

El producto vectorial no es conmutativo

$$\vec{u} \times \vec{w} \neq \vec{w} \times \vec{u}$$

Sea  $\lambda$  un escalar

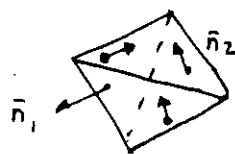
• MULTIPLICACION POR UN ESCALAR  $\lambda \vec{u} = (\lambda u_1, \lambda u_2, \lambda u_3)$

Cuña formada por dos planos de discontinuidad.  
Cálculo del Factor de Seguridad.

CASO 1 La cuña se despega  $FS < 1$

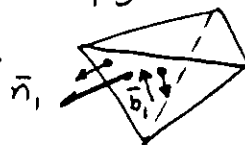
$$\bar{R} \cdot \bar{n}_1 < 0 \quad ; \quad \bar{R} \cdot \bar{n}_2 > 0$$

→ Incidencia de la resultante en la cuña



CASO 2 La cuña desliza por el plano 1

$\bar{R} \cdot \bar{b}_1 < 0$  ,  $\bar{R} \cdot \bar{n}_1 > 0$  (La cuña se pega al plano 1 y desliza contrario a la dirección de  $\bar{b}_1$ )



$$FS = \frac{(\bar{R} \cdot \bar{n}_1) \tan \phi_1}{|\bar{R} - (\bar{R} \cdot \bar{n}_1) \bar{n}_1|}$$

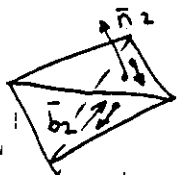
$$\bar{R} - (\bar{R} \cdot \bar{n}_1) \bar{n}_1 = \bar{T}_1$$

$$|\bar{T}_1| = (T_{1x}^2 + T_{1y}^2 + T_{1z}^2)^{1/2}$$

CASO 3 La cuña desliza por el plano 2

$\bar{R} \cdot \bar{n}_2 < 0$  La cuña se pega al plano 2

$\bar{R} \cdot \bar{b}_2 < 0$  La cuña desliza en la dirección contraria a  $\bar{b}_2$

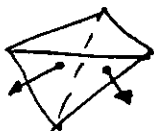


$$FS = \frac{-(\bar{R} \cdot \bar{n}_2) \tan \phi_2}{|\bar{T}_2|}$$

CASO 4 La cuña desliza por la línea de intersección.

$\bar{R} \cdot \bar{b}_1 > 0$  ,  $\bar{R} \cdot \bar{b}_2 > 0$  ,  $\bar{R} \cdot \bar{n}_1 > 0$  ,  $\bar{R} \cdot \bar{n}_2 < 0$

Si  $\bar{R} \cdot \bar{x}_{12} > 0$  es hacia abajo el deslizamiento.



$$\bar{N}_{12} = \bar{R} - \bar{T}_{12} \quad ; \quad \bar{T}_{12} = \left( \frac{\bar{R} \cdot \bar{x}_{12}}{|\bar{x}_{12}|} \right) \frac{\bar{x}_{12}}{|\bar{x}_{12}|}$$

Se resuelve el sistema:

$$N_1 n_{1x} - N_2 n_{2x} = N_{12x}$$

$$N_1 n_{1y} - N_2 n_{2y} = N_{12y}$$

} Se determinan  $N_1$  y  $N_2$

$$FS = \frac{N_1 \tan \phi_1 + N_2 \tan \phi_2}{|\bar{T}_{12}|}$$

Análisis de Estabilidad de Cuña limitada por dos planos y un corte de talud.

Proyecto: TOPOLOBAMPO II, SIN.

Cuña Tipo: 1 Zona: TALUD 7

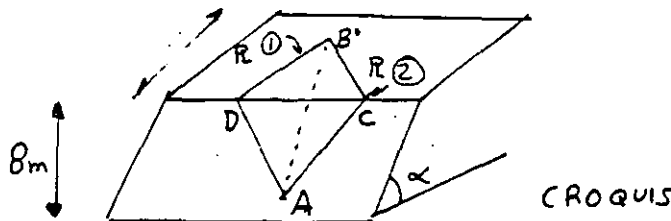
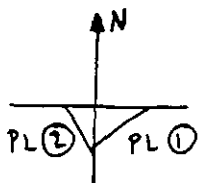
Datos:

Corte de Talud: Rumbo E-W Echado:  $\alpha = 73^\circ N$  (0.3:1)

Plano 1 <sup>Discontinuidad:</sup> N55°E/150°NW 50/325  $\beta_1 = 35^\circ$   $\gamma_1 = 50^\circ$   $\phi_1 = 40^\circ$

Plano 2 N20°W/70°NE 70/070  $\beta_2 = 110^\circ$   $\gamma_2 = 110^\circ$   $\phi_2 = 40^\circ$

Peso volumétrico  $\gamma = 2.5 \text{ t/m}^3$



$$\begin{aligned} \bar{n}_1 &= (-0.439, 0.622, -0.643) \\ \bar{n}_2 &= (-0.883, -0.321, 0.342) \\ \bar{x}_{12} &= (-0.008, -0.718, -0.695) \\ \bar{b}_1 &= \bar{s}_{12} = (0.898, 0.300, -0.320) \\ \bar{b}_2 &= 2\bar{s}_{12} = (-0.469, 0.617, -0.631) \\ V &= 116 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Geometría

$$\begin{aligned} \bar{AD} &= (-8.21, 2.45, 8.00) \\ \bar{AC} &= (2.20, 2.44, 8.00) \\ \bar{AB} &= (0.09, 8.26, 9.25) \\ \bar{DB} &= (8.31, 7.11, 1.25) \\ \bar{DC} &= (10.42, 0.00, 0.00) \\ W &= 290 \text{ ton} \end{aligned}$$

CALCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD.

CONDICION: PESO PROPIO.

$$\bar{R} = (0, 0, -290) = \bar{w}$$

Indicadores  $\bar{R} \cdot \bar{n}_1 = 0$ ;  $\bar{R} \cdot \bar{n}_2 = 0$ ;  $\bar{R} \cdot \bar{s}_{12} > 0$ ;  $\bar{R} \cdot \bar{s}_{22} > 0$ ;  $\bar{R} \cdot \bar{x}_{12} > 0$

Tipo de movimiento:

Tendencia en intersección de planos 1 y 2

**FS = 1.15**

CONDICION: PESO PROPIO Y SISMO:

Coefficiente sísmico  $K = 0.16$

$$\bar{R} = \bar{w} + \bar{s} = (0, -46, -290)$$

Indicadores  $\bar{R} \cdot \bar{n}_1 = 0$ ;  $\bar{R} \cdot \bar{n}_2 = 0$ ;  $\bar{R} \cdot \bar{s}_{12} > 0$ ;  $\bar{R} \cdot \bar{s}_{22} > 0$ ;  $\bar{R} \cdot \bar{x}_{12} > 0$

Tipo de movimiento:

Tendencia al movimiento en intersección de planos 1 y 2

**FS = 0.83**

Proyecto: TOPOLOBAMPO II, SIN. Cuña Tipo: 1 Zona: 120007

CONDICION: ~~PESO PROPIO Y EMPUJE HIDROSTATICO~~ Altura Columna  $H_c = 0.25H$

$A_1 = \text{Area plano } 1 = \frac{1}{2} |\vec{AD} \times \vec{AB}| = 122 \text{ m}^2$ ;  $E_1 = \frac{1}{3} (\gamma_{hd}) A_1 = 47.2 \text{ t}$ ;  $\vec{E}_1 = (20.7, -29.6, 30.3)$

$\vec{E}_1 = -E_1 \vec{n}_1$ ;  $\vec{E}_2 = E_2 \vec{n}_2$ ;  $A_2 = \frac{1}{2} |\vec{AB} \times \vec{AC}| = 61 \text{ m}^2$ ;  $E_2 = \frac{1}{3} (\gamma_{hd}) A_2 = 11.7 \text{ t}$ ;  $\vec{E}_2 = (-10.3, -3.77, 4.0)$

$\vec{U} = \vec{E}_1 + \vec{E}_2$ ;  $\vec{R} = \vec{W} + \vec{U} = (10.4, -33.4, -255.6)$

Indicadores:  $\vec{R} \cdot \vec{n}_1 = 0$ ;  $\vec{R} \cdot \vec{n}_2 = 0$ ;  $\vec{R} \cdot \vec{s}_{12} > 0$ ;  $\vec{R} \cdot \vec{s}_{21} > 0$ ;  $\vec{R} \cdot \vec{x}_{12} > 0$

Tipo de Movimiento:

Tendencia al movimiento en la intersección de los planos 1 y 2

$FS = 0.90$

CONDICION: PESO PROPIO, SISMO Y EMPUJE HIDROSTATICO:

$\vec{R} = \vec{W} + \vec{S} + \vec{U} = (10.4, -79.8, -255.6)$

Indicadores:  $\vec{R} \cdot \vec{n}_1 = 0$ ;  $\vec{R} \cdot \vec{n}_2 = 0$ ;  $\vec{R} \cdot \vec{s}_{12} > 0$ ;  $\vec{R} \cdot \vec{s}_{21} > 0$ ;  $\vec{R} \cdot \vec{x}_{12} > 0$

Tipo de Movimiento:

Tendencia al movimiento en la línea de intersección entre planos 1 y 2

$FS = 0.65$

CONDICION: PESO PROPIO, SISMO, EMPUJE HID. Y ANCLAJE.  $\phi = 1$

Area de Anclaje  $A_a = \frac{1}{2} |\vec{AD} \times \vec{AC}| = 43.6 \text{ m}^2$ ; Patrón:  $3.5 \text{ m} \times 3.5 \text{ m} = 12.3 = a_i$

$F_a = \text{Fuerza de " } = N_a \frac{\pi(\phi \times 2.54)^2}{4} f_y \rightarrow 76 \text{ ton}$ ;  $N_a = \text{No. de anclas} = \frac{A_a}{a_i} = 3.5$

$\vec{A} = F_a \vec{n}_a$ ;  $\vec{n}_a$ : Unitario en la dirección del anclaje;  $\vec{A} = (0, 73, -21)$

$\vec{R} = \vec{W} + \vec{S} + \vec{U} + \vec{A} = (10.4, -6.8, -276.6)$   $\vec{n}_A = (0, \cos 17^\circ, -\sin 17^\circ)$

Indicadores:  $\vec{R} \cdot \vec{n}_1 = 0$ ;  $\vec{R} \cdot \vec{n}_2 = 0$ ;  $\vec{R} \cdot \vec{s}_{12} > 0$ ;  $\vec{R} \cdot \vec{s}_{21} > 0$ ;  $\vec{R} \cdot \vec{x}_{12} > 0$

Tipo de Movimiento:

Tendencia al movimiento en línea de intersección entre planos 1 y 2

$FS = 1.11$

CONDICION: Peso y Anclaje

$\vec{R} = (0, 73, -311)$

Indicadores:  $\vec{R} \cdot \vec{n}_1 = 0$ ;  $\vec{R} \cdot \vec{n}_2 = 0$ ;  $\vec{R} \cdot \vec{s}_{12} > 0$ ;  $\vec{R} \cdot \vec{s}_{21} > 0$ ;  $\vec{R} \cdot \vec{x}_{12} > 0$

Tipo de movimiento:

$FS = 1.86$

RESUMEN  
DYC-50

Condición:	W	W+S	W+U	W+U+S	W+S+U+A	W+A
FS	1.15	0.93	0.90	0.65	1.11	1.86

TALROC93 IDENTIFICACION DE LA CUNA  
 PROYECTO .? P.T. TOPOLOBAMPO II (SIN)  
 Cuna tipo: ? 1  
 Zona o ubicación: ? TALUD 7

INTRODUCCION DE DATOS GEOMETRICOS Y MECANICOS

	Azimet del echado	Echado	Angulo de friccion
TALUD	? 0	? 73	
PLANO 1	? 325	? 50	? 40
PLANO 2	? 70	? 70	? 40

Altura del talud en cara inferior? 8 m  
 Echado del talud en cara superior? 109

DATOS PARA FUERZA RESULTANTE

Peso volumetrico de la roca Gm ? 2.5 t/m3  
 Coeficiente Sismico k ? .16  
 Altura de columna de agua hw ? .25

Datos del anclaje preliminar

Diámetro de las anclas (cm)? 2.54  
 Separación horizontal? 3.5 m vertical? 3.5 m  
 Angulo de orientación horizontal? 09 vertical? -179  
 Esfuerzo de fluencia del acero Fy (kg/cm2)? 4200 kg/cm2

TALROC93  
 PROYECTO. P.T. TOPOLOGAMPO II (SIN)  
 CUNA. 1  
 EN LA ZONA. TALUD 7  
 FECHA Y HORA DE PROCESO 05-22-1993 13:58.00

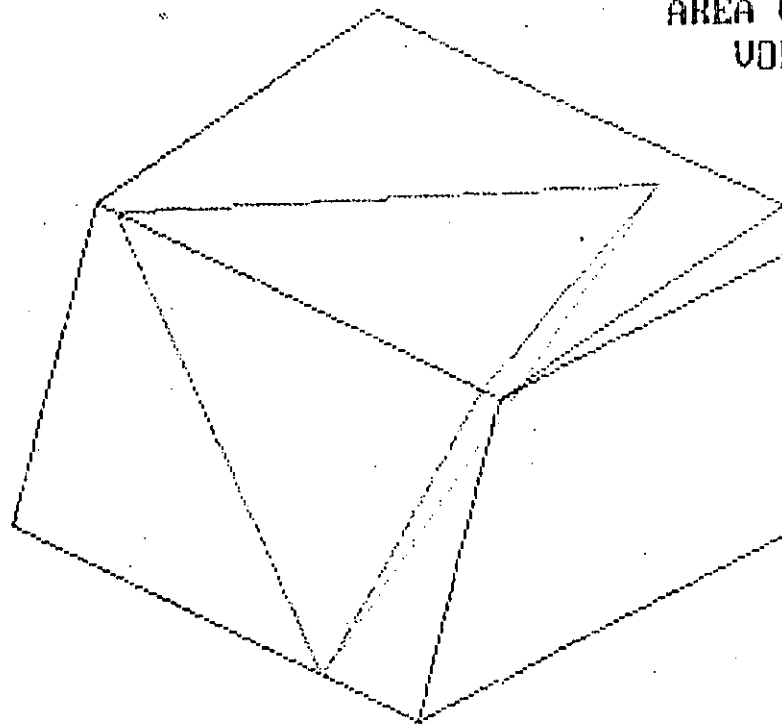
CONDICION	FACTOR DE SEGURIDAD	TENDENCIA AL MOVIMIENTO EN
PESO	1.15	INTERSECCION DE PLANOS 1 Y 2
PESO Y SISMO	0.83	INTERSECCION DE PLANOS 1 Y 2
PESO Y SUBPRESION	0.90	INTERSECCION DE PLANOS 1 Y 2
PESO Y ANCLAJE	1.86	INTERSECCION DE PLANOS 1 Y 2
PESO, SISMO Y SUBPRESION	0.65	INTERSECCION DE PLANOS 1 Y 2
PESO, SISMO Y ANCLAJE	1.36	INTERSECCION DE PLANOS 1 Y 2
PESO, SUBPRESION Y ANCLAJE	1.55	INTERSECCION DE PLANOS 1 Y 2
PESO, SISMO, SUBP. Y ANCLAJE	1.11	INTERSECCION DE PLANOS 1 Y 2

PARA CONTINUAR TECLEAR RETORNO?

TALROC93

ADx = -8.21  
ADy = 2.45  
ACx = 2.21  
DB'y = 7.11  
Htot = 9.25

AREA EN LA CARA DEL TALUD = 44  
AREA CONTACTO PLANO 1 = 122  
AREA CONTACTO PLANO 2 = 61  
VOLUMEN DE LA CUÑA = 116

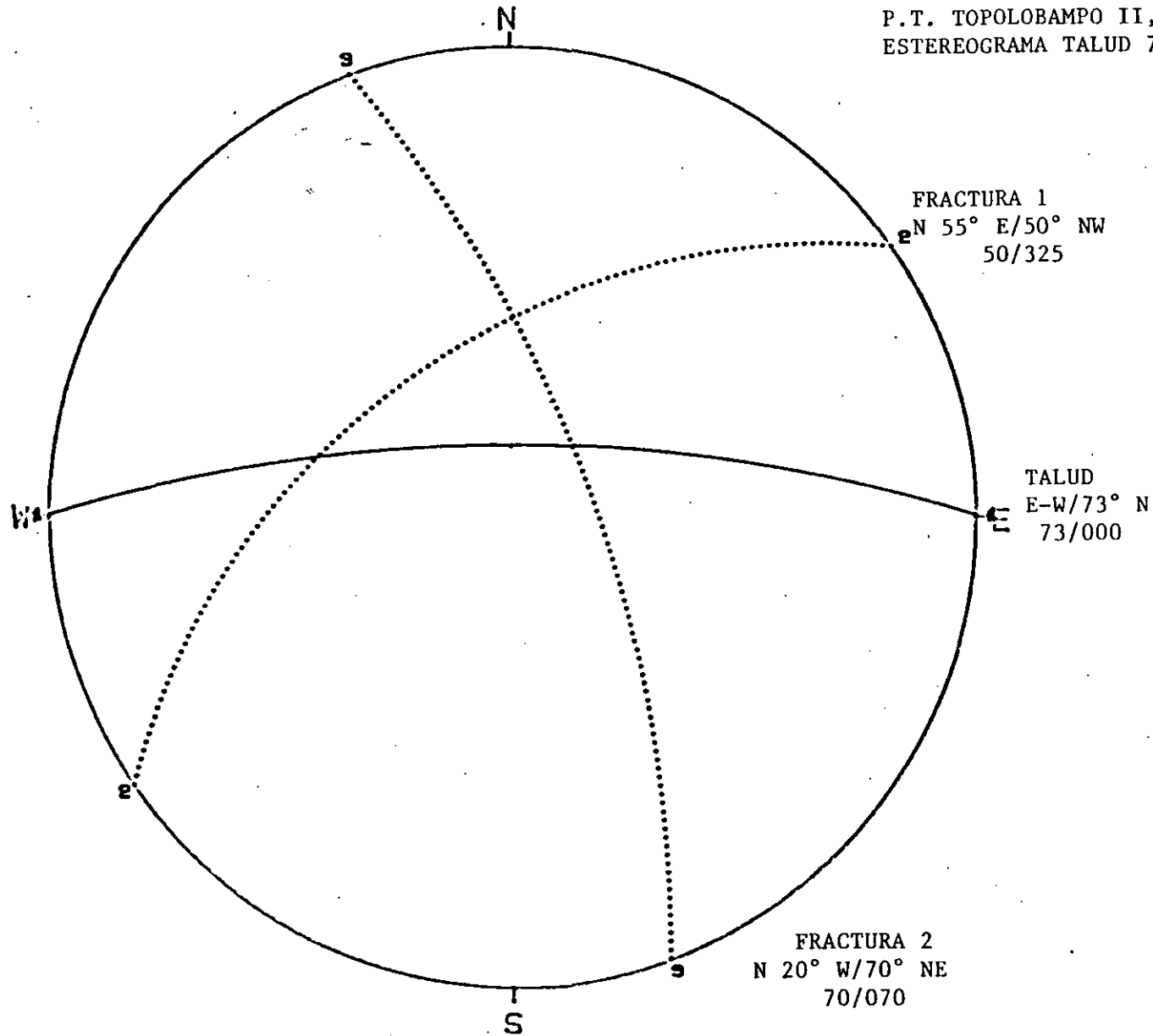


PROYECTO :P.T. TOPOLOBAMPO II (SIN)

Cuña tipo: 1

Zona o ubicación: TALUD 7

DYS 53

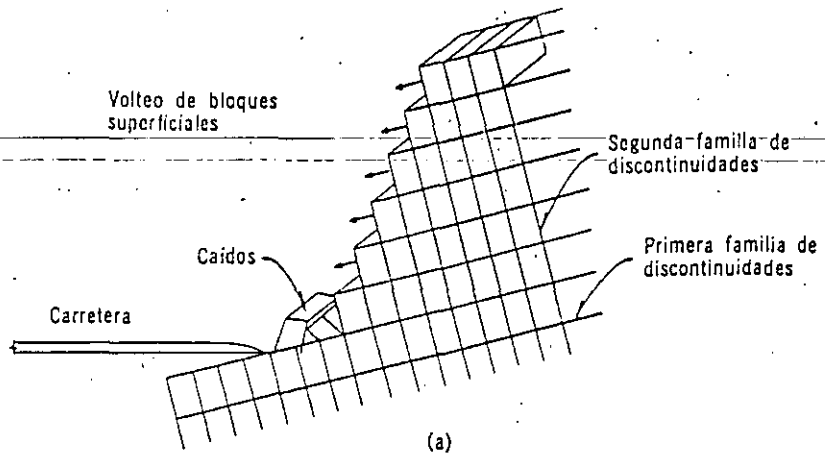


FRACTURA 2  
N 20° W/70° NE  
70/070

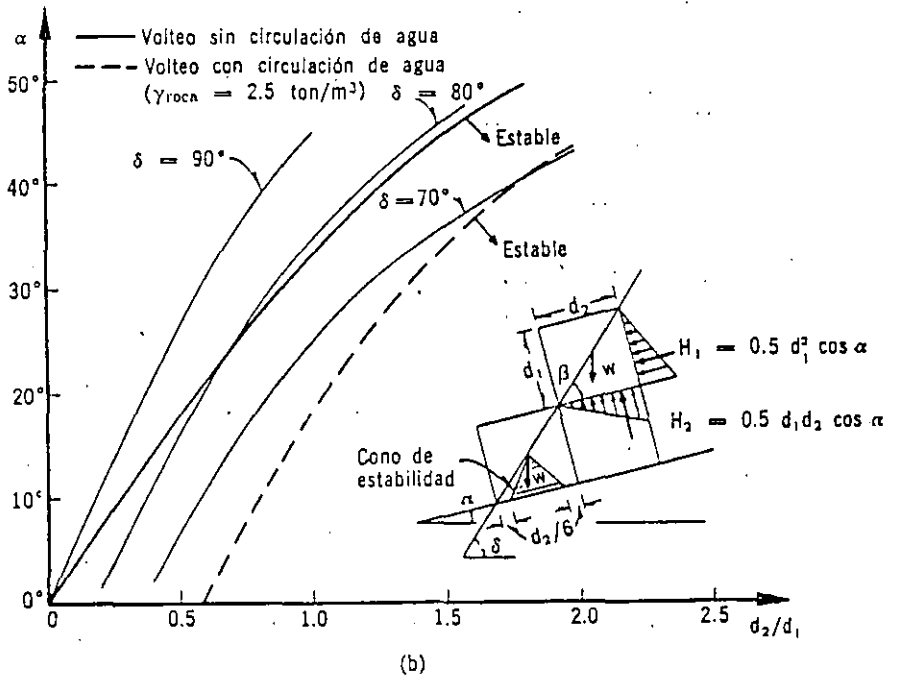
FRACTURA 1  
N 55° E/50° NW  
50/325

TALUD  
E-W/73° N  
73/000





Criterio de estabilidad contra volteo de bloques de roca



## 6. ANALISIS DE FALLA POR VOLTEO

## Cuña formada por 3 planos.

- Obtener vectores normales  $\bar{n}_1$ ,  $\bar{n}_2$  y  $\bar{n}_3$ , tales que su dirección sea de la cuña hacia el macizo.
- Obtener los siguientes vectores.

$$\bar{x}_{12} = \bar{n}_2 \times \bar{n}_1$$

$$\bar{x}_{23} = \bar{n}_3 \times \bar{n}_2$$

$$\bar{x}_{31} = \bar{n}_1 \times \bar{n}_3$$

$$\bar{b}_{121} = \bar{x}_{12} \times \bar{n}_1$$

$$\bar{b}_{232} = \bar{x}_{23} \times \bar{n}_2$$

$$\bar{b}_{313} = \bar{x}_{31} \times \bar{n}_3$$

$$\bar{b}_{212} = \bar{n}_2 \times \bar{x}_{12}$$

$$\bar{b}_{323} = \bar{n}_3 \times \bar{x}_{23}$$

$$\bar{b}_{131} = \bar{n}_1 \times \bar{x}_{31}$$

- La cuña se despega si:  $\bar{R} \cdot \bar{n}_1 > 0$ ,  $\bar{R} \cdot \bar{n}_2 > 0$  y  $\bar{R} \cdot \bar{n}_3 > 0$
- La cuña desliza por la intersección del plano 1 con el 2 si:  $\bar{R} \cdot \bar{x}_{12} \geq 0$ ;  $\bar{R} \cdot \bar{b}_{121} \geq 0$  y  $\bar{R} \cdot \bar{b}_{212} \geq 0$
- La cuña desliza por la intersección de los planos 2 y 3 si:  $\bar{R} \cdot \bar{x}_{23} \geq 0$ ;  $\bar{R} \cdot \bar{b}_{232} \geq 0$  y  $\bar{R} \cdot \bar{b}_{323} \geq 0$
- La cuña desliza por la intersección de los planos 1 y 3 si:  $\bar{R} \cdot \bar{x}_{31} \geq 0$ ;  $\bar{R} \cdot \bar{b}_{313} \geq 0$  y  $\bar{R} \cdot \bar{b}_{131} \geq 0$
- La cuña desliza por el plano 1 si:  $\bar{R} \cdot \bar{n}_1 \leq 0$ ;  $\bar{R} \cdot \bar{b}_{121} \leq 0$  y  $\bar{b}_{131} \leq 0$
- La cuña desliza por el plano 2 si:  $\bar{R} \cdot \bar{n}_2 \leq 0$ ;  $\bar{R} \cdot \bar{b}_{212} \leq 0$  y  $\bar{R} \cdot \bar{b}_{232} \leq 0$
- La cuña desliza por el plano 3 si:  $\bar{R} \cdot \bar{n}_3 \leq 0$ ;  $\bar{R} \cdot \bar{b}_{323} \leq 0$  y  $\bar{R} \cdot \bar{b}_{313} \leq 0$

- Los factores de seguridad se calculan con las fórmulas para cuña formada por dos planos.

## Procedimiento método estereográfico.

- 1) Trazar planos y sus polos R① y R②
- 2) Trazar talud
- 3) Ubicar la intersección de planos 1 y 2
- 4) Con un meridiano unir polo 1 con intersección de planos
- 5)     ✓     ✓     ✓     ✓     polo 2     ✓     ✓     ✓     ✓
- 6) Trazar círculos de Fricción alrededor de los polos.
- 7) Unir círculos de fricción a partir de donde éstos intersectan los brazos de 4) y 5)
- 8) Lo que está dentro de el entorno definido en 7) se considera zona estable.
- 9) Unir con un meridiano los polos 1 y 2
- 10) Desde el brazo 9) hacia el límite de la zona estable se mide el ángulo (pasando por el centro).  $\theta_1$
- 11) Desde el brazo 9) hacia el centro se mide el ángulo  $\theta_2$
- 12) El factor de seguridad por peso propio está dado por 
$$FS = \frac{\tan \theta_1}{\tan \theta_2}$$

## 7. FALLA CIRCULAR O COMBINADA

La falla circular en taludes en roca se presenta cuando el fracturamiento y la alteración de la roca son muy intensos. Para el análisis de estabilidad se pueden emplear los métodos tradicionales de taludes en suelos pero con cierta reserva, especialmente en la continuidad del círculo de falla. Con los gráficos que se incluyen en estas notas se puede estimar un factor de seguridad aproximado, en forma sencilla y rápida.

### EJEMPLO

En el P.H. Aguamilpa, Nay. se encontró un depósito de talud en la margen izquierda, el cual incide directamente en la zona de la obra de excedencias. Se hizo un análisis de estabilidad para conocer los efectos que provocarían los cortes en el pie del depósito.

Se empleó un modelo de dovela con superficie de falla plana, aunque en conjunto no se pueda modelar como una falla plana.

El modelo matemático se presenta en la siguiente hoja.

Los datos son los siguientes

$\phi = 30^\circ$  para el material del depósito \*

$\phi = 35^\circ$  en el contacto roca-depósito \*

\* Obtenidos mediante pruebas de corte directo en laboratorio.

$h_v = 0.25H$  el nivel freático a un cuarto del espesor del depósito de talud.

Pendiente del terreno natural  $33^\circ$

$\gamma = 2 \text{ t/m}^3$

Altura del depósito (no confundir con espesor)  $H_t = 60\text{m}$

$c = 3 \text{ t/m}^2$  Esta cohesión se obtuvo para obligar al resultado del modelo matemático de modo que  $FS = 1$ , con el propósito de comparar este resultado con el obtenido mediante el uso de cartas.

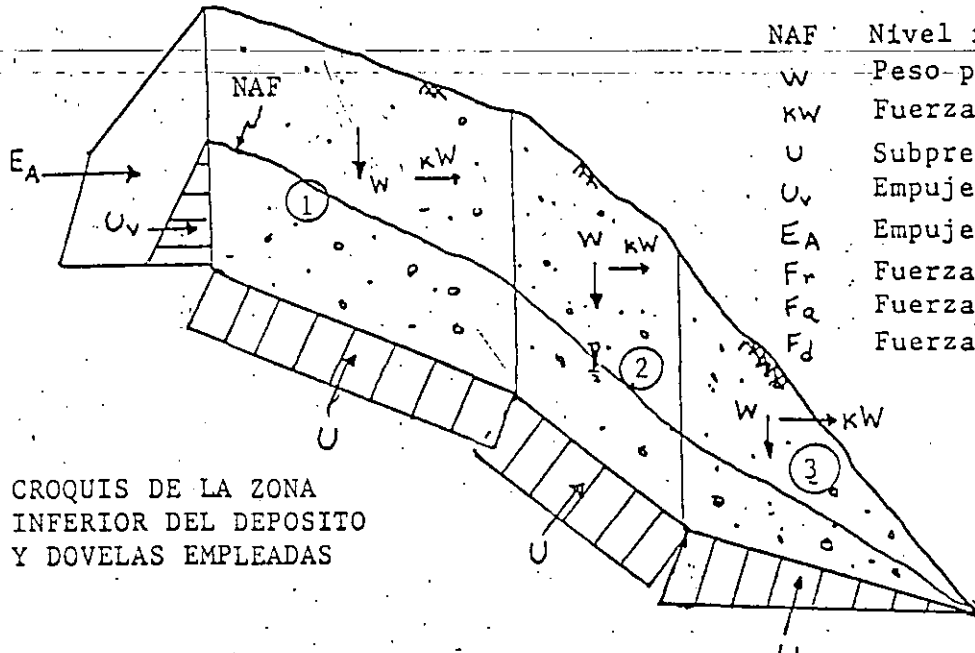
Con el uso de cartas, se empleó la # 3 por ser  $h_v = 0.25H$

Los valores requeridos para obtener el factor de seguridad son:

Pendiente del terreno natural  $33^\circ$ ,

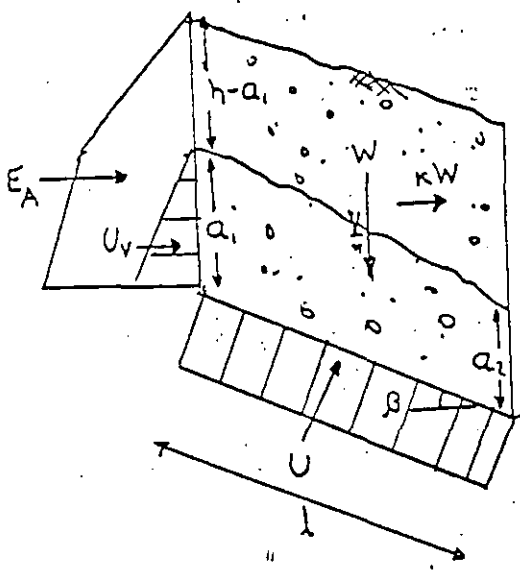
Altura del depósito (no confundir con espesor)  $H_t = 60\text{m}$

$\phi = 30^\circ$  para el material del depósito \*



NAF	Nivel freático
W	Peso propio
kW	Fuerza sísmica
U	Subpresión en contacto
U <sub>v</sub>	Empuje debido al agua
E <sub>A</sub>	Empuje de tierras
F <sub>r</sub>	Fuerza resistente
F <sub>a</sub>	Fuerza actuante
F <sub>d</sub>	Fuerza de desbalanceo

CROQUIS DE LA ZONA INFERIOR DEL DEPOSITO Y DOVELAS EMPLEADAS



PRIMERA DOVELA

$$F_r = [W \cos \beta - (E_A + U_v + kW) \sin \beta - U] \tan \phi_{a-r} + c_l$$

$$F_a = W \sin \beta + (E_A + U_v + kW) \cos \beta$$

$$F_d = F_r - F_a$$

$$U = \frac{1}{2} (a_1 + a_2) l \gamma_w$$

$$U_v = \frac{1}{2} \gamma_w a_1^2$$

$$E = \frac{1}{2} \gamma_s (h - a_1)^2 K_a + \frac{1}{2} a_1 K_a (2 \gamma_s (h - a_1) + \gamma_s a_1)$$

$$K_a = \tan^2 (45 - \phi_a / 2)$$

DOVELAS 2 Y 3

$$F_r = [W \cos \alpha - U - F_d \sin (\beta - \alpha) - (U_v + kW) \sin \alpha] \tan \phi_{a-r} + c_l$$

$$F_a = W \sin \alpha - F_d \cos (\beta - \alpha) + (U_v + kW) \cos \beta$$

$$U_v = \frac{1}{2} \gamma_w a_1^2$$

$$U = \frac{1}{2} (a_1 + a_2) l \gamma_w$$

$$F_d = F_r - F_a$$

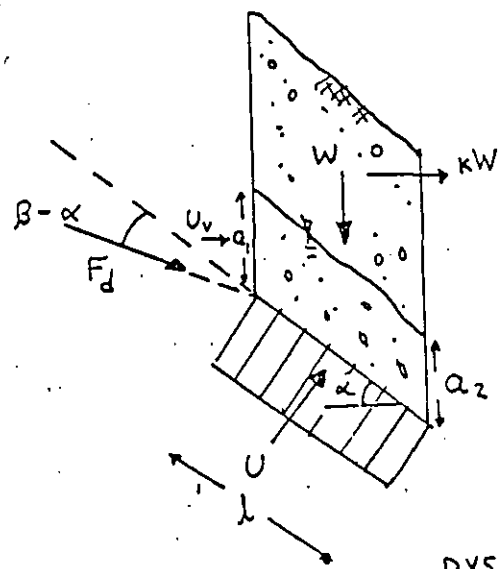


FIGURA 11

$$\frac{c}{\gamma H_t \tan \phi} = 0.043$$

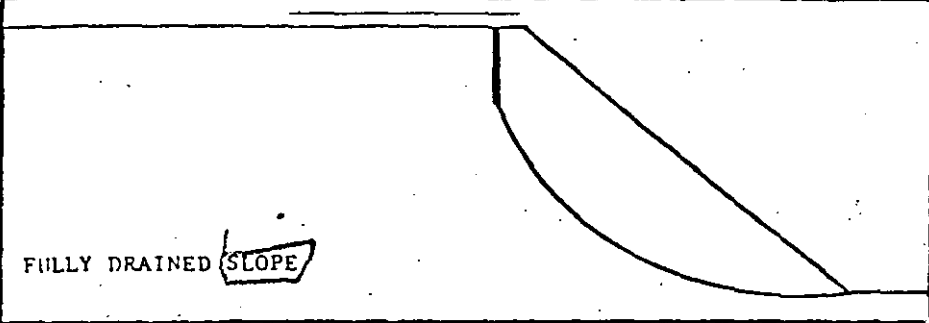
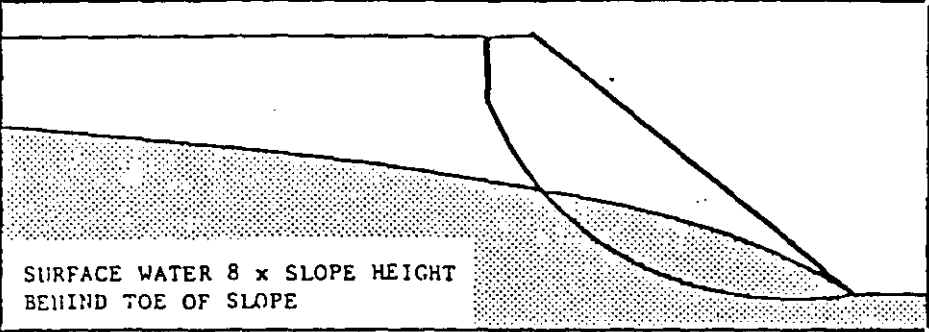
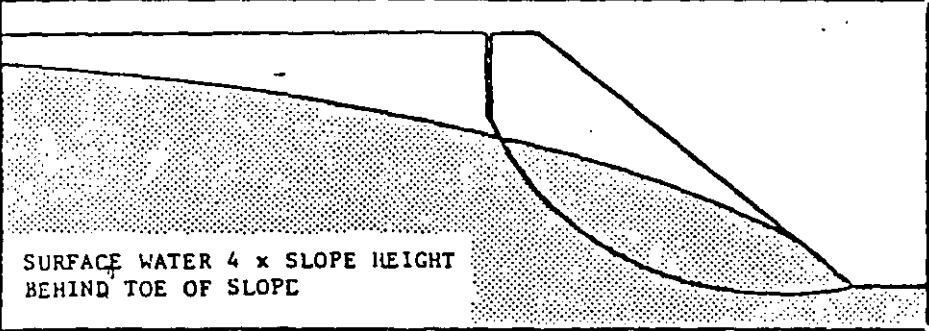
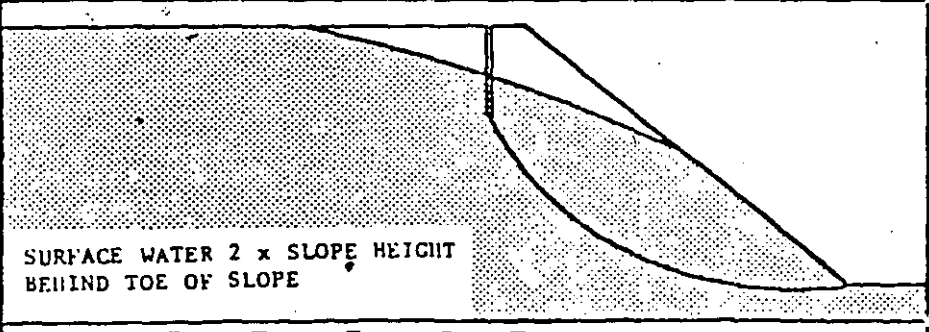
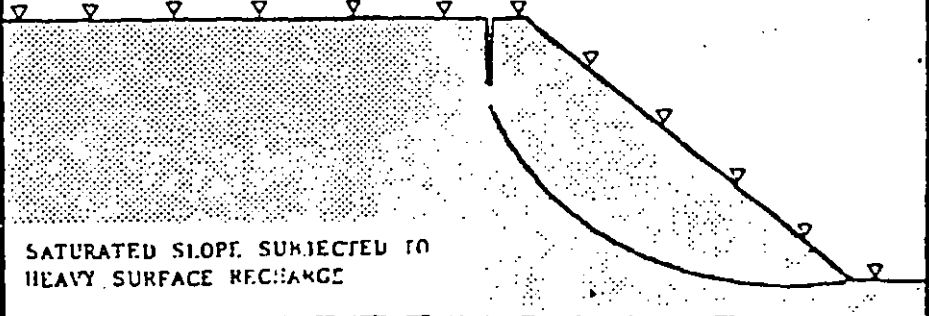
Resulta de la carta que  $\tan \phi = 0.61FS$

Por lo tanto,  $FS = 0.95$ .

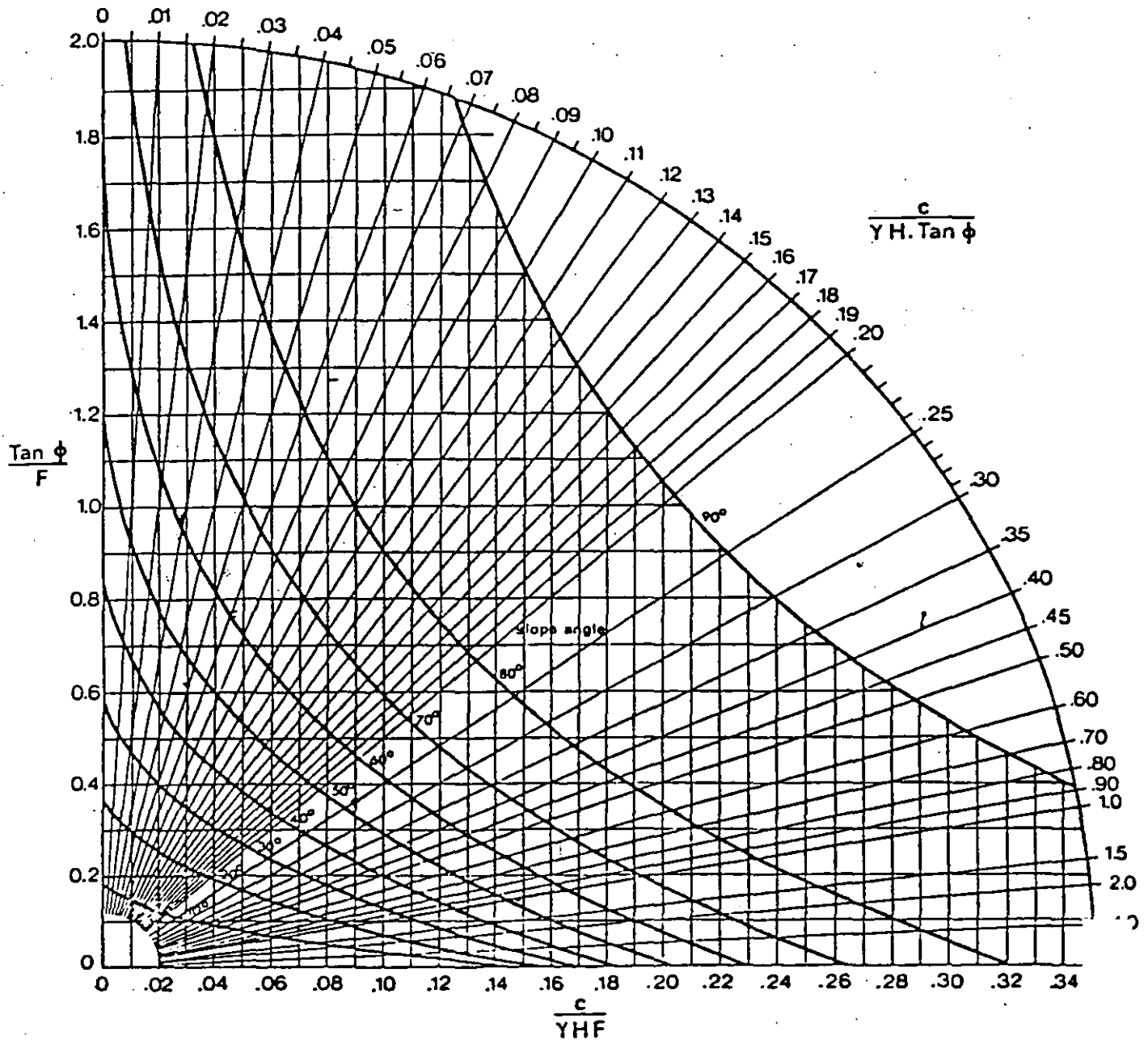
El resultado es muy próximo al obtenido con el modelo de dovelas. Este ejemplo muestra la ventaja de uso de cartas pero se debe recordar que están muy limitadas ya que no se puede tomar en cuenta el efecto debido a sismo por ejemplo.

19-490-91

Hoek, E. y Bray, J. W., (1981), "Rock Slope Engineering", Institution of Mining and Metallurgy, London.

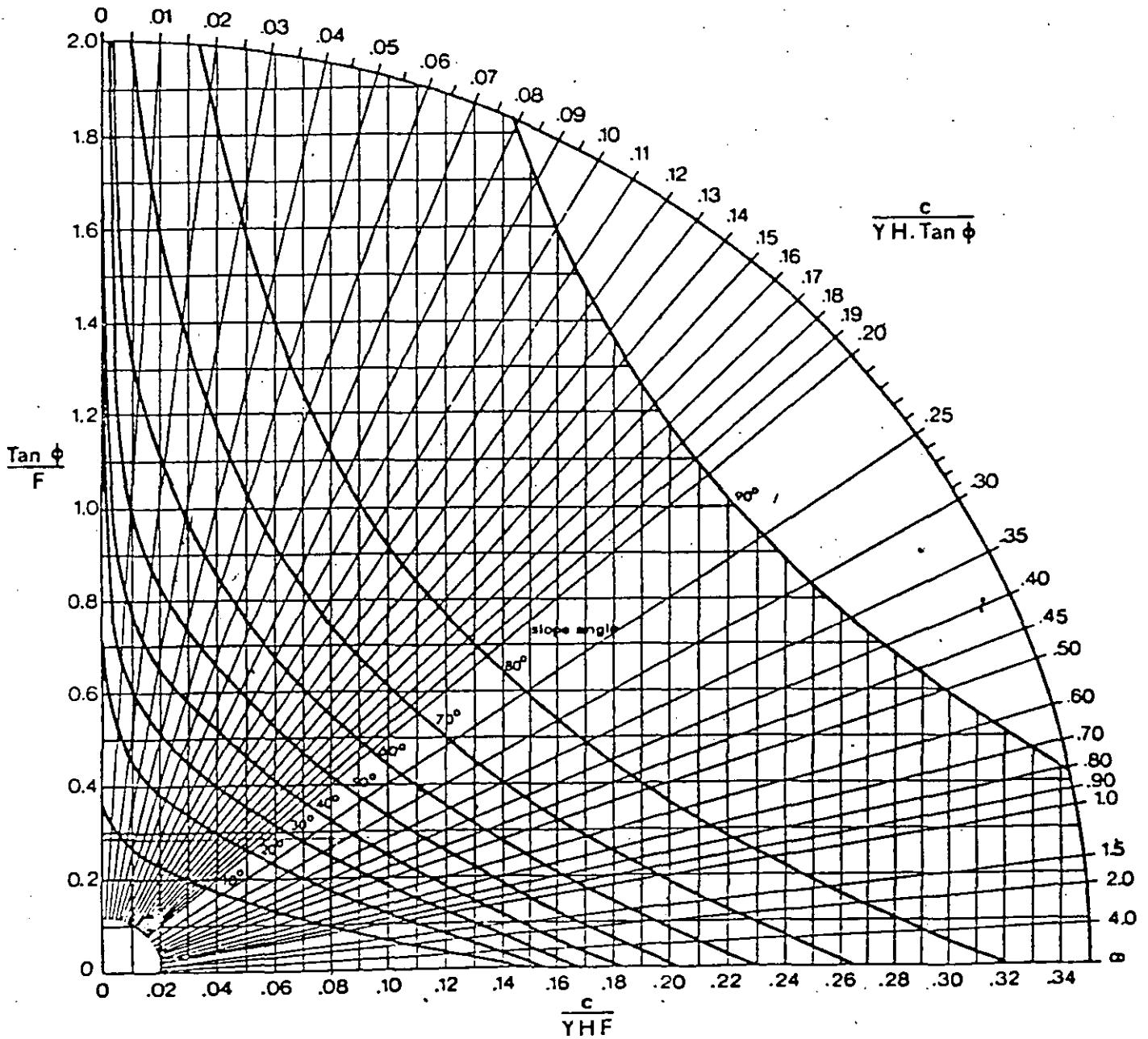
GROUNDWATER FLOW CONDITIONS	CHART NUMBER
 <p>FULLY DRAINED <u>SLOPE</u></p>	1
 <p>SURFACE WATER 8 x SLOPE HEIGHT BEHIND TOE OF SLOPE</p>	2
 <p>SURFACE WATER 4 x SLOPE HEIGHT BEHIND TOE OF SLOPE</p>	3
 <p>SURFACE WATER 2 x SLOPE HEIGHT BEHIND TOE OF SLOPE</p>	4
 <p>SATURATED SLOPE, SUBJECTED TO HEAVY SURFACE RECHARGE</p>	5

# CIRCULAR FAILURE CHART NUMBER 1

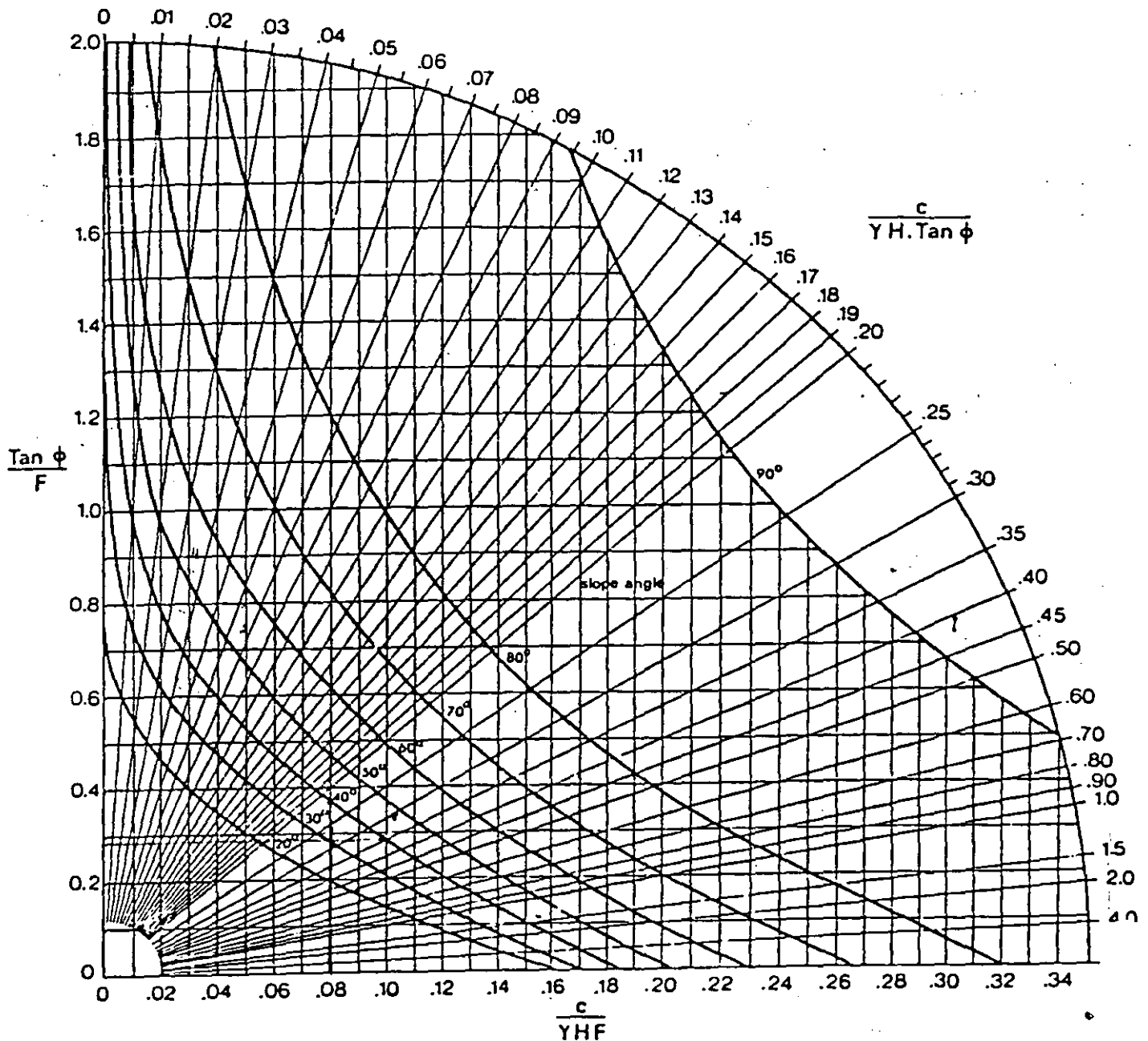




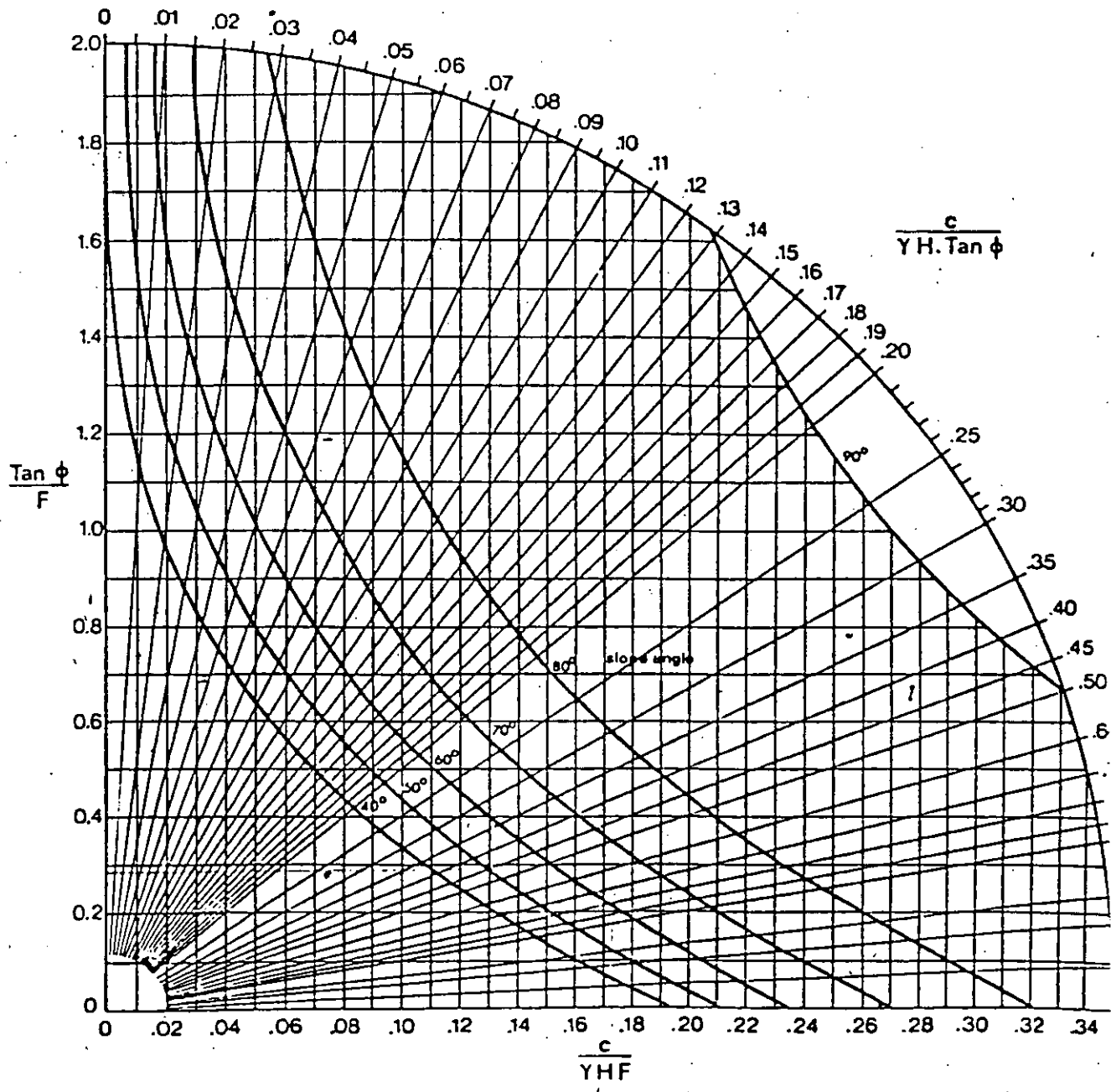
# CIRCULAR FAILURE CHART NUMBER 2



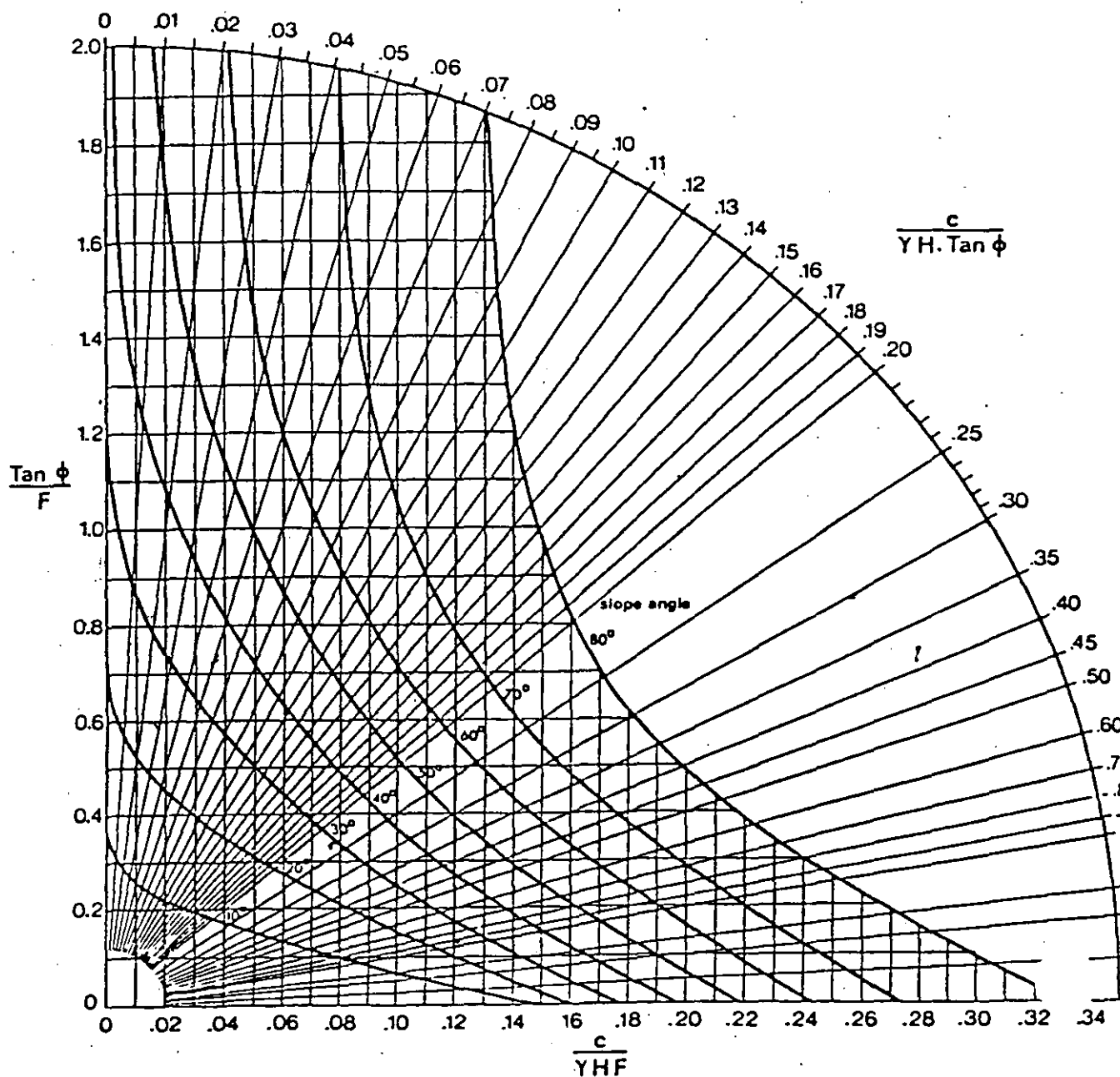
# CIRCULAR FAILURE CHART NUMBER 3



# CIRCULAR FAILURE CHART NUMBER 4



# CIRCULAR FAILURE CHART NUMBER 5



## 8. TRATAMIENTO

III Simposio Nacional sobre  
Taludes y Laderas Inestables  
La Coruña, 20-23 de Octubre, 1992

### METODOS DE CORRECCION DE TALUDES SEGUN LA CLASIFICACION GEOMECANICA SMR

ROMANA RUIZ, Manuel  
Universidad Politécnica de Valencia  
INGEOTEC

## METODOS DE CORRECCION DE TALUDES SEGUN LA CLASIFICACION GEOMECANICA SMR

ROMANA RUIZ, Manuel  
Universidad Politécnica de Valencia  
INGEOTEC

### RESUMEN

La clasificación SMR es un método de determinación de las facturas de ajuste adecuadas para aplicar la clasificación RMR de BIENIAWSKI a los taludes (ROMANA 1985 a, 1986).

Tras su publicación en inglés (ROMANA 1985b, 1988, 1991) la clasificación RMR ha despertado cierto interés y el propio BIENIAWSKI (1989) la recomienda en su último libro para su aplicación en taludes.

Esta comunicación resume la clasificación, incluye algunas recomendaciones prácticas para el trabajo de campo y, finalmente, ofrece una serie de criterios para la estimación previa de los métodos de sostenimiento y corrección del talud en función del índice SMR, lo que puede ser útil para anteproyectos y como una primera aproximación al problema de un talud inestable.

### 1. LA CLASIFICACION DE BIENIAWSKI

BIENIAWSKI (1973) presentó un nuevo sistema de clasificación de macizos rocosos mediante un índice RMR (en inglés "rock mass rating").

Algunos autores llaman a la clasificación de BIENIAWSKI clasificación CSIR, nombre abreviado del organismo sudafricano en el que BIENIAWSKI la desarrolló.

En una segunda versión BIENIAWSKI (1976, 1979) estableció la forma actual. El índice numérico del macizo rocoso RMR es independientemente de la estructura a construir y se obtiene sumando cinco parámetros:

- resistencia de la matriz rocosa a compresión simple ( $C_0$ )
- RQD
- frecuencia de las juntas (S)
- estado de las juntas
- agua dentro del macizo rocoso

De este valor hay que restar un factor de ajuste, que es función de la orientación de las discontinuidades, definido cualitativamente. Además se añadieron a la clasificación unas recomendaciones para el sostenimiento de túneles, cualitativas y según cinco posibles categorías.

Esta clasificación es muy conocida y se aplica sistemáticamente para muchos estudios de túneles, conjuntamente con la clasificación de BARTON (1974).

En el estudio de la cimentación de presas se aplica la clasificación de BIENIAWSKI para cuantificar las propiedades de las diferentes zonas del macizo. BIENIAWSKI y ORR (1976) postularon una correlación entre el índice RMR y el módulo de deformación "in situ" de la masa rocosa que SERAFIM y PEREIRA (1983) completaron para valores bajos del RMR.

### 2. APLICACIONES DE LA CLASIFICACION DE BIENIAWSKI A LOS TALUDES

En la versión de 1976/1979 el factor de ajuste según la orientación de las discontinuidades vale, en el caso de los taludes:

- Muy favorable 0.
- Favorable - 5
- Normal -25
- Desfavorable -50
- Muy desfavorable -60

No hay ninguna orientación sobre la definición de cada clase.

Además se indican unos valores medios de la cohesión y el ángulo de rozamiento para cada categoría de masa rocosa según cinco intervalos del índice RMR.

En el mismo simposio en el que BIENIAWSKI presentó la versión de 1976, STEFFEN (1976) en una comunicación sobre su aplicación escribía que "han sido clasificados 35 taludes, 20 de los cuales caídos, y se han usado los valores medios (propuestos por BIENIAWSKI) de la cohesión y el ángulo de rozamiento, para calcular el coeficiente de seguridad, frente a rotura circular.

Se concluía que "el ámbito de utilización de la clasificación de BIENIAWSKI para taludes es aún muy limitado".

AYALA et al (1988) presentaron un estudio sobre la "Estabilidad de los taludes en la minería de lignito a cielo abierto de España" donde comprobaron la validez de los valores propuestos por BIENIAWSKI (1979) para la cohesión y rozamiento de la masa rocosa mediante el cálculo del coeficiente de seguridad de taludes estables. Se trataba de rocas blandas (lignitos, arcillas areniscas) pertenecientes a la clase III, que se resumen en la tabla 1.

**TABLA 1. COMPROBACION DE LOS VALORES PROPUESTOS POR BIENIAWSKI EN TALUDES ESTABLES EN LA MINERIA DE LIGNITO EN ESPAÑA (AYALA et al, 1988)**

Talud	Clasificación de Bieniawski			Coeficiente de Seguridad	
	RMR	c(kg/cm <sup>2</sup> )	fi(°)	Círculos de pie	Círculos profundos
Corta Alloza	40	1,5	35	1,24	1,25
Corta Sabina	39	1,5	35	1,10	1,11
Mina La Yermegada	31	1,0	33	1,18/1,36	

La conclusión obtenida fue que los valores propuestos por BIENIAWSKI son algo conservadores, y pueden corresponder "grosso modo" a coeficientes de seguridad del orden 1.2.

El libro de BIENIAWSKI (1984) no contiene ninguna referencia al uso de su clasificación para taludes, ni yo he podido encontrarla.

Probablemente la razón para esta falta de uso es el elevado valor del factor de ajuste que puede alcanzar 60 puntos sobre un total de 100.

Cualquier error en la valoración de este factor superará con mucho la posible precisión obtenida mediante una valoración cuidadosa de los parámetros de la masa rocosa y el trabajo de clasificación resultará difícil y arbitrario.

### 3. FORMAS DE ROTURA EN TALUDES ROCOSOS

Cualquier clasificación debe considerar, en primer lugar que la rotura de un talud rocoso puede ocurrir según formas muy diferentes. En la mayoría de los casos la rotura de la masa rocosa están gobernadas por las discontinuidades y se producen según superficies formadas por una o varias juntas.

Las formas básicas son bien conocidas (véase por ejemplo HOEK, 1971) y se resumen a continuación:

TABLA 2. VALORES DEL RMR (BIENIAWSKI, 1979)

PARAMETROS		INTERVALO DE VALORES						
Resistencia de la roca Intacta	Indice de compresión puntual	> 10 MPa	4-10 MPa	2-4 MPa	1,2 MPa			
	Compresión simple	> 250 MPa	100-250 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	5-25 MPa	1-5 MPa	< 1 MPa
Valoración		15	12	7	4	2	1	0
RQD		90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	< 25%		
Valoración		20	17	13	8	3		
Separación entre juntas		> 2 m	0,6-2 m	200-600 mm	60-200 mm	< 60 mm		
Valoración		20	15	10	8	5		
Condición de las juntas		Muy rugosas No continuas Cerradas Bordes sanos y duros	Algo rugosas Separación < 1mm Bordes algo meteorizados	Algo rugosas Separación < 1mm Bordes muy meteorizados	Espejos de falla o Relleno < 5 mm o Separación 1-5 mm Continuas	Relleno blando > 5 mm o Separación > 5 mm  Continuas		
Valoración		30	25	20	10	0		
Flujo de agua en las juntas		Secas	Ligeramente húmedas	Húmedas	Goteando	Fluyendo		
Valoración		15	10	7	4	0		

DYS 67



- **Roturas planas** según juntas predominantes y/o continuas que buzan hacia el talud, y cuyo rumbo es bastante paralelo al de la cara del talud. Las condiciones de inestabilidad son dos:
  - que las juntas críticas bucen menos que el talud.
  - que la resistencia al esfuerzo cortante movilizada en la junta crítica no sea suficiente para asegurar la estabilidad (lo que en la práctica equivale muchas veces, pero no siempre, a la condición de que el ángulo de buzamiento sea superior al de rozamiento).

Las roturas planas pueden ocurrir en cualquier tipo de masa rocosa. Son frecuentes a favor de los planos de estratificación o de accidentes tectónicos. El tamaño de la rotura depende de la continuidad de las juntas y puede llegar a ser muy grande.

- **Roturas en cuña** según dos juntas de diferentes familias cuya intersección ("quilla") buce hacia el talud. Las condiciones de estabilidad son similares a las de la roturas planas y pueden analizarse considerando al buzamiento de la quilla. Un "factor de cuña", que depende de la geometría, multiplica la resistencia al esfuerzo cortante movilizada en las caras de las juntas. Muchas aparentes roturas en cuña son roturas planas según una de las juntas, ya que no se cumplen las condiciones cinemáticamente necesarias para que la rotura se produzca con deslizamiento simultáneo según las dos caras de la cuña. Esta forma de rotura depende de las condiciones y orientaciones de las diferentes familias de juntas y suele ser más frecuente que las roturas planas, pero con dimensiones más reducidas.
- **Roturas por vuelco** ("toppling") según una familia de juntas predominantes y/o continuas que buzan contra el talud y cuyo rumbo es casi paralelo al de la cara del talud. En este tipo de rotura se producen deslizamientos a lo largo de las juntas, que frecuentemente están meteorizadas. En la práctica aparecen dos clases diferentes de vuelco: vuelcos menores que afectan a un espesor reducido, cerca de la superficie del talud y vuelcos importantes, profundos, que producen grandes deformaciones y pueden ser confundidos con roturas planas. En ambos casos las roturas se desarrollan lentamente y no suelen dar origen a caídas repentinas. Existen muchos casos de taludes, rotos por vuelco de estratos, pero no caídos.
- **Roturas globales**, tipo suelo, según superficies que pueden desarrollarse parcialmente a lo largo de juntas, pero que normalmente las cruzan. Esta forma de rotura solo puede ocurrir en macizos rocosos muy diaclasados, con un tamaño característico de bloque pequeño respecto al talud, o en roca muy blanda o muy meteorizada.

Cualquier sistema de clasificación tiene que tener en cuenta los siguientes "parámetros":

- Caracterización global de la masa rocosa (incluyendo frecuencia, estado y agua en las juntas).
- Valor de la diferencia entre los rumbos de la cara del talud y de las familias predominantes de juntas.
- Valor de la diferencia entre los buzamientos de la cara del talud y de las familias predominantes, ya que esa diferencia controla la emergencia de las juntas en la cara del talud, condición necesaria para las roturas planas y/o en cuña, y también la oblicuidad de la resultante de las tensiones que actúan sobre la junta.
- Relación entre el buzamiento de las juntas con los valores normales de la fricción (para roturas planas y/o en cuña).
- Comparación entre las tensiones tangenciales (a lo largo de juntas con riesgo de rotura por vuelco) con la fricción que puede desarrollarse en ellas.

#### 4. EL INDICE SMR

El índice para la clasificación de taludes se obtiene del índice RMR restando un "factor de ajuste", que es función de la orientación de las juntas (y producto de tres subfactores) y sumando un "factor de excavación" que depende del método utilizado:

$$SMR = RMR - (F_1 \times F_2 \times F_3) + F_4$$

RMR se calcula de acuerdo con los coeficientes de BIENIAWSKI (1979), como la suma de las valoraciones correspondientes a cinco parámetros (tabla 2):

- Resistencia a compresión simple de la matriz rocosa.
- RQD (medio en sondeos o estimado).
- Espaciamiento de las juntas.
- Condición de las juntas.
- Flujo de agua a través de las juntas (estando en las peores condiciones posibles).

El rango del RMR es de 0-100.

El factor de ajuste de las juntas es producto de tres subfactores (tabla 3):

- $F_1$  depende del paralelismo entre el rumbo de las juntas y de la cara del talud. Varía entre 1,00 (cuando ambos rumbos son paralelos) y 0,15 (cuando el ángulo entre ambos rumbos es mayor de  $30^\circ$  y la probabilidad de rotura es muy baja). Estos valores establecidos empíricamente ajustan aproximadamente a la expresión:

$$F_1 = (1 - \frac{\alpha_j - \alpha_s}{90})^2$$

siendo  $\alpha_j$  y  $\alpha_s$  los valores del buzamiento de la junta ( $\alpha_j$ ) y del talud ( $\alpha_s$ ).

- $F_2$  depende del buzamiento de la junta en la rotura plana. En cierto sentido es una medida de la probabilidad de la resistencia a esfuerzo cortante de la junta. Varía entre 1,00 (para juntas con buzamiento superior a  $45^\circ$ ) y 0,15 (para juntas con buzamiento inferior a  $20^\circ$ ). Fue establecido empíricamente pero puede ajustarse aproximadamente según la relación:

$$F_2 = \frac{\beta_j}{45}$$

donde  $\beta_j$  es el buzamiento de la junta.

$F_2$  vale 1,00 para las roturas por vuelco.

- $F_3$  refleja la relación entre los buzamientos de la junta y el talud. Se han mantenido los valores propuestos por BIENIAWSKI en 1976.

Para roturas planas  $F_3$  expresa la probabilidad de que las juntas afloren en el talud. Se supone que las condiciones son "normales" cuando el buzamiento medio de la familia de juntas es igual al del talud, y por lo tanto aflorarán algunas pocas juntas. Cuando el talud buza  $10^\circ$  más que las juntas, casi todas afloran y las condiciones serán muy desfavorables. Para la rotura por vuelco no se supone que puedan existir condiciones desfavorables, o muy desfavorables, ya que el vuelco rara vez produce roturas bruscas y en muchos casos los taludes con vuelcos de estratos se mantienen. Se ha utilizado la condición de GOODMAN-BRAY (1977) para evaluar la probabilidad de vuelco. Sin embargo se ha observado que muchos vuelcos se producen para valores ligeramente distintos lo que puede interpretarse como que la resistencia al esfuerzo cortante se reduce unos  $5^\circ$ , sea por el hecho de que en muchos taludes volcados las juntas están meteorizadas, o porque el ángulo de rozamiento experimente una ligera reducción en el caso de roturas rotacionales (GOODMAN, 1976).

El factor de ajuste según el método de excavación,  $F_4$ , ha sido establecido empíricamente (tabla 4):

- Los taludes naturales son más estables, a causa de los procesos previos de erosión sufridos por el talud, y de los mecanismos internos de protección que muchos de ellos poseen (vegetación, desecación superficial, drenaje torrencial, etc).  $F_4 = +15$
- El recorte aumenta la estabilidad de los taludes en media clase  $F_4 = +10$ .
- Las técnicas de voladura suave (recorte), bien ejecutadas, también aumentan la estabilidad de los taludes,  $F_4 = +8$ .
- Las voladuras normales aplicadas con métodos razonables no modifican la estabilidad,  $F_4 = 0$ .
- Las voladuras defectuosas son muy frecuentes y pueden dañar seriamente a la estabilidad  $F_4 = -8$ .
- La excavación mecánica de los taludes por ripado sólo es posible cuando el macizo rocoso está muy fracturado o la roca blanda. Con frecuencia se combina con prevoladuras poco cuidadas. Las caras del talud presentan dificultades de acabado. Por ello el método ni mejora ni empeora la estabilidad  $F_4 = 0$ .

634

TABLA 3. FACTOR DE AJUSTE PARA LAS JUNTAS (ROMANA, 1985)

Caso		Muy favorable	Favorable	Normal	Desfavorable	Muy desfavorable
P T	$ \alpha_1 - \alpha_2 $ $ \alpha_1 - \alpha_2 - 180^\circ $	$> 30^\circ$	$30^\circ - 20^\circ$	$20^\circ - 10^\circ$	$10^\circ - 5^\circ$	$< 5^\circ$
P/T	$F_1$	0,15	0,40	0,70	0,85	1,00
P	$ \beta_1 $	$< 20^\circ$	$20^\circ - 30^\circ$	$30^\circ - 35^\circ$	$35^\circ - 45^\circ$	$> 45^\circ$
	$F_2$	0,15	0,40	0,70	0,85	1,00
T	$F_3$	1	1	1	1	1
P T	$\beta_1, \beta_2$ $\beta_1, \beta_2$	$> 10^\circ$ $< 110^\circ$	$10^\circ - 0^\circ$ $110^\circ - 120^\circ$	$0^\circ$ $> 120^\circ$	$0 - (-10^\circ)$	$< -10^\circ$
P/T	$F_4$	0	-6	-25	-50	-60

P Rotura Plana  
T Rotura por vuelco

$\alpha_1$  dirección de buzamiento del talud  
 $\beta_1$  buzamiento del talud

$\alpha_2$  dirección de buzamiento de las juntas  
 $\beta_2$  buzamiento de las juntas

635

TABLA 4. FACTOR DE AJUSTE SEGUN EL METODO DE EXCAVACION (ROMANA, 1985)

Método	Talud natural	Precorte	Voladura suave	Voladura o mecánico	Voladura deficiente
$F_5$	+ 15	+ 10	+ 8	0	- 8

TABLA 5. CLASES DE ESTABILIDAD SEGUN EL SMR (ROMANA, 1985)

Clase nº	V	IV	III	II	I
SMR	0-20	21-40	41-60	61-80	81-100
Descripción	Muy mala	Mala	Normal	Buena	Muy buena
Estabilidad	Totalmente inestable	Inestable	Parcialmente estable	Estable	Totalmente estable
Roturas	Grandes roturas por planos continuos o por la masa	Juntas o grandes cuñas	Algunas juntas o muchas cuñas	Algunos bloques	Ninguna
Tratamiento	Reexcavación	Corrección	Sistemático	Ocasional	Ninguno

SWINDELLS (1985) presentó los resultados de una investigación realizada en 16 diferentes taludes, en cinco localidades de Escocia que incluían taludes naturales, ferrocarriles, carreteras y canteras. El objetivo era estimar la influencia de los métodos de excavación sobre la estabilidad. Se utilizaron diferentes técnicas de reconocimiento (inspección visual, perfiles de sísmica por refracción, cámara de televisión dentro de los sondeos, ensayos de laboratorio...). La conclusión de SWINDELLS fue que "el grado de perturbación, que pudo ser medido, está relacionado con la técnica de excavación empleada".

Se aprecia cierta correlación entre la magnitud de la zona alterada y el valor del factor de ajuste de la clasificación SMR (figura 1). La diferencia más importante ocurre en el caso de las voladuras suaves, de las que SWINDELLS investigó sólo dos y las registró como "precorte sin éxito" y "voladura masiva-suave". Por lo tanto es posible que ambos casos no correspondan a excavaciones realmente ejecutadas por métodos de voladura suave. El límite de zona alterada fue de 6 metros en todos los casos.

El valor final del índice de clasificación SMR es:

$$SMR = RMR + (F_1 \times F_2 \times F_3) + F_4$$

La clasificación no tiene instrucciones específicas para las roturas en cuña. El procedimiento a seguir es obtener el índice SMR para cada una de las familias de las juntas. Se adoptará para el talud el valor menor del índice SMR obtenido para cada familia de juntas.

En rocas meteorizadas y en las evolutivas la clasificación debe ser aplicada dos veces: para la situación inicial de roca sana y para la situación futura de roca meteorizada. Los índices obtenidos serán distintos.

Según el valor del índice SMR se obtienen 5 clases de estabilidad, definidas simplídicamente en la tabla 5.

Los valores límites del SMR encontrados empíricamente para cada forma de rotura son:

- <u>Roturas planas</u>		- <u>Roturas en cuña</u>	
. SMR > 60	Ninguna	. SMR > 75	Muy pocas
. 60 > SMR > 40	Importantes	. 75 > SMR > 49	Algunas
. 40 > SMR > 15	Muy grandes	. 55 > SMR > 40	Muchas
- <u>Roturas por vuelco</u>		- <u>Roturas completas</u> (tipo suelo)	
. SMR > 65	Ninguna	. SMR > 30	Ninguna
. 65 > SMR > 50	Menores	. 30 > SMR > 10	Posible
. 40 > SMR > 30	Importantes		

Todos los taludes con valores del SMR inferiores a 20 se caen rápidamente. No se han encontrado taludes con valores del SMR inferiores a 10 lo que indica que no son físicamente factibles.

## 5. CASOS ESTUDIADOS

Las tablas 6, 7 y 8 (ROMANA, 1985) recogen los datos del registro y clasificación de 31 taludes con diferentes grados de estabilidad. De ellos 6 fallaron totalmente y tuvieron que ser reexcavados. En varios casos la rotura se debió a la meteorización y tuvo lugar largo tiempo después de la construcción (al menos un año). Los resultados parecen ofrecer buena concordancia con las clases de estabilidad (tabla 5) predichas por la clasificación SMR.

Estos casos y otros han sido utilizados también para establecer y comprobar los rangos de medidas de corrección que se presentan al final de esta comunicación.

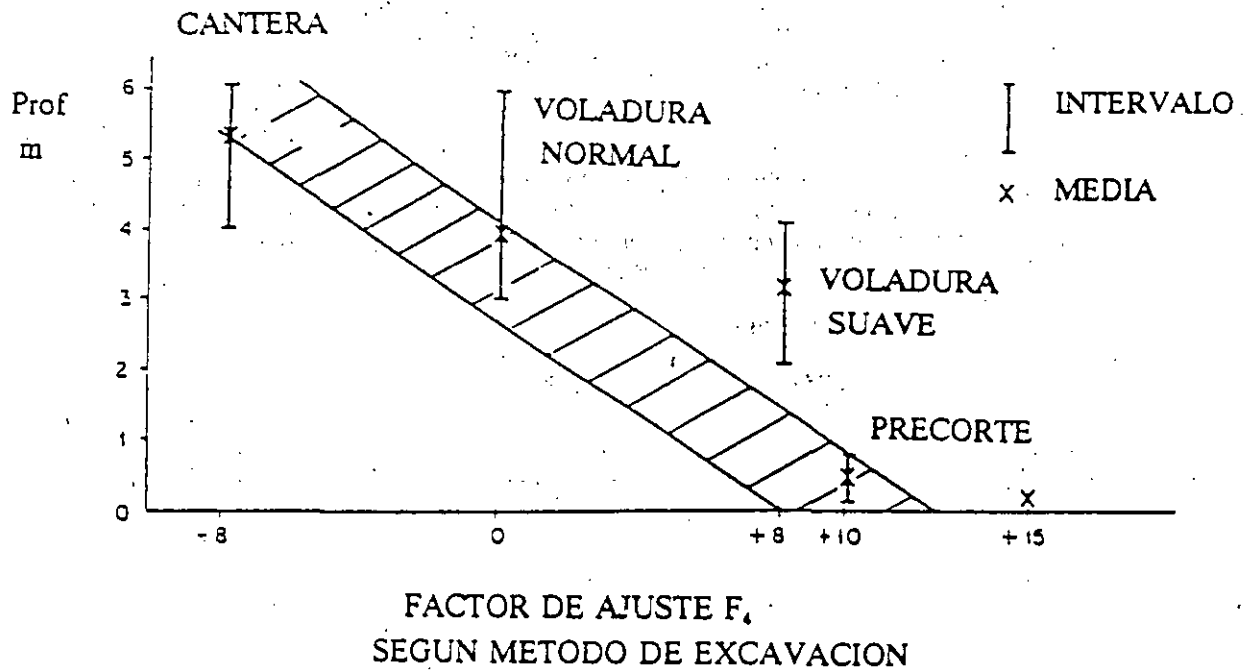


Fig 1. Relación entre la profundidad de la zona alterada según SWINDELLS (1988) y el factor de ajuste  $F_4$ .

TABLA 6. TALUDES ESTUDIADOS / ESTABLOS / ROTURA PLANA

Nº	Roca	Met. Escc.	SMR	Clase	Roturas	Sostenimiento	Referencia
1	Caliza	P	85	I	Ninguna	Ninguno	Romana (1985)
5	Margas arenosas	N	84	I	Ninguna	Ninguno	Romana (1985)
2	Caliza	P	77	II	3 bloques pequeños W	Cuneta de ple	Romana (1985)
18	Gnaisa	P	72-75	II	Pequeñas cuñas d.c. W	Ninguno. Instrumen.	González (1982)
10	Caliza	B	74	II	Ninguna	Ninguno	Romana (1985)
22	Dolomita	B	64-76	II	Pequeños planos d.c. P	Ninguno	Romana (1985)
19	Caliza	SB	61-73	II	Ninguna	Ninguno. Instrumen.	Roman Buj (1982)
11 a	Marga	SB	71	II	Ninguna. Rotura a.w. P	Ninguno. Ver nº 11b	Cedrun (1976)
25 a	Caliza	B	70	II	Algunas cuñas W	Bulonaje ocasional	Intecsa (1976)
13	Arenisca/Limolita	N	68	II	Algunas cuñas W	Ninguno. Sónico	Uriel (1976)
28	Pizarras	P	64	II	Media en zona blanda S	Ninguno	Romana (1985)
4	Caliza	DB	59	III	Muchos bloques W	Cuneta de ple escasa	Romana (1985)
14	Margas/calizas	M	55	III	"problemas locales"	Ninguno	R. Miranda (1972)
21	Yeso masivo	N	52	III	Bloques (~1 m <sup>2</sup> )	Cuneta + Valla	Intecsa (1983)
30	Peridotitas	B	51	III	Planos a (~5 m <sup>2</sup> ) cuñas PW	Muros de ple. Bulonaje	Carrasco (1985)
26 a	Arenisca/Argilita	B	47	III	Gran cuña (~15 m <sup>2</sup> ) W	Bulonaje sist. + Red	Intecsa (1984)
3	Argilita	M	46	III	Erosión superficial	Cuneta de ple	Romana (1985)
8	Arenisca/Marga	B	43	III	Muchos bloques W	Bulonaje sistemático	López (1981)
20	Caliza	DB	40	IV	Muchos planos P	Muro de ple	Correcher (1985)
20	Yeso masivo	N	31-43	IV	Grande (~100 m <sup>2</sup> ) W	Ninguno	Intecsa (1983)
6	Marga arenosa	M	32	IV	Cuñas. Flujo de barro S	Ninguno	Romana (1985)
7	Arenisca/Marga	B	30	IV	Grandes planos d.c.P	Bul. sist. + Reexcav.	López (1981)
29	Moladas	DB	25-30	IV	Grandes planos P	Muro de ple + Valla + Red	Bruno (1985)
9	Caliza	B	29	IV	Varios bloques (~50 m <sup>2</sup> ) W	Ninguno	Romana (1985)

TABLA 7. TALUDES ESTUDIADOS / VUELCO

Nº	Roca	Met. Escc.	SMR	Clase	Roturas	Sostenimiento	Referencia
16 b	Toba Volc./Diaclesa	P	74	II	Ninguno	Bul. sist.	R. Oyaguren (1972)
5 b	Caliza	B	56	III	Algunos bloques	Bul. sist. + Red	Intecsa (1984)
26 b	Arenisca/Argilita	B	56	III	Sin datos	Bul. sist. + Red	Intecsa (1984)
15 a	Arg/Marga/Caliza	M	21-37	IV	Rotura total T	Reexcavado (a 15 b)	R. Miranda (1972)
15 b	Arg/Marga/Caliza	M	60	III	Algunas grietas T	Ninguno	R. Miranda (1972)
27 b	Pizarras/Grauwac.	M	23	IV	Algunas roturas T	Gunita + Bul. + Redes	Intecsa (1984)

TABLA 8. TALUDES ESTUDIADOS / CAIDOS Y REEXCAVADOS / ROTURA PLANA

Nº	Roca	Met. Esc.	SMR	Clase	Roturas	Sostenimiento	Referencia
11 b	Marga	SB	36	IV	Cast total a.w.P	Reexcavado a juntas	Cedrun (1976)
16 c	Toba volc./Diabasa	B	30	IV	Gran rotura pl.P	Reexcavado (a 16 b)	R. Oyanguren (1972)
23 a	Marga	B	16	V	Rotura total a.w.P	Reexcavado (a 23 b)	Intecsa (1984)
23 b	Marga	B	42	III	Pequeños bloques W	M. de ple-Anc. + Valla	Intecsa (1984)
24 a	Marga	B	17	V	Rotura total a.w.P	Reexcavado (a 24 b)	Intecsa (1984)
24 b	Marga	B	43	III	Pequeños bloques W	M. de ple + Anc + Valle	Intecsa (1984)
27 a	Pizarras/Grauwac.	M	17	V	Rotura tipo suelo S	Reexcavado (a 27 b)	Intecsa (1984)

NOTAS A LAS TABLAS 6, 7 Y 8

<u>Métodos de Excavación</u>				<u>Roturas</u>		
P	Precorte	DB	Voladura deficiente	P	Plana	d.c. durante la construcción
SB	Voladura suave	M	Excavación mecánica	W	Cuña	a.w. después de meteorizarse
B	Voladura	N	Talud natural	T	Vuelco	
				S	Tipo suelo	

COLLADO Y BILI (1988) aplicaron en la clasificación SMR a 44 taludes en un estudio de una nueva carretera entre Call de la Texeta y Coll Negro en Tarragona. Los taludes eran recientes (de uno a dos años) de alturas variables (hasta 42 m) y distintas litologías (arenisca, cuarcita, pórfido, pizarra). La figura 2 muestra la correlación entre el comportamiento observado y el estimado a partir de la clasificación SMR. COLLADO y GILU concluyeron que había una correlación aceptable, con un comportamiento algo mejor en la realidad que el predicho lo que quizá se debe a que los taludes estudiados aún eran recientes.

## 6. RECOMENDACIONES PARA LA ESTIMACION DEL INDICE SMR EN EL CAMPO

### 6.1. ELECCION DEL AFLORAMIENTO

La labor de clasificación puede realizarse en:

- Testigo de sondeos
  - . Buenos para observar las condiciones de la matriz rocosa en profundidad.
  - . Difíciles para la orientación exacta de las juntas.
  - . Las condiciones de agua en las juntas pueden inferirse a partir de los niveles freáticos generales.
- Afloramientos naturales
  - . Normalmente corresponden a los tramos más compactos lo que puede enmascarar las condiciones generales.
  - . Es fácil el estudio de las juntas.
  - . Debe usarse el factor de ajuste para "taludes naturales".
- Otros taludes
  - . Las condiciones dependen de la edad y métodos de excavación del talud y de la meteorización.
  - . Las juntas pueden aparecer con más frecuencia más abiertas si se excavó con voladuras deficientes.
  - . Es fácil determinar las formas de rotura y las condiciones hidrogeológicas.

Cada cosa tiene ventajas e inconvenientes. Lo mejor es combinar los tres en un estudio.

### 6.2. LA RESISTENCIA DE LA ROCA

El dato correcto es la resistencia a compresión simple, medida en laboratorio. Pero muchas veces es necesario estimar la resistencia en el campo.

En la tabla 9 (ISRM, 1978a) se contienen algunas indicaciones útiles para estimar este parámetro con algunos ensayos índice manuales. Las rocas resistentes (o muy resistentes) no abundan por lo que el margen de error al estimar este parámetro es reducido en la práctica.

TABLA 9. INDICES MANUALES PARA ESTIMAR LA RESISTENCIA

ROCA		ENSAYO DE CAMPO	
Descripción	Co (MPa)	Navaja	Martillo geológico
Ext. resistente	> 250	No corta	El golpe arranca pequeños trozos
Muy resistente	100-250	No corta	Se rompe con muchos golpes
Resistente	50-100	No corta	Se rompe con varios golpes
Med. resistente	25-50	No corta	Se rompe con un solo golpe
Blanda	5-25	Corta con dificultad	Puede indentarse con el pico
Muy blanda	1-5	Corta fácilmente	Se puede machacar

Si se emplea el Esclerómetro SCHMIDT pueden utilizarse al siguiente proceso operatorio tomado de DEERE (1964), BEVERLY (1979), HARAMY y De MARCO (1985) y ISRM (1978 b).

- Usar esclerómetro tipo L para roca dura y tipo R-710 para menos dura.
- Realizar 10 a 20 ensayos golpeando perpendicularmente a la cara de la roca y anotando el ángulo de martillo con la horizontal. Los emplazamientos deben separarse al menos un diámetro del pistón.
- Elegir áreas de ensayo lisas, sin grietas ni juntas próximas a la superficie.
- Descartar los resultados anormales (sonido hueco, roturas de la roca, rebotes a cero...) y tomar como índice R la media de la mitad de ensayos (5 a 10) con resultados más altos.

En la práctica la mayoría de determinaciones se realizan con el esclerómetro horizontal (o casi), por lo que la resistencia máxima a estimar será de 60 MPa (para el esclerómetro tipo L). La resistencia baja algo si la superficie está saturada. La dispersión normal es del 40% y el error mínimo del 10%.



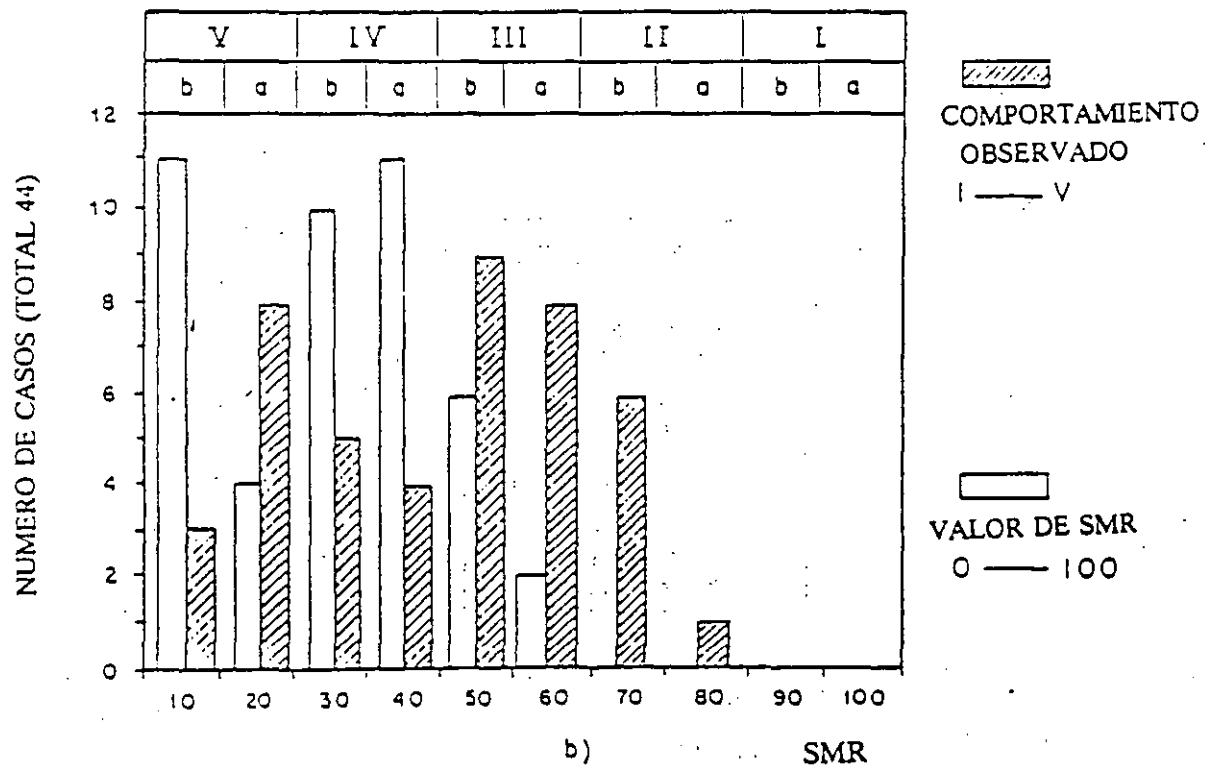
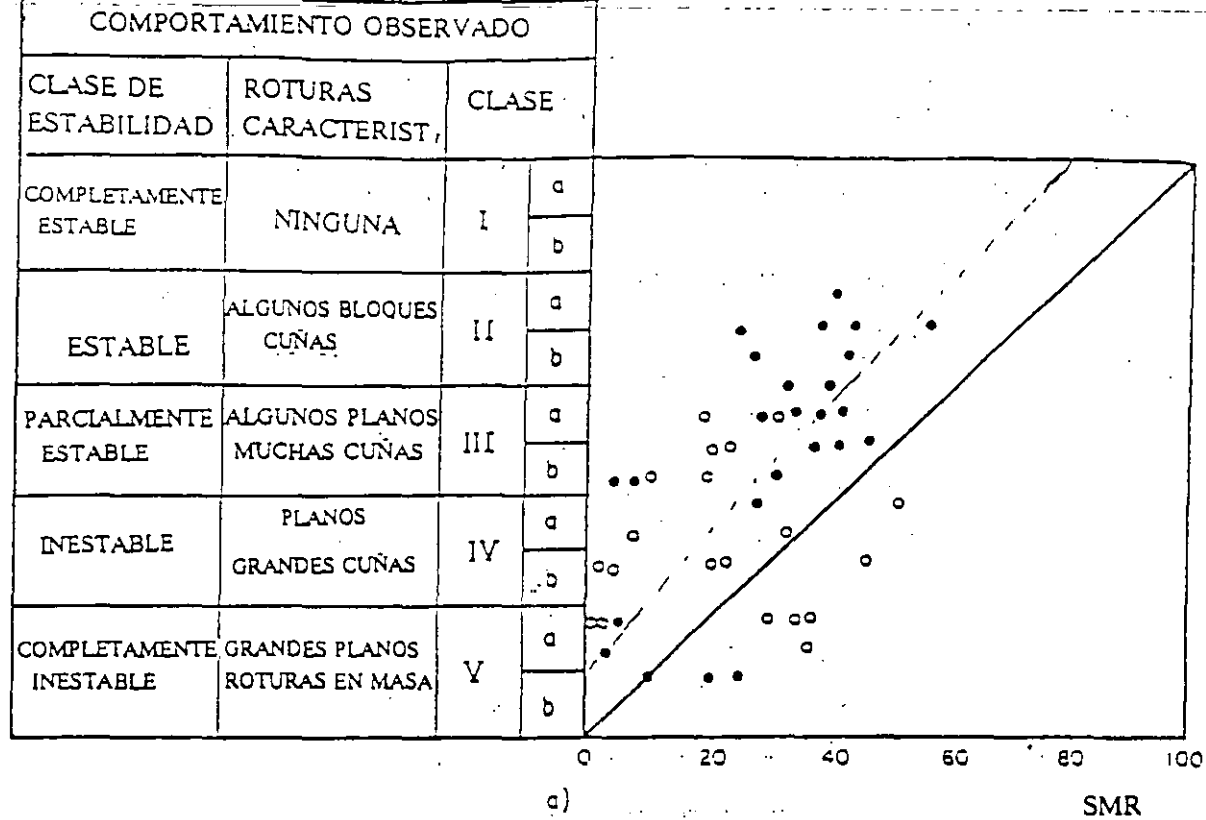


Fig 2. SMR en 44 taludes (de 1 a 2 años de edad) en Tarragona (COLLADO Y GILI, 1988).

- a) Comportamiento observado vs. SMR  
 b) Histograma de los casos en cada clase

### 6.3. RQD

El RQD fue definido por DEERE como el porcentaje de recuperación de testigos de más de 10 cm de longitud (según el eje). El RQD fue establecido para rocas ígneas (donde es más fácil de aplicar) y exige la no consideración de las roturas frescas, que se produzcan durante el proceso de perforación.

El valor del RQD es confiable si:

- se perfora con diámetro NX y doble batería
- se mide lo antes posible después de perforar y en el campo
- se hace para tramos cortos de sondeo

PALMSTROM (1975) propuso una correlación entre el RQD y el índice volumétrico  $J_v$  (nº de juntas por metro cúbico) que puede usarse cuando no se dispone de sondeos

$$RQD = 115 - 3,3 J_v \quad (RQD \leq 100)$$

$$J_v = \sum 1/S_i$$

$S_i$ : espaciamiento medio entre juntas (m)

PRIEST y HUDSON (1976) propusieron una correlación entre el RQD y el espaciamiento medio entre juntas (válido para  $RQD > 50$  y en dirección perpendicular a las juntas).

$$RQD = 100 (0,1/s + 1) \exp(0,1/s)$$

Ambas correlaciones dan valores similares para masas rocosas con bloques de dimensión típica 1 m x 1 m x S.

### 6.4. ESPACIAMIENTO DE LAS JUNTAS

El espaciamiento entre juntas es la distancia entre ellas, medido según líneas perpendiculares a los planos de discontinuidad. La ISRM sugiere el uso de valores máximos, modales y mínimos, pero en la práctica se utiliza el valor medio, que es el recomendado por BIENIAWSKI.

Suele medirse con cinta, a lo largo de un afloramiento, contando el número de juntas en una distancia fija y multiplicando por los correspondientes cosenos de los ángulos entre la normal a las juntas y el plano de afloramiento.

La clasificación a utilizar es la propuesta por la ISRM (tabla 10) a la que BIENIAWSKI añadió un objetivo indicativo del estado general del macizo rocoso.

TABLA 10. CLASIFICACION PARA EL ESPACIAMIENTO DE JUNTAS

DESCRIPCION	ESPACIAMIENTO	CONDICION DE MACIZO
Muy separadas	> 2 m	Sólido
Separadas	0,6-2 m	Masivo
Med. separadas	0,2-0,6 m	Con bloques/estratos
Próximos	0,06-0,2 m	Fracturado
Muy próximos	> 0,06 m	Muy fracturado

### 6.5. CONDICION DE LAS JUNTAS

Este es el parámetro más importante e incluye varios subparámetros:

- Rugosidad de los bordes
- Material de relleno (si existe)
- Separación entre los bordes
- Persistencia/Continuidad
- Grado de meteorización de los bordes

#### 6.5.1. Rugosidad / Relleno

La escala de rugosidades del RMR es muy fácil de utilizar en el campo:

- Muy rugosa Hay arrugas y escalones verticales en los bordes.
- Rugosa Hay algunas arrugas y asperezas y los bordes se sienten ásperos al tacto.
- Suave No hay asperezas. Los bordes se sienten suaves.
- Con espejos de falla Hay señales de pulido de los bordes

La consecuencia más importante de la rugosidad de una junta es la capacidad de exhibir comportamientos dilatantes cuando una junta cerrada y acoplada es sujeta a esfuerzos cortantes en su plano. La naturaleza de los rellenos gobierna, por el contrario, el comportamiento frente a esfuerzos cortantes de juntas abiertas, no acopladas. Por lo tanto es un parámetro asociado a la rugosidad.

A efectos prácticos es necesario distinguir entre

- Juntas sin relleno
- Juntas con relleno (calcita, arena...)
- Juntas con relleno blando (arcilla, mica, milonita arcilloso)

### 6.5.2. Separación

La separación es la distancia entre ambos bordes de una junta. Aunque la medición real es muy difícil, la clasificación RMR utiliza una escala muy simplificada:

- Cerradas Menos de 0,1 mm (que es la distancia mínima que puede apreciar el ojo humano).
- Algo abiertas De 0,1 a 1 mm. Los bordes se ponen en contacto con un pequeño desplazamiento de corte.
- Abiertas De 1 a 5 mm. Los bordes se ponen en contacto después de un desplazamiento apreciable de corte.
- Muy abiertas Más de 5 mm. Los bordes se ponen en contacto sólo después de un gran desplazamiento de corte.

### 6.5.3. Persistencia / Continuidad

La ISRM clasifica las juntas en:

- Persistentes Continuas
- Subpersistentes No continuas. Varias juntas pueden unirse para formar una superficie de rotura.
- No persistentes No continuas.

En la clasificación RMR se usan sólo las dos clases extremas. Las juntas subpersistentes se transforman en continuas en cuanto se inicia la rotura.

### 6.5.4. Grado de meteorización

La tabla 11 resume las recomendaciones usuales para la determinación del grado de meteorización de los bordes de una junta.

TABLA 11. GRADO DE METEORIZACION EN BORDES DE JUNTAS (ISRM, 1977)

GRADO	DENOMINACION	ROCA DESCOMPUESTA (%)	DESCRIPCION
Ia	Fresca	-	Sin signos de meteorización
Ib	Fresca	-	Ligera decoloración
II	Algo met.	< 10	Decoloración general
III	Bastante met	10-50	Zonas de roca descompuesta aisladas
IV	Muy met.	50-90	Descomposición general de la roca
V	Completamente met.	> 90	Toda la roca está descompuesta. <u>Persiste la estructura original</u>
VI	Suelo residual	100	Toda la roca está convertida en suelo. No hay estructura.

Nota: Met. Meteorizado

La clasificación RMR sólo menciona los grados I, II y IV. El grado V (completamente meteorizado) es equivalente al grado IV porque en ambos casos la resistencia al corte es muy baja. El grado III es un caso intermedio (que aparece con menos frecuencia).

### 6.5.5. Valoración cuantitativa del estado de las juntas

Las descripciones del estado de las juntas utilizadas por la clasificación RMR están claras y se adaptan bien en muchos casos a las condiciones de campo.

Pero hay casos dudosos que no encajan bien. Para ellos algunas personas prefieren valorar por separado cada uno de los subparámetros y sumar las valoraciones parciales para llegar al parámetro que definía la condición de las juntas.

En general no se considera necesario utilizar este procedimiento, pero puede ser de utilidad para operadores de campo con menos experiencia con la ventaja de constituir una lista de control. BIENIAWSKI (1989) de una valoración paramétrica de la condición de las juntas. La tabla 12 presenta una lista de parámetros parciales que ha sido útil al autor clasificando taludes. Cada uno de los subparámetros se valora por separado y esos valores parciales se suman para obtener el valor del parámetro de condición de las juntas.

TABLA 12. VALORACION PARAMETRICA PARCIAL DE LAS CONDICIONES DE UNA JUNTA (ROMANA, 1992)

RUGOSIDAD/RELLENO		VALORACION PARCIAL
Muy rugosa		10
Rugosa		9
Algo rugosa		8
Suave		6
Lisa con relleno		5
Con relleno blando		0
SEPARACION	SEPARACION	VALORACION PARCIAL
Cerrada	(<0,1 mm)	9
Algo abierta	(0,1-1 mm)	7
Abierta	(1-5 mm)	5
Muy abierta	(> 5 mm)	0
PERSISTENCIA		VALORACION PARCIAL
No persistente. No continua		5
Subpersistente		3
Persistente. Continua		0
METEORIZACION	GRADO	VALORACION PARCIAL
Fresca	(I)	6
Algo meteorizada	(II)	5
Bastante meteorizada	(III)	3
Muy meteorizada	(IV)	0
Completamente meteorizada	(V)	0

### 6.6. FLUJO DE AGUA EN LAS JUNTAS

La clasificación original RMR valora el agua también con otros parámetros (flujo en un túnel, valor de la razón de presión intersticial). Para taludes puede usarse la clasificación descrita en la tabla 13, adaptada de otras de la ISRM.

TABLA 13. FLUJO DE AGUA EN LAS JUNTAS (ROMANA, 1992)

DESCRIPCION	JUNTAS SIN RELLENO		JUNTAS CON RELLENO	
	JUNTA	FLUJO	RELLENO	FLUJO
Seca	Seca	No	Seco	No
Ligeramente húmeda	Manchada	No	Húmedo	No
Húmeda	Húmeda	No	Saturado	Alguna gota
Goteando	Mojada	Ocasional	Semilavado	Goteo
Fluyendo	Mojada	Continuo	Lavado	Continuo

### 6.7. ORIENTACION DE LAS JUNTAS Y DEL TALUD

Para cada familia de juntas los datos de orientación son:

- Buzamiento (0 a 90°)
  - . Medido con clinómetro
  - . Error de medida  $\pm 2^\circ$
  - . Dispensión normal mínima  $\pm 5^\circ$
- Dirección de buzamiento (0 a 350°)
  - . Medido con brújula
  - . Error de medida  $\pm 2^\circ$
  - . Dispensión normal mínima  $\pm 5^\circ$  a  $10^\circ$

Se recomienda el uso de brújulas "tectónicas", tipo CLAR que dan directamente los valores de buzamiento y dirección de buzamiento.

Si la dispersión es normal pueden usarse los valores modales. Si es mayor deben comprobarse los valores extremos. Los factores de ajuste pueden variar.

Los datos de orientación del talud son difíciles de medir. El error medio de medida es  $\pm 5^\circ$  (e incluso mayor). La clasificación debe hacerse con valores modales y comprobarse también con los extremos.

## 6.8. METODOS DE VOLADURA

En la clasificación SMR los métodos de voladura se clasifican en:

- Pre-corte
  - . Se perfora una serie de taludes a lo largo de la superficie final del talud. Cada taladro se replantea.
  - . Los taladros deben ser paralelos ( $\pm 2\%$ ) y distan entre sí de 50 a 80 cm.
  - . Las cargas de explosivo son ligeras y no están acopladas a la pared del taladro, dejando aire en medio.
  - . La fila de pre-corte se dispara con anterioridad a la pega principal.
- Voladura suave (o recorte)
  - . Se perfora una serie de taladros a lo largo de la superficie final del talud. Cada taladro se replantea.
  - . Los taludes deben ser paralelos ( $\pm 2\%$ ) y distan entre sí de 60 a 100 cm.
  - . La fila de recorte se dispara después de la pega principal (normalmente con microrretardos).
- Voladura normal
  - . Cada taladro se replantea de acuerdo con un esquema previo de tiro.
  - . Las cargas son las menores posibles.
  - . Se dispara secuencialmente, con retardos o microrretardos.
- Voladura deficiente
  - . El esquema de tiro es indicativo
  - . Las cargas no son las mínimas posibles
  - . El disparo no es secuencial.

Si la voladura se hace nominalmente dentro de una categoría pero alguna condición no se cumple debe valorarse con el factor correspondiente a la categoría inferior. La mayoría de las voladuras en cortes y canteras tratan de obtener la máxima fragmentación y deben ser consideradas como "deficientes".

## 7. METODOS DE SOSTENIMIENTO MAS ADECUADOS

### 7.1. GENERAL

Cuando un talud muestra inestabilidades se pueden corregir con muchas medidas diferentes, conjuntamente o por separado. Para muchas de estas medidas se carece de estudios analíticos que definan su efecto real. De otro lado hay muchos casos de refuerzo de taludes bien documentados (especialmente en suelos).

El estudio de un talud rocoso potencialmente inestable es una labor compleja que requiere un cuidadoso estudio de campo, un análisis detallado y buen sentido ingenieril para valorar la importancia relativa de los diferentes factores de inestabilidad que pueden estar actuando.

Ningún sistema de clasificación puede sustituir todo este trabajo. Pero puede ser de utilidad indicando los límites habituales de uso para cada clase de medidas de corrección. La elección entre dichas medidas están fuera del alcance de una clasificación geomecánica.

Las medidas de sostenimiento pueden agruparse en 6 clases diferentes:

- |   |                 |
|---|-----------------|
| - <u>Sin sostenimiento</u>              | (65 < SMR)      |
| . Ninguna                               |                 |
| . Saneo                                 |                 |
| - <u>Protección</u>                     | (45 < SMR < 70) |
| . Zanjas de pie                         |                 |
| . Vallas (de pie o de talud)            |                 |
| . Redes (sobre la superficie del talud) |                 |
| - <u>Refuerzo</u>                       | (30 < SMR < 75) |
| . Bulones                               |                 |
| . Anclajes                              |                 |
| - <u>Hormigón</u>                       | (20 < SMR < 60) |
| . Gunita                                |                 |
| . Hormigón dental                       |                 |
| . Contrafuertes y/o vigas               |                 |
| . Muros de pie                          |                 |
| - <u>Drenaje</u>                        | (10 < SMR < 40) |
| . Superficial                           |                 |
| . Profundo                              |                 |
| - <u>Reexcavación</u>                   | (10 < SMR < 30) |
| . Tendido                               |                 |
| . Muros de contención                   |                 |

La figura 3 resume la experiencia de los distintos taludes inventariados. En general, los taludes con valores del SMR superiores a 75 no requieren medida alguna, y 65 parece ser el límite por debajo del cual no existe ningún talud totalmente estable, mientras que 30 es el límite superior para los taludes totalmente inestables.

SMR	CLASE	PROTECCION	REFUERZO	HORMIGON	PROTECCION		
100	1a	completamente estable			NINGUNO	Ninguno	
	1b					Ninguno	
80	IIa	ESTABLE	BULONAJE PUNTUAL	BULONAJE SISTEMATICO	NINGUNO	(ZANJA O VALLA) (BULONAJE OCASIONAL)	
	IIb					ZANJA O VALLA REDES BULONES	
60	IIIa	PARCIALMENTE ESTABLE	ZANJA DE PIE	REDES	BULONAJE PUNTUAL	BULONAJE SISTEMATICO	ZANJA Y/O RED BULONAJE GUNITA OCASIONAL
	IIIb						BULONAJE SISTEMATICO ANCLAJES GUNITA SISTEMATICA HORMIGON DENTAL ANCLAJES
40	IVa	INESTABLE		ANCLAJES	GUNITA SISTEMATICA HORMIGON	ARMADA	GUNITA SISTEMATICA (MURO). COSTILLAS DE HORMIGON DRENAJE (REEXCAVACION)
	IVb						MURO. COSTILLAS DE HORMIGON REEXCAVACION DRENAJE (REEXCAVACION)
20	Va	COMPLETAMENTE INESTABLE			MURO DE PIE	REEXCAVACION	MURO DE GRAVEDAD MURO ANCLADO REEXCAVACION
	Vb						NO POSIBLE
0							

Fig 3. Métodos de corrección según el intervalo del SMR

bolón: barra ante (5,6m) y sin pasivos

## 7.2. PROTECCIONES

### 7.2.1. Zanjas de pie

Son adecuados para recoger pequeñas caídas planas, cuñas y vuelcos. RITCHIE filmó caídas en distintos taludes identificando tres formas de comportamiento:

- caída directa, para taludes 1H: 4V y más
- rebote, para taludes alrededor de 1H:2V empinados
- rodada, para taludes 1H:1V y más tendidos

RITCHIE (1963) propuso criterios empíricos para dimensionar zanjas de pie y cunetas, criterios que han sido muy reproducidos y utilizados. Pero muchos ingenieros creen que esos criterios son demasiado conservadores. WHITESIDE (1986) (basándose en FOOKES y SWEENEY, 1976) ha publicado un abaco reduciendo las dimensiones propuestas por RITCHIE.

En general parece que los resultados de RITCHIE se ajustan bien a caídas en taludes de rocas duras, con coeficientes de rebote altos. En rocas más blandas parte de la energía se pierde en roturas y las distancias de caída al pie del talud son menores.

CASTAÑEDA (1976) propuso, y usó con éxito, una reducción del criterio de RITCHIE para taludes excavados en rocas blandas. Sus resultados son muy similares a los de WHITESIDE.

Los criterios de RITCHIE (tabla 14) serían adecuados para taludes desde  $C_u > 25$  MPa y  $F_u \leq 0$  (voladura normal), mientras que los de CASTAÑEDA (tabla 15) serían mejores para taludes desde  $C_u < 25$  MPa y  $F_u \geq 8$  (voladura suave).

TABLA 14. DIMENSIONES DE ZANJAS DE PIE SEGUN RITCHIE (1963)

TALUDES					
ALTURA (m)	1H:4V/1H:3V	1H:2V	3H:4V	1H:1V	5H:4V
4,5-9	3,0 x 0,9	3,0 x 0,9	3,0 x 1,2	3,0 x 0,9	3,0 x 0,9
9-18	4,5 x 1,2	4,5 x 1,2	4,5 x 1,8	4,5 x 1,2	3,0 x 1,5F
18-30	6,0 x 1,2	6,0 x 1,8 F	6,0 x 1,8 F	4,5 x 1,8 F	4,5 x 1,8F
> 30	6,0 x 1,2	7,5 x 1,8 F	7,5 x 2,4 F	4,5 x 1,8 F	4,5 x 1,8F
W	anchura (m)		D Profundidad (m)(WxD)		
F	la zanja puede ser de 1,20 m con una valla hasta la profundidad total				

TABLA 15. DIMENSIONES DE ZANJAS DE PIE SEGUN CASTAÑEDA (1976)

ALTURA (m)	TALUD	ALTURA (m)	TALUD
	1H:4V/2H:3V		2H:3V/1H:1V
10-25	2,2 X 1,2	6-20	2,2 X 1,2
25-40	3,2 X 1,6	> 20	3,5 X 1,8
> 40	3,7 X 2,0		
W	anchura (m)		D Profundidad (WxD)

### 7.2.2. Redes

Las redes sobre el talud evitan la caída libre de trozos de roca y son útiles para proteger contra la caída de cuñas menores y también en algunos vuelcos (aunque entonces puede ser difícil sujetar la red en la cabeza del talud).

Para evitar roturas por el peso excesivo de los fragmentos de roca sólo deben emplearse redes en taludes con un valor alto de  $J_v$  (Tabla 16).

TABLA 16. CONDICIONES INDICATIVAS PARA EL USO DE REDES

$J_v$	TIPO DE RED	PESO DE BLOQUE (T)
5-10	Reforzada	0,15-0,50
> 10	Normal	< 0,15

## 7.3. REFUERZO

### 7.3.1. Bulones

Aunque muchos taludes en roca se bulonan, no aparecen en la literatura técnica reglas específicas de diseño. Las que se ofrecen a continuación han sido derivadas de la experiencia del autor y parcialmente inspiradas por el excelente y conciso manual de bricolaje de obras subterráneas de SCHACH, GARSHOL y HELTZEN (1979).

Por simplicidad se incluyen aquí sólo los bulones de anclaje continuo no tensados. Los tensados se consideran anclajes. Los bulones son un refuerzo "pasivo" y los anclajes un refuerzo "activo".

Las características usuales son:

- Longitud
  - Normalmente 3-4 m
  - Empotrándose 1-2 m en roca sana
  - Como regla simple mayor que un décimo de la altura del talud

**Dimensiones**

- Diámetro . . . . . 20-25 mm
- Resistencia de 12 a 18 T

Desde el punto de vista del bulonaje los macizos rocosos pueden clasificarse según se expresa en la tabla 17.

**TABLA 17. BULONADO EN MACIZOS ROCOSOS**

TIPO DE ROCA	ESPACIAMIENTO DE JUNTAS	Jv	BULONADO	DISTANCIA
Dura. En bloque	> 1 m	1-3	Sistemático	3-3,5 m
Dura. Fracturada	0,3-1 m	3-10	Sistemático	1-3 m
Dura. Muy fracturada Dura. Muy fracturada	< 0,3 m < 0,3 m	10-18 > 18	Sistemático Sólo con gunita	1 m
Meteorizada. Con juntas "débiles"	-	-	Según las juntas	Variable
Blanda C <sub>0</sub> 5-25 MPa Blanda C <sub>0</sub> < 5 MPa	- -	- -	Sólo con gunita No adecuado	- -

La tabla 18 contiene algunas indicaciones de posibles esquemas de bulonado según el SMR.

**TABLA 18. ESQUEMAS INDICATIVOS DE BULONADO EN TALUDES**

CLASE	SMR	BULONES POR m <sup>2</sup>	D (m)	DENSIDAD DE FUERZA (T/m <sup>2</sup> )	GUNITA
II	> 65	0,08	3,5	1-1,25	No
IIb	65-60	0,11	3,0	1,3-1,6	No
III	60-45	0,40	1,6	4,5-6,0	Ocasional Oca/sist. Sistematica Sistematica
		0,70	1,2	8,0-10,0	
IIIb	45-40	1,00	1,0	12,0-15,0	Sistematica Sistematica
		1,00	1,0	12,0-15,0	
D distancia media entre bulones (m)					

**7.3.2 Anclajes**

Los anclajes aplican una fuerza en la superficie del talud y la transfieren al interior. A la vez introducen una fuerza estabilizadora y aumentan la resistencia al corte (y la dilatación) de las juntas.

Muchos tipos de anclaje existen en el mercado. Sus características más comunes son:

- **Longitud**
  - Normal 12 a 20 m
  - Posible 8 a 30 m
- **Resistencia**
  - Normal 70-100 T
  - Posible 30- 200 T
- **Disposición**
  - Normal 1 anclaje cada 10 a 35 m<sup>2</sup>
  - En filas y columnas
- **Cabezas de hormigón**
  - Cabezas aisladas (1,00 x 1,00 x 0,50 m)
  - Contrafuertes y/o vigas (ancho 1,00 - 1,50 m)
  - Muros anclados
  - Muros de pie (como complemento)

Los anclajes son especialmente útiles para sostener grandes corrimientos planos, vuelcos importantes y roturas generales de talud. Su disposición, tipo y densidad deberían ser estudiadas analíticamente en cada caso y comprobadas después instrumentalmente.

Una guía aproximada para la evaluación de la fuerza de anclaje necesaria se presenta en la tabla 19, derivada de algunos casos reales.

**TABLA 19. ESQUEMAS INDICATIVOS DE ANCLAJE EN TALUDES**

CLASE	SMR	DENSIDAD DE FUERZA	GUNITA	HORMIGON
		T/m <sup>2</sup>		
III b	50-40	1,0-2,5 2,5-5,0	Armada Armada	Cabezas aisladas Cabezas aisladas
IV a	40-30	5,0-10,0 10,0-20,0	No No	Cont. y/o vigas (Muro) Cont. y/o vigas (muro)
IV b	30-20	Variable	No	Muro (cont. y/o vigas)

En el caso de que los anclajes se usen como medida adicional a un muro de gravedad la densidad de fuerza debería ser de 2,5 - 5,0 T/m<sup>2</sup> (mínimo 1,5 T/m<sup>2</sup>)



## 7.4. HORMIGON

### 7.4.1. Gunita

Gunitar un talud es fácil, se puede hacer deprisa, y a menudo es una unidad de obra muy ventajosa. Por lo tanto, muchos taludes son gunitados al primer signo de inestabilidad. Es difícil averiguar el efecto real de la gunita, que a menudo se cae con el tiempo.

Un gunitado ocasional puede ser útil para correcciones locales puntuales y/o para prevenir la erosión diferencial. El gunitado sistemático es necesario con masas rocosas fragmentadas ( $JV = 10-18$ ).

Si se usa la gunita como protección general de un talud deberían tomarse las siguientes precauciones:

- Limpiar el talud (con aire comprimido y/o agua)
- Proyectar varias capas. Un esquema útil sería:
  - . capa superficial de protección ( $e = 3$  cm)
  - . Dos capas armadas ( $e = 2 \times 10$  cm)
- Usar bulones cortos (y eventualmente una tela metálica) para anclarla al talud
- No gunitar los puntos de drenaje natural
- Intentar la instalación de drenes

Los efectos benéficos de la gunita son a menudo dudosos y pueden convertirse en dañinos si se corta el drenaje del macizo. Además el efecto estético es muy malo, aunque puede mejorarse si la gunita no es masiva y se utilizan pigmentos claros en la última capa.

### 7.4.2. Hormigón dental

Muy adecuado para correcciones locales en taludes generalmente estables. Puede ser sustituido por mampostería (mejor si es de la misma roca). Rara vez causa problemas al perturbar el drenaje natural del macizo.

### 7.4.3. Contrafuertes y/o vigas. Muros

Se trata de medidas correctoras asociadas a anclajes o que trabajan por gravedad. Pueden utilizarse para taludes parcial o totalmente inestables.

## 7.5. DRENAJE

### 7.5.1. Drenaje superficial

El drenaje superficial puede ser de gran ayuda para la estabilidad de un talud. En la cabeza el agua puede rellenar grietas de tracción, generando presiones intersticiales muy desestabilizadoras. En la superficie del talud el agua puede erosionar zonas blandas causando inestabilidades.

Los drenes de superficie pueden ser:

- En cabeza *Es prácticamente imposible para estos movimientos*
  - . zanjas paralelas al talud
  - . con revestimiento flexible
- En superficie
  - . Cunetas verticales
  - . Con piezas prefabricadas
  - . Conectadas a las zanjas de cabeza

Para ser efectivo el drenaje superficial debe estar bien hecho. En muchos casos una cuneta de hormigón se agrieta y rompe inyectando agua en el interior en vez de evacuarla. Los revestimientos deben ser capaces de absorber movimientos apreciables sin pérdida de funcionalidad.

### 7.5.2. Drenaje profundo

En los macizos rocosos el agua circula por las juntas cuya conductividad hidráulica es proporcional al cubo de su anchura si están abiertas y no tienen rellenos. Por eso la permeabilidad del macizo rocoso tiende a ser mayor en la superficie que en el interior, razón por la que las presiones intersticiales son una causa de inestabilidad menos importante y frecuente en rocas que en suelos. En general en taludes rocosos el drenaje profundo debe combinarse con otras medidas.

Los posibles sistemas de drenaje pueden ser:

- Drenes de pie ("franceses" o "californianos")
  - . Perforados horizontalmente (o casi) desde el pie
  - . Deben estar provistos de filtros
  - . Dejan de funcionar pronto en taludes con deformaciones importantes
  - . Muy efectivas
- Drenes verticales
  - . Perforados verticalmente desde la cabeza y/o el talud
  - . Muy efectivos si hay acuíferos colgados
- Galerías de drenaje
  - . Horizontales y paralelas al talud
  - . El drenaje más efectivo
  - . Usadas en presas.

El drenaje profundo es bueno para corregir grandes inestabilidades planas o en masa con climas muy húmedos y/o juntas de gran conductividad horizontal.

Los esquemas de diseño pueden derivarse de LOUIS (1974)

DYS 84

- Longitud óptima
  - . 0,2 a 0,3  $H_w$  (altura de nivel freático en el interior del macizo)
  - . Habitual de 6 a 12 m
- Distancia óptima entre drenes
  - . 0,33 a 0,50 de su longitud
  - . Habitual de 2 a 6 m
- Dirección óptima
  - . Teóricamente  $10^\circ$  a  $15^\circ$  hacia abajo
  - . Habitualmente horizontal
  - .  $5^\circ$  a  $10^\circ$  hacia arriba si el agua debe "limpiar" los taladros



## **8. CONCLUSIONES**

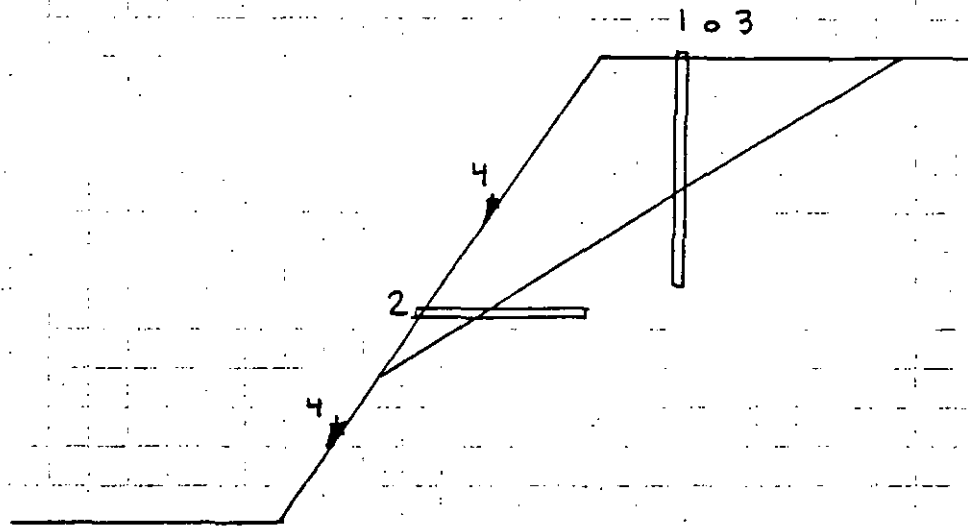
El método SMA puede ser útil para extender el uso de las clasificaciones geomecánicas a los taludes y dar una primera impresión del riesgo de rotura y medidas de sostenimiento necesarios.

El autor agradece de antemano cualquier información o crítica del método.

## J. REFERENCIAS

- BARTON N., LIEN R., LUNDE J. (1974). "Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support" Rock Mechanics nº 6. Ed. Springer-Verlag Viena. Pag 189-239.
- BIENIAWSKI, Z.T. (1973). "Engineering classification of jointed rock masses". Trans. South Afr. Inst. of Civ. Eng. Vol 15, N12, pp. 335-344.
- BIENIAWSKI, Z.T. (1984). "Rock mechanics design in mining and Tunnelling". Balkema, Rotterdam, Boston. Chap. 5, pp. 55-95.
- BIENIAWSKI, Z.T. (1989) "Engineering rock mass classifications". 251 pp Wiley, New York.
- BIENIAWSKI, Z.T. ; ORR C.M. (1976). "Rapid site appraisal for dam foundations by the Geomechanics Classification". Proc. 12th Int. Cong. on large Dams. ICOLD, México. Q46, R32, pp 483-501.
- CASTANEDA, R (1976) "Algunos tratamientos de taludes rocosos en carreteras frente a desórdenes superficiales" Simp. Nal. sobre Rocas Blandas. SEMR. Madrid.
- COLLADO A.; GILI J.A. (1988) "Estudio geotécnico de la carretera 420. (Calle de la Teixeta, Coll Negre) en Tarragona". No publicado. Univ. Pol de Catalunya. In Spanish.
- DEERE D. (1964) "Technical description of cores for engineering purposes" Rock Mech Eng Geol". Pp 16-22.
- FOOKES P.G., SWEENEY M. (1976) "Stabilization and control of local rockfalls in degrading rock slopes" Q.J. Eng Geol. Vol. 9, pp 37-55.
- GOODMAN, R.E. (1976) "Methods of geological engineering". Est Publishing, San Francisco. pp 192-199.
- GOODMAN R.E.; BRAY, J.W. (1977). "Toppling of rock slopes". Proc. Special. Conf. on Rock Eng. for Found. and Slopes, ASCE, Boulder. Vol. 2, pp. 201-234.
- HARAMY K.Y., DeMARCO M.J. (1985) "Use of the Schmidt hammer for rock and coal testing" 26th U.S. Symp. on Rock Mech Pp 549-555. Rapid City.
- HOEK, E., BRAY, J.W. (1974). "Rock slope engineering". Ed. Inst. of Mining and Met. Londres pp 309.
- ISRM SUGGESTED METHODS (1978 a) "Quantitative description of discontinuities in rock masses" Int Jour Rock Mech. and Min. Sci. Vol. 15 319-368. PERGAMON
- ISRM SUGGESTED METHODS (1978 b) "Determining hardness and abrasiveness of rocks" Int. Jour Rock Mech and Min Sci. Vol. 15 Pp 89-97. PERGAMON.
- LOUIS C. (1974) "Hidraulique des roches" these de Doctorat. Université de Paris
- PALMSTROM A. (1965) "Characterizing the degree of jointing and rock mass quality" Internal report. 26 p. BERDAL Oslo.
- PRIEST S.D., HUDSON J.A. (1976) "Discontinuity spacing in rock" Int. Jour Rock Mech and Min Sci. Vol. 13 Pp 134-153. PERGAMON
- RITCHIE A.M. (1963) "The evaluation of rockfall and its contro. Highway Research Board Recond. Vol. 17, pp 13-28.
- ROMANA, M. (1985a) "Nuevos factores de ajuste para la aplicación de la clasificación de BIENIAWSKI a los taludes". Jornadas geotécnicas nacionales. Univers. Polit. de Barcelona.
- ROMANA, M. (1985 b). "New adjustment ratings for application of BIENIAWSKI classification to slopes". Int. Symp. on the role of rock mechanics ISRM. Zacatecas. pp 49-53.
- ROMANA M. (1988) "Practice of SMR classification for slope appraisal". Proc. 5th Int. Symp. on Landslides. Ed. Balkema. Lausana.
- SCHACH R. GARSHOL K., HELTZEN A.M. (1979) "Rock botting. A practical handbook" E. PERGAMON. 84 p.
- SERAFIM, J.L.; PEREIRA, J.P. (1983). "Considerations on the geomechanics classification of BIENIAWSKI". Proc. Int. Symp. on Eng. Geol. and Underg. Constr. LNEC. Lisboa. Vol. 1, pp II 31-II 42.
- STEFFEN O.K.H. (1976). "Research and development needs in data collection for rock engineering". Proc. Symp. on Exploration for Rock Eng. Balkema. Rotterdam. Vol. 2, pp 95-104.
- SWINDELLS, C.F. (1985). "The detection of blast induced fracturing to rock slopes". Int. Symp. on the role of rock mech. Zacatecas, pp 81-86.

## 9. INSTRUMENTACION



1. Inclínómetros
2. Extensómetros
3. Piezómetros
4. Puntos de control topográfico.

La instrumentación se debe colocar cuando exista incertidumbre respecto a la superficie de falla (1 y 2), a la generación de presión hidrostática por acumulación de agua en los planos de discontinuidades (3) y cuando se desea saber la velocidad de movimiento de una masa de roca, para lo cual se colocan puntos de control topográfico y los mismos extensómetros.

Cada uno de estos instrumentos debe ser planeado con base en los datos que se se esperan de ellos para seleccionar su ubicación óptima, el número adecuado y la distribución o separación entre cada uno.

Model 101

## Flat Tape Water Level Meter

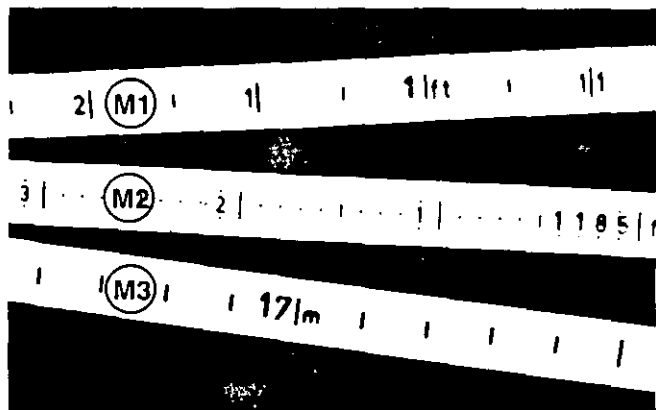
For measuring the depth of water in wells, boreholes, and standpipes, the Flat Tape Water Level Meter is the most reliable and accurate of the Solinst Water Level Meters. The meter is easy to operate and read to **1/100 ft.**

Also available is the Model 102 Coaxial Cable Water Level Meter for use in small diameter tubes.

A temperature option is also available. (See over.)

### Features

- Accurate**
  - markings each cm, 1/2" or 1/100 ft.
  - tape guide/datum available.
  - sensitivity adjustable to conductivity.
- Reliable**
  - permanent, hot stamped markings.
  - stranded stainless steel conductors.
- Long Life**
  - rugged, free standing reel.
  - corrosion proof components.
  - standard 9V battery.
- Options**
  - stainless steel environmental probes.
  - temperature probe.
  - carrying bag.
  - lengths up to 2000 ft. (600m).



### Operating Principles

The Model 101 Water Level Meter uses a well designed probe, attached to a permanently marked polyethylene tape, fitted on a well-balanced reel. The conductors embedded within the tape each have seven strands of stainless steel.

The probe incorporates an insulating gap between electrodes. When contact is made with static water, the circuit is completed, sending a signal back to the reel. This activates a loud buzzer and light.

The water level is then determined by taking a reading directly from the tape, at the top of the well casing or borehole.

The high quality storage and winding reel has a convenient carrying handle, a brake, and a sturdy, stand-alone design. Standard controls include a battery test button, on/off sensitivity switch and light.

### Measurement Options

The flexible, polyethylene flat tape cable gives very accurate readings because the permanent markings are at close intervals. The non-stretch stranded stainless steel conductors resist corrosion and provide strength.

The design of the tape prevents it from adhering to wet surfaces in boreholes and wells. Markings are permanently embossed onto one side of the tape and are available in your choice of three scales. The tape can be printed on both sides, with any combination of scales.

- M1** Feet and inches: with markings every 1/2"
- M2** Feet and tenths: with markings every 1/100 foot.
- M3** Meters and centimeters: with markings every cm.
- M4** Markings both sides: any combination of scales.

Series 6500

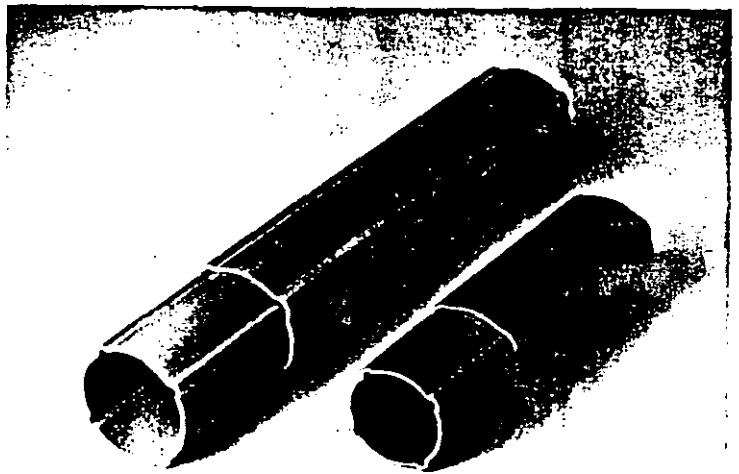
# Inclinometer Casing and Accessories



GEOTECHNICAL  
INSTRUMENTATION

Features

- Fiberglass construction.
- Self-aligning, no spiral.
- Lightweight, strong and abrasion resistant.
- Non-corrodible.
- Telescoping joints, easily-assembled, using pop rivets.
- Can be cut to any length in the field.
- Inexpensive.



Geokon Inclinometer Casing is used in conjunction with all commercially available inclinometer probes to monitor the stability of embankments, slopes, rock cuts, foundations and excavation walls, piles, steel piles, coffer dams etc. The casing sections are coupled together and grouted inside boreholes, or fixed to the surface of piles or sheet piling. The casing and couplings have grooves spaced at 90-degree intervals which fit the wheels of the inclinometer probe thus maintaining the orientation of the probe as it is traversed up and down the casing. The probe accurately measures the change in the angle of tilt from the vertical of each portion of the casing. These incremental changes are added together to give a vertical profile of the casing, changes in which become a measure of the stability of the structure.

Geokon Inclinometer Casing is manufactured from pultruded fiberglass, the ideal material, being very strong, lightweight and environmentally resistant. The pultrusion process guarantees that there will be no spiraling of the grooves.

Casings and couplings are pop-riveted together and the joints are waterproofed using tape and caulk. Other accessories include bottom plugs, end caps and protective housings. Inclinometer probes are also available.

Pop rivets	Pop rivets steel, 1/8"x3/16" or 1/8"x1/4" are recommended.
Hand drill	A manual- or battery-operated electrical hand drill may be used with no.30 drill bits.
Pop-rivet gun	Used to expand the pop rivets.

**SPECIFICATIONS**



Model number	6501	6502
Max.O.D. coupling in(mm)	2.96(75)	2.45(61)
Max.O.D. casing in(mm)	2.77(70)	2.29(58)
Wall thickness in(mm)	0.120(3)	0.080(2)
Weight lbs/ft(kg/m)	0.6(0.9)	0.4(0.6)
Color	Yellow	Orange
Casing sections	6501 available in 10ft or 3m lengths. 6502 available in 3m lengths only.	
Couplings	Standard length – 1 foot (305mm).	
Telescoping couplings	Available up to 10ft (Specify).	

**ACCESSORIES**

Bottom plugs	Made from PVC and designed to be glued and pop-riveted to the bottom section of casing.
Top caps	To prevent debris from falling down the hole.
Protective housings	For use where vandalism is a problem. Made from 4-inch galvanized steel pipe with a locking cap. Designed to be grouted in place around the upper end of the Inclinometer Casing.

For further information contact us . . . . .

DYS-92



48 SPENCER STREET  
LEBANON, NH 03766, USA  
TEL: 603/448-1562  
FAX: 603/448-3216  
TELEX: 4995473GEOKON

geokon

GEOTECHNICAL  
INSTRUMENTATION

# Rod-type Borehole Extensometers

Geokon manufactures a complete line of rod-type Borehole Extensometers to measure movement in rock and soil materials.

## IMPORTANT FEATURES

- Simple rugged design.
- Great reliability.
- Rapidly installed.
- High accuracy and sensitivity.
- Easily adapted to remote readout.




Model 1500  
Borehole Extensometer  
with Electronic Readout

## • TYPICAL APPLICATIONS •


1. Subsidence over mines, tunnels, brine cavities etc.
2. Wall movement in tunnels and excavations.
3. Roof sag (or stability) in mines and underground workings.
4. Pillar deformation in mines and underground chambers.
5. Deformation of foundations in and under buildings.
6. Deformations in bridge abutments.
7. Slope stability in rock cuts and earth embankments.

## CHOICE OF ANCHORS


Geokon Rod Extensometers are differentiated by the type of anchor used and by the number of measurement points in a single borehole. The four basic types of Geokon anchors are:




Expanding wedge rockbolt anchor - Generally preferred for single position extensometers - it offers a simple mechanical actuation for quick installation. Its wide expansion capabilities and positive mechanical set under high torque makes it most suitable for use in rough, uneven boreholes in fractured ground and in locations affected by blasting.



'Snap-ring' anchor - Useful in competent or hard rock where smooth uniform boreholes can be drilled. Its simplicity allows for the ultimate in speed of installation, particularly in instances where two or more anchors are installed in the same borehole.

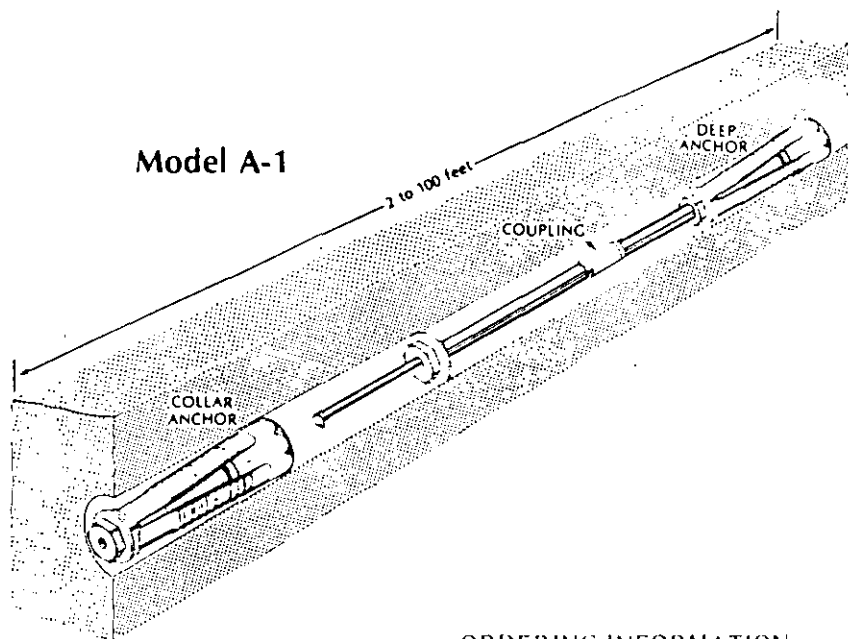


Groutable anchor - The preferred anchor for use in downward-directed boreholes. The extensometer is usually preassembled before being inserted into the borehole. Once it has been put in place the hole is then pumped full of cement grout. With a more complicated grouting procedure it can also be used in upward-directed holes. The groutable anchor is not suitable for measuring settlements in soft ground unless provision is made to allow the grout column to shorten.



Hydraulic anchor - For use in soil and soft ground - especially if contractions of the borehole are anticipated.

# Single Position Rod Extensometer



The Model A-1 Extensometer is a very simple, rugged and reliable instrument that is easily installed. It is recessed completely within the borehole giving it optimum protection.

In situations where boreholes can be drilled easily and are less than 50 feet deep it is often preferable to install several Model A-1 Extensometers of different lengths rather than a multiple position extensometer in a single borehole.

The Model A-1 consists of two expandable rockbolt type anchors which can be set by means of a socket wrench. A steel rod extends from the deepest anchor to the collar anchor which is set just inside the mouth of the borehole. The rod terminates in a stainless steel tip inside a hole drilled in the collar anchor. The collar anchor has a stainless steel reference surface. The distance between this surface and the tip of the long rod is measured by means of either a dial indicator or a depth micrometer. Changes in readings are indicative of ground movement taking place between the two anchors.

Tip extension kits are available for emplacement of the extensometer through concrete tunnel linings.

Model A-1

### ACCESSORIES

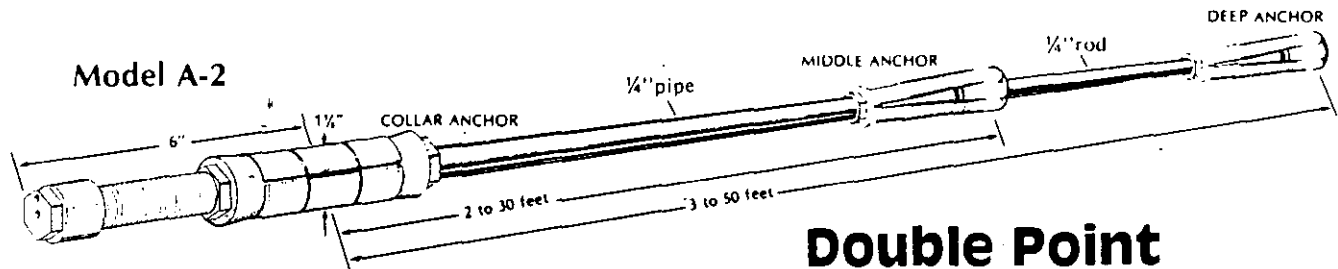
- Setting tools.
- Dial indicator.
- Digital depth micrometer.
- Tip extension kit.

### ORDERING INFORMATION

- Specify:
1. Model number.
  2. Borehole diameter.
  3. Anchor depth.
  4. Accessories required.

### SPECIFICATIONS

		Model No. A-1	Model No. A-2E	Model No. A-2SR
Measurement points		1	2	2
Range	inches(mm)	4(100)	6(150)	6(150)
Least reading	inches(mm)	.001(.01)	.001(.01)	.001(.01)
Borehole diameter	inches(mm)	1 3/8(35), 1 1/2(43), 2(50), 2 1/2(62)	1 3/8 to 1 1/2, 2 to 2 1/2	1" to 3"
Max. borehole dia. deviation	inches(mm)	-0, +3/8(-0, +10)	-0, +1/4(-0, +10)	-0, +0.1(-0, +2)
Maximum length	feet(m)	100(30)	50(15)	50(15)
Weight	lb/ft(kg/m)	0.1(0.74)	30(10)	30(10)



Model A-2

The Model A-2 Extensometer allows the installation of two measuring points in one borehole. By using two points it is possible to distinguish between dangerous deep-seated movements from those more trivial ones occurring close to the surface.

The Model A-2 Extensometer is available either with expanding rock anchors (Model A-2E) or with snap-ring anchors (Model A-2SR). Anchor movements are transmitted to the mouth of the borehole through a 1/4-inch rod (rear anchor) and a 1/4-inch pipe (middle anchor). Both the rod and the pipe have stainless steel tips which rest inside the collar anchor. This anchor, with its stainless steel reference surface, is set just inside the mouth of the borehole.

# Double Point Rod Extensometer

A depth micrometer, inserted into two holes drilled in this reference surface, measures the position of the rod tip and pipe tip relative to the reference surface. In this way any movement between the collar anchor and either the middle or deepest anchor is sensed. Movement of the rock close to the surface will show up on both the rod and pipe tips whereas rock movement deeper than the middle anchor will affect the rod tip only.

Kits for extending the rod and pipe through concrete tunnel linings are available.

### ORDERING INFORMATION

- Specify:
1. Model number.
  2. Anchor type.
  3. Borehole diameter.
  4. Depth of deep anchor.
  5. Depth of middle anchor.
  6. Accessories required.

DYS - 94

### ACCESSORIES

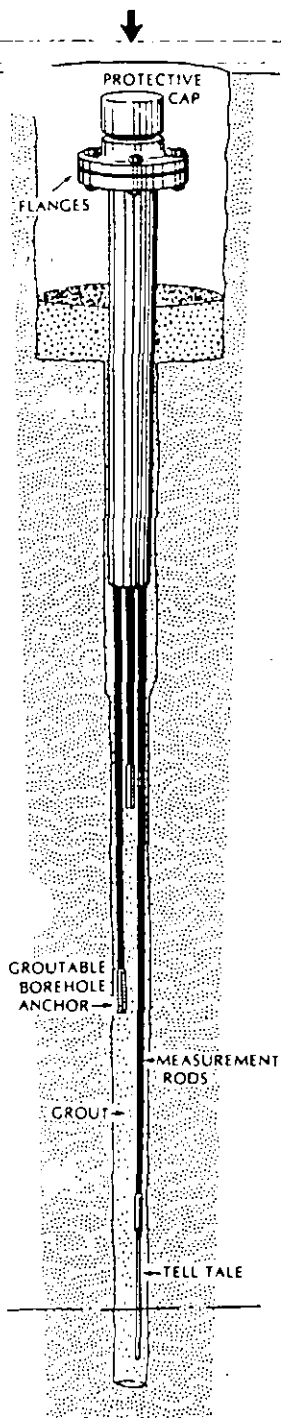
- Setting tools.
- Digital depth micrometer.
- Tip extension kits.



Model A-3

# Mu tip e Point Rod Extensometer with Groutable Anchors

Model A-4



The Model A-3 Extensometer is the preferred design for installation in downward directed boreholes which are easily filled with cement grout.

The borehole anchors of the Model A-3 Extensometer are made from lengths of steel reinforcing bars and they are connected to the measurement rods. The rods are protected from the grout by placing them inside plastic pipe which may be filled with oil to lubricate the rods, ensuring their free travel.

The rods follow the anchor movements which are sensed by measuring the position of the upper tip of the rod relative to a stainless steel reference plate in the head of the instrument. Up to six of these rod/pipe/anchor combinations of differing lengths can be installed in one borehole. This not only gives the capability of measuring the magnitude of any movements but also of locating the various failure planes and zones of movements.

A special bayonet modification to the anchor will allow the measurement rod to be disengaged from the anchor and moved a known distance. With such a feature it is possible to check on the correct functioning of the instrument during its working life; this adds to its reliability. A tell-tale can be attached to the bottom anchor in such a way that it will project into an underground opening when the opening is excavated. This enables the extensometer to be accurately located at its lower end without resorting to expensive borehole surveying procedures.

By means of flanges the head of the extensometer is designed to fit a 3-inch standpipe that is firmly anchored in the mouth of the borehole at the surface. In cases where recessing the instrument head is difficult the flanges can be left off.

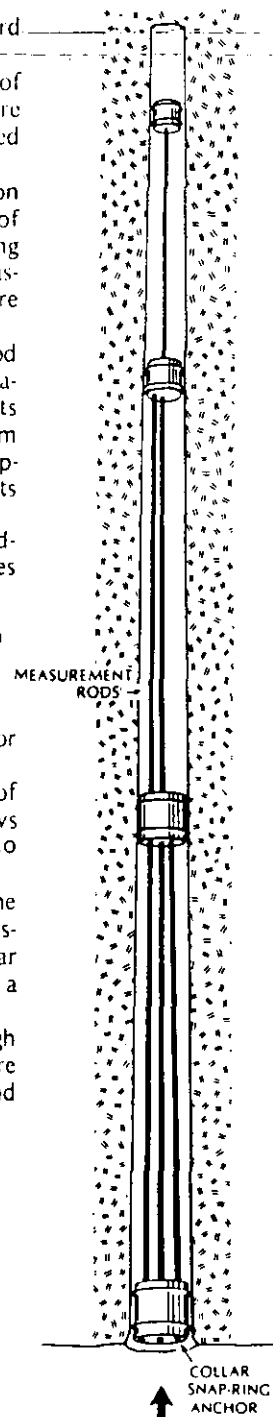
# Multiple Point Rod Extensometer with Snap-ring Anchors

The Model A-4 Extensometer is preferred for upward-directed holes in hard or competent rock where boreholes are smooth and uniform and will stay open.

Anchors are easily installed by pushing them to the required depth on the end of the setting rods and then pulling on a cord to remove the locking pin. This allows two retaining rings on each anchor to snap outward and grip the borehole. Up to eight anchors may be installed at various depths in the borehole.

Steel rods from each anchor terminate in stainless steel tips which rest inside the collar anchor. This collar anchor is set inside the mouth of the borehole, again using a snap-ring type anchor. Where the mouth of the borehole is enlarged a collar stabilization tube may be required; it is cemented inside the borehole to provide a good gripping surface for the collar anchor.

The collar anchor has a stainless steel reference plate containing holes through which the stem of a depth micrometer or dial indicator can be inserted to measure the position of the rod tips. Intermediate borehole anchors tend to support and space the longer rods. However, additional spacers may be installed as required.



SPECIFICATIONS	Model No. A-3	Model No. A-4
Measurement points	1 to 6	1 to 8
Range	inches(mm) 12(300)	12(300)
Least reading	inches(mm) .001(.01)	.001(.01)
Borehole diameter	inches(mm) 3(75) or over	1, 1½, 2, 2½, 3*
Max. borehole dia. deviation	inches(mm) -	-.02, +.05 (-0.5, +1.2)**
Maximum length	feet(m) 300(100)	150(50)

### ACCESSORIES

- Grout plate and grout tube.
- Oil filling fittings.
- Dial indicator.
- Digital depth micrometer.
- Tell-tale.
- Standpipe.
- Calibration modification.

### ORDERING INFORMATION

- Specify:
1. Model number.
  2. Number of anchors.
  3. Depth of anchors.
  4. Borehole diameter.
  5. Type of head mounting.
  6. Accessories required.

\*Any borehole diameter up to 3 inches may be specified. Note that the size of the hole required increases with the addition of more measuring points.

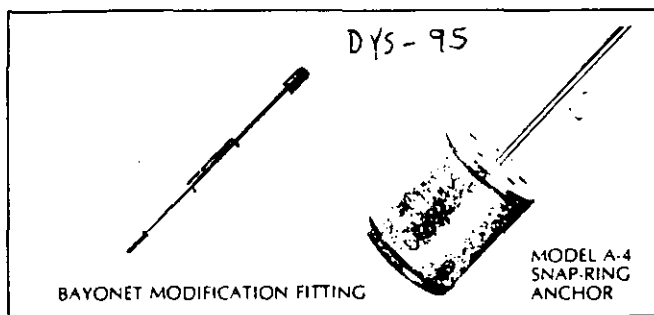
\*\*Oversize snap-rings can be fitted to extend the possible over range to 0.1 inch(2.5mm).

### ACCESSORIES

- Dial indicator.
- Digital depth micrometer.
- Setting tools.
- Anchor adjustment tools.
- Go-No-Go gage.
- Rod spacers.
- Oversize snap-rings.
- Collar stabilization tube.

### ORDERING INFORMATION

- Specify:
1. Model number.
  2. Number of anchoring points.
  3. Depth of all anchors.
  4. Borehole diameter.
  5. Accessories required.





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

**CURSOS ABIERTOS**

**VI CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA GEOLOGICA APLICADA A OBRAS  
SUPERFICIALES Y SUBTERRANEAS**

**MODULO II: LA MECANICA DE ROCAS APLICADA A LA MINERIA Y A LA CONSTRUCCION**

**TEMA VI  
CIMENTACIONES EN ROCA**

## TEMA VI

### Artículos seleccionados

1. *"Application of Rock Mechanics to Foundation Engineering"*. Introduction to Rock Mechanics, R.E. Goodman, Edit. Wiley and Sons, 1990.
2. *"Foundations on Rock"*. Foundation Engineering in Difficult Ground, F.G. Bell, Edit. Newnes-Butterworths, 1978.

## **CIMENTACIONES EN ROCA**

Estructuras cimentadas en roca

Aspectos geológicos y falla de cimentaciones

- a) fallas por escasa resistencia
- b) fallas por deformación excesiva
- c) fallas por erosión y alta permeabilidad

Distribución de esfuerzos

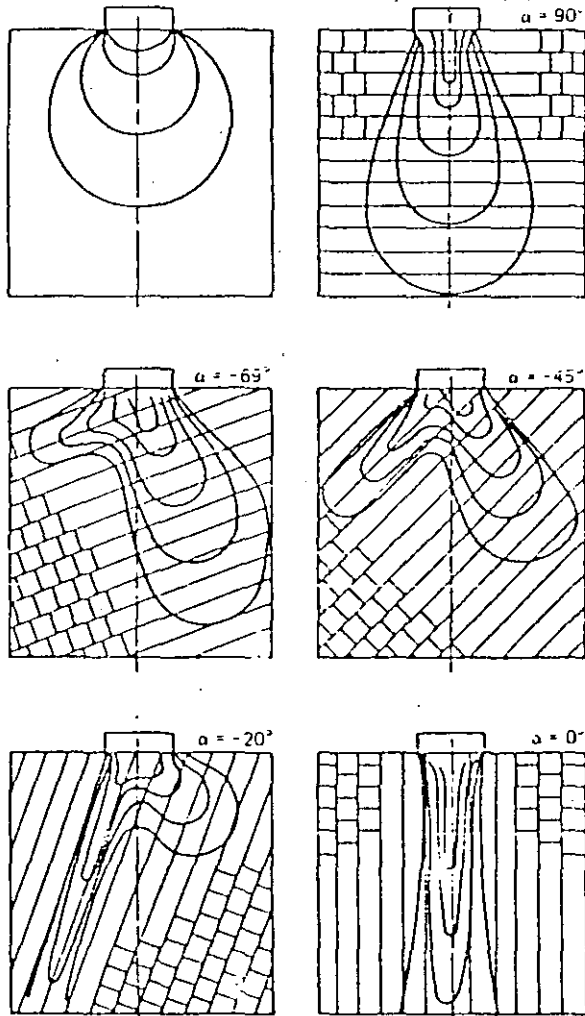
Capacidad de carga

Análisis de asentamientos

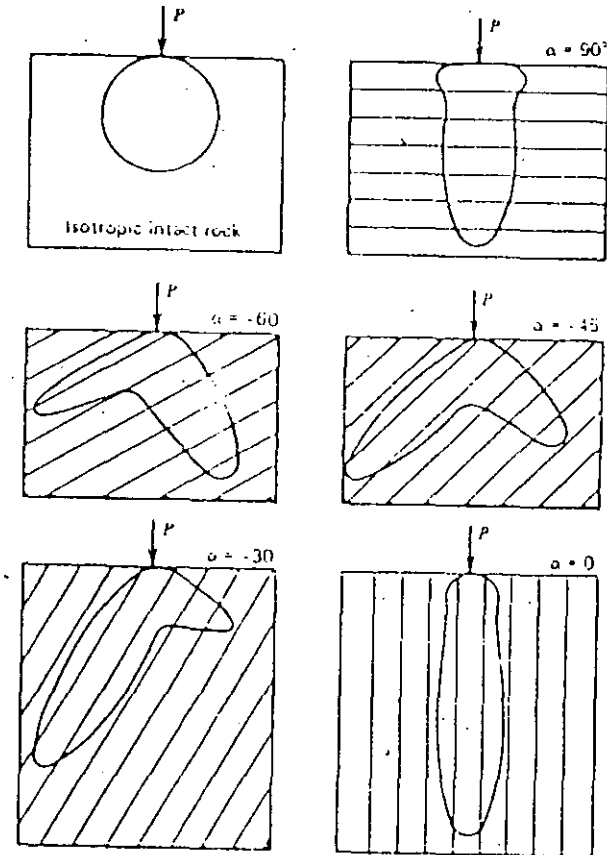
Tratamiento de cimentaciones

# CIMENTACIONES EN ROCA

## Distribución de esfuerzos

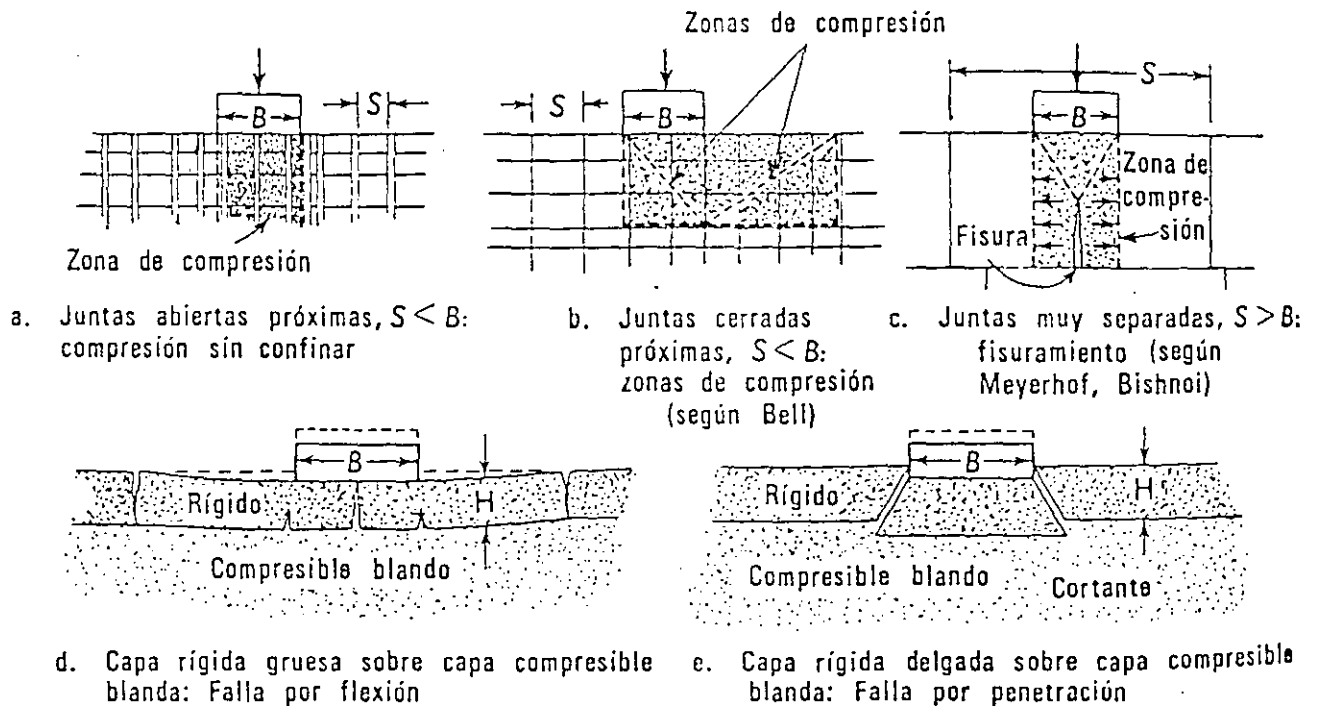
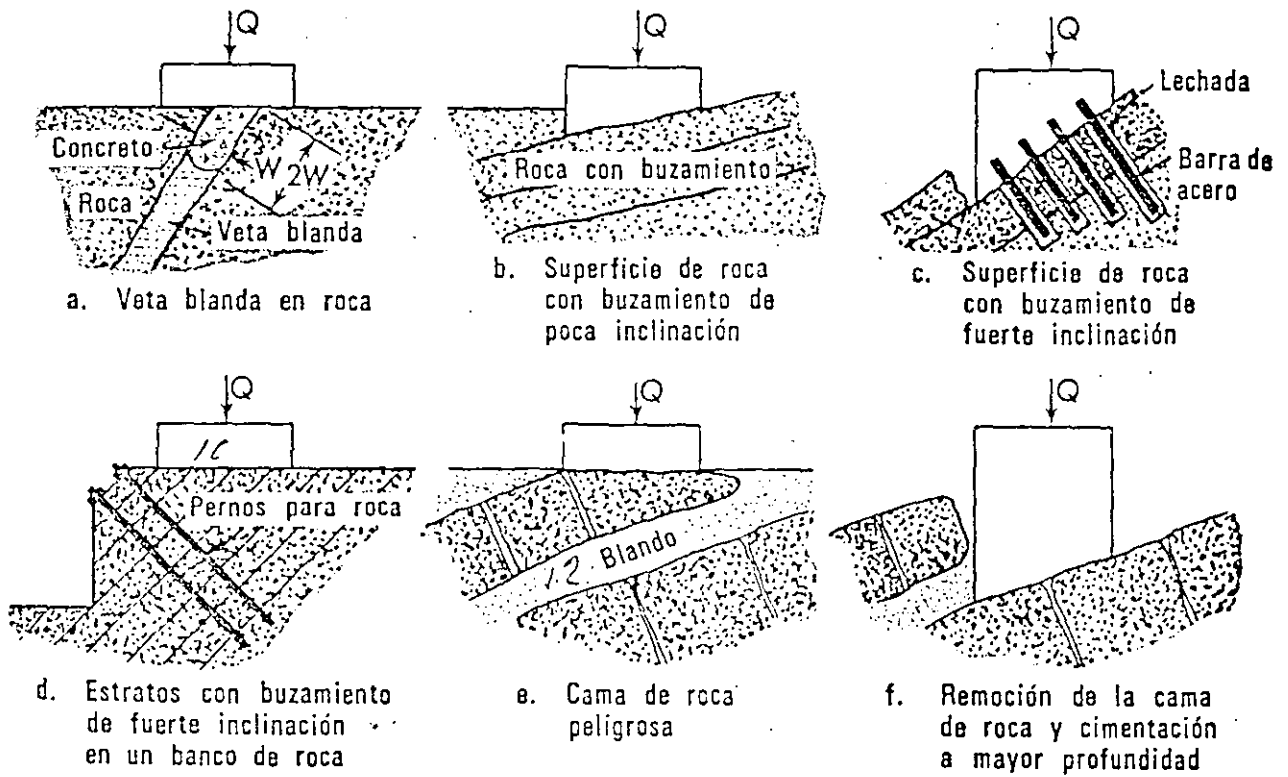


*Carga Uniforme*



*Carga Puntual*

# CIMENTACIONES EN ROCA



# CIMENTACIONES EN ROCA

## Capacidad de carga

- Falla por compresión Fig. a

$$q_u = 2c \operatorname{tg}(45^\circ + \phi/2)$$

si  $\phi = 0$   $q_u = 2c$  (suelos cohesivos)

- Falla en cuña Fig. b

$$q_u = cN_c + \frac{B\gamma}{2} N_\gamma + \gamma D N_q$$

en roca =  $q_u = cN_c$ , valores típicos :

$\phi$	$N_c$	$\bar{N}_c$
20°	15	7
30°	30	10
40°	70	20

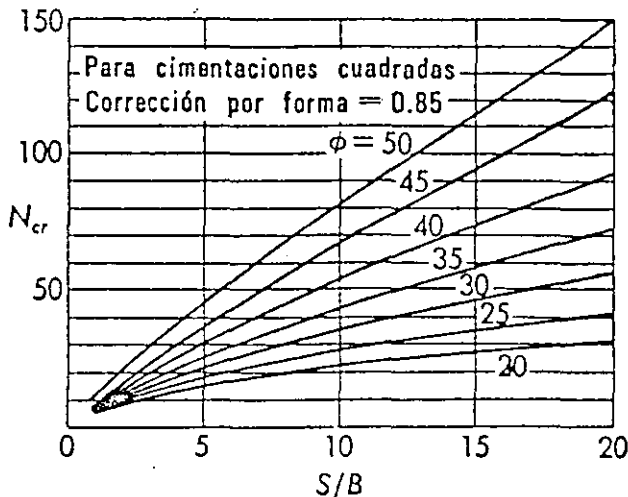
(Meyerhof)

(falla local)

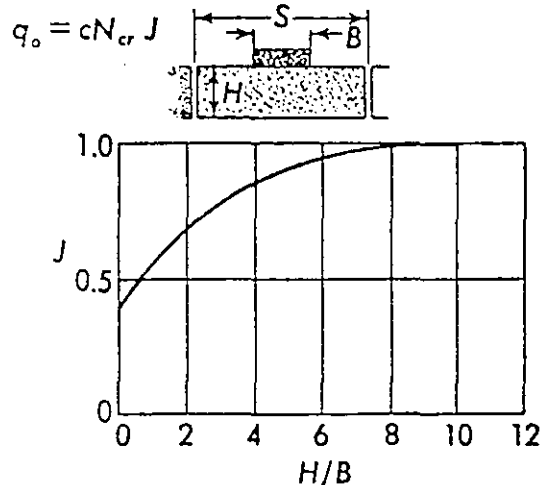
- Falla por fisuramiento Fig. c

$q_u = Jc N_{cr}$  : cimientos circulares

$q_u = 0.85 Jc N_{cr}$  : cimientos cuadrados



a. Factores de capacidad de carga para cimentación circular en roca con juntas  $S/B > 1$  y  $H/B > 8$

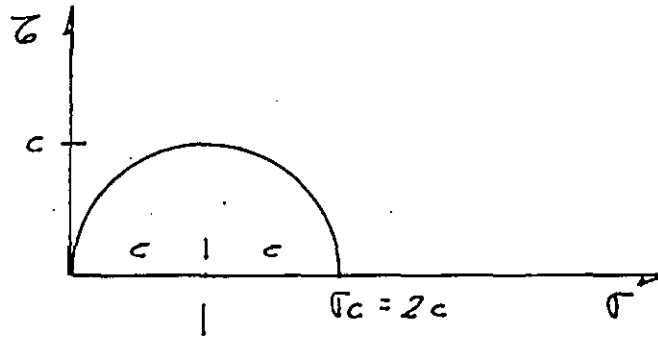


b. Factor de corrección J para capa de roca de espesor H

# CIMENTACIONES EN ROCA

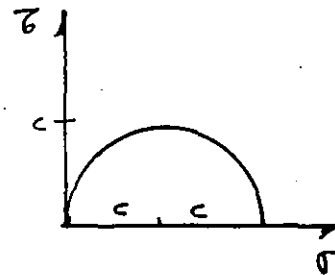
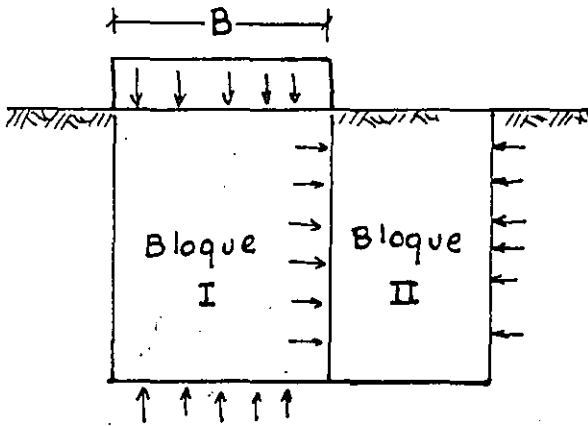
## Capacidad de carga

Cálculo del valor de  $c$ :



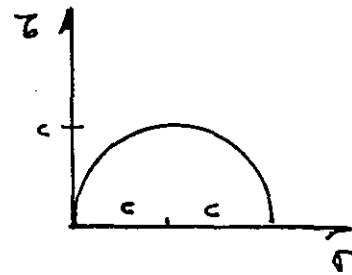
$$\Rightarrow c = \frac{\sigma_c}{2}$$

Solución de Terzaghi:



BLOQUE I

$$q_c = 2c$$



BLOQUE II

$$q_c = 2c$$

$$q_u = 2c + 2c = 4c$$



# 9 Applications of Rock Mechanics to Foundation Engineering

create treacherous subsurface conditions. Figure 9.1d portrays rock having rhythmically changing properties due to interbedding of hard (cemented sandstone) and soft (claystone) layers. The net properties may be more troublesome than either alone since the strong layers may lack the flexural rigidity and strength to resist the bearing forces yet complicate the driving of piles or drilling of piers. Faults can cause additional foundation problems, by virtue of compressible gouge (Figure 9.1e), altered wall rock, and offset groundwater levels; faults also tend to complicate interpretation of depth to load-bearing strata. Highly fractured rock, depicted in Figure 9.1f, may also cause a marked reduction in safe-bearing pressures,

## 9.1 ROCK FOUNDATIONS

This chapter concerns the behavior of rock as a structural foundation. Compared to soils, most rocks are strong and stiff and carrying a structural load down to rock usually assures a satisfactory bearing. However, large loads, as, for example, from a skyscraper or bridge pier, can by design cause pressures approaching the bearing capacity of even moderately strong rocks. If the rock is defective, this may provoke relatively large deformations, particularly when the rock is inherently weak, like some chalks, clay shales, friable sandstones, tuffs, or very porous limestones, or when the rock is weathered, cavernous, or highly fractured. Sowers (1977) reported, for example, that settlements of up to 8 in. occurred under loaded areas on weathered, porous limestone with foundation pressures less than 10 kPa. Thus there are numerous instances where the rock has to be evaluated carefully in foundation engineering.

Figure 9.1a shows the ideal condition for making use of rock as a foundation in preference to direct bearing on the soil. The rock is strong and relatively free from fractures and the bedrock surface is smooth, horizontal, and sharply defined. In weathered rock, by contrast (Figure 9.1b), the bedrock surface may be indefinable and the rock properties may vary widely over short distances vertically or horizontally, confusing those responsible for predicting the foundation elevation and allowable bearing values. Karstic limestones, depicted in Figure 9.1c, possess a highly sculptured, uneven bedrock surface, with cliffs, slopes, and variable and unknown soil depths, and irregular groundwater levels, as well as hidden caverns, clay seams, and rock of unpredictable quality. Karst terrain can consequently

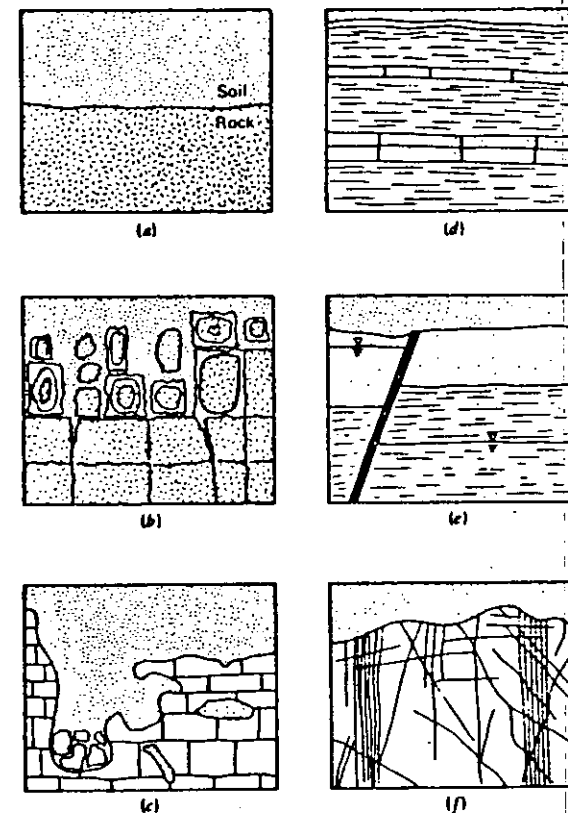


Figure 9.1 Types of bedrock surfaces. (a) Glacial till over bedrock. (b) decomposed granite. (c) Karstic limestone. (d) weathered rock and residual soil over sandstone and shale. (e) Soil over a fault in sedimentary rocks. (f) Transported soil over fractured rock.

as otherwise satisfactory rocks undergo appreciable deformations connected with closing and sliding of joints. Furthermore, when buildings are located near cliffs, throughgoing fractures "daylighting" in the cliff face can undermine their stability.

Another class of foundation problems occurs in rock with expansive or unstable minerals such as some montmorillonitic clay shales, nontronitic basalts, and rocks mineralized with pyrrhotite, marcasite, or certain other sulfides. Sulfuric acid released in the oxidation of the latter may attack concrete. Highly soluble rocks like gypsum, and salt will require special attention in foundations of water-impounding structures, or structures located adjacent to operating wells or drains. Serious rock foundation problems also arise in formations underlain by completely or partially mined-out coal, sulfur, salt, or other mineral commodity. Assuring support to structures on the surface overlying abandoned mine workings requires special investigations and sometimes expensive treatment.

Engineering works present a wide variety of rock foundation problems. Homes, warehouses, and other light structures rarely create loads that test even weak rocks, but may require rock investigations in connection with cavernous, or mined-out substrata, or in areas of expansive rocks. Large public buildings like hospitals, office buildings, and airport terminals may have very large and rather modest loads acting near each other; as such facilities frequently cover a relatively large area, they may encompass varying foundation conditions and engineering solutions. Some industrial structures like turbines, boilers, reactors, and accelerators make stringent demands for precise and continued alignment that necessitate detailed investigations of foundation behavior even when dealing with good rock. Towers and very high buildings may generate large vertical and horizontal loads in response to wind or seismic forces. Bridges not only require foundations to be constructed through water and soil to bedrock but also place piers on steep valley sides where rock slope stability analysis becomes part of the foundation engineering work (Figure 9.2a). This is also true of dams, which can create relatively large inclined loads at their base and in their valley side abutments. Concrete arch dams transfer some of the reservoir and structural load to the abutment rock (Figure 9.2b) while concrete gravity and concrete buttress dams direct the load primarily into the foundation rock. Earth and rock-fill dams create smaller, usually tolerable stresses and deformations in rock foundations. All types of dams may suffer problems due to seepage in fractured or karstic foundations and all can be adversely affected by rock slides in the abutments, whether due to seepage forces, structural loads, or other causes.

To support building loads with tolerable deflections, it is possible to use several types of foundations. We will concern ourselves only with those intended to transfer some or all of the load to rock. Figure 9.3a shows a common solution where a modest excavation through the soil permits a *footing* to bear directly against a prepared rock surface. Depending on the nature of the work and the magnitude of the load, the rock may be either simply inspected, drilled and tested, or proof loaded prior to confirming the foundation grade. Setting foundation grade is often

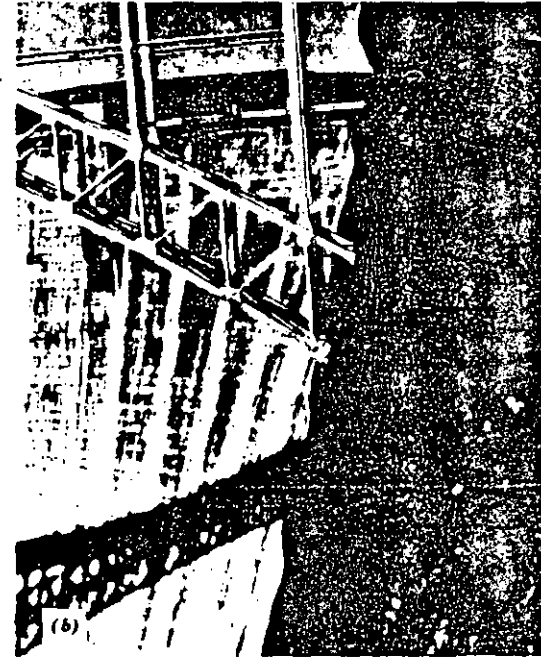
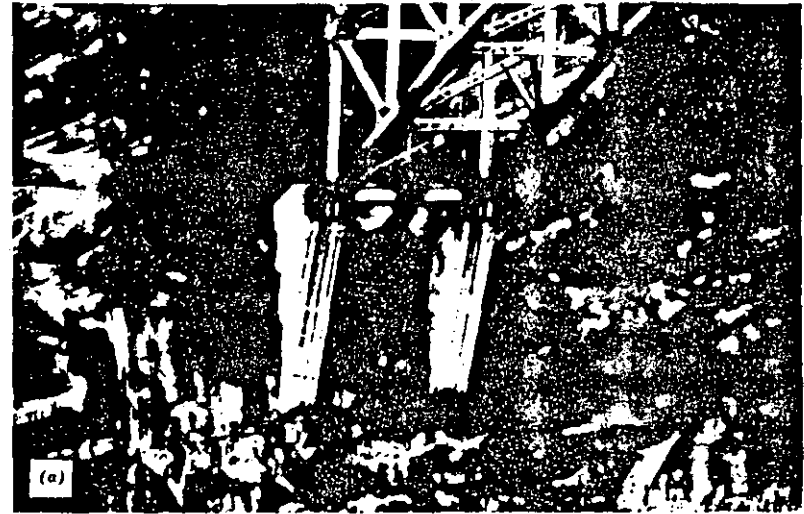


Figure 9.2 Foundations of a bridge and a dam in very steep terrain. (a) Footings for the Glen Canyon Bridge, built by the U. S. Bureau of Reclamation across a precipitous canyon in Navjo sandstone. The small, dark squares on the rock are rock bolts. (b) The other abutment of the bridge and the left side of Glen Canyon arch dam.

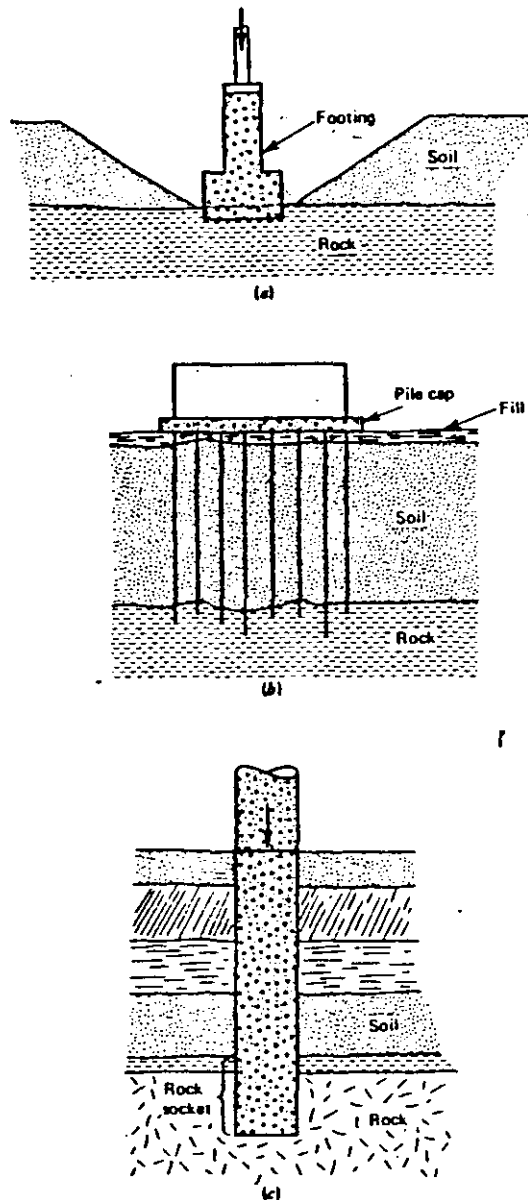


Figure 9.3 Types of rock foundations. (a) Footing on rock. (b) End-bearing piles on rock. (c) A pier socketed into rock.

left to be determined during construction and may depend mainly on judgment or on rock classification (e.g., using the geomechanics classification discussed in Chapter 2). During construction the stability of the slope cut through the soil and through the weathered rock needs to be assured, the excavation must be drained and cleared of debris so that a good contact with concrete can develop, and the load-bearing surface must be kept from deteriorating in the interval before concreting. For footings carrying only moderate load, design may be dictated by special requirements of the structural engineer and architect without any reference to rock-bearing capacity or rock settlement. But large loads or rock marginal in quality may demand rational evaluation of the allowable loads through calculations or tests. Procedures for doing this will be discussed in subsequent sections.

**Piles** (Figure 9.3b) are driven to carry loads down to a satisfactory bearing layer. They may be driven from the ground surface or cast in drill holes. If the overburden is soft or if the piles are fairly short, most of the reaction comes from the pile tip; in this case, the pile is usually driven as much as a meter, occasionally more, into the rock until a specified number of blows is required to penetrate a fixed distance. Piles can be driven in this manner into weak rocks like chalk, tuff, claystone, and weathered rocks of many varieties, but they cannot be driven more than a few centimeters into fresh, hard rocks like limestone or sandstone unless equipped with hardened steel-driving points. It is difficult to guarantee pile seating in the case of an irregular or inclined bedrock surface. In fact, steel piles driven at small angles against a limestone surface have been destroyed by bending as they skidded off the rock. Piles cast in boreholes may develop significant side resistance in bond against weathered rock and overburden, then behaving like "friction piles" that are driven into clays. Cast-in-place piles may be "socketed" into rock by drilling some distance beyond the bedrock surface, in which case both bond along the side and end resistance may be mobilized. Piles bearing on weak strata and soils are sometimes constructed with an enlarged base formed by reaming the bottom of the drill hole. This spreads the load to achieve restricted bearing pressures. As discussed later, the bearing capacity of most rocks is sufficiently high that enlarged bases are rarely necessary, the maximum loads being dictated by the concrete rather than by the rock strength.

Very heavy loads can be carried to bearing on rock through the use of **piers** or **drilled shafts** (Figure 9.3c). Large-diameter bucket augers, or spiral augers often mounted on cranes, enable drilling through overburden, weak and even moderate strong rocks like claystones, friable sandstones, chalk, weathered rocks, and evaporite deposits. The drilled shafts are then cleaned out and filled with concrete; if water conditions will not permit pouring concrete in the dry, tremie construction is used. To obtain satisfactory contact and bearing in good rock, it is common practice to drill the shafts several meters or more into the rock to form a "rock socket." In this case, the load is carried by a combination of end bearing and peripheral shear (bond or friction) as discussed later. Drilled piers with very large vertical loads (e.g., 10 MN) are economical if they do not require casing, work

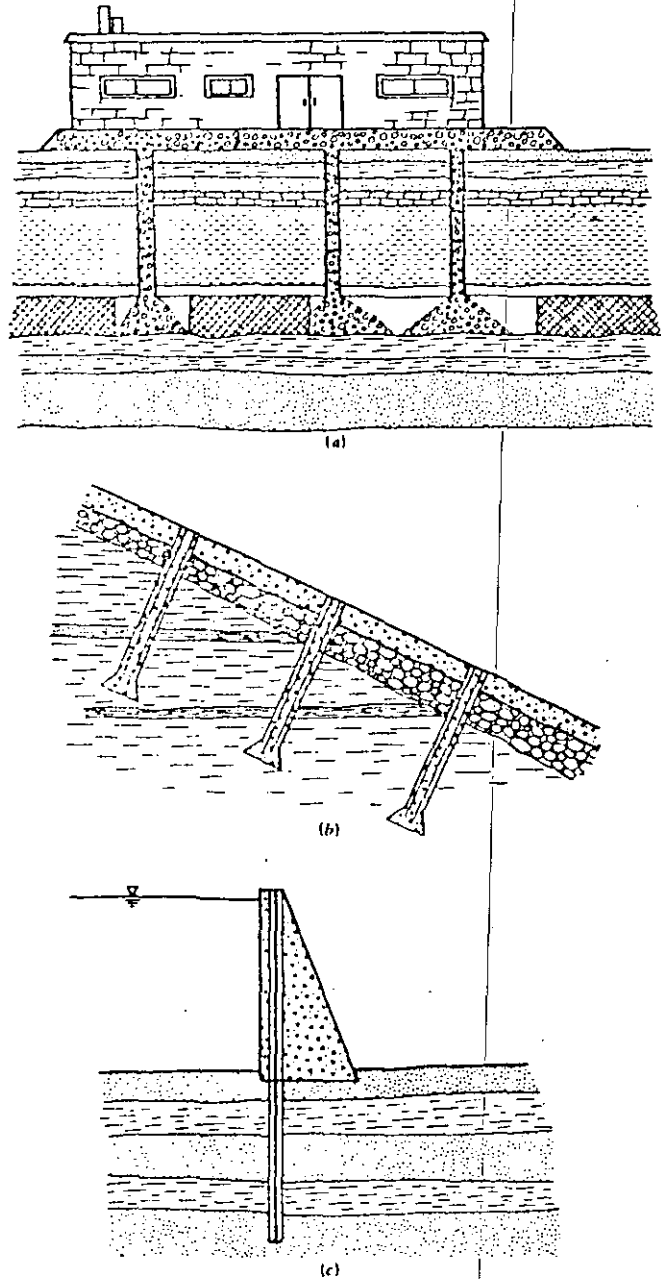


Figure 9.4 Special foundations. (a) Grout columns, for construction over old mines. (b) Hold-down piers, for swelling rock. (c) Deeply embedded cables, to increase the effective weight of a gravity structure.

stoppage for handling flowing ground or drilling out hard rock blocks, or other special construction procedures. Inspections and tests to evaluate the bearing capacity and deformability of the rock can be conducted in the rock socket as the diameters are usually large enough to admit an engineer or geologist. This is an advantage over pile foundations where the bearing is remote and inaccessible. However, rocks that cannot be drilled due to hardness, pinnacles in the surface, or flowing water conditions can idle expensive equipment, squandering any cost savings.

Other types of foundations in rock are sometimes called for. Mass concrete structures like gravity dams, bridge piers, and power houses are sometimes founded on caissons sunk through overburden and water. Buildings over abandoned mine openings may be supported on grouted columns of crushed rock ("grout columns") bearing on the floor of the old mine opening (Figure 9.4a). Structures placed in rock excavations like spillway gates and spillway slabs may require hold-down piers (Figure 9.4b) or tensioned rock anchors to reduce heave due to rock swelling. High-capacity, tensioned anchors are used to increase foundation compression in opposition to hydraulic uplift, for example, below buttresses of a dam on layered rock (Figure 9.4c).

## 9.2 ALLOWABLE BEARING PRESSURES IN CODES: BEHAVIOR MODES

The design of a foundation requires that the bearing pressure and bond ("adhesion") allowable in each geological unit be established for the base and sides of the foundation member. The values selected must have a margin of safety against loss of load-carrying capacity (bearing "failure") and must work without large deflections. In routine work, these values are usually taken from building codes, which provide conservative safe pressures and reflect regional experience. The more useful codes of practice reflect engineering geology history and incorporate local formation names as well as rock indexes. For example, Rochester, New York, specifies the bearing pressures for each of the local rock formations and defines defects that are unacceptable in the foundation as summarized in Table 9.1. Table 9.2 cites allowable bearing pressures from a sampling of building codes--the stipulated pressures being intended to satisfy both bearing capacity and settlement limitations and to provide a factor of safety. When there is little to be gained by deviating from local building codes or when it is not feasible to reach an independent assessment of bearing capacity and deformability, applicable codes should be followed. However, most codes do allow for variance if the request is supported by an engineering report and it will be economical to follow this course in many cases since the codes of practice tend to be so very conservative.

TABLE 9.1

Provisions of the Building Code for Rochester, New York  
(Dates Given in Parentheses)

Rock is classified as:

Soft rock: Clinton and Queenston shale  
Medium rock: Rochester shale  
Hard rock: Lockport dolomite and Medina sandstone

If a hole below the bearing surface passes through at least 5 ft of rock, the bearing capacity shall be: 15 tons/ft<sup>2</sup> (1.4 MPa) in soft rock; 25 tons/ft<sup>2</sup> (2.4 MPa) in medium rock; and 50 tons/ft<sup>2</sup> (4.8 MPa) in hard rock (providing that all 5 ft are in the same kind of rock). (10/13/33)

For buildings less than six stories or 75 ft high, the Director of Buildings may reduce the number of drill holes required to be as few as, but not less than, one-fifth of the number of bearing areas, if in his or her opinion the nature and condition of the rock justify such omission. (1/11/66)

*Seamy Rock:* (11/29/60)

If seams of soil or soft rock having little or no bearing value occur within the 5-ft depth below a bearing area:

1. Seams less than  $\frac{1}{4}$  in. thick (6 mm) may be ignored.
2. Seams  $\frac{1}{4}$  to  $\frac{1}{2}$  in. thick (6 to 13 mm) occurring deeper than 3 ft may be ignored.
3. Seams thicker than  $\frac{1}{2}$  in. (13 mm) and deeper than 5 ft may be ignored depending upon the discretion of the building inspector.
4. Seams more than  $\frac{1}{2}$  in. (13 mm) thick occurring within a depth of 5 ft, or more than  $\frac{1}{2}$  in. (6 mm) thick occurring within the first 3 ft of depth are unsatisfactory. The bearing surface is to be lowered below the bottom of the lowest known seam of thickness greater than  $\frac{1}{2}$  in. and further as required to meet these provisions. A new boring or borings shall then be required and any seam occurring in the new borings will be examined as above.
5. The Building Director may order pressure grouting of seams and tests to establish bearing values of grouted foundations.

Since "rocks" embrace many kinds of materials, rock foundations behave in a number of modes. Unless the rock is known to be weakest in shear like some weathered clay shales and weathered volcanics, it is not obvious that the results of bearing capacity research in soil mechanics is applicable. Failures in clays follow rotation and shear displacements as depicted in Figure 9.5e. Intact rocks are weakest in tension and it is the propagation of extension fractures that permits the indentation of a loaded area on rock.

TABLE 9.2

Allowable Bearing Pressures for Fresh Rocks of Various Types. According to Typical Building Codes; Reduce Values Accordingly to Account for Weathering, or Unrepresentative Fracturing.<sup>a</sup> Values from Thorburn (1966) and Woodward, Cardner, and Greer (1972)

Rock Type	Age	Location	Allow. Bear. Press.	
			(MPa)	$\tau/ut$
Massively bedded limestone <sup>b</sup>		U.K. <sup>c</sup>	3.8	38
Massively bedded limestone <sup>b</sup>		U.K. <sup>c</sup>	3.8	34
Dolomite	L. Paleoz.	Chicago	4.8	100
Dolomite	L. Paleoz.	Detroit	1.0-9.6	
Limestone	U. Paleoz.	Kansas City	0.5-5.8	
Limestone	U. Paleoz.	St. Louis	2.4-4.8	
Mica Schist	Pre. Camb.	Washington	0.5-1.9	
Mica Schist	Pre. Camb.	Philadelphia	2.9-3.8	
Manhattan schist <sup>d</sup>	Pre. Camb.	New York	5.8	
Fordham gneiss <sup>d</sup>	Pre. Camb.	New York	5.8	
Schist and slate		U.K. <sup>c</sup>	0.5-1.2	
Argillite	Pre. Camb.	Cambridge, MA	0.5-1.2	
Newark Shale	Triassic	Philadelphia	0.5-1.2	
Hard, cemented shale		U.K. <sup>c</sup>	1.9	
Eagleford Shale	Cretaceous	Dallas	0.6-1.9	
Clay shale		U.K. <sup>c</sup>	1.0	
Pierre Shale	Cretaceous	Denver	1.0-2.9	
Fox Hills sandstone	Tertiary	Denver	1.0-2.9	
Solid chalk	Cretaceous	U.K. <sup>c</sup>	0.6	
Austin chalk	Cretaceous	Dallas	1.4-4.2	
Friable sandstone and claystone	Tertiary	Oakland	0.4-1.0	40
Friable sandstone (Pico formation)	Quaternary	Los Angeles	0.5-1.0	

<sup>a</sup> When a range is given, it related to usual range in rock conditions.

<sup>b</sup> Thickness of beds greater than 1 m, joint spacing greater than 2 m; unconfined compressive strength greater than 7.7 MPa (for a 4-in. cube).

<sup>c</sup> Institution of Civil Engineers Code of Practice 4.

<sup>d</sup> Sound rock such that it rings when struck and does not disintegrate. Cracks are unweathered and open less than 1 cm.

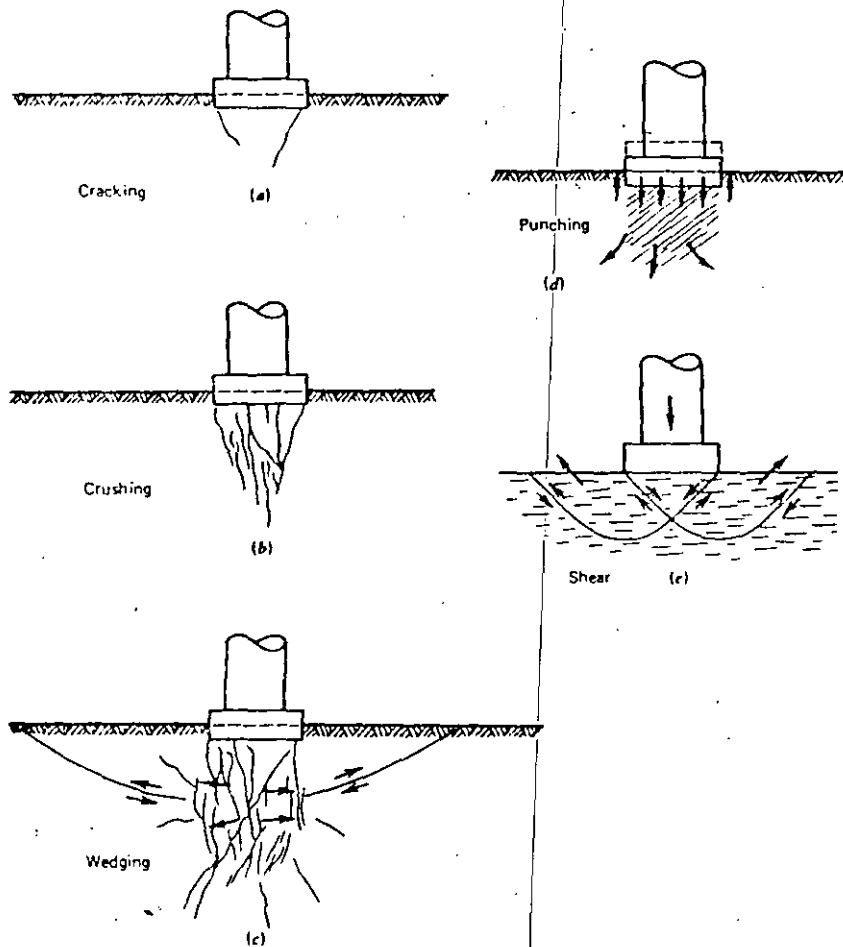


Figure 9.5 Modes of failure of a footing on rock. (a), (b), and (c) Development of failure through crack propagation and crushing beneath the footing. (d) Punching through collapse of voids. (e) Shear failure.

Figure 9.5 traces the development of penetration into a brittle, nonporous rock as described by Ladanyi (1972). Assuming the rock mass is relatively unfractured, loading initially follows an elastic load-deflection relationship predictable by a formula like Equation 6.10, the precise form depending on the shape and deformation of the footing. After attaining a load such that cracks initiate, further loading opens cracks (Figure 9.5a) and at still higher loads they coalesce and

interfere. Eventually, the cracks separate slivers and wedges that buckle and crush under additional increments of load (Figure 9.5b). Due to dilatancy, the bulb of cracked and crushed rock under the loaded area expands outward, eventually generating a radial network of cracks, one of which may finally propagate to the free surface as in Figure 9.5c. According to the load distribution on the footing and the properties of the rock in a cracked state, the maximum permissible deformations may be attained at any one of the stages depicted in Figure 9.5a-c.

In practice, rock masses undergo additional permanent deformation owing to closing of fissures, cracks, and pores. In open-jointed rock or rock with compressible seams, the deformations on closing or squeezing of fractures will most likely govern design even though the rock itself cannot be said to "fail." Highly porous rocks like some chalks, friable sandstones, and scoriaceous basalts may suffer destruction of the pore skeleton as explored in Chapter 3 (Figure 3.6). In weakly cemented sedimentary rocks, irreversible settlements from this cause can occur at any level of stress without cracking and driving of wedges; this mode of "failure" is termed "punching" (Figure 9.5d). Fracturing, joint closing, and punching may occur simultaneously, or sequentially in any order; thus almost any load-deformation history is possible. Conversely, if the geotechnical examination of the foundation rock attempts to measure the openness of jointing, the strength of the pore skeleton, and the deformability and strength of seams, it may be possible to predict the load versus deformation response of the foundation under any prescribed intensity and character of foundation load. Respecting the tolerance of the structure to deflections in its foundation, the allowable bearing pressures can then be selected.

### 9.3 STRESSES AND DEFLECTIONS IN ROCK UNDER FOOTINGS

When a rock foundation behaves elastically, the displacements and stresses in the neighborhood of a footing can be calculated using the theory of elasticity, either by reference to established results, for example, Equation 6.10, or through use of numerical modeling techniques, most notably the finite element method. The stresses and displacements of footings loaded by any distribution of shear and pressure can be obtained also by superimposing solutions corresponding to a point load, generally inclined and acting on the surface of a half space. Poulos and Davis (1974) present results obtained in this manner for rigid and flexible footings of rectangular, circular, and other shapes.

Particular solutions using the finite element method may be required if the rock is heterogeneous or anisotropic (Figure 9.6). In this method described by Zienkiewicz (1971), the region of influence of the footing, generally at least six times its width in radial extent, is subdivided into elements, each of which is assigned a set of elastic properties. When the distribution of pressure and shear on

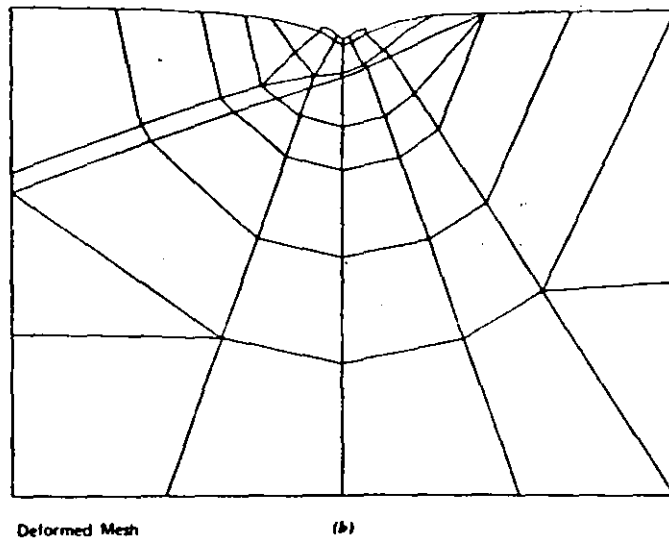
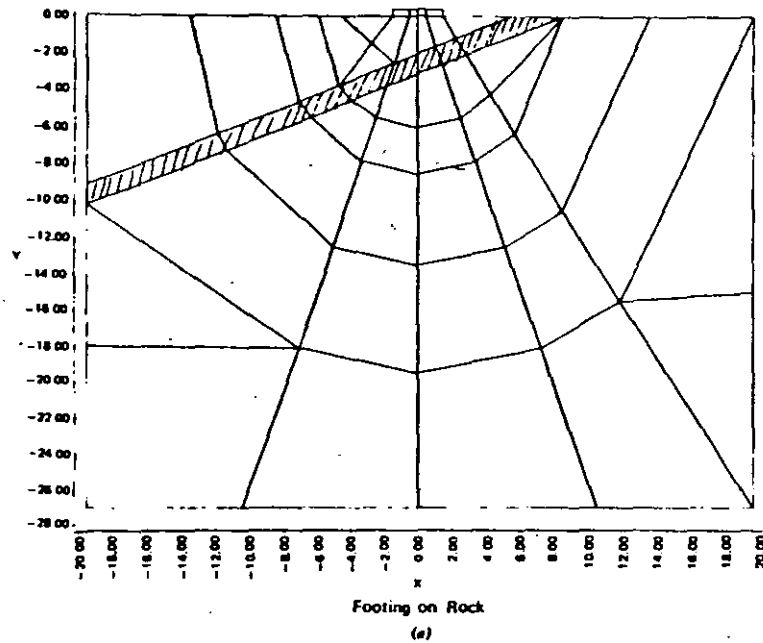


Figure 9.6 Example of a finite element analysis of a strip footing under vertical load on a heterogeneous rock foundation. Analyzed by Victor Saouma, Cornell University. (a) Finite element mesh: the ruled elements  $\square$  have  $E$  equal to one-tenth that of the other elements. (b) Deformed mesh with greatly exaggerated displacements.

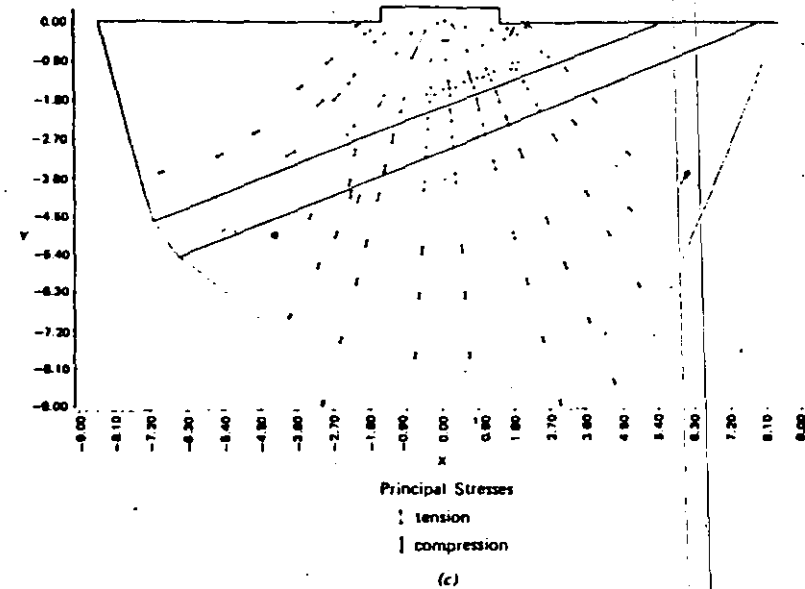


Figure 9.6 Example of a finite element analysis of a strip footing under vertical load on a heterogeneous rock foundation. Analyzed by Victor Saouma, Cornell University. (c) Vectors showing directions and magnitudes of principal stresses in each element in the region enclosed within the locus  $AA'$  of the mesh. (The symbol  $T$  identifies tensile stress.)

the footing are input, one obtains the stresses in all the elements and the displacements of a set of points throughout the medium, those of the footing itself and any instrumented points being most interesting. Such programs are available in most engineering design offices. The representation of joints and seams of rock masses in finite element analysis is discussed by Goodman (1976) and special applications in geotechnical engineering are described in the book edited by Desai and Christian (1977).

Through the use of elastic solutions or special numerical models, it will be possible to find how a particular foundation responds to loads. It is not practical to explain such methods here but it is instructive to examine in particular how the load is transferred to the rock in the case of a general line load acting on rocks with various geological structures.

Consider a line load (force per unit length) acting normal to the surface of a semiinfinite, homogeneous, elastic, and isotropic medium as shown in Figure 9.7a. The problem depicted is one of plane strain, meaning that the load  $P$  continues indefinitely in the direction perpendicular to the paper. The principal stresses produced by  $P$  lie entirely along lines through the point of application of  $P$  [i.e., at a

point in the medium located by polar coordinate:  $r$  and  $\theta$  (see Figure 9.7)], the normal stress acting along any radius ( $\theta$  constant) is a principal stress and is equal to

$$\sigma_r = \frac{2P \cos \theta}{\pi r} \quad (9.1)$$

while the normal stress acting perpendicular to this direction and the shear stresses referred to these local axes are both zero,

$$\sigma_\theta = 0 \quad \tau_{r\theta} = 0$$

The locus  $\sigma_r$  constant proves to be a circle tangent to the point of application of  $P$  and centered at depth  $P/(\pi\sigma_r)$ . A family of such circles, drawn for a set of values of

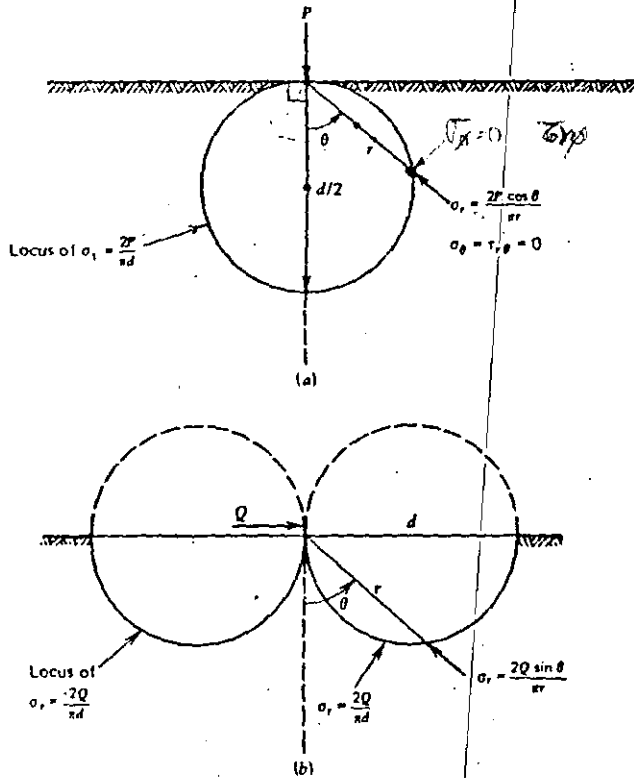


Figure 9.7 "Bulbs of pressure" resulting from loading of an elastic half plane by (a) a normal line load, (b) a shear line load.

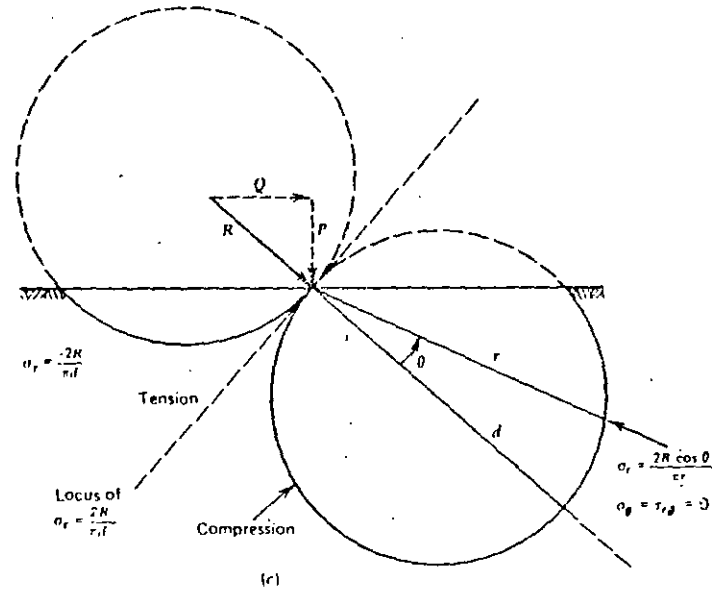


Figure 9.7 "Bulbs of pressure" resulting from loading of an elastic half plane by (c) an inclined line load.

$\sigma_r$  are sometimes termed "bulbs of pressure." They show graphically how the applied load dissipates as it spreads out in the rock.

Similarly, when a line load acts in shear, the stress distribution is entirely radial (Figure 9.7b). At polar coordinates  $r, \theta$ , the only nonzero stress is directed radially and has the value

$$\sigma_r = \frac{2Q \sin \theta}{\pi r} \quad (9.2)$$

The locus  $\sigma_r$  constant is represented by two circles tangent to each other and centered a distance  $Q/(\pi\sigma_r)$  to the right and left along the surface from the point of application of  $Q$ . The left circle represents tensile stress while the right one represents compressive stress. Figures 9.7a and b can be combined into a single set of pressure bulbs centered along the line of action of  $R$ , the resultant of  $P$  and  $Q$ , as shown in Figure 9.7c. The upper circle now represents tensile stress while the lower represents compression. Near the ground surface, tensile stress is lost as the joints open; at greater depth the tensile stress increment adds to the initial horizontal compression, the net stress remaining compressive until a sufficient load is reached.



Another interpretation of the bulbs of pressure is possible. We have seen that the circle tangent at  $P$  or  $Q$  gives the locus of constant principal stress. It can also be viewed as the envelope to a bundle of vectors radiating from the point of application of  $P$  or  $Q$  and defining the radial pressure distribution on a circle centered about the point of load application. This is a useful image because it enables one to visualize how planes of limited friction like bedding, schistosity, faults, and joints must alter the contours of principal stress.

Figure 9.8 shows a halfspace in a regularly jointed rock loaded by inclined line load  $R$ . In isotropic rock, the pressure should distribute according to the dashed circle; but this cannot apply to the jointed rock mass because the resultant stress

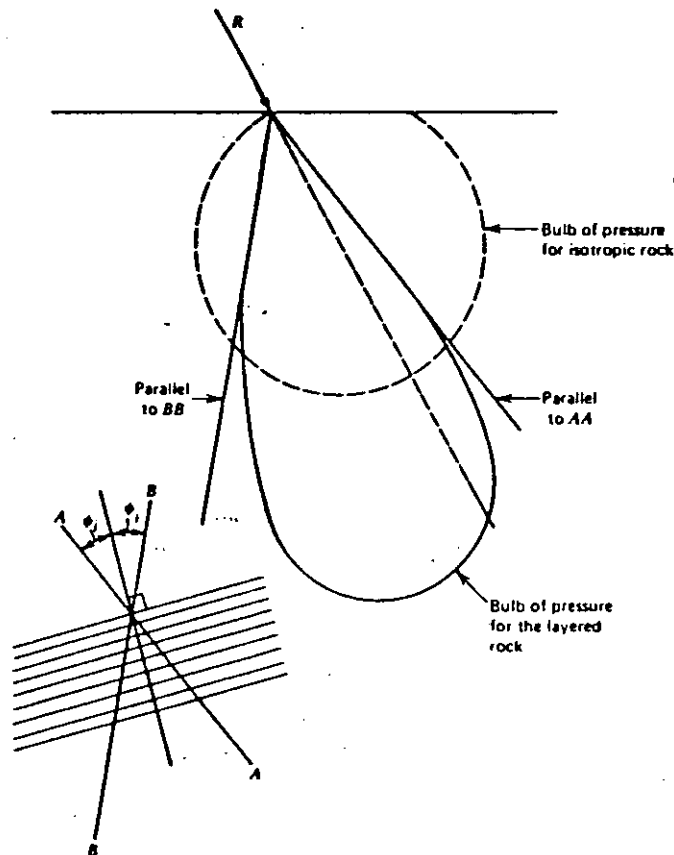


Figure 9.8 Narrowing and deepening of the bulb of pressure due to limited shear stress along discontinuities.

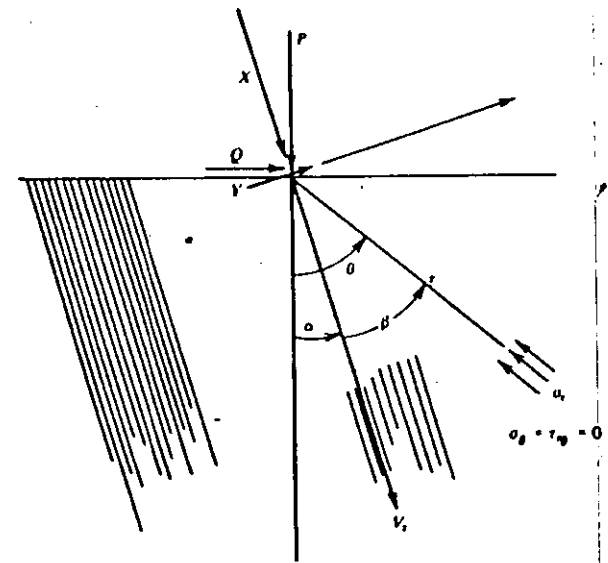


Figure 9.9 Line load inclined arbitrarily on a half space in transversely isotropic rock.

cannot make all angles with the joint planes. According to the definition of inter-layer friction, the absolute value of the angle between  $\sigma_1$  and the normal to the discontinuities must be equal to or less than  $\phi_j$ . Therefore, the bulb of pressure cannot extend beyond lines  $AA$  and  $BB$ , drawn at an angle equal to  $\phi_j$  with the normal to the layers (compare with Figures 7.6 and 7.7). Because the bulb of pressure is confined more narrowly than in isotropic rock, it must continue more deeply, meaning that the stresses are higher at a given depth below the load vector than they would be in rock without discontinuities. Depending on the orientation of the line load and the direction of the planes of discontinuity, some load can also flow into the rock parallel to the layers. In the particular case posed in Figure 9.8, any stress increment parallel to the layers would have to be tensile.

A more formal examination of the influence of discontinuities on the stress distribution beneath footings can be obtained by establishing an "equivalent" anisotropic medium for the rock mass as introduced in Chapter 6 (Equations 6.23 to 6.27). For the special case of a line load decomposed into components  $X$  and  $Y$  parallel and perpendicular to the planes of discontinuity (Figure 9.9), John Bray<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Unpublished notes, 1977, Imperial College, London, Royal School of Mines. See also H. D. Conway (1955) Notes on the orthotropic half plane subjected to concentrated loads, *J. Appl. Mech.*, Vol. 77, No. 1, p. 130.

showed that the stress distribution in the rock is still entirely radial with  $\sigma_\theta = 0$ ,  $\tau_{r\theta} = 0$ , and

$$\sigma_r = \frac{h}{\pi r} \left[ \frac{X \cos \beta + Yg \sin \beta}{(\cos^2 \beta - g \sin^2 \beta)^2 + h^2 \sin^2 \beta \cos^2 \beta} \right] \quad (9.3)$$

where  $r$  is the distance from the point of load application and  $\beta = (\theta - \alpha)$  as shown in Figure 9.9.  $\beta$  is the angle from the line of action of  $X$  to a radius through the

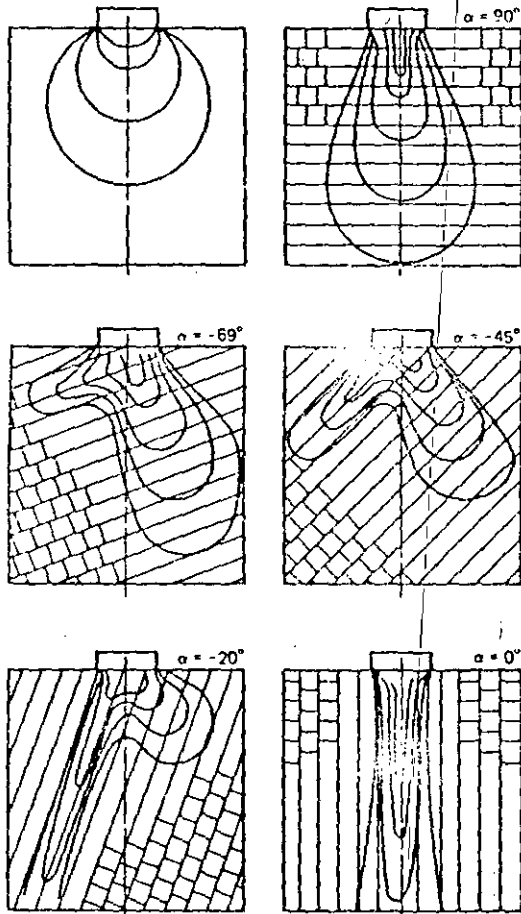


Figure 9.10 Lines of equal stress (bulbs of pressure) determined by Gaziev and Erlikhman (1971) from models. ( $\alpha$  is defined in Figure 9.9.)

point in question. Note that  $X$  is not normal to the surface but is parallel to the planes of discontinuity. The constants  $g$  and  $h$  are dimensionless quantities describing the properties of a transversely isotropic medium "equivalent" to the discontinuous rock mass and are given as follows:

$$g = \sqrt{1 + \frac{E}{(1 - \nu^2)k_n S}} \quad (9.4)$$

$$h = \sqrt{\left(\frac{E}{1 - \nu^2}\right) \left[ \frac{2(1 + \nu)}{E} + \frac{1}{k_s S} \right] + 2 \left( g - \frac{\nu}{1 - \nu} \right)} \quad (9.5)$$

In the above expressions  $E$  and  $\nu$  are the elastic modulus and Poisson's ratio, respectively, of the rock itself,  $k_n$  and  $k_s$  are the normal and shear stiffnesses ( $FL^{-2}$ )

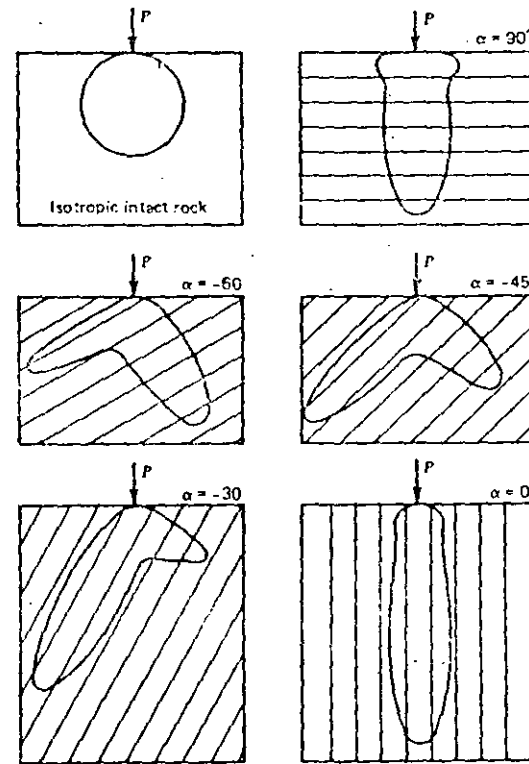


Figure 9.11 Bulbs of pressure under line loads calculated by John Bray using the method of Equations 9.3 to 9.5 (unpublished notes, 1977).

of the discontinuities as discussed with respect to Equations 6.23 and 6.24, and  $S$  is the average spacing between discontinuities.

Using Equations 9.3 to 9.5, it is possible to calculate lines of equal radial stress under line loads with arbitrary inclination relative to the direction of layers. In all the equations concerning loci of constant radial stress, it can be noted that the inclination of the ground surface does not affect the answer except to establish which parts of the loci lie within the ground. John Bray compared the results of model studies published by Gaziev and Erlikhman (1971) with line-load solutions from Equation 9.3, calculated with joint properties such that closing of joints is equal in magnitude to the compression of the rock, that is,  $E/(1 - \nu^2) = k_s S$ ; and the slip along joints is 5.63 times the shear displacement of the rock parallel to the joints, that is,  $E/[2(1 + \nu)] = 5.63k_s S$ . With  $\nu = 0.25$ , this gives  $\rho = \sqrt{2}$  and  $h = 4.45$ . The agreement in shapes between the principal stress contours found in model studies (Figure 9.10) and calculated with Equation 9.3 (Figure 9.11) shows that stresses caused by footings on layered, schistose, or regularly jointed rock can be predicted rationally.

#### 9.4 ALLOWABLE BEARING PRESSURES ON FOOTINGS ON ROCK

"Allowable pressure" on a footing is the maximum pressure against the rock surface consistent with both deflections, and limiting equilibrium ("stability") as well as permissible stress values in the concrete; the latter may govern design with high loads or very good rock. Deflections are usually more limiting than stability when dealing with rock. An appropriate analysis of settlements and rotations under a footing on regularly bedded or fractured rock can be made by superposition and integration of Equation 9.3 using the stress-strain relations of Equation 6.9 with Equations 6.23 to 6.27. Kulhawy and Ingraffea (1978) and Kulhawy (1978) offered a simpler method to estimate settlement in fractured rocks under strip, circular, and rectangular footings. It is sometimes practical to conduct load tests on footings in the field, in which case safe pressures can be established directly without separately evaluating the structural and physical properties of the rock. However, such tests are expensive and can seldom encompass the whole range of rock and environmental conditions pertinent to a foundation. Finite element analysis offers another approach by which the variability of site conditions and rock properties can be studied to achieve an economical design.

The calculation of a *bearing capacity* according to limiting equilibrium calculations for a footing under load must respect the complexity and variety of the failure modes discussed earlier. Although we can give no universal formula for bearing capacity of rock, several simple results prove useful as tools to calculate

the order of magnitude of a limiting safe pressure. Tests in isotropic rock have shown that this pressure often occurs at a settlement approximately equal to 4 to 6% of the footing width.

We consider now the mode of failure shown in Figures 9.5a to c, in which a laterally expanding zone of crushed rock under a strip footing induces radial cracking of the rock to either side. The strength of the crushed rock under the footing will be described by the lower failure envelope in Figure 9.12, while the strength of the less fractured, neighboring rock will be described by the upper curve in the same figure. The largest horizontal confining pressure that can be mobilized to support the rock beneath the footing (zone A in Figure 9.12) is  $p_A$ , determined as the unconfined compressive strength of the adjacent rock (zone B of Figure 9.12). This pressure determines the lower limit of the Mohr's circle

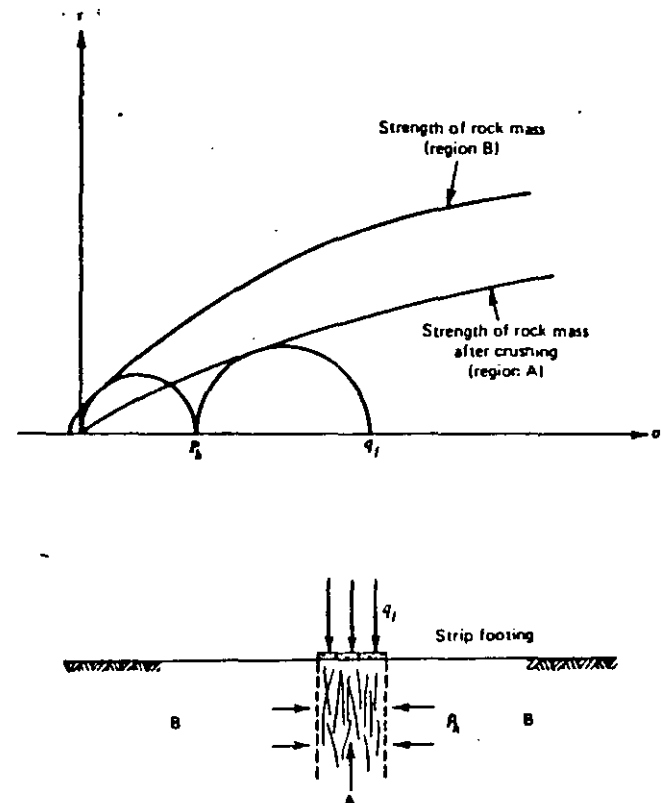


Figure 9.12 Analysis of bearing capacity on rock.

070

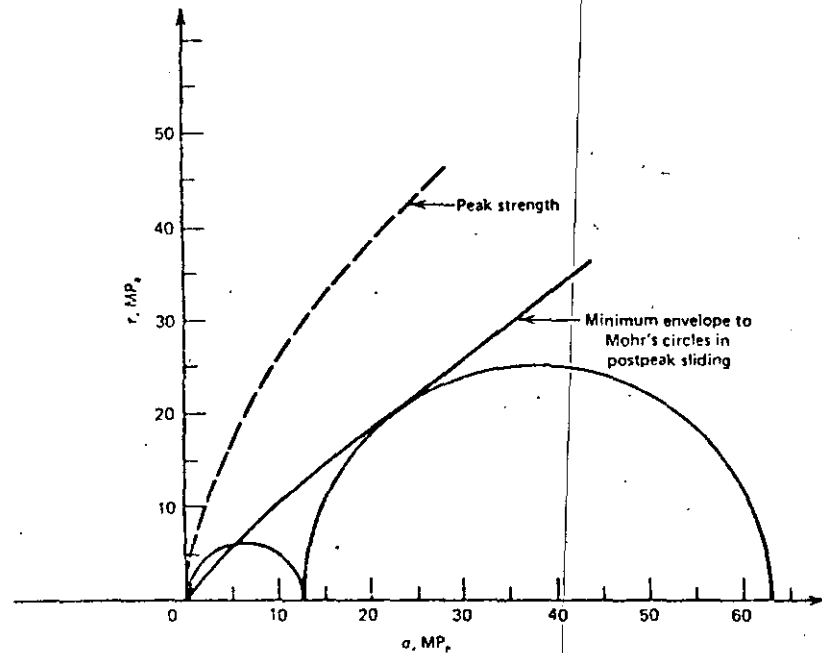


Figure 9.13 Example of bearing-capacity analysis for a highly fractured greywacke sandstone. [After Raphael and Goodman (1979).]

tangent to the strength envelope of the crushed rock under the footing.<sup>2</sup> Triaxial compression tests on broken rock can define the latter strength envelope, and thus the bearing capacity can be found. Figure 9.13, for example, shows triaxial compression test results by Raphael and Goodman (1979) on intact and broken core samples from a foundation in highly fractured greywacke sandstone. The condition of the rock surrounding the footing can be represented by the envelope corresponding to the peak strengths of core samples in which all the fractures were carefully fitted together and held with tape before testing. The condition of the rock under the footing can be described by the envelope corresponding to residual strength of such specimens. With these strength properties determined and a factor of safety of 5, the bearing capacity is estimated as 12 MPa. For reference, the unconfined compressive strength of the intact rock is 180 MPa.

Examination of Figure 9.12 leads to the conclusion that the bearing capacity of a homogeneous, discontinuous rock mass cannot be less than the unconfined

compressive strength of the rock mass around the footing, and this can be taken as a lower bound. If the rock mass has a constant angle of internal friction,  $\phi$ , and unconfined compressive strength  $q_u$  (Mohr Coulomb material), the method of Figure 9.12 establishes the bearing capacity as:

$$q_f = q_u(N_\phi + 1) \quad (9.6)$$

where

$$N_\phi = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad (9.7)$$

Actual conditions may call for special analysis. Figure 9.14a, for example, shows a footing bearing on a thin, relatively rigid sandstone layer underlain by more flexible claystone. With sufficient load, the stiff layer will break in flexure, thereafter transferring a greater proportion of load to the clay shale. The deflections associated with the cracking of the upper layer will probably limit the design loads. Otherwise, the bearing capacity will be that calculated from the properties of the lower layer. The strength of the stiffer layer can be analyzed considering it to be a thick beam.

Figure 9.14b depicts a footing resting on a portion of a single joint block created by orthogonal vertical joints each spaced distance  $S$ . Such a condition might arise, for example, in weathered granite. If the footing width  $B$  is equal to the joint spacing  $S$ , the rock foundation can be compared to a column whose strength under axial load should be approximately equal to the unconfined compressive strength  $q_u$ . If the footing contacts a smaller proportion of the joint block, the bearing capacity increases toward the maximum value consistent with the bearing capacity of homogeneous, discontinuous rock, obtained with the construction of Figure 9.12 or from Equation 9.6 as appropriate. This problem was studied by Bishnoi (1968) assuming that some load is transferred laterally across the joints. Modifying this boundary condition for an open-jointed rock mass in which lateral stress transfer is nil yields:

$$q_f = q_u \left\{ \frac{1}{N_\phi - 1} \left[ N_\phi \left( \frac{S}{B} \right)^{N_\phi - 1/N_\phi} - 1 \right] \right\} \quad (9.8)$$

Comparing the results of computation with Equations 9.2 and 9.6 shows that open joints reduce the bearing capacity only when the ratio  $S/B$  is in the range from 1 to 5, the upper limit increasing with  $\phi$ .

When determining the safe bearing pressures on a footing on rock, it is never permissible to use the bearing capacity as calculated, or even as measured by load tests in situ, without consideration of scale effects. There is an element of uncertainty associated with the variability of the rock and a significant size effect in strength under compressive loads. However, even with a factor of safety of 5, the allowable loads will tend to be higher than the code values sampled in Table 9.2, except when the foundation is on or near a rock slope.

<sup>2</sup>Suggested by Ladanyi (1972) who acknowledges R. T. Shield (1954), "Stress and velocity in soil mechanics" *J. Math. and Physics*, Vol. 33, pp. 144-156.

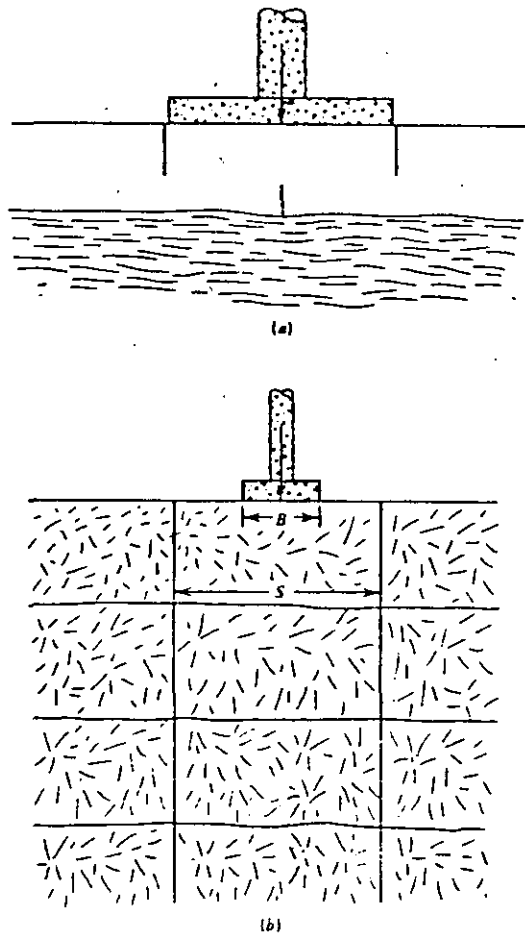


Figure 9.14 Footings on (a) layered rock and (b) rock with open, vertical joints.

Bearing capacity may be considerably reduced by proximity to a slope because modes of potential failure may exist in the region of the foundation with unsatisfactory degrees of safety even without added loads. The initiation of sliding could cause violent structural collapse for bridge piers, side-hill towers, and abutments of arch dams; thus the slopes must be explored and analyzed diligently. In such cases, special reinforcing structures may be needed. Figure 9.15a shows a concrete structure added downstream of the slender right abutment of the 151-m-high Canelles Arch Dam, Spain. By means of its own weight and the passive resistance

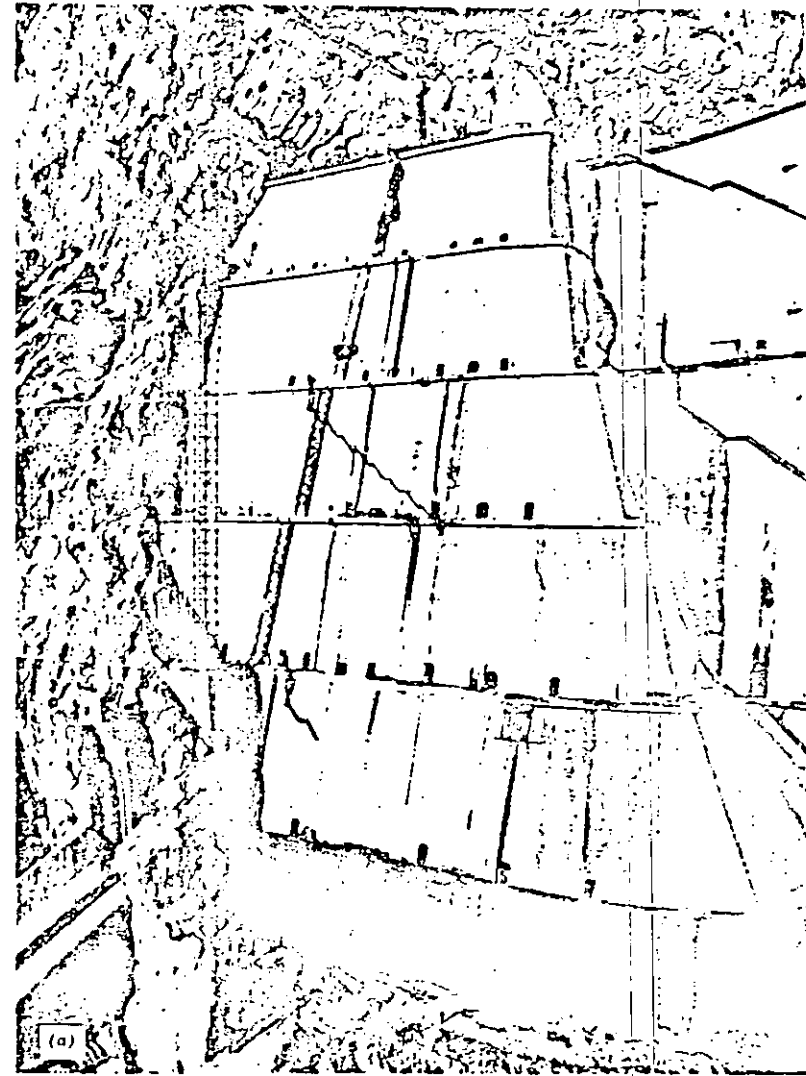


Figure 9.15 Reinforcing structure for the abutment of Canelles arch dam, Spain. [Reproduced from Alvarez (1977) with permission.] (a) A view of the structure from downstream.

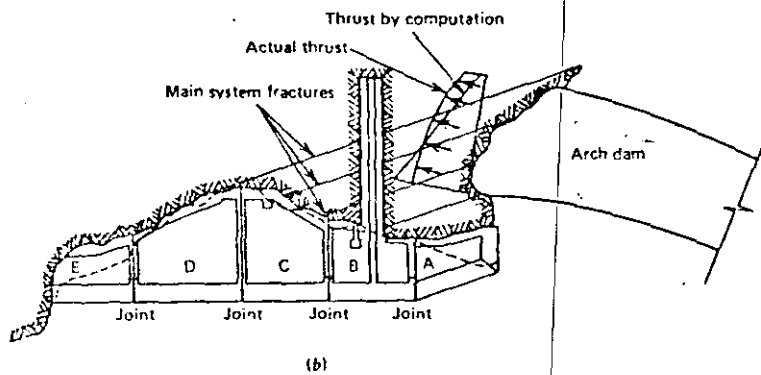


Figure 9.15 Reinforcing structure for the abutment of Canelles arch dam, Spain. [Reproduced from Alvarez (1977) with permission.] (b) A horizontal section.

of five tunnels filled with reinforced concrete (Figure 9.15b), the structure is supposed to increase the factor of safety against sliding on a daylighting system of vertical fractures in the Cretaceous limestone. The fractures are filled with up to 25 cm of clay, and recur with average spacing of 5 m. The tunnels are intended to extend beyond the line of thrust of the arch, and can mobilize up to 5000 tons of tensile force.

Analysis of failure modes for foundations on rock slopes, assuming the geometry of failure to be determined by discontinuity planes, is an extension of methods discussed in Chapter 8. The addition of a force to the stereographic projection solution for plane and wedge slides was discussed in that chapter (e.g., Figure 8.12). The problems at the end of this chapter examine how the equations for stability under plane failure and for a slide composed of two planes can be modified to include one or more forces applied to the sliding mass.

Limestone is always suspect as a foundation rock for dams because past weathering may have opened up cavities capable not only of transmitting leakage but that may also reduce the bearing capacity of the foundation. This concern relates to earth and rock-fill dams as well as to concrete structures. Patoka Dam, Indiana, an earth and rock-fill embankment about 45 m high, illustrates foundation problems that can arise when dealing with limestone.<sup>3</sup> The dam was built over a series of upper Paleozoic sandstone, shale, and limestone formations. Solution cavities and well-enlarged joints demanded considerable foundation treatment by the Corps of Engineers to provide bearing capacity and protection from erosion of the embankment material into the interstices of the rock mass. Concrete walls 30.5 cm

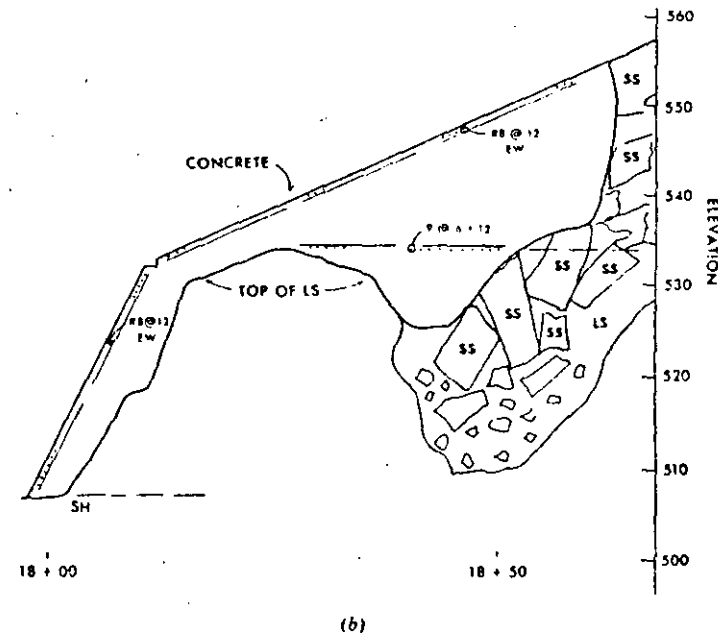
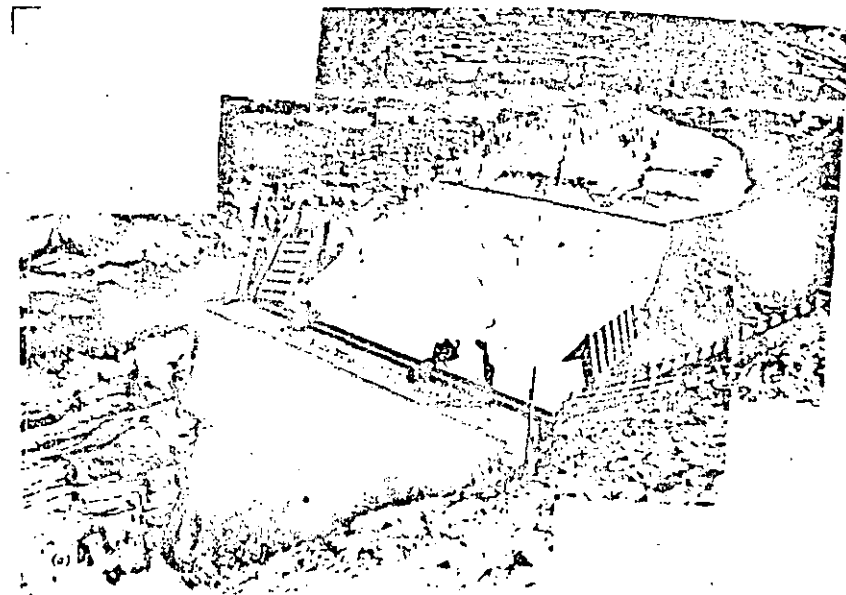


Figure 9.16 Foundation treatment required under a dike at Patoka Reservoir, Indiana. (a) View of a reinforced concrete plug to bridge across a rubble-filled cavity. (b) Vertical section through the structure. (Courtesy of Benjamin Kelly, Corps of Engineers, Louisville District.)

<sup>3</sup>W. J. Markwell and S. D. Markwell (1978) Seepage control measures at Patoka Dam, Indiana, Proceedings, ASCE, Annual Meeting, Chicago, October.

thick were constructed against rock surfaces excavated by presplitting; these walls separate embankment materials from open-jointed limestone. The rock was grouted through the walls after they were constructed. Deep foundation grouting could not satisfactorily consolidate the rock and close seepage paths in the abutments due to excessive grout flow into open cavities, difficulty in drilling through collapsed, rubble-filled cavities, and hole alignment problems created by the irregular limestone surface. Instead, a cutoff trench averaging 8.5 m deep and about 1.7 m wide, and backfilled with lean concrete, was constructed along a side-hill length of 491 m in the right abutment to carry the foundation to the shale below the cavernous limestone. Roof collapses that had occurred under natural conditions left blocks of sandstone in clay as incomplete fillings of cavities reaching as much as 12 m above the top of the Mississippian limestone into the overlying Pennsylvanian sandstone. One large collapse feature under the abutment of a dike was bridged with a reinforced concrete plug and wall (Figure 9.16).

Although not nearly so unpredictable and treacherous as karstic limestones, decomposed granitic rocks may also require special foundations, particularly for large dams. Quite commonly, the degree of weathering of the rock forming a valley increases notably as the upper part of the valley is approached. Figure 9.17 shows a large gravity monolith that was required, for this reason, in the upper part of the abutment of an arch dam in Portugal.



Figure 9.17 Gravity block required for the upper part of the right abutment of Alto Rabagao Dam, Portugal. (Courtesy of Dr. Manuel Rocha.)

## 9.5 DEEP FOUNDATIONS IN ROCK

When the allowable loads on the surface soils are low, it may be economical to carry the structural loads to rock by means of driven or cast-in-place piles, or piers cast in drilled shafts (Figure 9.3). When concrete is poured against drilled rock surfaces, it develops an adhesion ("bond"), which can carry shear stresses up to the shear strength of rock or of the concrete, whichever is less. To design the foundation, it is necessary to consider how the load will be distributed between *bond* on the sides of the pier or pile, and *bearing* resistance at its end. The length and diameter of the pier (or pile) can be selected to strike a balance between the two so that neither permissible bond stresses nor permissible bearing pressures are exceeded.

Bearing capacity increases when a footing is buried because it requires additional work to expand the failing region against an increased rock pressure. An exception to this rule is the case of failure by punching caused by the collapse of pore structure or the closing of joints. In cohesive soils, the bearing capacity beneath plates buried more than four diameters can be increased from the surface value of six times the undrained shear strength ( $S_u$ ) to nine times the undrained shear strength (which corresponds to  $4.5q_u$ ) (Woodward, Gardner, and Greer, 1972). Even this is conservative as shown in tests by Wilson (1977) on 900 mm diameter cast-in-place concrete piles socketed into Cretaceous mudstone; the bearing strength was at least one-third greater than  $9S_u$ . The British code (Institution of Civil Engineers Code of Practice No. 4) permits a 20% increase in safe bearing capacity for each foot of depth up to a limit of twice the surface value.

The settlement of a rigid circular bearing plate on an isotropic, elastic half space was given in Equation 6.10. Following Poulos and Davis (1968), we introduce a depth factor ( $n$ ) in that equation to express the settlement  $\omega_{\text{base}}$  of the lower end of a pier or pile set in the base of a shaft below the bedrock surface (Figure 9.18a):

$$\omega_{\text{base}} = \frac{(\pi/2)p_{\text{end}}(1 - \nu_r^2)a}{E_r n} \quad (9.9)$$

where  $p_{\text{end}}$  is the normal pressure at the lower end of the pier or pile  
 $\nu_r$  and  $E_r$  are the Poisson's ratio and elastic modulus of the rock  
 $a$  is the radius of the lower end of the pile or pier  
 $n$  is a factor depending on relative depth and on  $\nu_r$ , as given in Table 9.3

If a pier is founded on top of the bedrock surface, it is prudent to neglect the adhesion along its sides in the soil layers and assume that the full pressure  $p_{\text{total}}$  acting on the top of the pier acts also on its base. However, when a pier is socketed in rock even several radii deep, a considerable proportion of the load is transferred to the perimeter and  $p_{\text{end}}$  is significantly less than  $p_{\text{total}}$ . As long as the bond is maintained along the sides, analysis of the load transference corresponds to that of a cylindrical elastic inclusion "welded" to the surrounding medium. Finite element analysis of an elastic, axisymmetric system by Osterberg and Gill (1973)

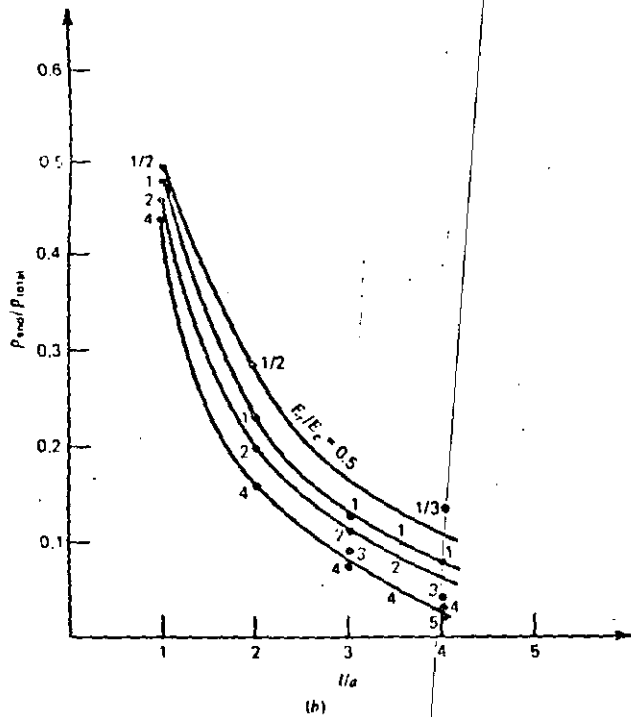
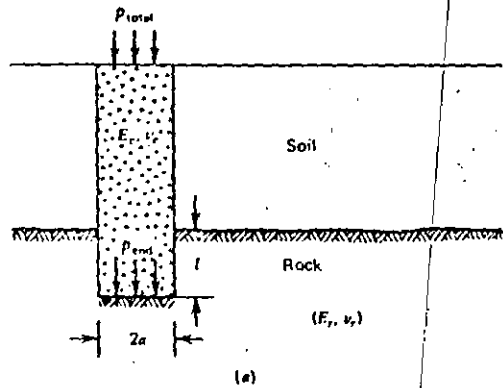


Figure 9.18 Load transfer in a socketed pier. (a) Terminology for the pier. (b) Data on load transfer calculated by Osterberg and Gill (1973) for indicated values of  $E_p/E_r$ ; the curves were deduced by Ladanyi (1977).

TABLE 9.3

Effect of Embedment Depth ( $l$ ) on Displacements of a Rigid Plate According to Equation 9.9

$l/a$	0	2	4	6	8	14
$n: \nu_r = 0$	1	1.4	2.1	2.2	2.3	2.4
$n: \nu_r = 0.3$	1	1.6	1.8	1.8	1.9	2.0
$n: \nu_r = 0.5$	1	1.4	1.6	1.6	1.7	1.8

can therefore provide a useful starting point for analyzing load transfer in a pier socketed into rock, providing that the pier is not loaded beyond the limit of bond strength. Figure 9.18b presents a family of curves expressing the ratio  $p_{end}/p_{total}$  as deduced from Osterberg and Gill's results by Ladanyi (1977). Notice that at embedment ratios ( $l/a$ ) greater than 4, the end-bearing pressure under a pier on stiff rock is less than one-eighth of the pressure applied to the top of the pier.

When the rock is more compliant than the pier, as in chalk or compaction shale, or in the case of piles driven through rock to obtain a "set" in bedrock, the adhesion sustains a smaller proportion of the total load. This can be appreciated from the results of pile load tests like that presented in Figure 9.19, from Wilson (1977). His test was conducted by compressing a pile of 670 mm bottom diameter inside a socket augered at the base of an oversized hole; in this way, adhesion occurred only along a short section and the end-bearing capacity could be determined with minimal correction to the test data. The load was applied by jacking against a stiff steel girder held down by two piles cast against the rock over a predetermined length of 1 m. Monitoring the deflections of all three piles thus measures adhesion in the outer two piles simultaneously as the center pile is compressed. The adhesion measurement is conservative because pulling reduces the normal stress on the periphery of the pile whereas the opposite is true in service under compression. At the right pile yielded, at 340 kN uplift load, the position of the jack was moved to the left end of the girder and the test was continued, eventually causing the left pile to yield at 520 kN.

Several principles are illustrated by these results. First, the adhesion is typically developed with a deflection of 10 mm or less, while mobilization of the full bearing capacity may require a settlement of 30 to 40 mm or more (typically 4 to 6% of the base diameter as noted previously). The curve of load versus deformation for the development of adhesion is steep with some loss of strength due to cracking in concrete or rock, or both, after the attainment of a peak load. In contrast, the load-deformation curve in end bearing is curved downward almost from the beginning and may show strain hardening (i.e., upward curvature) after a plateau of strength is reached, although brittle behavior may occur with continued loading. A designer



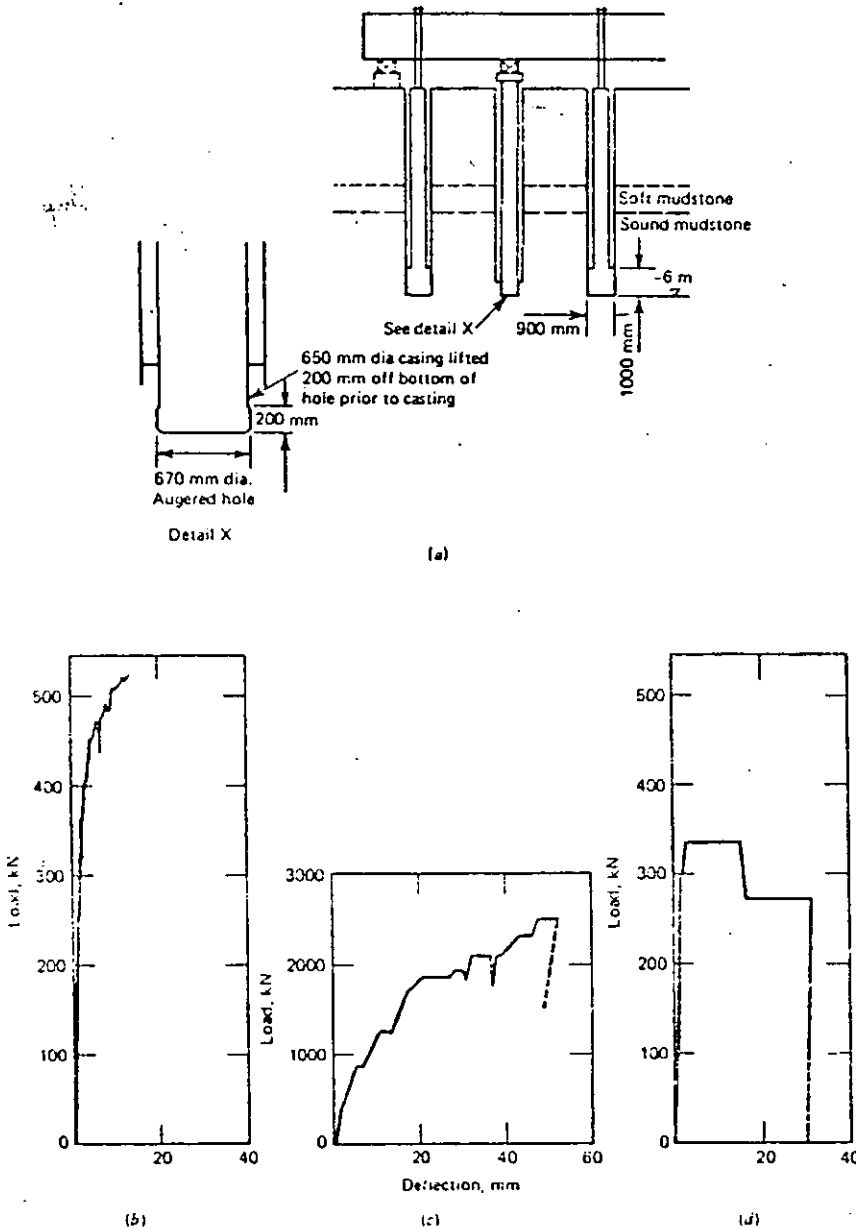


Figure 9.19 Pile load test, after Wilson (1977). (a) Test setup. (b) Pull test on left pile. (c) Results of compression test on center pile. (d) Results of pull test on right pile.

can choose to assign a large proportion of the pier load to perimeter bond only if he or she assures that deflections do not exceed those required for its full mobilization; but this is wasteful with respect to end bearing. With continued loading beyond the peak adhesion, the proportion of load carried by the base of the pier must increase.

In the limit where all bond is broken along the sides, it is useful to analyze the case posed by a pile or pier with frictional contact along its sides. The load transference corresponding to the elastic case charted in Figure 9.18b would change and approach the values corresponding to a frictional interface after the adhesion is broken by overloading or if a construction method is used in which bond is minimal (e.g., precast piles set into boreholes). Assuming the coefficient of side friction is zero between the pier or pile and the soil and is a constant value  $\mu$  on the wall of the socket in the rock, it is shown in Appendix 4 that the vertical stress ( $\sigma_y$ ) in the pier at depth  $y$  below the top of rock is

$$\sigma_y = p_{total} e^{-[(2\nu_c \mu / (1 - \nu_c + (1 + \nu_c) E_c / E_r)) (y/a)]} \quad (9.10)$$

where the subscripts  $c$  and  $r$  denote concrete and rock respectively and  $p_{total}$  is the pressure applied to the top of the pier. If the depth ( $l$ ) of the socket is input for  $y$ ,  $\sigma_y$  calculated from the above equals the end-bearing pressure  $p_{end}$ . To approximate the results of the elastic analysis in which one assumes a welded contact between concrete and rock, large values of  $\mu$  must be introduced into Equation 9.10 as examined in Problem 7.

Bond strength is best determined by a field pullout test like the one described or by a compressive load test with a compressible filling placed beneath the end of the pile or pier to negate end bearing. In soft, clay-rich rocks like weathered clay shale, which tend to fail in shear rather than in compression, the bond strength is determined in relation to the undrained shear strength ( $S_u$ )

$$\tau_{bond} = \alpha S_u \quad (9.11)$$

Recasting in terms of  $q_u$  and  $\phi$ ,

$$\tau_{bond} = q_u \left[ \frac{\alpha}{2 \tan(45 + \phi/2)} \right] \quad (9.12)$$

Typical values of  $\alpha$  range from 0.3 to 0.9 but may be considerably greater if the surface is artificially roughened [Kenney (1977)]. In hard rock, bond strength ( $\tau_{bond}$ ) reflects diagonal tension, and it may accordingly be approximated by the tensile strength of rock and concrete. A conservative value for bond strength in hard rocks is then

$$\tau_{bond} = \frac{q_u}{20} \quad (9.13)$$

in which  $q_u$  is the unconfined compressive strength of laboratory samples (see Figure 9.20). The allowable shear stress ( $\tau_{allow}$ ) must be less than  $\tau_{bond}$  in both the concrete and the rock.

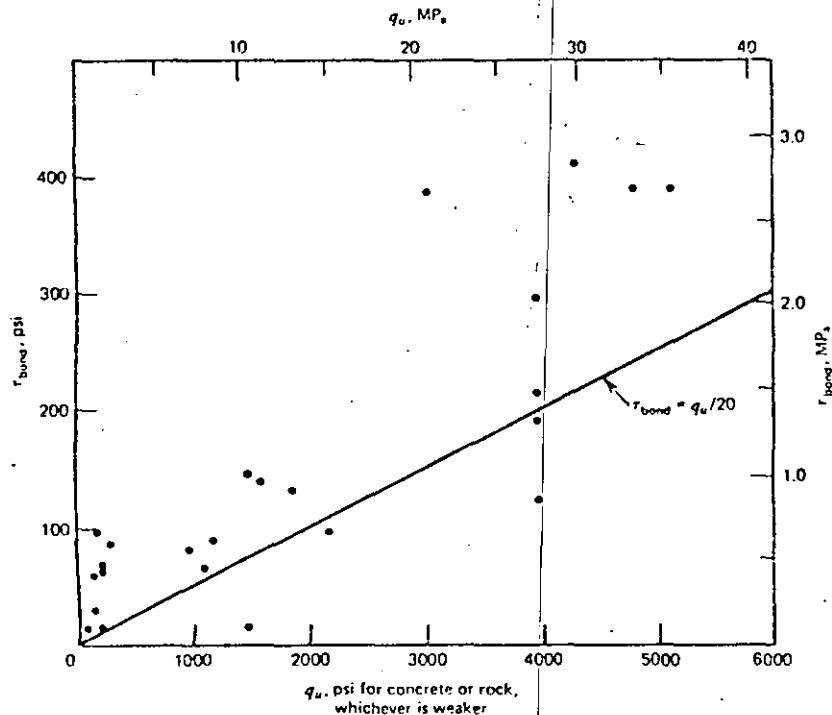


Figure 9.20 Strength of bond between concrete and rock for piers with radii greater than 200 mm. Data from Horvath and Kenney (1979) based on load tests.

Ladanyi (1977) proposed a method of design providing for full bond strength developed over a socket length sufficient to reduce the end-bearing pressures to acceptable values. The following iterative scheme will achieve this once the allowable bearing pressure and the allowable shear stress have been established.

Given the total vertical load  $F_{total}$  on the top of the pier:

1. Assume a value for the allowable bond stress ( $\tau_{allow}$ ) on the wall of the rock socket:
2. Select a radius ( $a$ ). This may be dictated by the allowable load in the concrete.
3. Neglect end bearing and calculate the maximum length ( $l_{max}$ ) of the rock socket:

$$l_{max} = \frac{F_{total}}{(2\pi a \tau_{allow})}$$

4. Choose a value  $l_1$  less than  $l_{max}$  and corresponding to  $l_1/a$  determine  $p_{end}/p_{total}$  from Figure 9.18b. Alternatively, corresponding to a lower value of bond stress, choose a value for  $\mu$  and calculate  $p_{end}/p_{total} = \sigma_y/r_{total}$  from Equation 9.10 with  $y = l_1$ .
5. Calculate  $p_{end} = [F_{total}/(\pi a^2)][p_{end}/p_{total}]$ .
6. Compare  $p_{end}$  to the allowable bearing pressure ( $q_{allow}$ ) appropriate for the material at depth  $l_1$  with relative embedment ratio  $l_1/a$  (see Equation 9.9).
7. Calculate  $\tau = [1 - p_{end}/p_{total}][F_{total}/(2\pi a l_1)]$ .
8. Compare  $\tau$  with  $\tau_{allow}$ .
9. Repeat with  $l_2$  and  $a$  until  $\tau = \tau_{allow}$  and  $p_{end} \leq q_{allow}$ .

If a low factor of safety is used for bond strength, a higher factor of safety is required for bearing to assure that the displacements are compatible. Kenney (1977) suggested that bond and end resistance could be developed at compatible displacements by preloading the base using flat jacks or hydraulic cylinders between the pier base and the rock.

As shown in Figure 9.21, the settlement of a pier on rock can be calculated as the sum of three terms: (1) the settlement of the base ( $\omega_{base}$ ) under the action of  $p_{end}$ :

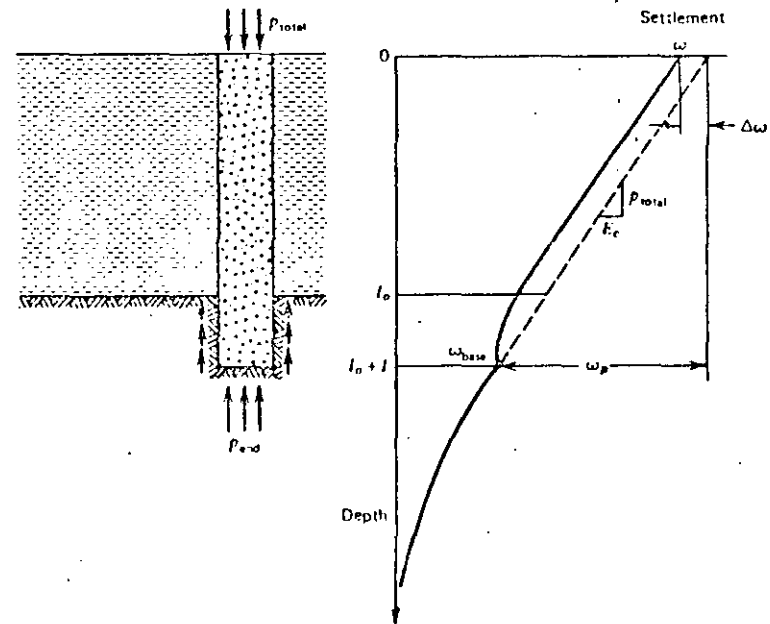


Figure 9.21 Settlement of a pier socketed in rock.

(2) the shortening of the pile itself ( $\omega_p$ ) under a uniform compressive stress equal to  $p_{total}$ ; and (3) a correction ( $-\Delta\omega$ ) accounting for the transference of load through adhesion along the sides.

$$\omega = \omega_{base} + \omega_p - \Delta\omega \quad (9.14)$$

These terms are calculated as follows:

$\omega_{base}$  is calculated from Equation 9.9 for an isotropic material or using results of Kulhawy and Ingrassia for anisotropic materials

$$\omega_p = \frac{p_{total}(l_0 + l)}{E_c}$$

where  $l_0 + l$  is the total length of the pile and  $l$  is the length embedded in rock and

$$\Delta\omega = \frac{1}{E_c} \int_{l_0}^{l_0+l} (p_{total} - \sigma_y) dy$$

The last term is not important for socketed piers if most of the length of the pier is in soil.<sup>4</sup>

Shafts larger than about 1 m in diameter permit visual inspection and testing of the rock, subject to water conditions, wall stability, and air quality. Many types of tests have been tried to minimize the equipment "down time" yet assure satisfactory rock and accurate assertions concerning rock properties. Woodward, Gardner, and Greer (1972) recommend drilling inexpensive holes, without coring, in the base of the socket, then feeling the sides for open cracks and seams with a rod equipped with a sideward point. A borehole camera, television, periscope, or the Hinds impression packer can be used advantageously to inspect the rock. The latter device expands a packer in the hole to squeeze a wax film against the wall of the borehole [Barr and Hocking (1976) and Brown, Harper, and Hinds (1979)]. Cracks, seams, and bedding can be seen clearly in the impression.

The depth of exploration necessary to assure satisfactory bearing under a pier depends on the depth of the rock socket and the shape and extent of the lines of equal principal stress. With vertical or horizontal strata having low interbed friction, the bulbs of pressure are narrow and deep as discussed previously. If the rock socket is short and the pressure bulbs are deep, stresses sufficiently large to cause appreciable settlement in a weak rock layer could occur more than 5 ft (depth

<sup>4</sup> For the vertical stress distribution described by equation 9.10,

$$\omega_p - \Delta\omega = \frac{p_{total} l_0}{E_c} + \frac{p_{total}}{E_c} \left[ \frac{1}{v_c} - (1 + v_c) \right] \left[ 1 + \left( \frac{E_c}{E_s} \right) \left( \frac{1 + v_s}{1 - v_s} \right) \right] \left( \frac{a}{2\mu} \right) (1 - e^{-\delta})$$

where:

$$\delta = \frac{2v_s \mu a}{(1 - v_s + (1 + v_s) E_s / E_c)}$$

of exploration required in the Rochester code, Table 9.1) below the base of the socket. In areas underlain by karstic limestone, it may be necessary to search below a shaft 10 m or more to find good rock, free of cavities continuously for at least 3 m.

Rock tests conducted on the walls of sockets or in the boreholes at the base of a socket can provide the data required for design. The borehole jack which expands metal plates against opposite segments of a borehole is well suited for this type of evaluation. (Borehole tests are discussed in Chapter 6.) In clay shales and other soft rocks free of hard concretions, the cone penetrometer has been used to evaluate the undrained shear strength below foundations (see Equation 9.11). The standard penetration test is also used in such rocks. Wakeling (1970) correlated rock properties with standard penetration tests for chalk. When the rock has hard interbeds or concretionary lenses, standard penetration tests will be confusing. Rock mass classification by the geomechanics classification discussed in Chapter 2, together with the correlation of Figure 6.9, determines the modulus of elasticity of the foundation based on simple tests and observations.

## 9.6 SUBSIDING AND SWELLING ROCKS

In previously mined regions, karst topography, highly soluble rocks, and rocks with swelling minerals, foundations may be displaced by rock movements quite apart from deflections caused by the foundation bearing pressures. In each case, the potential problems are best handled through judicious siting after thorough subsurface exploration. Locations and elevations of structures may need repeated shifting according to the results of core borings. In mined-out terrain, it may be possible to avoid the chance of subsidence by choosing a location underlain by barrier pillars between panels. In karst terrain, surprises can happen despite the most thorough exploration, or conditions can deteriorate after construction following a lowering of the ground water table (Foote, 1968). Lowering the ground water table increases effective stresses bringing additional load on existing cavities, while reducing capillarity of overlying soils which can then run into them (Sowers, 1976).

If a room and pillar mine occurs beneath a building, four possibilities must be recognized: (1) the mine is so deep that subsidence at the surface is extremely unlikely; (2) the mine is definitely caving with loss of support at the ground surface; (3) the mine openings are presently stable but could collapse in the future; or (4) the mine openings are stable and unlikely to deteriorate.

Mine openings more than 100 m deep rarely cave to the surface but it is not impossible for them to do so. The geological section will establish the presence or absence of thick, strong formations able to bridge a cave of given dimensions. Based on assumptions of the maximum size of opening that could occur at the base of a bridging formation, an analysis can be made to indicate the likelihood of a

destruction through flexure. High horizontal stresses tend to reinforce such bridging formations. When an opening of original height ( $h$ ) stopes upward, broken roof rock tumbles down and eventually fills it; as the caving progresses, the former cavity in rock with density  $\gamma$  is replaced by a larger inclusion of crushed rock with density  $\gamma/B$ . The maximum possible height ( $H$ ) of the inclusion is therefore:

$$H = \frac{h}{(B - 1)} \quad (9.15)$$

Price et al. (1969) used this expression to establish the depth  $H$  to old mine workings such that surface subsidence is not likely. In highly fractured roof rock lacking appreciable horizontal stress, a cave may narrow upward but subsequently open upward reaching the surface through hundreds of meters. Thus carefully consider local experience in a mining district.

In areas with still active mining nearby, one may be able to acquire a mine map showing the plan and configuration of rock pillars at depth. If the accuracy of the plan can be determined, Equation 7.4 is applicable to calculating the safety of each pillar. Goodman et al. (1980) suggested that some pillar failure is acceptable if it can be shown that progressive failure is unlikely. Repeated pillar strength calculations with updated tributary areas reflecting reassignment of load from failed pillars will establish the maximum dimensions of potential caves. The capability of the roof rock to span such caves is then determined. If there is any doubt as to the safety of existing pillars, artificial support must be provided or the structure must be relocated.

Foundations for structures over old mines likely to collapse can be established safely in a number of ways as reviewed by Gray, Salver, and Gamble (1976). If the openings are at shallow depth, it may be cheapest to excavate the rock to a level below them and backfill or establish footings at that level. Deeper openings can be filled with grout or with low-strength soil cement (e.g., lime and fly ash). They can also be propped with grout columns (Figure 9.4a). Alternatively, drilled piers socketed below the floor of the openings or piles driven through drill holes into the floor of the mine openings can support the structure below the potentially caving levels. Deep foundations may be subjected to downdrag or to lateral loads from continued subsidence of the overburden. Lightly loaded areas over sinkholes in karst terrain can be filled with crushed stone reinforced with wire mesh, and then tested with a compacting fill. Concrete fill is appropriate for small cavities beneath footings only if there is no risk of their enlargement; enlargement of a sinkhole filled with concrete can cause sudden, violent collapse.<sup>5</sup>

Swelling rock like montmorillonitic shales, weathered nontronite basalts, and some salts found in evaporite deposits can create uplift pressures on foundations. The expansion pressure is greatly reduced if some deflection is permitted; therefore, one should attempt to measure the relationship between swelling pressure and

permitted expansion for representative core samples. Such data can be obtained in a consolidometer, bringing a dry specimen to an initial state of precompression and then monitoring the normal force and expansion as the rock is saturated. If a suitable consolidometer is not obtainable, one can place various dead weights on core samples and monitor the increase in length with time after saturation. Figure 9.22 shows data from expansion pressure measurements with a Norwegian fault gouge and with a Cretaceous shale.

The designer can either accept the pressures and deformations or place the foundations deep enough to inhibit access of water to the rock. Figure 9.23 from Woodward et al. (1972) shows a pier design used in Texas to accommodate uplift along the walls resulting from swelling soil and rock. A pipe coated with bond-breaking mastic on its outer surface separates the main load-carrying stem of the pier from the surrounding annulus, which breaks off in tension and moves up with the expanding soil. Anchor piles that reduced expansive heave of spillway slabs in Bearpaw shale are described by Jaspar and Shtenko (1969). In California, foundation redesign required on a housing project in expansive claystones could assure stable support only with piers at least 6 m deep [Meehan et al. (1975)].

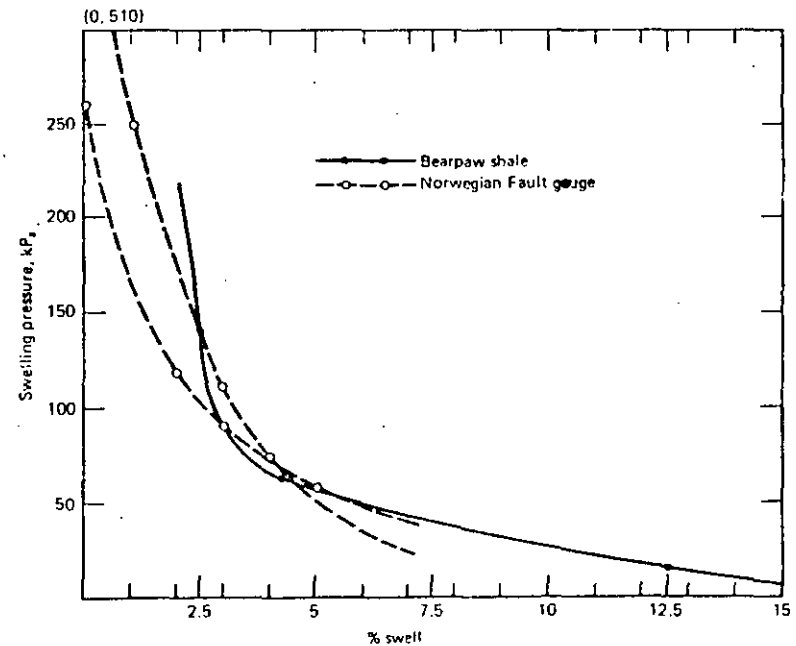


Figure 9.22 Swelling test data for Norwegian fault gouge from Brekke (1965), and for Bearpaw shale from Peterson and Peters (1963).

<sup>5</sup> Personal communication.

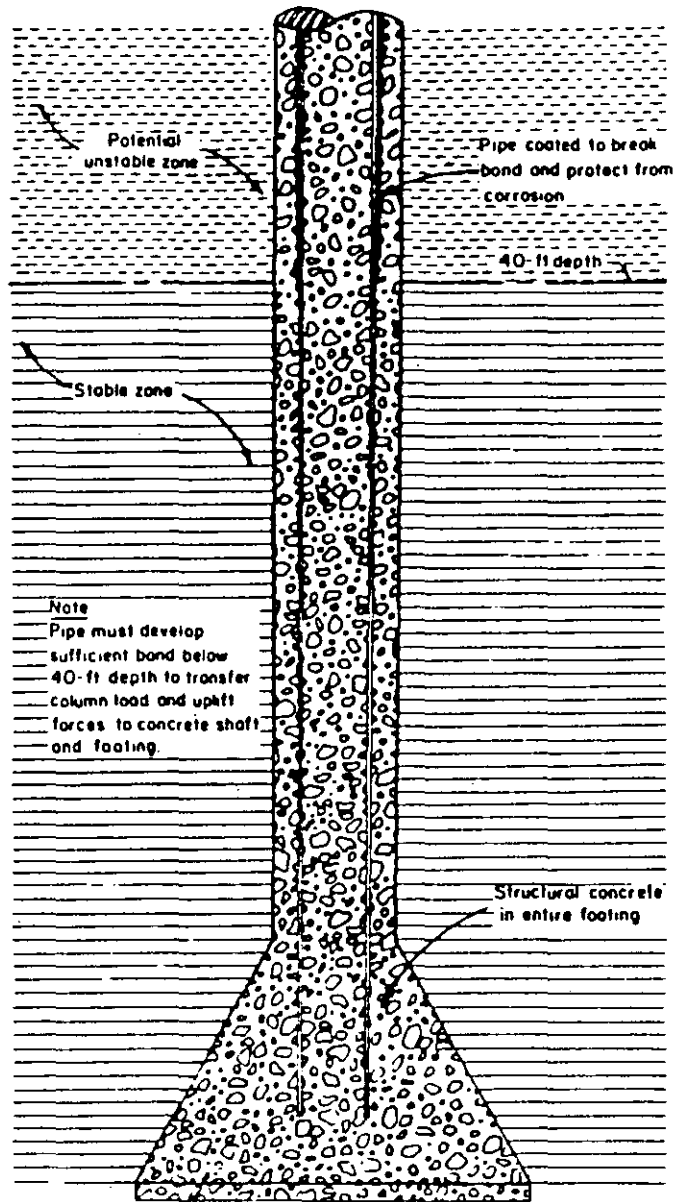


Figure 9.23 Design of a belled pier for relief of uplift due to expansion of the upper layer (dashed lines). The outer annulus of concrete is expected to break in tension near the bottom of the expansive layer; by Rabal and Associates, San Antonio. [Reproduced from Woodward, Gardner, and Greer (1972) with permission.]

Fortunately, ground movements are rare in rock. However, the engineer must always be on guard for special problems, almost any of which can be solved economically if recognized in time.

## REFERENCES

- Alvarez, A. (1977) Interpretation of measurements to determine the strength and deformability of an arch dam foundation, *Proceedings International Symposium on Field Measurements in Rock Mechanics* (ISRM) (Balkema, Rotterdam), Vol. 2, pp. 825-836.
- Ashton, W. D. and Schwartz, P. H. (1974) H bearing piles in limestone and clay shales, *J. Geotech. Eng. Div.*, (ASCE), Vol. 100, No. GT7, pp. 787-806.
- Aurora, R. P. and Reese, L. C. (1977) Field tests of drilled shafts in clay shales, *Proceedings 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, pp. 371-377.
- Barr, M. V. and Hocking, G. (1976) Borehole structural logging employing a pneumatically inflatable impression packer, *Proceedings of Symposium on Exploration for Rock Engineering*, Vol. 1, pp. 29-34.
- Bell, F. G. (ed.) (1978) *Foundation Engineering in Difficult Ground*, Newnes-Butterworths, London.
- Bishnoi, B. W. (1968) Bearing capacity of jointed rock, Ph.D. thesis, Georgia Institute of Technology.
- Brekke, T. L. (1965) On the measurement of the relative potential swellability of hydrothermal montmorillonite clay from joints and faults in Precambrian and Paleozoic rocks, Norway, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol. 2, pp. 155-165.
- Brown, E. T., Harper, T. R., and Hinds, D. V. (1979) Discontinuity measurements with the borehole impression probe—a case study, *Proceedings 4th Cong. ISRM* (Montreux), Vol. 2, pp. 57-62.
- Coates, D. F. (1967) *Rock Mechanics Principles*, op. cit. Chapter 1.
- Conway, H. D. (1955) Note on the orthotropic half plane subjected to concentrated loads, *J. Appl. Mech.*, Vol. 77, p. 130.
- David, D., Sroka, E., and Goldberger, M. (1977) Small diameter piles in karstic rock, *Proceedings 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, pp. 471-475.
- Desai, C. S. and Christian, J. T. (eds.) (1977) *Numerical Methods in Geotechnical Engineering* McGraw-Hill, New York.
- Dvorak, A. (1966) Tests of anisotropic shales for foundations of large bridges, *Proc. 1st Cong. ISRM* (Lisbon), Vol. 2, pp. 537-541.
- Foose, R. M. (1968) Surface subsidence and collapse caused by ground water

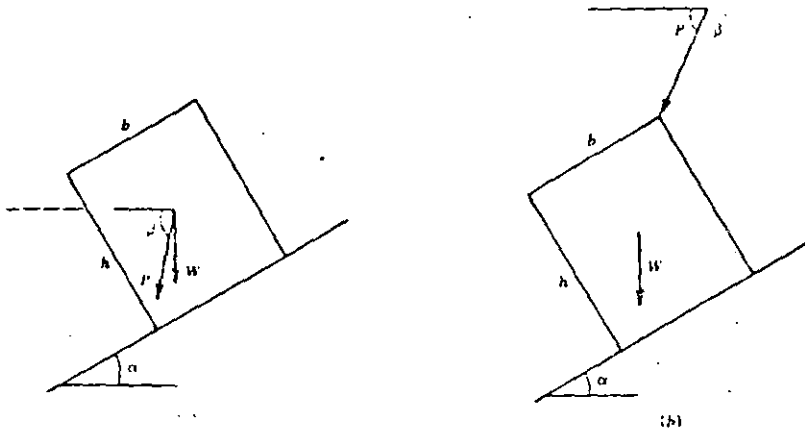
- withdrawal in carbonate rock areas, *Proc. 23rd Int. Geol. Cong.* (Prague), Vol. 12, pp. 155-166.
- Gaziev, E. and Erlikhman, S. (1971) Stresses and strains in anisotropic foundations, *Proceedings Symposium on Rock Fracture, ISRM* (Nancy), Paper 11-1.
- Goodman, R. E. (1976) *Methods of Geological Engineering in Discontinuous Rocks*. West Publishing, St. Paul, Minn.
- Goodman, R. E., Buchignani, A., and Korbay, S. (1980) Evaluation of collapse potential over abandoned room and pillar mines, *Bull. Assoc. Eng. Geol.*, Vol. 18, no. 1.
- Grattan-Bellew, P. E. and Eden, W. J. (1975) Concrete deterioration and floor heave due to biogeochemical weathering of underlying shale, *Can. Geot. J.*, Vol. 12, No. 3, pp. 373-378.
- Gray, R. E., Salver, H. A., and Gamble, J. C. (1976) Subsidence control for structures above abandoned coal mines, *Trans. Res. Record 612 (TRB)*, pp. 17-24.
- Harper, T. R. and Hinds, D. V. (1977) The impression packer: A tool for recovery of rock mass fracture geometry, *Proceedings Conference on Storage in Evacuated Rock Caverns (ROCKSTORE)*, Vol. 2, pp. 259-266.
- Horvath, R. G. (1978) Field load test data on concrete to rock "bond" strength for drilled pier foundations, University of Toronto, Department of Civil Engineering Publication 78-07.
- Horvath, R. G. and Kenney, T. C. (1979) Shaft resistance of rock-socketed drilled piers, *Proceedings of Symposium on Deep Foundations: Case Histories* (Atlanta). (ASCE). Preprint 3698.
- Jackson, W. T., Perez, J. Y., and Lacroix, Y. (1974) Foundation construction and performance for a 34-story building in St. Louis, *Geotechnique*, Vol. 24, No. 1, pp. 69-90.
- Jaspar, J. L. and Shtenko, V. W. (1969) Foundation anchor piles in clay shales, *Can. Geot. J.*, Vol. 6, p. 159.
- Kenney, T. C. (1977) Factors to be considered in the design of piers socketed in rock, *Proceedings Conference on Design and Construction of Deep Fdn's* (Sudbury, Ont.). (Can. Soc. for C.E.).
- Kulhawy, F. H. (1978) Geomechanical model for rock foundation settlement, *J. Geotechnical Engineering Div.*, ASCE, Vol. 104, No. GT2, pp. 211-227.
- Kulhawy, F. H. and Ingraffea, A. (1978) Geomechanical model for settlement of large dams on discontinuous rock masses, *Proceedings International Symposium on Rock Mechanics Related to Dam Foundations (ISRM)* (Rio de Janeiro, Vol. 1, Page III, p. 115-128.
- Kenney, T. C. (1972) Rock failure under concentrated loading, *Proceedings 10th International Symposium on Rock Mechanics*, pp. 363-386.

- Ladanyi, B. (1977) Discussion on "friction and end bearing tests on bedrock for high capacity socket design," *Can. Geot. J.*, Vol. 14, No. 1, pp. 153-156.
- Londe, P. (1973) *Rock Mechanics and Dam Foundation Design*, International Commission on Large Dams (ICOLD).
- Meehan, R. L., Dukes, M. T., and Shires, P. O. (1975) A case history of expansive claystone damage, *J. Geot. Div. (ASCE)*, Vol. 101, No. GT9, pp. 933-948.
- Meyerhof, G. G. (1953) Bearing capacity of concrete and rock, *Magazine of Concrete Res.*, No. 12, pp. 107-116.
- Osterberg, J. O. and Gill, S. A. (1973) Load transfer mechanism for piers socketed in hard soils or rock, *Proceedings 9th Canadian Symposium on Rock Mechanics* (Montreal), pp. 235-262.
- Parkin, A. K. and Donald, I. B. (1975) Investigation for rock socketed piles in Melbourne mudstone, *Proceedings 2nd Australia-New Zealand Conference on Geomechanics* (Brisbane), pp. 195-200.
- Peck, R. B. (1977) Rock foundations for structures, *Rock Eng. for Found. and Slopes* (ASCE), Vol. 2, pp. 1-21.
- Peterson, R. and Peters, N. (1963) Heave of spillway structure on clay shale, *Can. Geot. J.*, Vol. 1, No. 1, p. 5.
- Poulos, H. G. and Davis, E. H. (1968) *Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics*. Wiley, New York.
- Price, D. G., Malkin, A. B., and Knill, J. L. (1969) Foundations of multi-story blocks on the coal measures with special reference to old mine workings, *Quarterly J. of Eng. Geol.*, Vol. 1, No. 4, pp. 271-322.
- Raphael, J. and Goodman, R. E. (1979) Op. cit., Chapter 6.
- Rosenberg, P. and Journeaux, N. L. (1976) Friction and end bearing tests on bedrock for high capacity socket design, *Can. Geot. J.*, Vol. 13, pp. 324-333.
- Sowers, G. B. and Sowers, G. F. (1970) *Introductory Soil Mechanics and Foundations*, third edition, (Macmillan, New York).
- Sowers, G. F. (1975) Failures in limestone in humid subtropics, *J. Geot. Div.*, (ASCE), Vol. 101, No. GT8, pp. 771-788.
- Sowers, G. F. (1976) Mechanism of subsidence due to underground openings, *Trans. Res. Record 612 (TRB)*, pp. 1-8.
- Sowers, G. F. (1977) Foundation bearing in weathered rock, *Rock Eng. for Foundations and Slopes* (ASCE), Vol. 2, pp. 32-42.
- Thorburn, S. H. (1966) Large diameter piles founded in bedrock, *Proceedings of Symposium on Large Bored Piles* (Institute for Civil Engineering, London), pp. 95-103.
- Tomlinson, M. J. (ed.) (1977) *Piles in Weak Rock*, Institute for Civil Engineering, London.

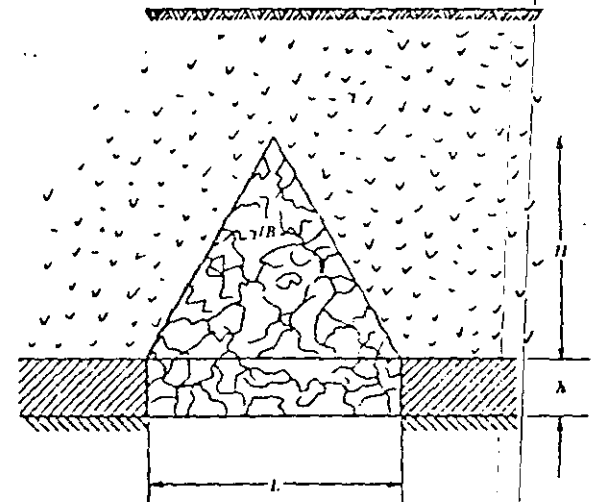
- Underwood, L. B. and Dixon, N. A. (1977) Dams on rock foundations, *Rock Eng. for Foundations and Slopes* (ASCE), Vol. 2, pp. 125-146.
- Wakeling, T. R. M. (1970) A comparison of the results of standard site investigation methods against the results of a detailed geotechnical investigation in Middle Chalk at Mundford, Norfolk, *Proceedings Conference on In-Situ Investigation in Soils and Rocks*, British Geotechnical Society (London) pp. 17-22.
- Webb, D. L. (1977) The behavior of bored piles in weathered diabase in *Piles in Weak Rock*, Institution of Civil Engineering, London.
- Wilson, L. C. (1972) Tests of bored and driven piles in Cretaceous mudstone at Port Elizabeth, South Africa in *Piles in Weak Rock*, Institute of Civil Engineering, London.
- Woodward, R. J., Gardner, W. S., and Greer, D. M. (1972) *Drilled Pier Foundations*, McGraw-Hill, New York.
- Zienkiewicz, O. C. (1971) *The Finite Element Method in Engineering Science*, McGraw-Hill, New York.

## PROBLEMS

1. Derive an analogue to Equation 9.6 for the case where the strength envelope of the foundation rock has peak parameters  $\phi_p$ ,  $S_p$  and residual parameters  $\phi_r$ ,  $S_r$ .
2. Modify Equation 8.2 to include a structural load  $P$  oriented  $\beta$  degrees below horizontal toward the free surface and bearing on the surface of the slide.
3. Discuss the stability of the block in the following sketch under its own weight  $W$  and the applied load  $P$ ;  $\alpha$ ,  $b$ , and  $h$  are variables. In (a)  $P$  acts through the centroid; in (b) it acts at the upper right corner.



4. Modify Equation 8.12 to include a structural load ( $P$ ) oriented as in Problems 2 and 3 and bearing on the surface of the upper block (the "active" block).
5. Compare  $p_{\text{end}}/p_{\text{total}}$  calculated with Equation 9.10 using  $\mu = \tan 59^\circ$ , and as given by Osterberg and Gill's results (Figure 9.18b) for  $E_c/E_r = 1/4$  and  $\nu_c = \nu_r = 0.26$ . What value of  $\mu$  seems appropriate for a pier loaded so that it settles 40 mm? Explain any discrepancy from the value of  $\mu$  used in the first part to fit Osterberg and Gill's results.
6. Given a fractured cemented shale with unconfined compressive strength  $q_u = 18$  MPa, obtained from tests with cylinders 4 in. long by 2 in. in diameter. Estimate the allowable bearing pressure  $q_{\text{allow}}$  and the allowable bond stress  $\tau_{\text{allow}}$  for design of a pier approximately 2 in. in diameter. The rock in-situ is fresh but is broken by three sets of joints spaced on the average 30 cm apart.
7. Discuss the design of a pier passing through soil and into the rock. The properties of the concrete and rock are as follows:  $E_c/E_r = 0.5$ ;  $\nu_c = \nu_r = 0.25$ ;  $q_{\text{allow}} = 2$  MPa;  $\tau_{\text{allow}} = 0.1$  MPa, and the maximum allowable compressive stress on the concrete is 10 MPa. The applied load at the surface of the pier is 20 MN (downward). Direct shear tests of concrete sliding on representative rock in a pier configuration gave a friction angle of  $40^\circ$ . Consider design for a bonded pier and for a pier unbonded to the wall.
8. Calculate the minimum width of a long cave necessary to fail the roof formed by a 200-ft-thick ledge of sandstone. The sandstone has  $q_u = 20$  MPa and  $T_0 = 2$  MPa.
9. Modify Equation 9.15 for the case of a triangular zone of caving above an opening of height  $h$  and width  $L$  (see the following diagram).



## Chapter 5

# Foundations on Rock

Foundation engineering is normally considered a major application of soil mechanics in engineering practice, but a minor application of rock mechanics. It is easy to see why when most of the Biblical metaphors for firm foundations include rock. Yet today there are many structures of sufficient weight to cause significant deformation leading possibly to failure in the typically weathered, weathering and open-fissured rocks which make up most of the near surface rocks on which structural foundations are based.

It is important at this point to stress that foundation design must take into account both bearing capacity and settlement, and to state the two basic rules for foundation design:

- (a) The bearing stress of a structure must be less than the *bearing capacity* of the ground material.
- (b) The settlement of the structure caused by deformation of the ground material must be less than the *allowable settlement* for the structure.

The *allowable settlement* of course depends on the sensitivity of the structure. Sowers<sup>1</sup> and Bjerrum<sup>2</sup> among others, quote limiting differential settlements in terms of distortion (in practice, the ratio between maximum settlement and foundation length) of 1% for low rise brick and panel walls down to 0.001% for delicate tracking equipment such as a radio telescope. Thus the allowable bearing capacity is the bearing stress at which allowable settlement occurs. The ultimate bearing capacity, at which the foundation rock will fail, although worth considering, has less engineering significance.

### BEARING CAPACITY

The simplest approach to bearing capacity, based on previous experience, is that used in various codes of practice. British Standard CP 2004<sup>3</sup> quoted in Table 5.1 indicates safe bearing pressures for some typical unweathered rock types.

Peck *et al*<sup>4</sup> summarise similar United States Building codes (Table 5.2) although they prefer the New York City code which quotes safe bearing pressures for specific geologic formations on the basis of lithology and condition. In the latter case a hard sound rock is defined as one which 'rings when struck with a pick or bar; does not disintegrate after exposure to air or water; breaks



Table 5.1 SAFE BEARING PRESSURES – BRITISH PRACTICE, CP 2004

Igneous and gneissic rocks in sound condition	10 MN/m <sup>2</sup>	1000 T/m <sup>2</sup>
Massively bedded limestones and hard sandstones	4 MN/m <sup>2</sup>	
Schists and slates	3 MN/m <sup>2</sup>	
Hard shales, mudstones and soft sandstones	2 MN/m <sup>2</sup>	
Clay shales	1 MN/m <sup>2</sup>	100 T/m <sup>2</sup>
Hard solid chalk	0.6 MN/m <sup>2</sup>	
Thinly bedded limestones and sandstones; heavily shattered rocks	To be assessed after inspection	

with a sharp fracture; cracks are unweathered and less than 10 mm wide, and no closer than 0.9 m apart; core recovery with a double tube diamond core barrel is generally 86% or greater for each 1.5 m run.'

The emphasis on unconfined compressive strength ( $S_c$ ) of the Uniform Building Code is essentially the conventional approach to design in massive, unweathered rock. If a foundation is to be constructed on such rock, then an unconfined compressive strength measured using a standard laboratory test on an unconfined sample (ASTM<sup>5</sup>) or estimated from a field point load or Schmidt hammer test (see Rankilor<sup>6</sup>) can be used to determine a safe bearing pressure for a rock type.

Table 5.2 SAFE BEARING PRESSURES – UNITED STATES PRACTICE (AFTER PECK *et al.*, 1974)

Rock type	Bearing pressure MN/m <sup>2</sup>			
	BOCA	National	Uniform	Los Angeles
Massive crystalline bedrock, including granite, diorite, gneiss, basalt, hard limestone and dolerite	10	10	0.2 $S_c$ *	1
Foliated rocks such as schist or slate in sound condition	4	4	0.2 $S_c$	0.4
Bedded limestone in sound condition	4	1.5	0.2 $S_c$	0.4
Sedimentary rocks including hard shales and sandstones	2.5	1.5	0.2 $S_c$	0.3
Soft or broken bedrock (excluding shale) and soft limestone	1 - 100 T/m <sup>2</sup>		0.2 $S_c$	-
Soft shale	0.4	-	0.2 $S_c$	-

$S_c$  = Unconfined compressive strength

The relationship between compressive strength and deformation modulus for rocks established by various workers (see Judd and Huber<sup>7</sup>) can also be used to estimate settlement in *intact* rocks if a stress-strain relationship can be estimated. A typical example of relationships for groups of rocks put together by Deere and Miller<sup>8</sup> is illustrated in Figure 5.1.

Once this basic information is known, together with data on foundation loading, then stability analyses for the foundation can be carried out using either simple two-dimensional limit-equilibrium approaches or two or three dimensional finite element modelling techniques. But of course rocks, particularly near surface rocks, are not continuous intact masses. They are discontinuous, fissured and weathered and their properties change with depth. In particular the presence

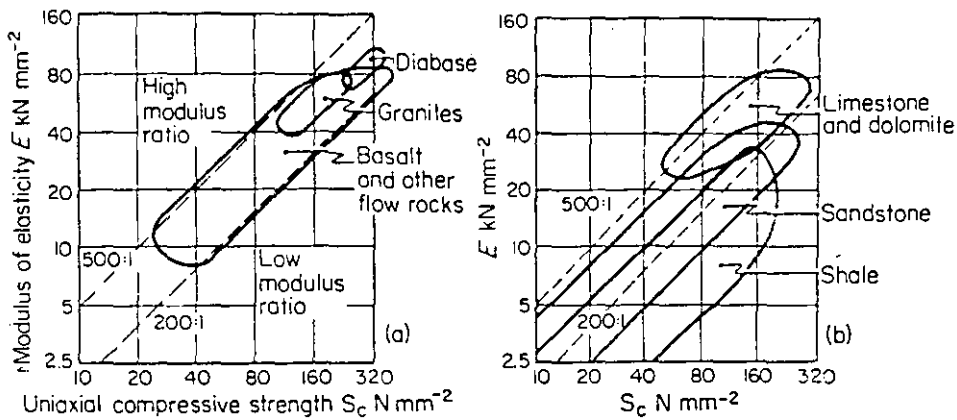


Figure 5.1 Modulus ratios for typical lithological rock groups. (after Deere and Miller 1966)

of discontinuities can have a disproportionate effect on bearing capacity and settlement.

### EFFECTS OF DISCONTINUITIES ON BEARING CAPACITY

It is simplest to consider initially the basic stability mechanisms of a jointed rock. The probability of failure of a foundation, in rock of sufficiently high bearing capacity to resist intrinsic failure, through sliding along joints will probably be limited to very heavily loaded foundations such as dams. There is a limited literature on rock mass foundation stability, with particular emphasis on dam foundations, mainly in the Proceedings of the 2nd International Congress of the IAEG<sup>9</sup> and of the 3rd Congress of the ISRM<sup>10</sup> although the approach in both cases, as befits an area of research involving geology, is rhetorical rather than computational.

John<sup>11</sup> in his usual succinct way points out the basic importance of the geological structure in determining the stability of rock foundations. Figure 5.2 illustrates the essential difference between the overall system and its structural and fabric elements. In order to determine the stability of the overall system it is necessary to consider the possibility of sliding along major or minor joint sets under the loading conditions imposed by the foundations.

This involves mapping the complete pattern of discontinuities in the rock over the whole of the foundation area. These can then be plotted on an equal area stereographic projection as poles to planes to isolate the major joint orientation concentrations. The method of joint surveying and also of stereographic representation is outlined in chapter 16 and by Attewell and Farmer<sup>12</sup> and Hoek and Bray<sup>13</sup>. Londe<sup>14</sup> suggested that the discontinuities should also be classified in distinct populations as micro-fissures, fissures, joints, shear planes and faults and that the spacings and characteristics of each should be noted and recorded as histograms (Figure 5.3).

A particular example of a dam foundation analysis which illustrates the particular approach to foundation stability is that of Henkel *et al*<sup>15</sup> who carried out a design study for the Monar Dam foundation (Figure 5.4). This dam is founded upon heavily jointed but relatively unweathered psammitic granulites of

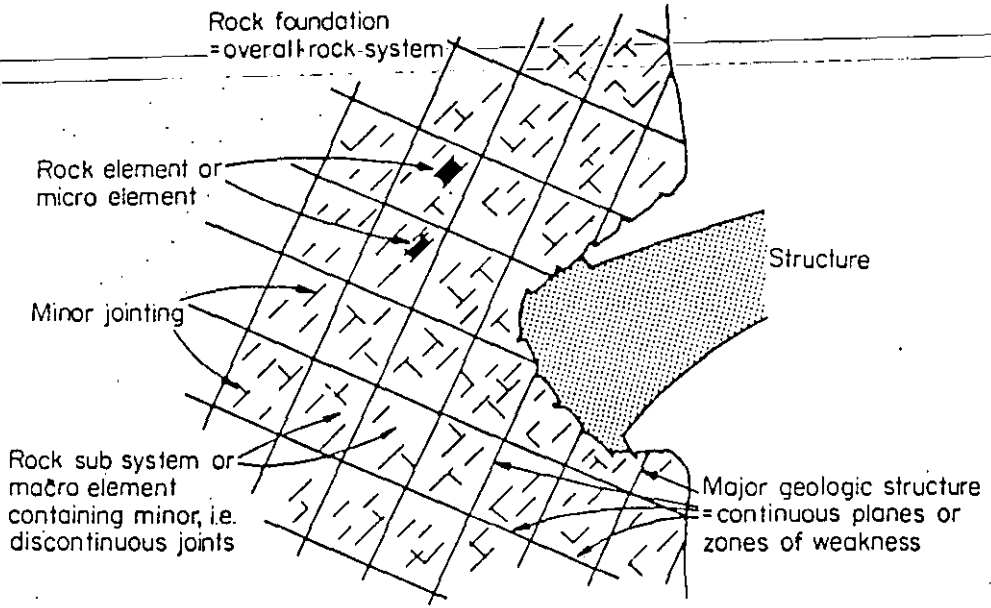


Figure 5.2 Structural elements of massive rock (after John 1974)

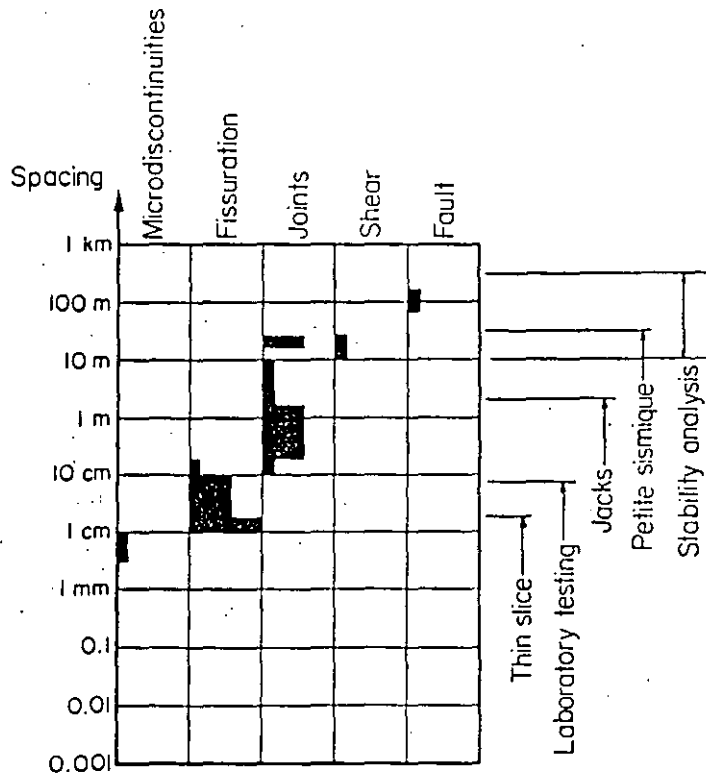


Figure 5.3 Discontinuity gradings (after Londe 1973)

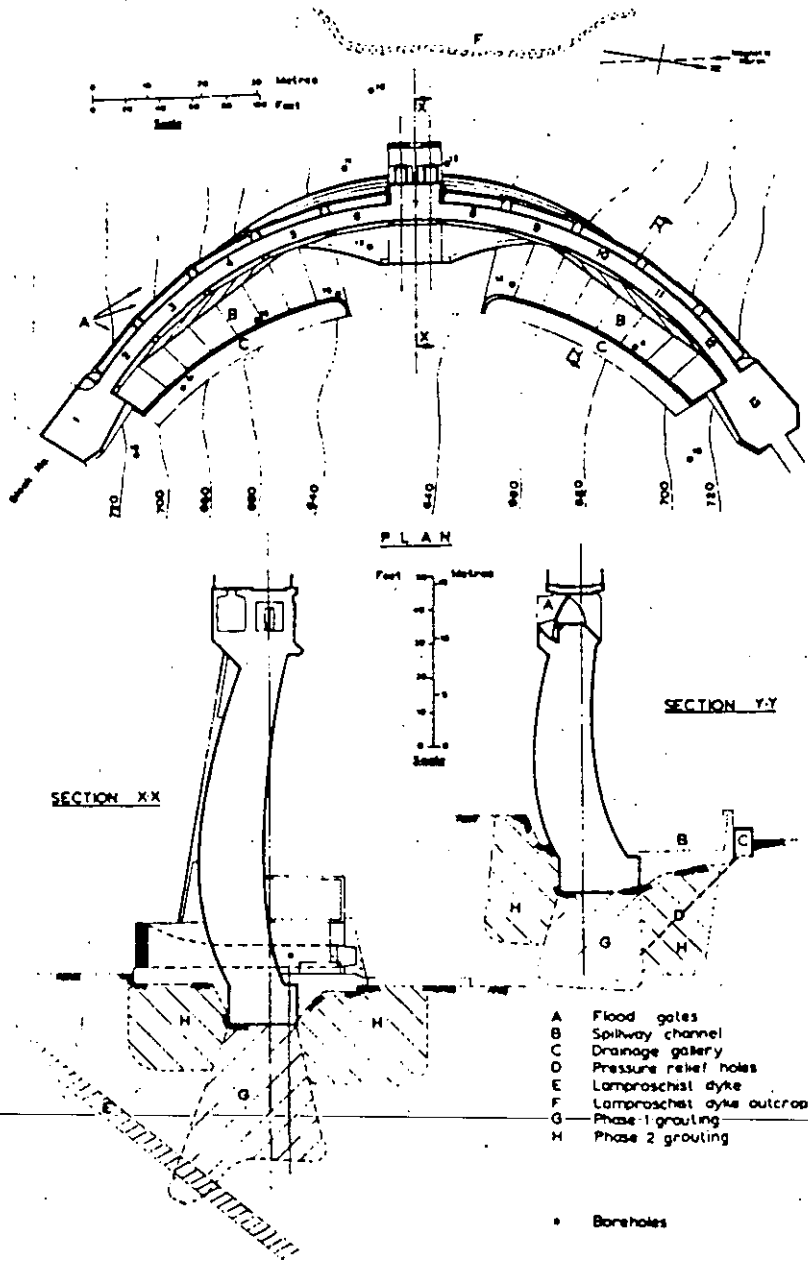


Figure 5.4 Monar Dam -- plan and section (after Henkel *et al* 1964)

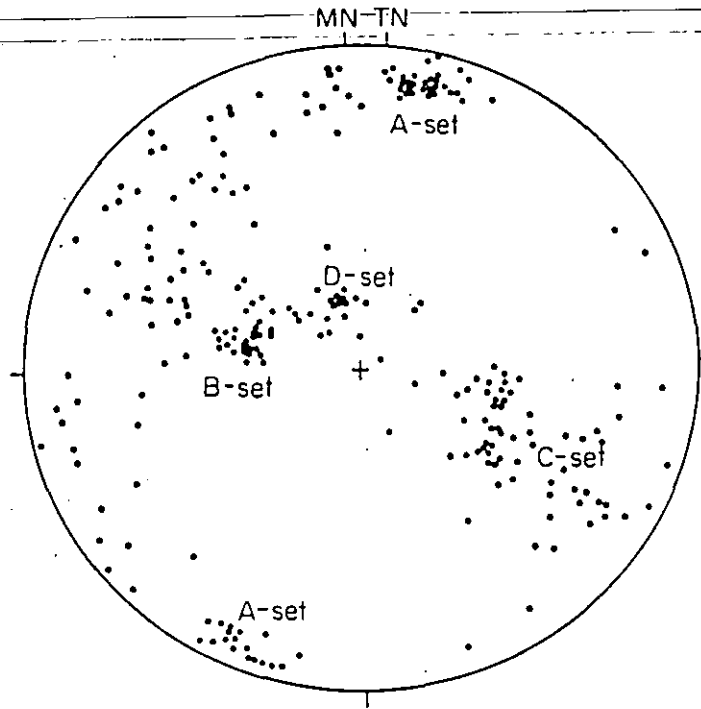


Figure 5.5 Monar Dam — discontinuity orientations (after Henkel *et al* 1964)

the Moine Series of northern Scotland. Four main joints sets were identified (Figure 5.5 and Table 5.3).

Shear box tests carried out on joint planes exposed in cores gave  $\phi_{\text{peak}}$  values in the range  $48\text{--}55^\circ$  and  $\phi_{\text{residual}}$  values of  $40\text{--}45$  in unweathered granite. For weathered granite values were  $\phi_{\text{peak}} 47.5^\circ$ ,  $\phi_{\text{residual}} 39^\circ$  and for clay covered granite  $\phi_{\text{peak}} 25^\circ$  and  $\phi_{\text{residual}} 22^\circ$ . Henkel *et al*<sup>15</sup> based their stability analysis on the presumptions:

- (a) that until movement occurs the foundation rock will behave as an elastic material, allowing load imposed on the foundation to be derived from a simplified arch-cantilever analysis;

Table 5.3 ORIENTATION AND DESCRIPTION OF MAIN JOINT SETS MONAR DAM (AFTER HENKEL *et al*<sup>15</sup>)

Set	Dip	Mag bearing	Description
A	$83^\circ$	$14^\circ$	Strike along valley. Length $\approx 6$ m, spacing $\approx 0.4$ m. Smooth surfaces filled with debris near surface
B	$31^\circ$	$284^\circ$	Dip upstream. Well developed both banks. Length $\approx 9$ m, spacing $\approx 1$ m. Irregular surfaces; no infilling
C	$40^\circ$	$110^\circ$	Dip downstream. Well developed on north bank
D	$20^\circ$	$345^\circ$	Gentle dip upstream. Minor jointing only exposed on south bank
Lamproschist Dyke	$38\frac{1}{2}^\circ$	$86^\circ$	1.8 m thick, 18 m below foundation

(b) that the possibility of sliding is limited to those families of joints which intersect the ground surface on the side of the foundation subject to major directional thrust (i.e the downstream side of the dam) and pass below the foundation.

Together these make a sound statement on which to base general rock foundation stability analyses. In the specific case of the Monar Dam it meant that the danger was confined to the B joints, bounded by A joints which were assumed vertical for the purposes of analysis.

The forces applied to a wedge of rock by foundation elements, and their respective orientations are illustrated in Figure 5.6. The forces exerted by the

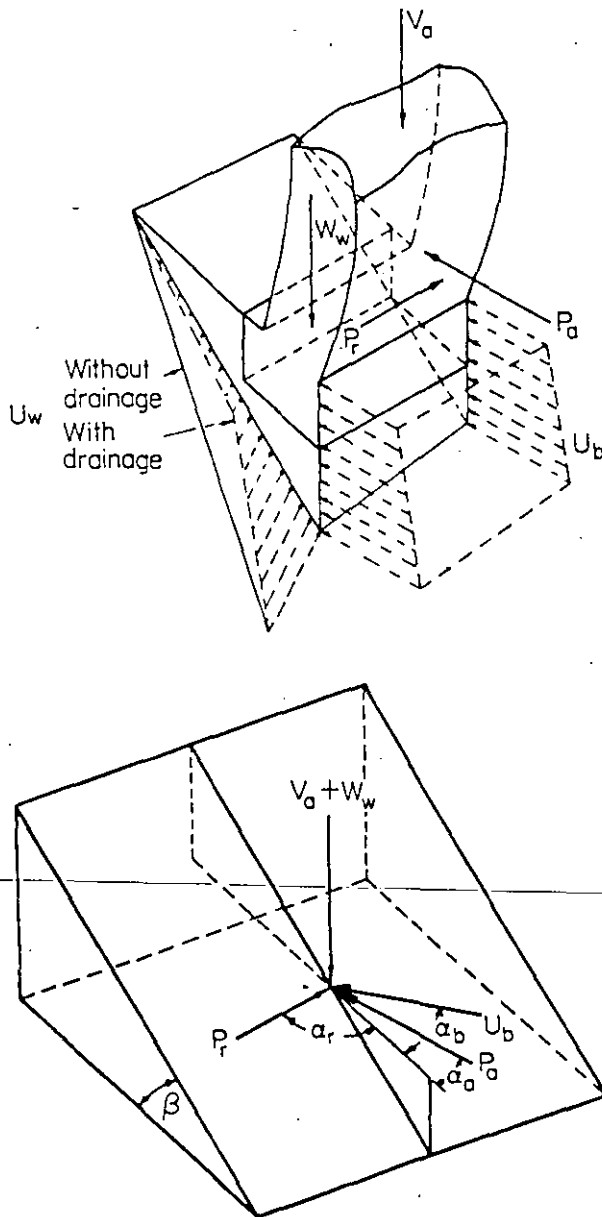


Figure 5.6 (a) Forces applied to rock wedge; (b) Orientation of forces applied to rock wedge (after Henkel *et al* 1964)

dam may be resolved in three orthogonal directions from computed horizontal and vertical thrusts, shear forces and bending moments as:

- $V_a$ , a vertical force from the weight of the dam,
- $P_a$ , a horizontal force parallel to the dam axis, and
- $P_r$ , a horizontal force perpendicular to the dam axis.

The potential rock wedge is assumed bounded by a B joint passing through the lowest point of the foundation concrete and the forces acting on the rock wedge may be represented as:

- $W_w$  the vertical force from the weight of the foundations and rock wedge,
- $U_w$  the fissure water force acting on the inclined surface of the wedge, and
- $U_b$  the fissure water force acting on the back face of the wedge.

In order to calculate the *factor of safety* against sliding along the B joint planes, all forces must be resolved normal and parallel to these planes. The first step is to resolve the forces along and normal to the strike of the B joint planes. Then using the angular notation in Figure 5.6b the resultant force along the strike is:

$$F_A = U_b \sin \alpha_b + P_a \sin \alpha_a - P_r \sin \alpha_r \quad (5.1)$$

and the resultant force perpendicular to the strike is:

$$F_D = U_b \cos \alpha_b + P_a \cos \alpha_a + P_r \cos \alpha_r \quad (5.2)$$

These forces can then be resolved along the sliding plane and normal to the sliding plane, giving effective forces along the plane:

$$F_S = F_D \cos \beta - (V_a + W_w) \sin \beta \quad (5.3)$$

and normal to the plane

$$F_N = F_D \sin \beta + (V_a + W_w) \cos \beta - U_w \quad (5.4)$$

Then if there is no lateral restraint, the factor of safety will be given by

$$FoS = \frac{F_N \tan \phi_B}{F_S} \quad (5.5)$$

and if there is lateral restraint along the boundary A joints, by:

$$FoS = \frac{F_N \tan \phi_B + F_A \tan \phi_A}{F_S} \quad (5.6)$$

where  $\phi_B$ ,  $\phi_A$  are the peak friction angles for the B and A joints respectively.

Henkel *et al*, using  $\phi_B = 50^\circ$ , and  $\phi_A = 25^\circ$ , calculated safety factors against sliding of about 3 for various sections of the dam, orientated at different directions to the wedge (due to the dam curvature). Expansion of the method and more detailed analysis of the Monar Dam is included in Attewell and Farmer<sup>12</sup>.

## SHEAR RESISTANCE OF FISSURES IN ROCKS (see also Chapter 16)

The shear resistance of fissures in rocks – essential for stability calculations – can be determined by small or large scale *in-situ* or laboratory experiment. Attewell and Farmer<sup>12</sup> describe in detail *in-situ* experiments. Probably the best known laboratory tool is the Robertson Research joint shear box described by Hoek and Bray<sup>13</sup> and designed to determine the shear resistance along discontinuities exposed in 50 to 100 mm cores.

There remains, however, a need for a simple empirical method for determining joint shear strength based on easily obtained field observations, and Barton's<sup>16,17</sup> approach has much to recommend it. He shows that peak (as distinct from residual) shear resistance along a discontinuity is affected by the degree of surface roughness, rock strength, degree of weathering, mineralogy and the presence or absence of water. It will of course also be affected by the presence of infill material.

Barton, as the result of a comprehensive investigation, shows that the angle of surface friction in effective stress terms along a discontinuity can be represented by an empirical equation of the form:

$$\phi' = \phi_b + (JRC) \log_{10} \left( \frac{JCS}{\sigma'_n} \right) \quad (5.7)$$

where  $\sigma'_n$  is the effective normal stress on the discontinuity plane;

$\phi_b$  is the residual angle of friction;

*JRC* is the joint roughness coefficient, and

*JCS* is the effective joint wall compressive strength.

The latter three parameters are defined by experimental technique. The *residual* or basic friction angle is obtained from residual shear tests on flat sand blasted or sawn surfaces. Its value ranges from 25° to 35° in most rocks although less in those containing large amounts of sheet silicates. The *joint roughness coefficient* has values ranging from zero in smooth rock ( $\phi = \phi_b$ ) to 20 in rough rock. It can of course be computed from a shear test when:

$$JRC = \frac{\tan^{-1} (\tau/\sigma'_n) - \phi_b}{\log_{10} (JCS/\sigma'_n)} \quad (5.8)$$

although there is a touch of circular logic about the idea.

The *joint compressive strength* can be determined directly by Schmidt hammer tests or indirectly from point loading tests on cores and correlation of the resultant strength index (see Broch and Franklin<sup>18</sup>) with laboratory 'compressive strength' values. An allowance must then be made for weathering which may be as much as 80% strength loss in extreme cases. The concept of compressive strength is not a good one, but in this case it gives a rough indication of the resistance of asperities to shearing at the interface. Cohesion at the interfaces can usually be ignored in weathered rocks.

## FOUNDATION SETTLEMENT

Whilst foundation failure when bearing pressures exceed bearing capacity must be guarded against, a more important aspect of foundation design is settlement.



The simplest starting point is the classical equation for surface settlement  $s$  below a uniformly loaded circular area of radius  $r$  on an elastic half-space:

$$s = q_s \frac{s}{E} I_p \quad (5.9)$$

where

$q_s$  is the uniform load per unit area;

$E$  is the modulus of elasticity of the material under the foundation;

$I_p$  is an influence factor depending on Poisson's ratio ( $\nu$ ) and the distance of the surface point from the centre of the loaded area; and equal to  $2(1 - \nu^2)$  when  $r = 0$

Where the foundation area is not circular, not uniformly loaded and, typical of most earth materials,  $E$  and  $\nu$  vary with depth, then the area may be divided into small areas which may be assumed subject to a point load at their centre. If the material is assumed elastic then the vertical  $\Delta\sigma_x$ ,  $\Delta\sigma_y$  stress increments at any vertical depth and horizontal displacement below the point load can be computed using the Boussinesq equations. By superposition – possibly using influence charts – an incremental stress profile can be built up below any point in the foundation. The method is explained in most Soil Mechanics texts e.g. Peck *et al*<sup>4</sup> and Capper and Cassie<sup>15</sup> are recommended. Then the settlement beneath a particular point on the foundation will be given by:

$$\Sigma \frac{1}{E_z} \left[ \Delta\sigma_z - \nu_z (\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y) \delta z \right] \quad (5.10)$$

where

$E_z$  is the deformation modulus

$\nu_z$  is the lateral/vertical strain ratio over the depth increment  $\delta z$ .

The terms *modulus of elasticity* and *Poisson's ratio* are deliberately excluded because we are talking about a non-elastic real material. Nevertheless the measurement and interpretation of these rock properties are obviously critical to the estimation of settlement, beneath a foundation. Indeed provided we can assess accurately the deformation modulus or deformability of a rock mass, then we can forget about other factors such as foundation rigidity, embedment, non-linearity, anisotropy and roughness of the foundation base which might be important in the case of a foundation on a perfectly elastic rock.

## DEFORMATION OF MASSIVE FISSURED ROCK

The influence and effect of discontinuities on deformation modulus has been recognised for some time. Deere<sup>20</sup> and Deere *et al*<sup>21</sup> developed the concept of Rock Quality Designation or RQD as a simple way of classifying the rock in terms of discontinuity intensity. RQD is essentially the ratio, expressed in percentage terms, between the length of sound core recovered in lengths greater than 100 mm and the total length of coring run. It is not a perfect indicator of joint spacing since the quality of core recovery is obviously a major factor in determining RQD and care has to be taken to distinguish between natural fissures and those caused by drilling.

RQD can however be related quite closely to seismic velocity and mass/intact rock velocity and modulus ratios. Table 5.4 based on Deere *et al*<sup>22</sup> and Coon and Merritt<sup>23</sup> gives typical values associated with RQD ranges.

Table 5.4 RQD, VELOCITY RATIOS AND ROCK MASS FACTORS

RQD, %	Rock description	Fracture frequency per m	Velocity ratio $V_f^2/V_e^2$	Rock Mass factor $E_d/E_{t50}$
0-25	very poor	> 15	0-0.2	> 0.2
25-50	poor	8-15	0.2-0.4	> 0.2
50-75	fair	5-8	0.4-0.6	0.2-0.5
75-90	good	1-5	0.6-0.8	0.5-0.8
90-100	excellent	> 1	0.8-1.0	0.8-1.0

In Table 5.4  $V_f$  is the field seismic velocity,  $V_e$ , the laboratory velocity,  $E_d$  the deformation modulus computed from  $V_f$  and  $E_{t50}$  the laboratory tangent modulus at 50% compressive strength. The rock mass factor, or as Coon and Merritt call it the *deformability* of a rock mass has been developed into quite an important concept by Hobbs<sup>24, 25</sup>. Hobbs defines the *rock mass factor*, as the ratio of the deformation modulus of a rock mass in any readily identifiable lithological and structural component to that of the deformation modulus of the intact rock comprising the component. The magnitude of  $j$  depends, as Hobbs points out, on the method of measuring the rock deformation modulus. He

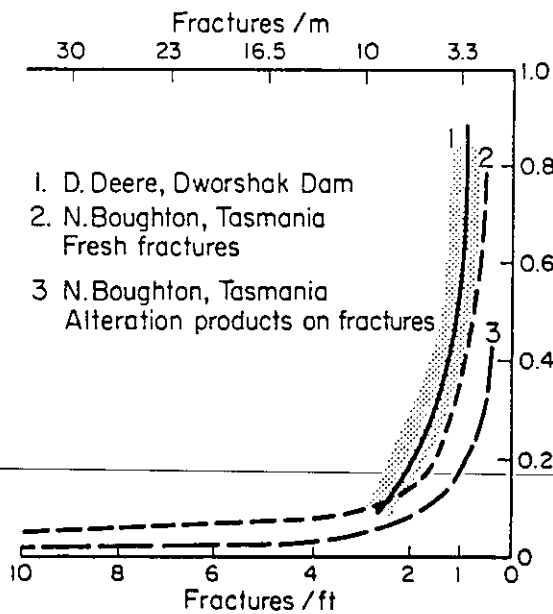


Figure 5.7 Relationship between rock mass factor and fracture frequency (after Hobbs 1975)

suggests, on the basis of previous work, that a plate loading test, scaled to the fracture spacing and with strain measured through a deep central hole in the plate, is the preferred method.

Figure 5.7, based on the work of Deere *et al*<sup>21</sup>, Boughton<sup>26</sup> and Hobbs<sup>25</sup> shows how the  $j$  value can be related to fracture frequency for various rocks,

although the scatter inherent in the results implies that fissure width is also an important factor in rock mass deformation. It is interesting in this context to remember Snow's<sup>27</sup> assessment of fissure frequencies and widths during permeability measurements, and his conclusion that, irrespective of rock type, fissure spacings increase and fissure widths decrease significantly over 100 m depth in

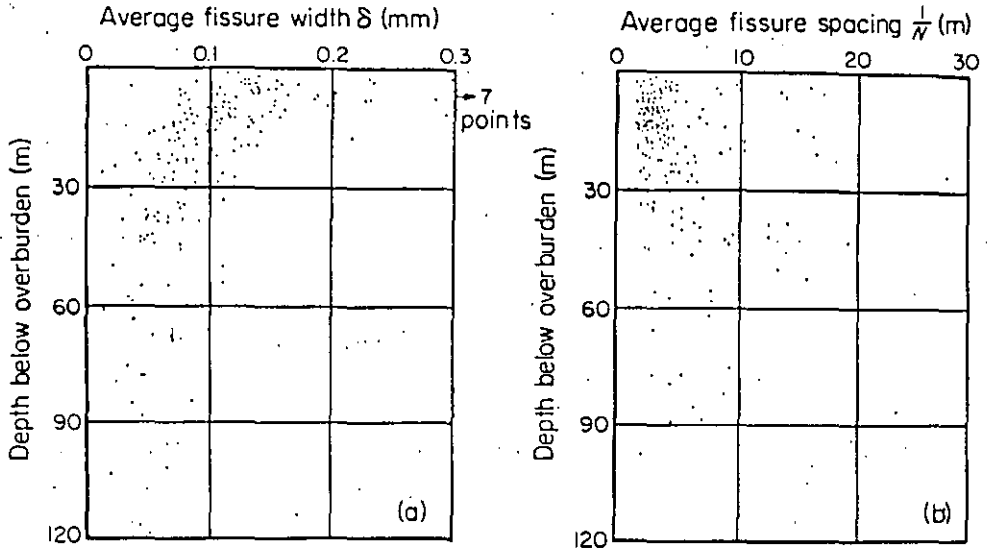


Figure 5.8 Fissure spacings and widths over 100 m depth in various dam site rocks (after Snow 1968)

the Earth's crust (Figure 5.8). This leads of course to the possibility of computing  $j$  from a knowledge of rock properties, and although Hobbs<sup>25</sup> suggests one or two slightly exotic models, it is probable that an empirical expression of the form:

$$j = [1 + Kn]^{-1} \quad (5.11)$$

will provide an approximate relationship where  $n$  is the fracture frequency and  $K$  is related to the fissure porosity. This means that the value of  $j$  will increase in virtually all cases from a minimum value at the exposed weathered rock surface (values in Table 5.4 are minimum values) to unity at a depth approaching 100 m.

## SETTLEMENT PREDICTION

The basic methods of settlement prediction are summarised in equations 5.9 and 5.10, and notwithstanding the indelicacy of using fissure porosity controlled deformation modulus in a standard solution based on an elastic half space, they probably represent the best methods available. Certainly elastic solutions can be used for settlement prediction on rock foundations with rather more confidence than in soil foundations, if only because the magnitude and even the likelihood of primary and particularly secondary consolidation will be much reduced. The problem therefore comes down to predicting the rock mass deformation modulus or the rock mass factor accurately.

The simplest method is to carry out a plate test and scale up the settlement. Thus if the plate and foundation are loaded to the same bearing pressure:

$$\frac{\delta_f}{\delta_p} = \left( \frac{R_f}{R_p} \right)^a \quad (5.12)$$

where

$\delta$  is the settlement;

$R$  is the radius;

f, p refer to foundation and plate respectively, and

$a$  depends on the plate dimensions but is approximately unity.

Otherwise plate tests may be used at depth above the water table to estimate the deformation modulus profile. Hobbs<sup>25</sup> gives examples of this for the Chalk and Triassic rocks.

As a useful rule of thumb,  $j$  for the surface strata may be predicted from Table 5.4 and assumed to rise to  $j = 1$  at a depth of 100 m. Provided always that a detailed geological description of relevant cores does not indicate an anomalous situation.

## References

1. Sowers, G.F., 'Shallow foundations' in *Foundation Engineering*, ed. G.A. Leonards, McGraw-Hill, New York, pp 525 onwards (1962)
2. Bjerrum, L., Contribution to discussion *European Conference on Soil Mechanics Foundation Engineering*, Wiesbaden, 125-126 (1963)
3. British Standards Institution, Code of Practice 2004; 1972 *Foundations*
4. Peck, R.B., Hanson, W.E. and Thornburn, T.H., *Foundation engineering*, 2nd Ed, Wiley, New York (1974)
5. American Society for Testing and Materials, *Standard method of test for unconfined compressive strength of rock core specimens*, Designation D2938 (1975)
6. Rankilor, P.R., 'A suggested field system of logging rock cores for engineering purposes,' *Bull. Assoc. Eng. Geol.*, 11, 247-258 (1974)
7. Judd, W.R. and Huber, C., 'Correlation of rock properties by statistical methods,' *Int. Symp. Mining Research*, 2, 621-648, Pergamon (1962)
8. Deere, D.U. and Miller, R.P., *Engineering classification and index properties for intact rock*, Air Force Weapons Lab. Tech. Report AFWL-TR-G5-116, Kirtland, New Mexico (1966)
9. International Association of Engineering Geology, *Proceedings of the Second International Congress, São Paulo, Brazil* (1974)
10. International Society for Rock Mechanics, *Advances in rock mechanics*, Proceedings of the 3rd Congress, Denver, Colorado (1974)
11. John, K.W., 'Geologists and civil engineers in the design of rock foundations of dams,' *Proc. 2nd Int. Cong. Int. Assoc. Eng. Geol.*, Sao Paulo, paper VI-PC-3 (1974)
12. Attewell, P.B. and Farmer, I.W., *Principles of engineering geology*, Chapman and Hall, London (1976)
13. Hoek, E. and Bray, J.W., *Rock slope engineering*, Inst. of Min. Met., London (1974)
14. Londe, P., 'The role of rock mechanics in the reconnaissance of rock foundations,' *Quart. J. Eng. Geol.*, 6, 58-74 (1973)
15. Henkel, D.J., Knill, J.L., Lloyd, D.G. and Skempton, A.W., 'Stability of the foundations of the Monar Dam,' *Proc. 8th Int. Cong. on Large Dams*, 1, pp 425-441 (1964)
16. Barton, N., 'Review of a new shear strength criterion for rock joints,' *Eng. Geol.*, 7, 287-331 (1973)

17. Barton, N., 'Estimating the shear strength of rock joints,' *Proc. 3rd Int. Soc. Rock Mech. Conf.* Vol II A, 219-220 (1974)
18. Broch, E. and Franklin, J.A., 'The point load strength test', *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 9, 669-697 (1972)
19. Capper, P.L. and Cassie, W.F., *The mechanics of engineering soils*, 5th Ed, Chapman and Hall, London (1969)
20. Deere, D.U., 'The technical description of rock cores for engineering purposes,' *Rock Mech. Eng. Geol.*, 11, 17-22 (1964)
21. Deere, D.U., Hendron, A.J., Patton, F.D. and Cording, E.J., 'Design of surface and near-surface construction in rock,' *Proc. 8th Symp. Rock Mechs. Minnesota*, Amer. Inst. Min. Eng. 237-303 (1966)
22. Deere, D.U., Merritt, A.H. and Coon, R.F., *Engineering classification of in-situ rock* NTIS U.S. Dept. of Commerce, Springfield, Va (1969)
23. Coon, R.F. and Merritt, A.H., 'Predicting *in-situ* modulus of deformation using rock quality indexes,' *In-situ testing in rock*. ASTM STP pp 154-173 (1970)
24. Hobbs, H.B., 'Effects of non-linearity on the prediction of settlements of foundations on rock,' *Quart. J. Eng. Geol.*, 6, 153-168 (1973)
25. Hobbs, N.B., 'The prediction of settlement of structures on rock,' *Conference on settlement of structures*, Cambridge, Pentech Press, London, 579-610 (1975)
26. Boughton, N.O., 'Correlation of measured foundation modulus with *in-situ* rock properties,' *Proc. Int. Symp. Rock Mech*, Madrid (1968)
27. Snow, D.T., 'Rock fracture spacings, openings and porosities,' *J. Soil Mech. Found. Div. Amer. Soc. Civ. Eng.*, 94, 73-91 (1968)

(This section is the copyright of the author, Dr I.W. Farmer, and must not be reproduced without permission)

# 4. SISTEMA DE IMPERMEABILIZACION DE LA ROCA

S. Herrera C.\*

**RESUMEN** El sistema de impermeabilización de la roca bajo el plinto de la cortina estará constituido por dos tipos de tratamientos de inyección. El primero, denominado "inyección de consolidación", estará formado por barrenos cortos dispuestos en abanico localizados inmediatamente bajo el plinto cuyos objetivos serán el de mejorar las características del terreno en cuanto a su deformabilidad y el de impermeabilizar la roca en la zona donde se presentarán los mayores gradientes hidráulicos. El segundo, denominado "pantalla profunda", estará constituido por perforaciones de 50 m de profundidad en el fondo del cauce y reduciéndose ésta hacia las partes altas de las laderas hasta 40 m; localmente se profundizará la pantalla de inyección con el objeto de alcanzar zonas de estructuras geológicas permeables. La mezcla de inyección se fabricará a base de agua-cemento y un producto químico fluidizante y estabilizador, con el objeto de obtener alta resistencia y reducir los problemas asociados al deslave de la mezcla por el gradiente hidráulico elevado al que estará sometida; se utilizará un sólo tipo de mezcla en todo el proceso. Para llegar a este diseño del sistema de impermeabilización se llevó a cabo un programa de investigación en el sitio de tipo geológico, geofísico y de pruebas de permeabilidad y de inyectabilidad del terreno, así como en el laboratorio de mezclas de inyección, para determinar el producto químico adecuado, ya que esta mezcla no utilizará bentonita. En conjunto se trata de un sistema de impermeabilización diseñado lo más posible a los requerimientos de permeabilidad del terreno.

## 1. INTRODUCCION

Las presas de enrocamiento con cara de concreto requieren de un sistema de impermeabilización de su roca de cimentación bastante diferente al que otro tipo de presas necesita. Esto se debe básicamente a que la losa de cimentación o plinto de la cortina suele ser de un ancho limitado y éste se determina en función del gradiente hidráulico que la roca es capaz de soportar; por otra parte, la pantalla de impermeabilización profunda es una superficie alabeada que sigue la dirección de la intersección de la losa de concreto de la presa con el terreno. Para el diseño de este sistema se investigó el macizo rocoso en lo concerniente a su permeabilidad y así adaptar lo mejor posible los tratamientos de inyección a éste.

La presa de Aguamilpa es a la fecha la más alta en su tipo en construcción, con 186 m de altura, la roca bajo su tercio inferior no podrá ser reinyectada en caso necesario ya que no se contará con galerías de acceso a esta zona una vez puesta en operación, por lo que el tratamiento de impermeabilización de la roca deberá ser ejecutado desde la superficie antes del llenado y garantizar la impermeabilidad del terreno durante la vida útil de la obra.

## 2. TOPOGRAFIA DE LA BOQUILLA

En general la topografía en el sitio del

proyecto se puede considerar poco abrupta. Ambas laderas presentan una pendiente de 30° aproximadamente formando una boquilla en "V" abierta, fotografía No. 1. El río fluye en dirección Este-Oeste, mientras que el eje de la cortina queda ligeramente esviado de la dirección Norte-Sur. El fondo del cauce del río está a la elevación 49 aproximadamente y la elevación de la corona estará a la elevación 235 msnm.

## 3. GEOLOGIA GENERAL

La roca sobre la que se desplantará el plinto de la presa es una roca volcánica terciaria de composición riolítica-dacítica. Localmente y con fines de caracterización geotécnica se le ha subdividido en dos unidades: la más antigua llamada Unidad Aguamilpa, está formada por tobas o ignimbritas bien litificadas y masivas; sobre esta roca queda cimentado el 90 por ciento del plinto. Sobreyaciendo a ésta se encuentra la Unidad Colorines también formada por tobas o ignimbritas bien litificadas pero con una marcada pseudoestratificación; esta unidad se localiza en la parte alta de la ladera derecha. Ambas unidades están intersectadas por rocas intrusivas de tipo tabular (diques) de espesor y composición variable con dirección aproximadamente normal a la dirección del río, también éstas están afectadas por fallas y fracturas de origen tectónico de las cuales las más importantes por su dirección

\* Jefe de la Ofna. de Mec. de Rocas, GIEE, CFE



Fotografía No. 1 Panorámica de la boquilla vista desde aguas arriba. En primer plano se ve la ataguía de aguas arriba y en la margen izquierda los dos túneles de desvío.

y características de permeabilidad son las que corren paralelas al río Este-Oeste.

La profundidad de alteración en la unidad Aguamilpa en promedio es de 6 m, siendo nula prácticamente en la zona baja del cauce y localmente se tienen zonas asociadas a depósitos de talud que alcanzan los 21 m de profundidad. En la unidad Colorines la profundidad de alteración es mayor, aproximadamente 30 m.

La roca intacta sana es dura y no erosionable, con una resistencia a la compresión uniaxial promedio de  $1800 \text{ kg/cm}^2$  y  $1100 \text{ kg/cm}^2$  para las unidades Aguamilpa y Colorines, respectivamente.

Con frecuencia y asociadas a diques de composición básica las fallas y fracturas se presentan con relleno de arcilla con espesor desde unos milímetros hasta 20 cm, fotografía No. 2.

El espesor de aluvión en el cauce es de 14-m.

#### 4. TRABAJOS DE INVESTIGACION EN CAMPO

Con base en un diseño preliminar del plinto y su ubicación en el terreno, se realizaron diversos estudios encaminados a caracterizar la roca sobre la cual se desplantaría éste, los cuales se citan a continuación:

- a) levantamiento geológico de detalle de una franja de 30 a 50 m de ancho a todo lo largo del desplante del plinto, retirando previamente con tractor la capa superficial de suelo y roca alterada.



Fotografía No. 2 Relleno arcilloso de una fractura de 20 cm de espesor en la zona de la excavación para desplante del plinto.

- b) levantamiento de una sección geofísica a lo largo de la franja, mediante los métodos sísmico y eléctrico.
- c) exploración del subsuelo mediante 8 sondeos con recuperación de núcleos NX a profundidades de 60 a 100 m, cuya localización y dirección tuvieron como base la información geológica de detalle obtenida en la franja.
- d) pruebas de permeabilidad Lugeon en toda la longitud de los sondeos.
- e) pruebas de inyección utilizando mezclas estables en las dos laderas.

Los resultados obtenidos de estos trabajos de auscultación del terreno se van tratando en los siguientes incisos. La figura No. 1 es una sección desarrollada del plinto donde se muestran algunos de los trabajos realizados.

#### 5. EXCAVACIONES PARA DESPLANTE DEL PLINTO

Los estudios de geofísica realizados a lo largo de la franja mostraron dos zonas de roca, A y B cuyo límite es una velocidad de 2000 m/s (onda compresional).

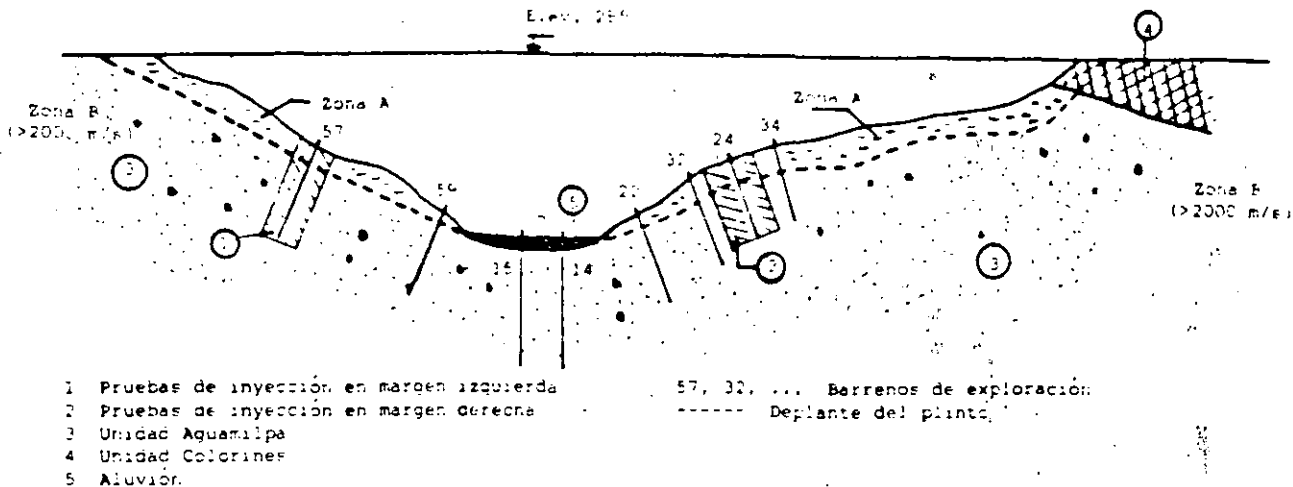


Fig. 1 Sección desarrollada a lo largo del plinto mostrando las unidades litológicas y zonas de exploración y prueba

La zona A corresponde a la roca superficial más afectada por el intemperismo. La roca en la zona B corresponde a un material sano y fisurado que admite los tratamientos de inyección para mejorar su impermeabilidad. Se decidió que el plinto debería quedar desplantado siempre en roca de esta zona B, con el objeto de evitar deformaciones excesivas en la roca de cimentación por los esfuerzos a que estará sometida, así como de requerir menos tratamiento por no estar alterada.

En la tabla I se muestran los resultados obtenidos para definir las profundidades de excavación y alcanzar la zona de roca B, figura No. 2

TABLA I  
 PROFUNDIDAD DE LA ROCA DE LA ZONA A  
 (<2000 m/s)

Margen derecha		Margen izquierda	
Elevación	Prof. media	Elevación	Prof. media
(m)		(m)	
50- 80	0	50- 90	0
80-160	6	90-125	7
160-170	12	125-150	16 a 21
170-235	8	150-200	6
		200-235	8

En la margen derecha, donde el plinto se desplantará sobre la unidad Colorines, la excavación no se efectuará hasta el nivel de la zona B aunque la roca presenta alteración del orden de 30 m; lo anterior se admitió considerando que es la parte superior de la presa, donde la carga hidráulica será del orden de 15 m, pero reforzando los tratamientos de inyección de esa zona.

La excavación para llegar al nivel de desplante se realiza con explosivos, controlando la carga máxima por tiempo que en este caso se especificó de 10 kg/tiempo, dejando un colchón de 20 cm de roca entre el fondo de las perforaciones y el nivel de desplante, estos últimos 20 cm se retirarán con herramienta manual neumática. La fotografía No. 3 muestra una zona donde ya se ha efectuado la excavación para el desplante del plinto.

#### 6. ANCHO DEL PLINTO

Se ha establecido que el ancho del plinto guarde una relación directa con el gradiente hidráulico admisible por el terreno de cimentación, definiendo el gradiente hidráulico en este caso como la relación entre la carga hidráulica en m al nivel de la cimentación y el ancho del plinto.

En el caso de la unidad Aquamilpa, la roca del fondo del cauce entre las elevaciones 50 y 80 se clasificó como roca sana, fisurada y comprimida, con rellenos de arcilla de espesor inferior a 5 mm; durante las pruebas de permeabilidad en ningún caso se observó que estas fisuras rellenas se "destaparán" aún a presiones superiores a 10 kg/cm<sup>2</sup> (presión máxima en la prueba Lugeon) por erosión del relleno, con base en lo anterior se le asignó un gradiente hidráulico admisible a la roca de 20.

Por arriba de la elevación 80 en ambas laderas, en donde el intemperismo ha actuado a mayor profundidad, la roca además de sana y fisurada en la zona B, se encuentra decomprimida, con base en los porcentajes de recuperación y resistividad eléctrica del terreno así como de la exploración directa, se han identificado fracturas con relleno arcilloso de origen hidrotermal asociadas en otros casos con rocas



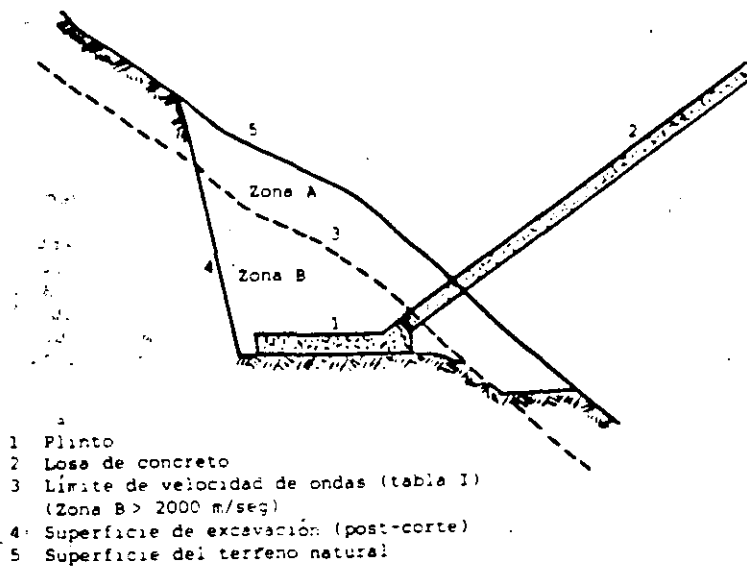


Fig. 2 Excavación para desplante del plinto



Fotografía No. 3 Excavación y armado del plinto en la margen derecha.

intrusivas, a esta roca se le asignó un gradiente hidráulico admisible de 15.

Con base en los gradientes hidráulicos antes indicados, el ancho del plinto será de 9 m en la porción profunda del cauce y se reducirá gradualmente conforme se reduce la carga hidráulica en ambas laderas.

Aunque hasta ahora no se han detectado zonas geológicamente desfavorables que pudieran hacer reconsiderar los valores del gradiente hidráulico admisible asignados a la roca, se tiene previsto, en caso necesario, aumentar el ancho del plinto pero haciendo esta prolongación hacia aguas abajo.

#### 7. TRATAMIENTO DENTAL

Antes de colar el plinto, la superficie de la roca es lavada con agua y aire a presión retirando todo el material suelto y rellenos de arcilla localizados dentro de las fracturas identificadas previamente, la limpieza de las fracturas rellenas de arcilla se profundiza al menos 5 veces su ancho y posteriormente se rellenan de mortero de cemento.

Aquellas fracturas que requieren de tratamiento de inyección especialmente dirigido son identificadas para que sean dejados tubos de PVC guías en el concreto del plinto y posteriormente inyectados.

#### 8. INYECCION DE CONSOLIDACION

El tratamiento de inyección tiene por objeto impermeabilizar la roca bajo el plinto que es la zona donde se presenta el mayor

gradiente hidráulico, evitando el flujo de agua a través de las fisuras al máximo y reduciendo con ello la posibilidad de erosionar los rellenos de arcilla presentes en éstas. Además este tratamiento mejorará las características de deformabilidad del terreno, con lo cual las deformaciones en la roca se esperan sean mínimas.

Considerando que el nivel de desplante del plinto es la zona de roca B se definió que la profundidad del tratamiento de consolidación fuera de sólo 5 m bajo el plinto.

Los barrenos de consolidación se han dispuesto en abanico y se perforarán a través del concreto del plinto como se muestra en la figura 3 dejando tubos guías de PVC previamente al colado.

### 8.1. Procedimiento de inyección

#### 8.1.1 De un barreno

Cada barreno se perforará e inyectará del fondo hacia la superficie en dos tramos de 2.5 m cada uno, al final del último tramo se inyectará el contacto concreto-roca; en la tabla II se indican las presiones máximas de inyección en cada tramo.

TABLA II

PRESIONES MÁXIMAS DE INYECCIÓN  
EN EL TRATAMIENTO DE CONSOLIDACIÓN

Tramo	Presión máxima (kg/cm <sup>2</sup> )
5.0 a 2.5 m	7
2.5 a 0 m	5
Concreto-roca	1

#### 8.1.2 Etapas de inyección

Con base en los resultados de las pruebas de inyección, se determinó que la separación máxima entre los barrenos de inyección de consolidación debería ser de 3.0 m, así se determinó el siguiente esquema de etapas de inyección (de una misma fila de barrenos), ver figura No. 3.

- 1a. etapa = 6.0 m
- 2a. etapa = 3.0 m
- 3a. etapa = 1.5 m (opcional)

La tercera etapa será opcional y estará sujeta a los resultados de consumo obtenidos en las dos primeras tomando como base un valor de consumo de cemento por metro de barreno de 20 kg/m.

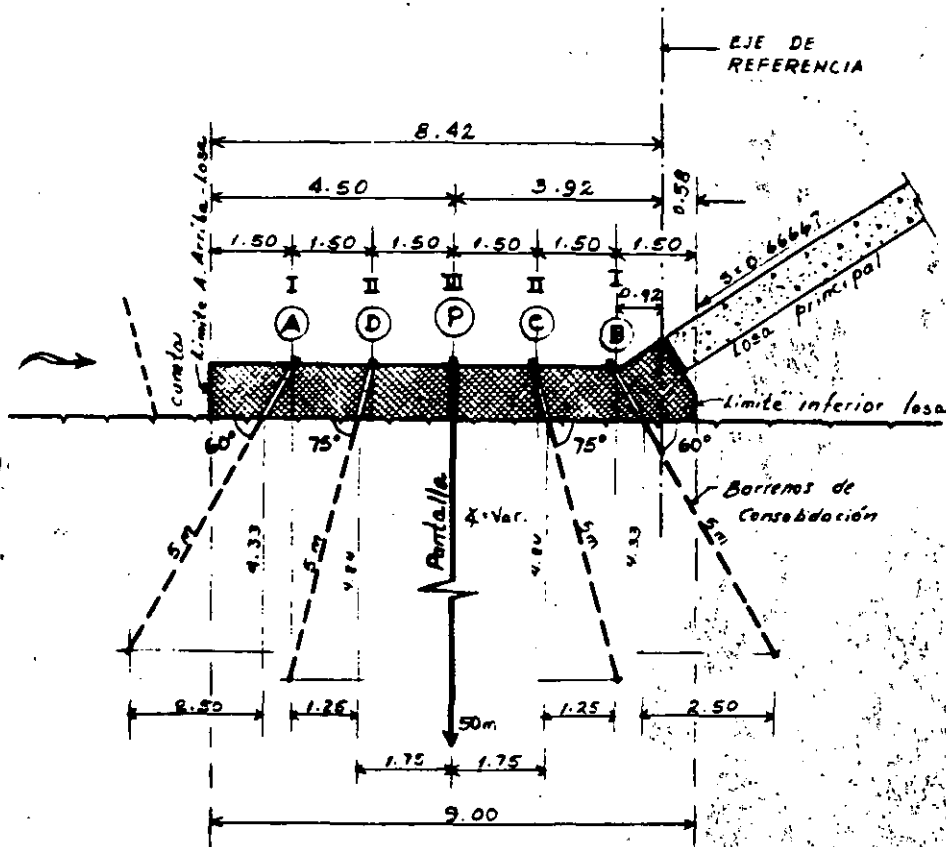


Fig. 3 Disposición de los barrenos de consolidación y pantalla profunda bajo el plinto, en una sección transversal de 9 m de ancho

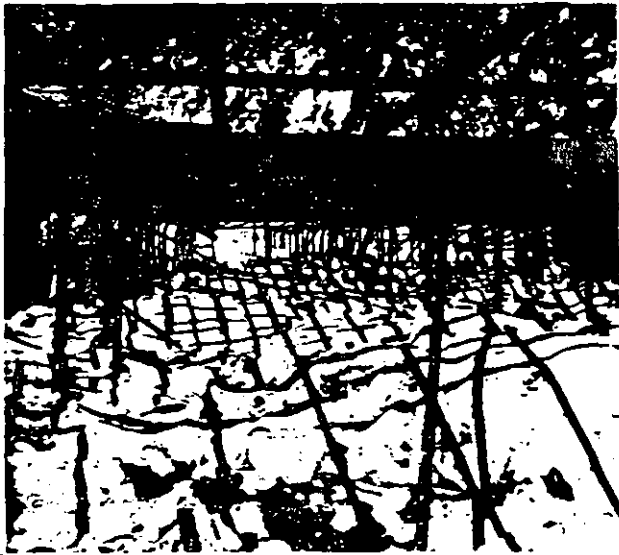
### 8.1.3 Fases de inyección

La disposición de los barrenos de consolidación es en filas las cuales son paralelas al eje del plinto. El número de filas depende del ancho del plinto en cada zona, ya que como se mencionó antes éste variará de 9 m en el fondo del cauce a 5 m en la parte superior de la cortina.

Se iniciará la inyección por las filas exteriores A y B y se terminará por la fila central denominada P, la cual además corresponde a la línea de barrenos de la pantalla profunda de impermeabilización.

### 8.1.4 Anclaje del plinto

Con el objeto de poder aplicar las presiones de inyección de consolidación bajo el plinto indicadas en el inciso 8.1.1 sin causar daños a la roca de la cimentación así como evitar la posibilidad de levantamiento de la losa de concreto durante la inyección de contacto concreto-roca, se ancló el plinto a la roca mediante anclas de fricción de 1 1/2"  $\varnothing$  en patrón cuadrado de 2.5 m; la profundidad de anclaje es de 3.0 m, ligando el extremo exterior del ancla al armado de la losa por medio de un doblez a escuadra, fotografía No. 4.



Fotografía No. 4 Armado del plinto y anclaje (barras con doblez a 90°), para evitar la posibilidad de levantamiento de la losa durante la inyección de contacto concreto-roca.

## 9. PANTALLA DE IMPERMEABILIZACION PROFUNDA

Los resultados de las pruebas de permeabilidad Lugeon realizadas en los sondeos de exploración localizados en la zona de desplante así como de otros ubicados en las cercanías (tabla III) mostraron en términos generales que en la zona B, cuya velocidad

de onda compresional es mayor de 2000 m/s, se presenta una capa de roca de permeabilidad alta a media cuyo espesor en la zona baja del cauce es de 10 m y aumenta hacia las laderas hasta alcanzar los 25 m. La mayoría de las pruebas de permeabilidad que se realizaron en esta capa no tuvieron éxito, debido a que el agua flanqueaba el obturador aprovechando el alto fisuramiento del terreno. Por otra parte las pruebas de inyección con mezclas estables efectuadas en las márgenes mostraron que los consumos altos de cemento de más de 100 kg/m se tuvieron en esta capa, figura No. 4.

Por abajo de esta capa de permeabilidad media a alta de espesor máximo de 25 m (espesor medido a partir del desplante del plinto), las permeabilidades Lugeon son muy bajas y sólo existen zonas puntuales de permeabilidad media.

Para el diseño de la pantalla impermeable se observaron las siguientes directrices:

- Todo el tratamiento debería realizarse antes del llenado del embalse ya que no se tendrá acceso a zonas profundas una vez puesta en operación, para efectuar reinyecciones.
- La modulación de la densidad del tratamiento se sujetaría a los consumos obtenidos en las etapas previas, partiendo de un patrón sistemático inicial (el cual fue definido por medio de las pruebas de inyección del terreno).
- Sólo los casos geológicos significativos serán tratados en forma especial.

### 9.1. Características de la pantalla profunda

La pantalla estará constituida por una sola línea de perforaciones dispuestas en un plano alabeado en posición vertical que seguirá la dirección del plinto; dentro del plano vertical los barrenos se han dispuesto en tal forma que quedaron dirigidos para cruzar las discontinuidades geológicas más significativas en lo que respecta a su orientación y abundancia. En términos generales los barrenos localizados en las laderas tendrán una inclinación de 60° respecto a la horizontal y dirigidos hacia éstas, mientras que en el fondo del cauce las perforaciones serán verticales.

La profundidad de la pantalla se definió con base en los resultados de las pruebas de permeabilidad indicados en la tabla III. Bajo el fondo del cauce tendrá 50 m de profundidad y hacia las laderas se reducirá gradualmente hasta los 40 m. Sin embargo debido a la existencia de zonas puntuales de permeabilidad media por abajo de los 50 m se explorará en forma adicional hasta una profundidad de 80 m, esto último se realizará utilizando las perforaciones de primera etapa de inyección de la pantalla localizadas a cada 24 m, figura No. 3.

TABLA III

RESULTADOS DE PRUEBAS DE PERMEABILIDAD

(U.L.)

BARRENO	P R O F U N D I D A D E S (m)									
	0-5*	5-10	10-15	15-20	20-25	25-30	30-35	35-40	40-45	>45
CBR-14 (C)	AL	AL	AL	R	12	8	1	1	0	0
CBR-15 (C)	AL	AL	AL	R	R	15	0	6	0	0
CD-59 (I)	R	R	R	1	0	1	0	13	0	0
CD-57 (I)	R	R	R	R	19	10	16	16	8	6 a 0
CD-22 (D)	R	0	0	R	10	R	R	0	0	0
CD-32 (D)	R	R	5	1	1	0	2	3	0	0
CD-34 (D)	R	R	6	15	20	5	0	6	13	0
CD-24 (D)	R	R	R	R	R	17	R	0	6	0

1) R = resurgencias, zona de alta permeabilidad

2) Entre 5 y 20 U.L., se consideró permeabilidad media

\* Las profundidades están medidas a partir de al superficie del terreno natural

(C) = cauce

(D) = margen derecha

(I) = margen izquierda

9.2. Procedimiento de inyección

9.2.1 De un barreno

La inyección se realizará perforando la longitud total del barreno e inyectando en tramos de 5.0 m en forma ascendente. Las presiones máximas de inyección se indican en la tabla IV.

TABLA IV

PRESIONES MÁXIMAS DE INYECCION DE LA PANTALLA PROFUNDA

Tramo	Presión máxima (kg/cm <sup>2</sup> )
>50 a 10 m	30
10 a 5 m	15
5 a 0 m	similar al de consolidación

9.2.2 Etapas de inyección

Como se mencionó antes, se iniciará de un patrón sistemático inicial, el cual se determinó con base en los resultados de las pruebas de inyección los cuales se sintetizan a continuación:

- distancia máxima entre barrenos: 3.0 m

- distancia mínima para que no exista comunicación del producto inyectado entre barrenos: 6.0 m

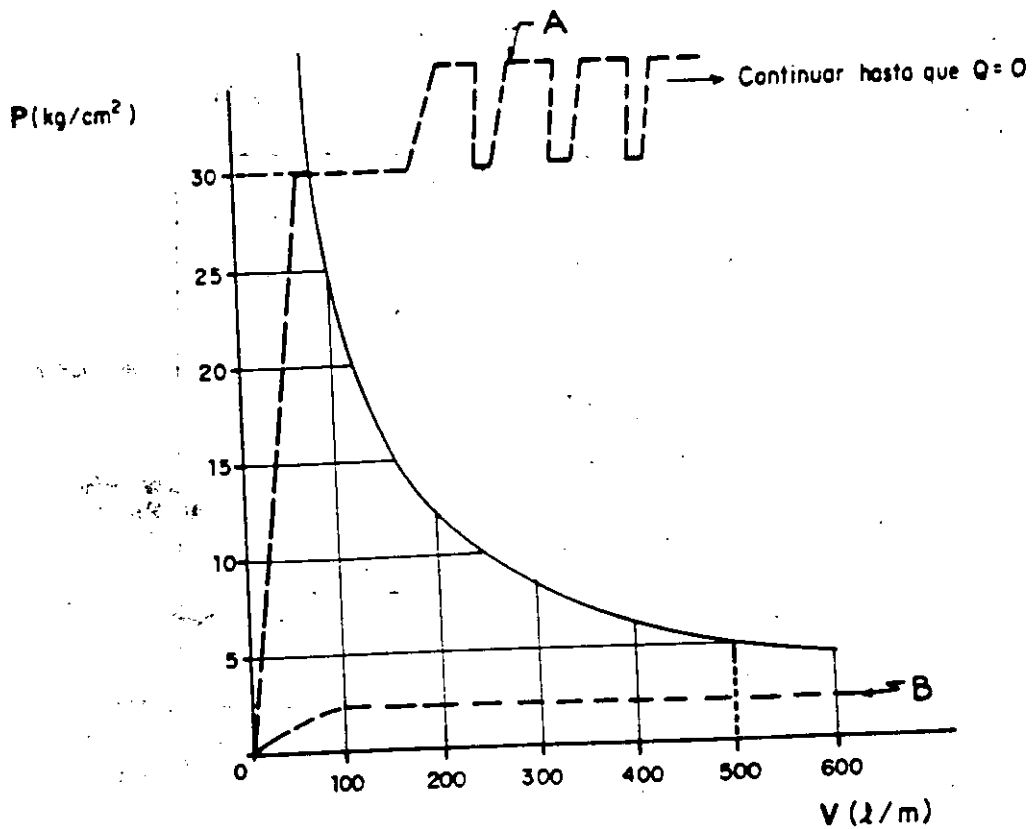
Las etapas de inyección serán entonces:

- 1a. etapa = 12.0 m
- 2a. etapa = 6.0 m
- 3a. etapa = 3.0 m
- 4a. etapa = 1.5 m opcional

La cuarta etapa de inyección será opcional y sujeta a los consumos en los barrenos de etapas previas, considerando un valor límite de 20 kg/m.

10. PROCEDIMIENTO GENERAL Y MEZCLA DE INYECCION

Para la investigación de las características de inyectabilidad del macizo rocoso se realizaron tres pruebas de inyección en las cuales se trató de simular el proceso completo para la construcción de un tramo de pantalla y tratamiento de consolidación, con sus etapas características; los barrenos en todas las pruebas fueron llevados a una profundidad mínima de 60 m y dirigidos a cruzar las discontinuidades geológicas significativas, se hicieron pruebas de permeabilidad Lugeon antes y después del tratamiento. Las dos primeras pruebas de inyección se realizaron siguiendo la tecnolo-



$$PV = 2500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \frac{\text{l}}{\text{m}}$$

Fig. 6. Gráfica P-V mostrando las trayectorias de inyección de las curvas A y B descritas en el texto

### 10.3 Mezcla

Antes de iniciar la tercera prueba de inyección, se efectuó en el laboratorio de mezclas una investigación dirigida a seleccionar el producto químico fluidizante que imprimiera a la mezcla las propiedades requeridas siguientes:

Fluidez en cono Marsh:  $\approx$  30 segundos  
 Decantación:  $<$  5% en 2 horas  
 Cohesión (con placa): 0.02 g/cm<sup>2</sup>  
 Coeficiente de filtrado:  $<$  0.07  
 Resistencia a la compresión:  $>$  100 kg/cm<sup>2</sup> (a 28 días)

La mezcla finalmente seleccionada se fabricó con cemento puzolánico en relación A/C (agua-cemento en peso) de 0.8 y con 1% de aditivo fluidizante (Sikament N) en peso de cemento. Las ventajas de la mezcla son:

- alta resistencia final contra deslave y erosión.

- muy buena fluidez, si se le compara con una mezcla de la misma relación estabilizada con bentonita.

- baja cohesión, que mejora su penetrabilidad en el terreno con fisuras finas.

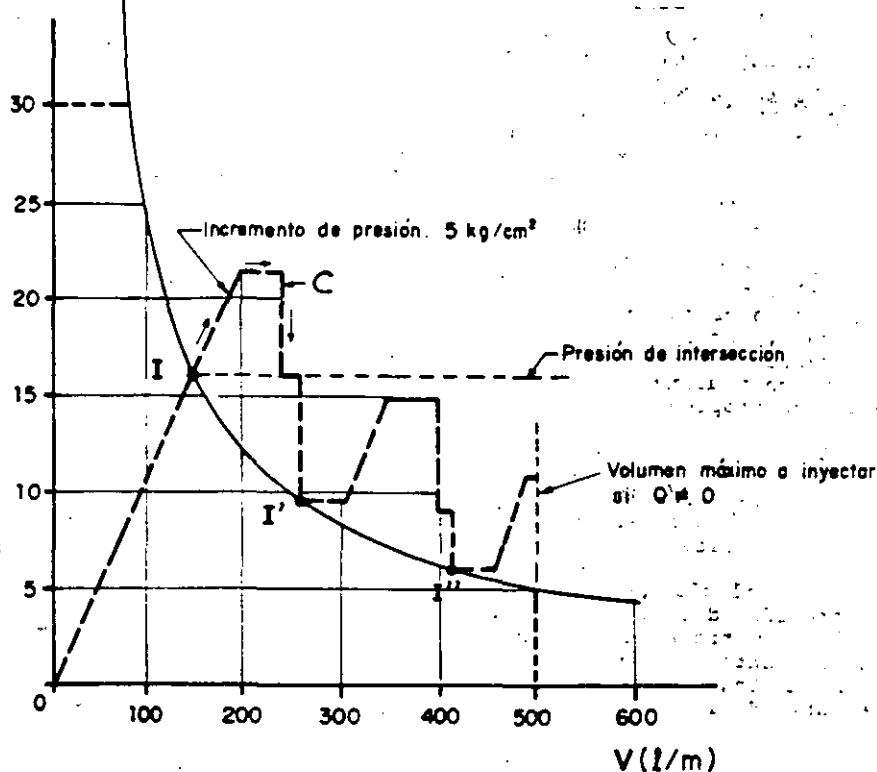
Durante la tercera prueba de inyección se apreció la efectividad de la mezcla en cuanto a su poder de sellar zonas con mucho contraste de permeabilidad. En la tabla V se muestran los resultados de la prueba comparando el porcentaje de casos en que se registró un cierto consumo (kg de cemento/metro de barreno) y las distintas etapas de inyección usadas.

La efectividad de la mezcla para sellar zonas con diferente permeabilidad se hizo comparando los resultados de ensayos Lugeon hechos en la misma zona antes de iniciar la inyección de la etapa Primaria y después de finalizar la Cuaternaria:

Tramos de consumo bajo (14):

consumo promedio: 9 kg/m  
 U.L. antes de inyectar: 0.4  
 U.L. después de inyectar: 0

P (kg/cm<sup>2</sup>)



$$PV = 2500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \frac{\text{l}}{\text{m}}$$

Fig. 7 Gráfica P-V mostrando la trayectoria de la curva de inyección C

TABLA V

RESULTADOS DE CONSUMOS DURANTE LA PRUEBA DE INYECCION N.º 3.

ETAPA	Separación (m)	Consumo (kg/m) % casos				
		0-25	25-50	50-100	100-200	200-500
Primaria	20	60	0	9	24	0
Secundaria	10	81	6	13	0	0
Terciaria	5	67	4	4	12	12
Cuaternaria	2 y 3	98	0	0	0	2
Promedio		77	3	7	9	4

Tramos de alto consumo (11):

consumo medio: 160 kg/m  
 U.L. antes de inyectar: 20 o mayores  
 U.L. después de inyectar: 0.1

En ambos casos el resultado de impermeabilización fue muy bueno, en los tramos de consumo bajo se observa cómo se han reducido las permeabilidades, indicando que la mezcla penetró aún en las fisuras más finas.

## 11. CONCLUSIONES

Con base en los resultados obtenidos en la prueba de inyección utilizando el criterio P.V. y una sola mezcla, se decidió adoptar esta nueva tecnología para efectuar todo el tratamiento de impermeabilización del terreno bajo el plinto de la presa. Aunque no se hizo una comparación económica entre este procedimiento y el método convencional, son notables las ven-

tas que ofrece el primero, sobre todo en cuanto a la velocidad de ejecución de la inyección, sin verse disminuida la calidad del trabajo, el tiempo de ejecución se reduce a dos tercios o a la mitad aproximadamente. Con ambos métodos la cantidad de sólidos introducidos al terreno fue similar, en promedio 30 kg de cemento/m, alcanzando en cada caso la impermeabilidad requerida (1 U.L.), por lo que el sobre costo de fabricación de la mezcla sólo se tiene en la diferencia de precio entre el aditivo fluidizante y la bentonita (aproximadamente 5:1), sin embargo la resistencia final de la mezcla es muy contrastante, que para esta obra es factor primordial: con bentonita se alcanzaron resistencias máximas de 14 kg/cm<sup>2</sup> y con fluidizante mayores de 100 kg/cm<sup>2</sup> en igualdad de propiedades reológicas.

#### AGRADECIMIENTOS

El autor expresa su agradecimiento a la C.F.E. por las facilidades dadas y autorización para publicar este artículo.

Al grupo de Geología de la C.F.E. por toda su colaboración durante el desarrollo de los estudios y trabajos de campo así como del procesamiento de información geológica de apoyo, el Ing. Salvador Moreno Garnica estuvo a cargo de la coordinación de éstos.

En distintas etapas participaron los Ings. Leonardo Cabete Enríquez, José A. Bahena, Miguel A. Bonola y Luis Escamilla, todos ellos del equipo de Mecánica de Rocas. El Sr. Francisco Moreno Castillo dirigió las pruebas de inyección y además realizó todos los ensayos de laboratorio para selección de fluidizante y mezcla óptima.

El promotor de estos estudios así como el de otros muchos en el que el autor ha tenido la oportunidad de participar fue el Prof. Raúl J. Marsal, con él en especial está en deuda, por sus innumerables consejos y enseñanzas.

#### REFERENCIAS

Deere, D.U. (1985), "Grout Slurries - Thick or Thin?", Proceedings of Issues in Dam Grouting, Geotechnical Engineering Division, ASCE, pp. 156-164, Denver, Colorado, EUA

Lombardi, G. (1985), "The Role of Cohesion in Cement Grouting of Rock", paper presented to the Fifteenth International Congress on Large Dams, Q. 58, R. 13, Lausanne, Suiza.

#### BIBLIOGRAFIA

Cooke, J.B. y Sherard J.L. (1985), Memorias del Simposio "Concrete Face Rockfill Dams - Design, Construction and Performance", ASCE, Detroit, EUA, octubre 21, 1985