



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
ARAGÓN**

**CONCEPTOS GENERALES PARA EL DISEÑO DE
CIMENTACIONES Y EXCAVACIONES EN ROCA.**

TESIS

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

IBAÑEZ CASTRO OMAR ALFREDO

DIRECTOR:

ING. GABRIEL ÁLVAREZ BAUTISTA



FES Aragón

MÉXICO D.F.

FEBRERO 2013



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

AGRADECIMIENTOS

AGRADECIMIENTOS

A dios, por colmarme de bendiciones, amor y respeto.

A mis padres, Merced Ibañez Rojas y Elvia Castro Guzmán.

Gracias por su apoyo incondicional, por el esfuerzo y sacrificio que implica mantener a una familia unida y llena de amor. Por haberme brindado valores y principios para tomar decisiones correctas en la vida, por su amor, respeto y comprensión que me han permitido alcanzar cada una de las metas que me he propuesto. Con todo mi cariño y admiración.

A mi hermana, Lizeth Ibañez Castro.

Gracias por siempre confiar en mí, te admiro y quiero mucho, pues eres una excelente persona y profesional, mi ejemplo a seguir.

A mi familia tanto paterna como materna.

Gracias por alentarme a seguir adelante, por todos los momentos de felicidad y alegría que he pasado a su lado y aunque algunos ya no estén físicamente con nosotros los recordamos con amor y respeto.

A mi director de tesis, el Ing. Gabriel Álvarez Bautista.

Gracias por su convicción de formar ingenieros de calidad, por su apoyo pero sobre todo por su paciencia y disposición para la realización de este trabajo.

A la Facultad de Estudios Superiores Aragón, UNAM.

Por darme la oportunidad de crecer como persona y formarme como profesional, gracias a los profesores que hacen una labor muy noble al compartir su experiencia y al interesarse por formar profesionales de calidad.

A mis compañeros y amigos.

Gracias por hacer inolvidable los años de universidad, por su apoyo, por sus consejos, por las bromas, por los días divertidos. Pero sobre todo porque son jóvenes que al igual que yo pretenden dejar en alto nuestra escuela y nuestro país.

CONTENIDO

CONTENIDO

CONTENIDO.....	3
INTRODUCCIÓN.....	8
I. CONCEPTOS BÁSICOS.....	10
I.I LITOLOGÍA Y ESTRUCTURA GEOLÓGICA.....	10
I.II LITOLOGÍA.....	11
I.II.a Rocas ígneas intrusivas.....	11
I.II.b Rocas ígneas extrusivas.....	13
I.II.c Rocas metamórficas.....	15
I.II.d Rocas sedimentarias.....	17
I.II.e Clasificación de suelos de acuerdo a su origen.....	20
I.III GRUPOS LITOESTRUCTURALES.....	22
I.IV MICROESTRUCTURA DE LAS ROCAS.....	25
I.IV.a Partículas que conforman la roca o suelo.....	25
I.IV.b Textura.....	26
I.IV.c Fábrica.....	27
I.V ESTRUCTURA DE LA MASA DE ROCA.....	29
I.VI FALLAS CONTROLADAS POR LA ESTRUCTURA.....	35
CAPITULO 1. PRUEBAS DE CAMPO Y LABORATORIO.....	37
1.1 ENSAYES DE LABORATORIO.....	37
1.1.1 Ensayes de compresión simple y triaxial.....	37
1.1.2 Ensayes de tensión.....	40
1.1.3 Ensayes de corte.....	42
1.1.4 Propiedades índice.....	46
1.2 ENSAYES DE CAMPO.....	54
1.2.1 Deformabilidad.....	54
1.2.2 Esfuerzos internos.....	63
1.2.3 Resistencia al esfuerzo cortante.....	70
1.2.4 Permeabilidad de las masas rocosas.....	71
CAPITULO 2. CIMENTACIONES EN ROCA.....	73

CONTENIDO

2.1	ANTECEDENTES	73
2.2	INFORMACIÓN GEOMECÁNICA	73
2.3	TIPOS DE CIMENTACIÓN.....	74
2.3.1	Zapatas	74
2.3.2	Losas	74
2.3.3	Pilas y pilotes	74
2.4	SELECCIÓN DEL TIPO DE CIMENTACIÓN	75
2.5	DISEÑO	75
2.5.1	Introducción	75
2.5.2	Presiones admisibles	76
2.5.3	Capacidad de carga.....	78
2.5.4	Asentamientos.....	82
2.6	CIMENTACIONES DE PRESAS	85
2.6.1	Introducción	85
2.6.2	Levantamiento geológico	86
2.6.3	Determinación de los parámetros de resistencia	86
2.6.4	Métodos de análisis y diseño.....	88
2.7	TRATAMIENTO DE LA ROCA.....	97
2.7.1	Inyecciones.....	97
2.7.2	Anclaje	97
2.7.3	Drenaje	100
2.8	REGULARIZACIÓN SUPERFICIAL	100
2.9	CONTROL MEDIANTE INSTRUMENTACIÓN.....	100
CAPITULO 3. ESTABILIDAD DE TALUDES		101
3.1	ALCANCE.....	101
3.2	REQUERIMIENTOS PARA EL ANÁLISIS.....	101
3.2.1	Información necesaria	101
3.2.2	Mecanismos de falla	101
3.2.3	Cargas actuantes	102
3.2.4	Resistencia al esfuerzo cortante	104
3.3	MÉTODOS DE ANÁLISIS	108
3.3.1	Método bidimensional	109

CONTENIDO

3.3.2	Método de la cuña.....	110
3.3.3	Método tridimensional.....	115
3.3.4	Método de dovelas.....	116
3.3.5	Fallas por volteo	117
3.4	MEJORAMIENTO DE LA ESTABILIDAD.....	117
3.4.1	Disminución de fuerzas actuantes	118
3.4.2	Aumento de las fuerzas resistentes	118
3.4.3	Evaluación de las medidas preventivas	119
3.5	MEDICIONES DE CONTROL	119
3.5.1	Inclinómetros.....	119
3.5.2	Piezómetros.....	119
3.5.3	Mediciones superficiales	119
3.5.4	Visitas de inspección.....	120
CAPITULO 4. TRATAMIENTO DE MACIZOS ROCOSOS		121
4.1	INTRODUCCIÓN	121
4.2	INYECCIONES	121
4.2.1	Estudio del terreno por inyectar	121
4.2.2	Selección y preparación de las mezclas de inyección	122
4.2.3	Inyección de rocas fisuradas	138
4.2.4	Inyección de medios porosos o granulares.....	146
4.2.5	Control del tratamiento	149
4.2.6	Costos	150
4.3	DRENAJE	151
4.3.1	Objetivo	151
4.3.2	Sistemas de drenaje.....	151
4.4	ANCLAJE	153
4.4.1	Objetivos	153
4.4.2	Tipos de anclas	153
4.4.3	Cálculo de las anclas	155
CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN		159
5.1	LOS EXPLOSIVOS.....	159
5.1.1	Introducción	159

CONTENIDO

5.1.2	Propiedades de los explosivos	159
5.1.3	Tipos de explosivos.....	163
5.1.4	Sistemas de detonación.....	173
5.1.5	Fragmentación.....	185
5.1.6	Efecto de vibraciones.....	188
5.2	EXCAVACIÓN DE TÚNELES	191
5.2.1	Empleo de explosivos	191
5.2.2	Procedimientos mecánicos.....	211
5.3	EXCAVACIÓN DE LUMBRERAS	213
5.3.1	Empleo de explosivos	213
5.4	EXCAVACIONES A CIELO ABIERTO.....	219
5.4.1	Empleo de explosivos	219
5.5	MONITORIZACIÓN DE VOLADURAS	229
5.5.1	Métodos de medición de las vibraciones del terreno.....	229
CAPITULO 6. INSTRUMENTACIÓN EN MECÁNICA DE ROCAS		231
6.1	OBJETIVOS	231
6.1.1	Terminología.....	234
6.1.2	Factores que afectan la precisión	234
6.2	PRINCIPIOS DE MEDICIÓN	235
6.3	MEDICIÓN DE DEFORMACIONES SUPERFICIALES	235
6.3.1	Alineación topográfica.....	237
6.3.2	Nivelación topográfica.....	239
6.3.3	Nivelación diferencial	241
6.3.4	Medición de distancias	242
6.3.5	Triangulaciones.....	245
6.3.6	Método fotogramétricos	246
6.4	MEDICIÓN DE DEFORMACIONES INTERNAS.....	246
6.4.1	Extensómetros fijos	246
6.4.2	Bancos de nivelación profundos.....	248
6.4.3	Inclinómetros.....	249
6.5	MEDICIÓN DE CARGAS Y ESFUERZOS	249
6.5.1	Medición de fuerzas de anclaje	249

CONTENIDO

6.5.2	Medición de esfuerzos un situ	253
6.6	MEDICIÓN DE VIBRACIONES.....	257
6.6.1	Sismógrafos	259
6.6.2	Acelerógrafos.....	261
6.6.3	Sismoscopios	262
6.6.4	Detector microsísmico.....	263
6.7	DISPOSITIVOS PARA LA OBSERVACIÓN DE BARRENOS.....	263
6.7.1	Estratoscopio.....	263
6.7.2	Cámara fotográfica	264
6.7.3	Cámara de televisión	265
	CONCLUSIONES.....	266
	BIBLIOGRAFÍA.....	267

I. CONCEPTOS BÁSICOS

INTRODUCCIÓN

La mecánica de rocas se encarga del estudio teórico y práctico de las propiedades y comportamiento mecánico de los materiales rocosos, y de su respuesta ante la acción de fuerzas aplicadas en su entorno físico.

Los distintos ámbitos de aplicación de la mecánica de rocas se pueden agrupar en:

- a) Cuando el material rocoso constituye la estructura. Ejemplos: Excavaciones de túneles, galerías y taludes.
- b) Cuando la roca es el soporte de otras estructuras. Ejemplos: Cimentaciones y presas.
- c) Cuando las rocas son empleadas como material de construcción. Ejemplos: Escolleras, pedraplenes y rellenos.

La presente tesis pretende acercar los conceptos de la mecánica de rocas a sus lectores, mediante 6 capítulos que consisten en los siguientes:

Conceptos básicos

Se pretende introducir al lector en los conceptos necesarios para la comprensión del trabajo. Se da una descripción breve de la clasificación de las rocas de acuerdo a su origen y de las rocas más importantes de acuerdo a la clasificación anterior. Se menciona una clasificación de rocas de acuerdo a grupos litoestructurales, se definen los minerales y partículas que las componen las rocas así como aspectos que las distinguen entre sí, como su textura. También se explican los sistemas de discontinuidades y los mecanismos de falla en la masa de roca.

Capítulo 1

En este capítulo se describen las pruebas de campo y laboratorio más utilizadas en obras subterráneas y cimentaciones.

Las pruebas de laboratorio buscan principalmente obtener parámetros de resistencia y deformabilidad del macizo, a estas se les conoce como propiedades mecánicas del macizo. También se describen algunos ensayos para determinar las propiedades índice del macizo, cuya finalidad es complementar la información que se obtuvo a través de las pruebas mecánicas.

Las pruebas de campo tienen el mismo objetivo de las pruebas de laboratorio, sin embargo pueden llegar a ser muy costosas. Se describen las pruebas para obtener los valores de parámetros como deformabilidad, esfuerzos internos, resistencia al corte y permeabilidad.

Capítulo 2

En este capítulo se dan sugerencias para seleccionar el tipo de cimentación de acuerdo las características del macizo rocoso y de la estructura a cimentar. Para el diseño se describe las la capacidad de carga (estado límite de falla) y los asentamientos (estado límite de servicio) en una cimentación.

I. CONCEPTOS BÁSICOS

También se muestran algunas bases sobre el diseño de presas enfocando la descripción en tres aspectos, asentamientos, acción del agua y la estabilidad. Por último se mencionan algunos tipos de tratamientos en rocas para mejorar su resistencia.

Capítulo 3

En este capítulo se describen las cargas que actúan en un talud y los mecanismos de falla que se pueden producir. Así como algunos métodos para determinar la estabilidad de un talud, y formas de mejorar la estabilidad. Por último se mencionan las mediciones mediante instrumentación para controlar deformaciones y presiones de agua.

Capítulo 4

En este capítulo se describen los tratamientos en macizos rocosos, mencionando los tipos de tratamientos más comunes como lo son inyecciones, drenaje y anclas. En inyecciones se dan recomendaciones para la selección y preparación de mezclas, así como el tipo de inyecciones utilizadas en rocas fisuradas y medios granulares. En drenaje se estudian los sistemas de drenaje que se usan comúnmente. Y finalmente en anclas se explican que tipos existen y la forma de calcularlas.

Capítulo 5

En este capítulo se describen los procedimientos de excavación, iniciando con explosivos, donde se mencionan sus propiedades, los tipos de explosivos, sistemas de detonación, la forma de fragmentar y los efectos de las vibraciones producidas por la detonación. Se explican las formas de excavación en túneles, lumbreras y excavaciones a cielo abierto mediante explosivos. Por último se presentan tres equipos para la monitorización de voladuras.

Capítulo 6

En este capítulo se presenta la instrumentación en mecánica de rocas de manera general, dando una introducción a los principios de medición. Y enfocándonos en la medición de deformaciones superficiales, deformaciones internas, cargas y esfuerzos, vibraciones y dispositivos para la observación de barrenos.

I. CONCEPTOS BÁSICOS

I. CONCEPTOS BÁSICOS

I.I LITOLOGÍA Y ESTRUCTURA GEOLÓGICA

Cada formación geológica posee una susceptibilidad específica a los deslizamientos y los mapas de inventario de deslizamientos presentan densidades de número o tamaño de los movimientos que son característicos de determinadas áreas dentro de cada formación geológica.

Deben estudiarse las propiedades de cada tipo de roca, las características de sus discontinuidades y a su vez la interacción de las propiedades y discontinuidades dentro del conjunto (Tabla I).

Tabla I Clasificación general de ingeniería de los diversos materiales litológicos.

Tipo de material	Formación	Características	Detalles prioritarios
Roca	Ígnea Metamórfica	Rocas formadas por cristales de minerales.	Estructura geológica. Fracturas.
	Sedimentaria (debe definirse el tipo de roca en la forma más detallada posible).	Rocas formadas por granos cementados, depositados en capas.	Planos de estratificación.
Roca meteorizada (sapolito)	Ígnea Metamórfica Sedimentaria	Permanecen algunos rasgos de la roca pero esta se encuentra descompuesta, en las discontinuidades.	Estructura geológica. Discontinuidades. Estado de meteorización.
Suelo	Residual	Roca meteorizada en la cual ya no aparecen las características físicas de la roca.	Estructura geológica. Discontinuidades. Propiedades fisicoquímicas.
	Aluvial Coluvial Glacial Loess	Grupos de partículas o bloques de suelo o roca.	Propiedades físicas.
Materiales heterogéneos	Roca, roca meteorizada, suelo.	Mezcla de diversos materiales en un mismo perfil.	Estructura geológica. Discontinuidades. Meteorización. Propiedades fisicoquímicas.

I. CONCEPTOS BÁSICOS

I.II LITOLOGÍA

Desde el punto de vista litológico los materiales se clasifican de acuerdo a su génesis o formación (Abramson, 1996) diferenciándose dos grupos de materiales diversos que son: la roca y el suelo. Las rocas a su vez se clasifican de acuerdo a su origen así:

I.II.a Rocas ígneas intrusivas

Las rocas ígneas intrusivas son el producto del enfriamiento del magma, antes de aflorar este a la superficie. Las rocas ígneas forman el 98% del volumen de la corteza terrestre, aunque en superficie son más comunes las rocas sedimentarias y en menor proporción las ígneas y metamórficas.

Las rocas ígneas intrusivas poseen generalmente, una microestructura desordenada e isotrópica con uniones muy fuertes entre los cristales, en su estado intacto.

Generalmente, son rocas muy duras y densas, y en su estado natural inalterado poseen una resistencia al cortante muy alta, sin embargo, al fracturarse y meteorizarse pueden ser blandas y débiles. El comportamiento de las rocas ígneas sanas o no meteorizadas en los taludes es controlado por su estructura, conformada por las juntas o diaclasas, fallas y zonas de corte, las cuales actúan como superficies de debilidad. Las principales rocas ígneas intrusivas son el granito, la diorita, la dolerita, y el gabro.

Granito

El granito es una roca ígnea ácida de grano grueso, compuesto principalmente por cuarzo, feldespatos y algo de mica con algunos otros componentes secundarios (Figura I).

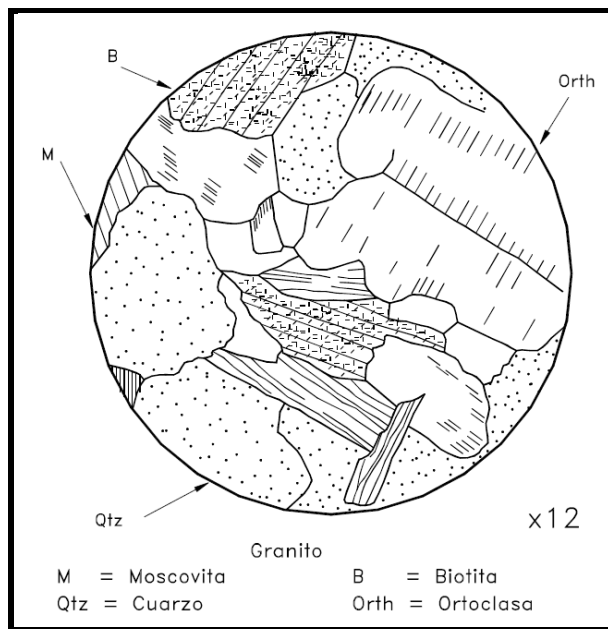


Figura I Sección delgada de granito vista al microscopio (Blyth y de Freitas 1984).

I. CONCEPTOS BÁSICOS

El granito se forma por la cristalización lenta del magma, debajo de las cadenas montañosas que se encuentran en proceso de elevación, ocasionado por los intensos movimientos de la corteza terrestre. Las grandes masas graníticas se llaman batolitos.

Las inclusiones menores forman diques, generalmente, de textura fina. La pelmatita es de composición similar al granito pero posee cristales mucho más gruesos.

El granito es muy importante como roca estructuralmente sana, dura y relativamente resistente a la descomposición.

Diorita

La Diorita es una roca ígnea intermedia de grano grueso compuesta principalmente, de feldespatos, plagioclasa, así como hornblenda, que es un material ferromagnesiano de color verde. El contenido del cuarzo puede llegar hasta el 10%. La roca tiene un color que varía de blanco verdoso a verde, dependiendo del contenido de hornblenda. La granodiorita es una roca intermedia entre el granito y la diorita y su textura es generalmente gruesa. La diorita se encuentra en masas más pequeñas que los granitos, y frecuentemente forma modificaciones locales a granodiorita, tonalita e inclusiones de granito.

Gabro

El Gabro está compuesto esencialmente por plagioclasas y piroxeno y puede tener pequeñas cantidades de cuarzo, su color es un gris moteado. El tamaño de los cristales es mayor que el de la Dolerita (Figura II).

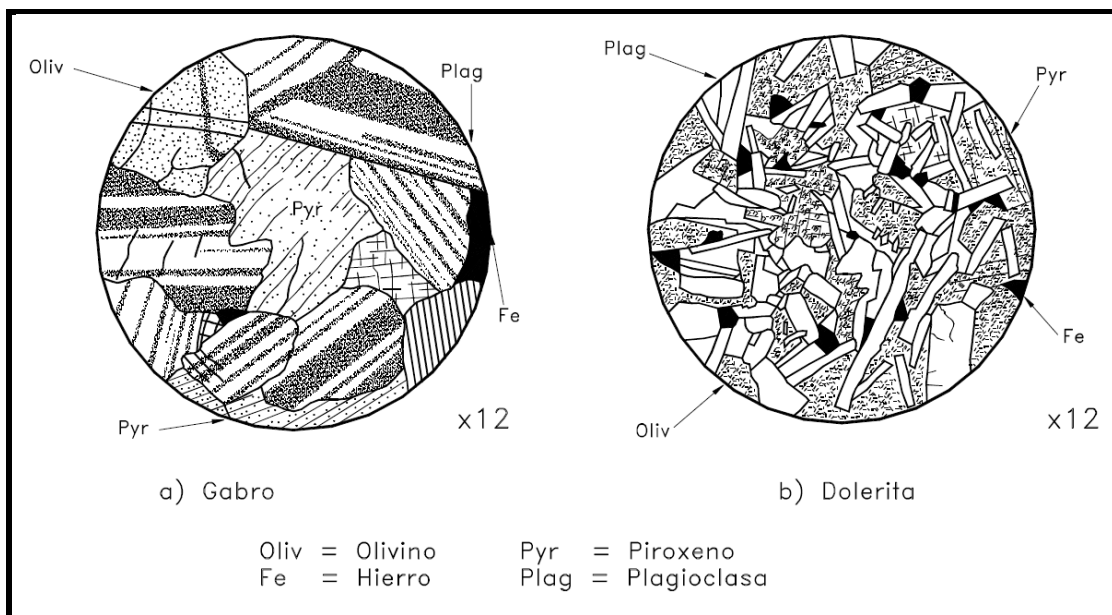


Figura II Secciones delgadas de gabro y dolerita vistas al microscopio (Blyth y de Freitas 1984).

I. CONCEPTOS BÁSICOS

Dolerita

La dolerita es una roca ígnea básica con alto contenido de magnesio, calcio o sodio en su composición química. Aproximadamente la mitad de la composición mineral, está constituida por los ferromagnesianos olivino, piroxeno y hornblenda. Su color varía de verde grisáceo a verde oscuro. El color más oscuro indica un mayor contenido de hierro. Al meteorizarse produce hidróxidos de hierro y arcilla color café.

Las doleritas son rocas muy resistentes porque su estructura cristalina se compone de cristales de feldespato de forma tubular y orientados al azar, de modo que toda la masa se comporta como un elemento reforzado.

Las discontinuidades en las doleritas tienen densidad y orientaciones regulares, a diferencia de los sistemas regulares de juntas que se observan en los granitos. Los planos de las diaclasas son irregulares y es difícil de excavar en la roca porque se requieren generalmente, la utilización de explosivos.

I.II.b Rocas ígneas extrusivas

Las rocas volcánicas o piroclásticas también conocidas como rocas ígneas extrusivas son producto de la cristalización de los materiales expulsados por los volcanes. Las propiedades ingenieriles de las rocas volcánicas dependen del grado de solidificación y de acuerdo a ésta presentan una variedad de resistencias y permeabilidades. El principal problema de las rocas volcánicas es su fácil desintegración al secarse y humedecerse y la presencia de arcillas activas como la montmorillonita como subproducto del proceso de meteorización.

Las principales rocas volcánicas son la riolita, la andesita y el basalto y las tobas. La microestructura es muy variada de acuerdo a su proceso de formación.

Riolita

La riolita es el componente exclusivo de grano fino, del magma granítico que escapó de la superficie a través de una erupción volcánica y presenta algunas características similares a un granito. La roca líquida pudo haber emergido formando una masa de riolita que se enfrió y solidificó. Muestra un bandeamiento formado por el flujo viscoso de la lava durante la destrucción. Los megacristales de cuarzo o feldespatos le dan a las riolitas diferencias de carácter y comportamiento.

Tobas

Las tobas volcánicas son rocas formadas por material suelto arrojado por un volcán en erupción. Son materiales muy porosos y ricos en vidrio. En ocasiones, las tobas presentan depósitos de materiales arcillosos, expansivos o arcillas inestables.

Andesita

La andesita es una roca de grano fino volcánica, que se le encuentra como flujo de lava y ocasionalmente, como pequeñas inclusiones. Generalmente, es de color marrón. Los minerales

I. CONCEPTOS BÁSICOS

constituyentes son esencialmente plagioclasa, hornblenda y biotita con muy poco cuarzo. Tiene básicamente la misma composición de la diorita, pero tiene un grano más fino y puede contener algunos cristales de plagioclasa de varios milímetros de largo.

Basalto

El basalto es una roca ígnea básica de grano fino, formada por la erupción volcánica que se cristaliza en forma muy rápida. El tamaño de los cristales es menor de 0.05 mm. y para observarlo se requiere microscopio (Figura III). La composición mineral del basalto es aproximadamente mitad piroxeno y mitad plagioclasa, hasta con 5% de óxido de hierro.

El basalto en las zonas volcánicas forma grandes depósitos. Por general, el color es negruzco o verde oscuro pero en ocasiones puede ser rojizo o marrón, debido a la oxidación de los minerales que se convierten en óxidos de hierro.

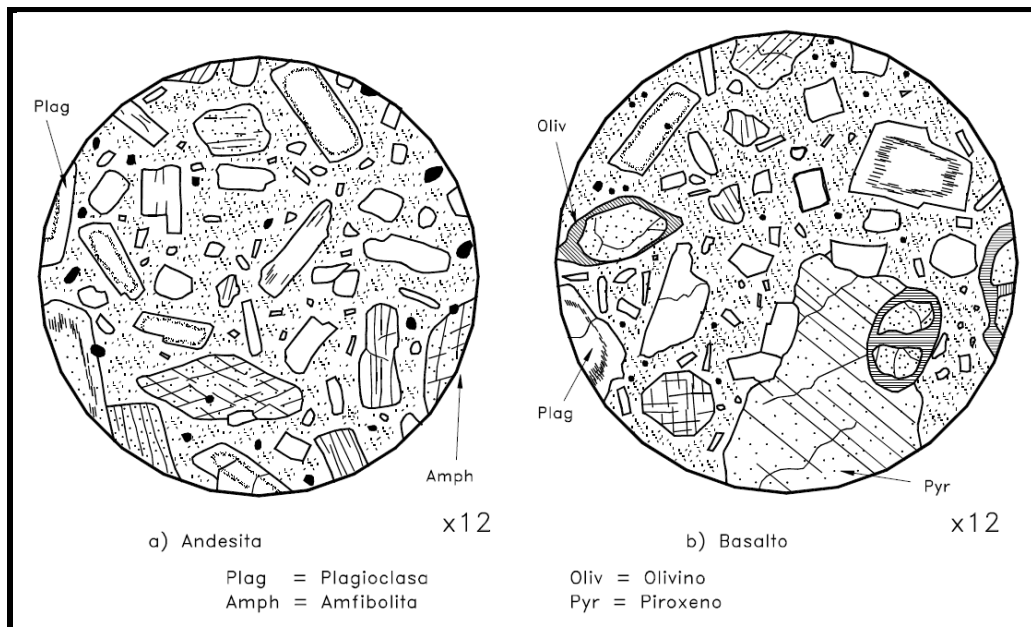


Figura III Secciones delgadas de andesita y basalto vistas al microscopio (Blyth y de Freitas 1984).

El basalto sano es duro y difícil de excavar y se requiere el uso de explosivos. Es generalmente, un material excelente para construcción. Se puede esperar que durante las excavaciones se encuentren capas o lentes de basalto meteorizado y pueden desprenderse grandes bloques. El Ingeniero debe estar preparado para manejar las zonas de debilidad que se encuentran debajo de la roca.

Acidez de las rocas ígneas

La acidez es una de las características de las rocas ígneas que más afecta su comportamiento, especialmente por su efecto sobre la meteorización. Las rocas ígneas ácidas son aquellas que poseen un alto contenido de cuarzo y las básicas son las que contienen poco o ningún cuarzo (Tabla II); este se meteoriza con mayor dificultad que los feldespatos y forma suelos más granulares. El contenido de cuarzo se reconoce como acidez.

I. CONCEPTOS BÁSICOS

Tabla II Acidez de las rocas ígneas (Attewell, 1976).

Modo de ocurrencia	Ácida > 66% SiO ₂	Intermedia 52-66% SiO ₂	Básica < 52% SiO ₂
Extrusiva	Riolita	Andesita	Basalto
Diques e intrusiones menores	Cuarzo, porfirita	Porfirita	Dolerita
Intrusiones mayores plutónicas	Granito	Diorita	Gabro

La mayoría de las rocas ígneas en estado sano son muy competentes pero al meteorizarse forman suelos que pueden ser poco resistentes.

I.II.c Rocas metamórficas

Son el resultado del metamorfismo o recristalización de rocas ígneas y sedimentarias. En este proceso las rocas son sometidas a cambios texturales y mineralógicos, en tal forma que sus características originales son alteradas o completamente perdidas. Como consecuencia de esto, las rocas metamórficas exhiben un alto rango de características ingenieriles y comúnmente son muy útiles como materiales de construcción.

Las características de comportamiento de los taludes en rocas metamórficas sanas dependen de sus patrones de fracturación y bandeamiento (microestructura textura y estructura). La foliación y la esquistosidad presente en algunas rocas metamórficas las hacen muy susceptibles a la meteorización (Tabla III). Las rocas metamórficas más comunes son la cuarcita, el gneis, el esquisto, la serpentinita, la pizarra, la filita y el mármol.

Tabla III Clasificación de textura de rocas metamórficas.

Textura	Roca	Características
Granular	Chert, cuarcita	Grano fino con predominio de partículas de cuarzo
	Mármol	Granos finos a gruesos, partículas de caliza o Dolomita
Bandeada	Gneis	Granos de minerales laminares elongados con bandeo composicional
Foliada	Esquisto, serpentinita, pizarra, filita	Tocas foliadas finas con proporciones altas de filosilicatos

I. CONCEPTOS BÁSICOS

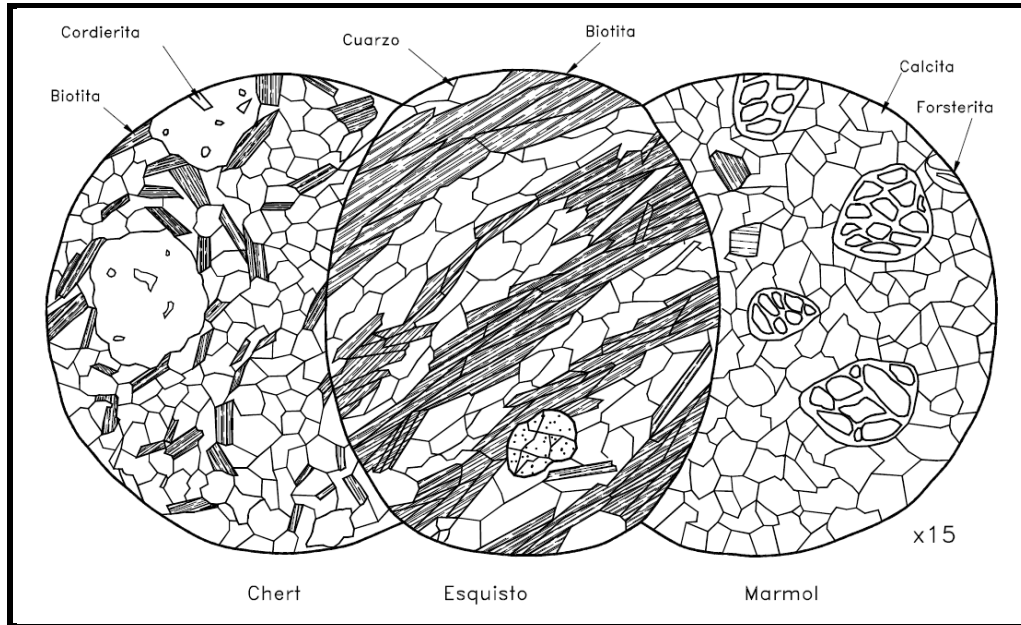


Figura IV Secciones delgadas de rocas metamórficas vistas al telescopio (Blyth y de Freitas 1984).

Gneis

El gneis es una roca bandeada o foliada, en la cual bandas de color claro, de cuarzos y feldespatos forman microestructuras paralelas con bandas de otros minerales como biotita y hornblenda y en algunos casos piroxeno. La biotita está generalmente, acompañada de moscovita.

El ortogneis es una roca derivada del granito por metamorfismo regional y el paragneis es derivado de sedimentos. Algunos ortogneis tienen la composición de un granito o granodiorita. Los gneises son más resistentes que los esquistos, aunque menos que los granitos.

Esquisto

Los esquistos son rocas metamórficas que se componen de cristales planos de micas, clorita verde, hornblenda, cuarzo. Los cristales son tubulares y se alinean, de tal manera que las rocas se rompen con facilidad en fragmentos planos (Figura IV). Esta roca es muy fisil y se parte muy fácilmente. Las superficies de las fracturas son menos lisas que las pizarras. Los esquistos son materiales muy inestables en los taludes debido a su microestructura y a la facilidad con que se meteoriza.

Pizarra

La pizarra es una roca dura formada bajo la influencia de esfuerzos muy altos sobre sedimentos arcillosos. El proceso de cristalización forma minerales laminares tales como clorita y sericita y algunos granos de cuarzo. Algunas pizarras son derivadas de rocas volcánicas finas como las tobas. En ocasiones, la roca tiene muchos planos de clivaje, de tal manera que se forman láminas planas de roca que se utilizan como material de construcción. En ocasiones, estas capas o láminas son muy delgadas y fisiles. La pizarra es una roca relativamente resistente a la meteorización pero se resquebraja muy fácilmente.

I. CONCEPTOS BÁSICOS

Filita

La filita es una roca similar a la pizarra pero posee cristales planos ovalados como hojas de árbol, que dan a los planos de clivaje una textura característica. Estos planos de clivaje están cruzados por fracturas que a menudo presentan un dibujo geométrico regular, ocasionando que la roca se rompa en forma romboédricas o rectangulares.

Chert

El chert es un precipitado orgánico e inorgánico de sílica. La sílica es principalmente cuarzo criptocristalino. El chert puede presentarse en forma de precipitación o nodular.

I.II.d Rocas sedimentarias

Las rocas Sedimentarias están formadas por la sedimentación y cementación de partículas de arcilla, arena, grava o cantos (Tabla IV). Sus características de estabilidad dependen generalmente, del tamaño de los granos, los planos de estratificación, las fracturas normales a la estratificación y el grado de cementación. Las rocas sedimentarias más comunes son el conglomerado, breccia, las lutitas, areniscas limolitas, calizas, dolomitas, y evaporitas.

Tabla IV Características de las rocas sedimentarias.

Roca	Componente	Características
Conglomerado	Partículas grandes redondas de roca y fragmentos de minerales.	Más del 50% de los granos mayores de 2 mm y menos del 25% de arcilla.
Breccia	Partículas angulares de roca y fragmentos de minerales.	Más del 50% de los granos mayores de 2 mm y menos del 25% de arcilla.
Arenisca	Partículas redondeadas menores de roca.	Más del 50% de los granos entre 2 y 0.06 mm y menos del 25% de arcilla.
Limolita	Partículas del tamaño de limos.	Más del 50% de los granos menores de 0.06 mm y menos del 25% de arcilla.
Arcillolita	Partículas de arcilla.	Más del 50% de arcilla.
Lodolita	Rocas arcillosas con alto contenido de limos.	Más del 50% de limos.
Caliza	Granos de calcita.	Más del 50% de calcita y menos del 25% de arcilla.

Conglomerado y breccia

El conglomerado y la breccia son dos variedades de roca sedimentarias de grano grueso. Se compone de guijarros de materiales resistentes cementados por otros materiales más finos. El nombre depende de la forma de los guijarros, si son redondeados se les llama conglomerados y si

I. CONCEPTOS BÁSICOS

son angulosos se les denomina breccias o brechas. En algunos casos contienen material tanto redondeado como anguloso. La porosidad de estas rocas es muy alta y pueden conformar acuíferos importantes.

Los conglomerados son bastante estables y permiten cortes relativamente pendientes debido a su cementación y a que los materiales gruesos tienen un efecto de refuerzo sobre la masa de roca.

Areniscas

Las areniscas son una forma de arena endurecida por procesos geológicos. El tamaño de los granos varía de 60 μm a varios mm y están cementados por otros minerales, con frecuencia por el cuarzo precipitado (Figura V).

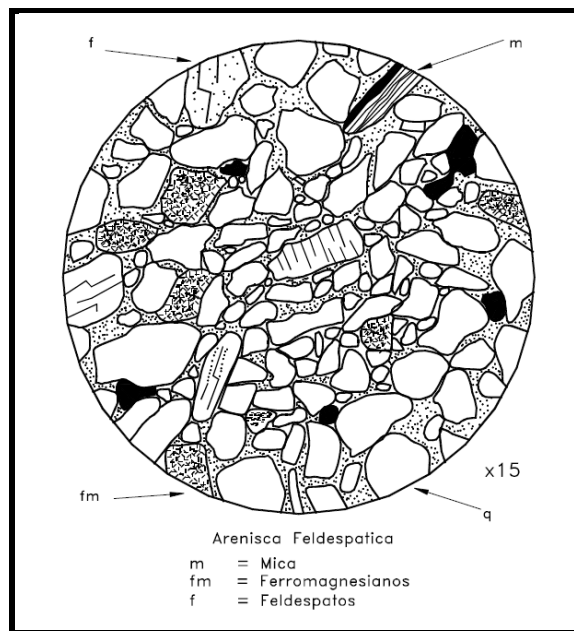


Figura V Sección delgada de arenisca vista al microscopio (Blyth y de Freitas 1984).

Las areniscas se clasifican de acuerdo al tamaño de sus granos como fina, media o gruesa y de acuerdo a la naturaleza de los materiales cementantes. Las areniscas aunque tienden a ser resistentes, en ocasiones son relativamente débiles cuando su cementación ha sido pobre.

El comportamiento de la arenisca meteorizada depende de la clase de cemento. Si es de calcita se disuelve con mayor facilidad que el de sílice. El cemento de óxido de hierro puede dar un color rojo a la roca y el dióxido de hierro un color marrón a amarillo.

Algunas areniscas son de color verde grisáceo, debido a cambios ligeros en la composición química. Las areniscas compuestas casi de puro cuarzo se denominan cuarcitas.

I. CONCEPTOS BÁSICOS

Lutitas o Arcillolitas

Las rocas que contienen cantidades importantes de arcilla se les denomina genéricamente como lutitas, y a ellas pertenecen las limolitas, arcillolitas y lodolitas (Figura VI).

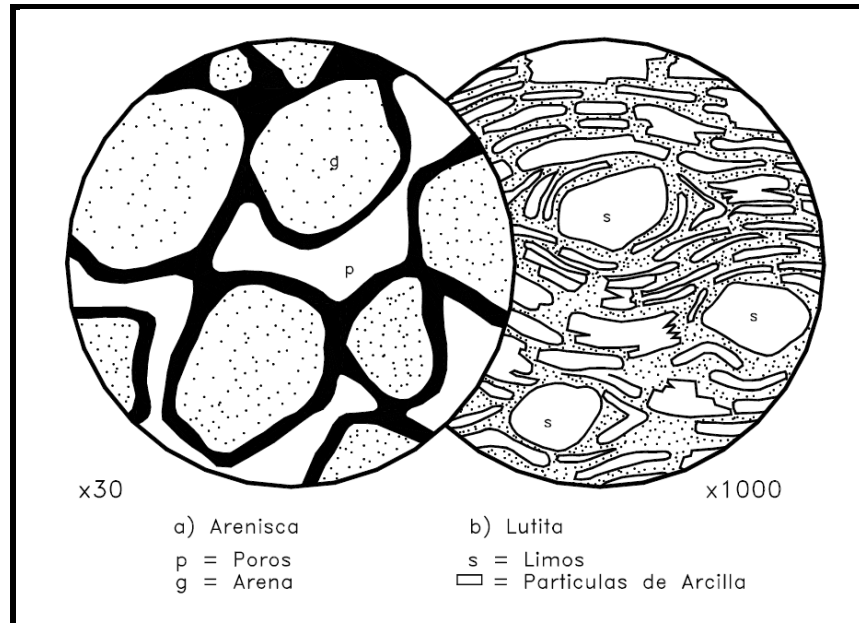


Figura VI Secciones delgadas de areniscas y lutitas vistas al microscopio (Blyth y de Freitas 1984).

Las lutitas son uno de los materiales más complejo desde el punto de vista de estabilidad de taludes. De acuerdo con el grado de solidificación las lutitas varían en su comportamiento. Las lutitas de grado bajo tienden a desintegrarse después de varios ciclos de secado y humedecimiento. Algunas lutitas son muy resistentes pero la mayoría presentan una resistencia al cortante, de mediana a baja. Las lutitas pueden ser arcillosas, limosas, arenosas o calcáreas de acuerdo a los tamaños y composición de las partículas. En ocasiones tienen una presencia de roca cementada y en otras el de un suelo con capas relativamente sueltas.

Las arcillolitas son las lutitas con alto contenido de arcilla, lo cual las hace muy fisiles y susceptibles a deslizamiento. Es muy común encontrar lodolitas negras con alto contenido de carbón de grano fino y sulfuro de hierro, las cuales son muy fisiles y producen una gran cantidad de deslizamientos.

Calizas y dolomitas

La caliza es una roca sedimentaria con más del 50% de carbonato de calcio (Figura VII). Esta roca es por lo general dura y compacta, pero se presentan problemas geotécnicos relacionados con la disolución del CaCO_3 .

I. CONCEPTOS BÁSICOS

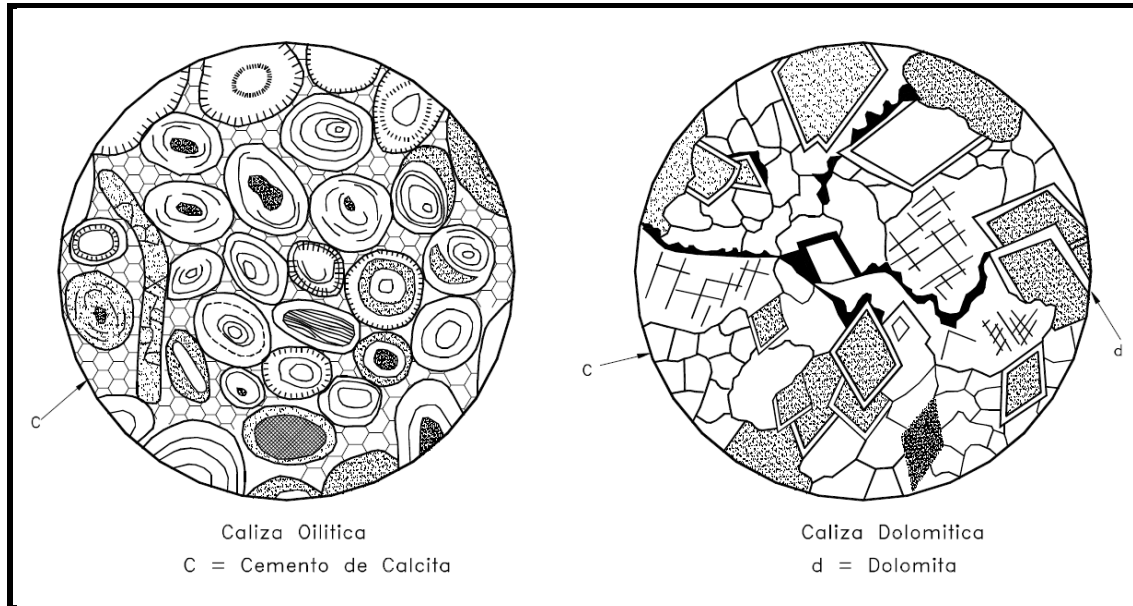


Figura VII secciones delgadas de caliza vistas al microscopio (Blyth y de Freitas 1984).

Existe una variedad de rocas de la familia de la caliza dependiendo de las cantidades de carbonato de calcio, arena, limos, conchas de animales marinos y arcilla. Las calizas generalmente, son de color gris azulado pero las hay también blancas y de otras coloraciones. En las calizas se pueden formar grandes cavernas que actúan como conductos internos del agua subterránea, las cuales pueden conducir cantidades importantes de agua de un sitio a otro y facilitar la infiltración general.

La denudación de las rocas calizas ocasionada por la infiltración del agua de lluvia conforma una topografía kárstica. En una zona kárstica la mayoría de la precipitación pluvial se infiltra a través de fracturas y cavernas.

Las arcillolitas calcáreas o margas son arcillolitas cementadas con material calcáreo.

Las calizas en las cuales la calcita es reemplazada por dolomita, un producto con alto contenido de magnesio se les llaman dolomitas.

Evaporitas

Las evaporitas incluyen el yeso, la anhidrita y halita. Ellas, generalmente están asociadas con las arcillolitas, las limolitas y las calizas, formando capas de evaporitas.

I.II.e Clasificación de suelos de acuerdo a su origen

Suelos residuales

Los suelos residuales son el producto de la meteorización de las rocas y su comportamiento depende de las propiedades de la roca original y del grado de descomposición.

Los deslizamientos de tierra son muy comunes en suelos residuales, especialmente en los periodos de lluvias intensas.

I. CONCEPTOS BÁSICOS

Suelos aluviales

Los suelos aluviales son depósitos transportados por el agua en movimiento y depositados cuando la velocidad del agua ha disminuido; estos materiales pueden ser de origen fluvial o lacustre y pueden contener partículas finas, gruesas o entremezcladas.

Los depósitos aluviales generalmente, son estratificados y la permeabilidad en la dirección horizontal es mayor que en la dirección vertical.

Los suelos aluviales, compuestos por arcilla tienden a ser blandos y los de arena tienden a ser sueltos. Debido a su poca cementación, los materiales aluviales son propensos a erosión y deslizamientos.

En ocasiones, los suelos aluviales presentan una matriz de arcilla cementando los granos de arena, grava y limos. Estos cementantes son generalmente, óxidos de hierro o arcillas. Los suelos aluviales cementados forman, en ocasiones, terrazas altas con niveles freáticos colgados muy susceptibles a los deslizamientos.

Suelos glaciales

Los depósitos glaciales son transportados por los glaciales, los cuales al aumentar la temperatura, se deshuelan y se forman estos depósitos de suelo de origen glacial. Los depósitos glaciales pueden variar en composición de tamaño de granos, desde grandes cantos hasta las arcillas.

Suelos eólicos

Los suelos eólicos son transportados por el viento y varían desde dunas de arena hasta loess, que son depósitos de arena fina y limos. Generalmente, tienen muy poca vegetación y los materiales son muy ricos en cuarzo y poco densos.

El principal problema de los depósitos eólicos es la erosión.

Depósitos orgánicos

Son depósitos de materiales orgánicos, los depósitos de turba o material orgánico que no se ha descompuesto totalmente, debido a su alto contenido de agua. Los depósitos orgánicos en ocasiones se encuentran estratificados con otros elementos tales como limos o arenas o entremezclados con arcilla. Estos materiales son muy problemáticos para la ejecución de excavaciones por su muy baja resistencia al cortante. Es común, que los materiales orgánicos fluyan al realizar excavaciones o se licúen en los eventos sísmicos.

Suelos coluviales

Los suelos coluviales o coluviones son depósitos de ladera, producto de desprendimientos o deslizamiento de roca o suelo y son materiales muy susceptibles a los deslizamientos.

Al final del presente capítulo se hace una descripción detallada del comportamiento de estos materiales.

I. CONCEPTOS BÁSICOS

I.III GRUPOS LITOSTRUCTURALES

Nicholson y Hencher (1997) proponen una clasificación de las rocas (Figura VIII), de acuerdo a grupos litoestructurales, teniendo en cuenta sus susceptibilidades, resistencia y características litológicas, la cual se indica a continuación:

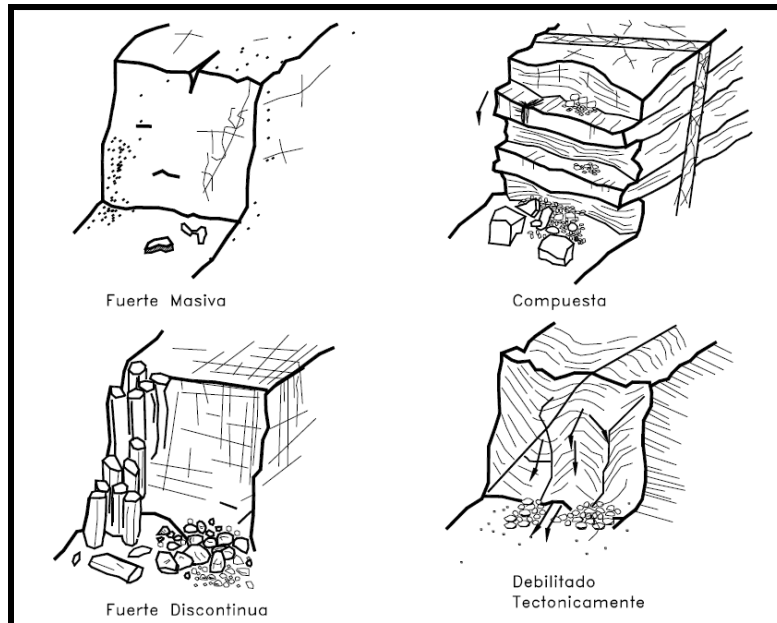


Figura VIII (a) Grupos litoestructurales (Nicholson y Hencher, 1997).

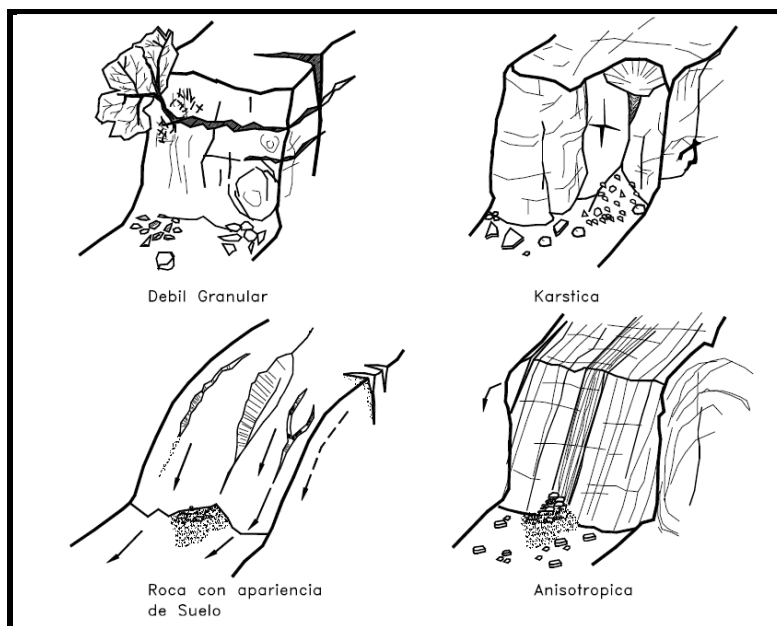


Figura VIII (b) Grupos litoestructurales (Nicholson y Hencher, 1997).

I. CONCEPTOS BÁSICOS

1. Roca fuerte masiva

Tipos de roca

Granito, gabro, dolerita, basalto, riolita, metacuarcita, gneis, caliza y mármol.

Características

Resistente a la mayoría de los procesos de deterioro de masas de roca, aunque pueden ser más susceptibles a la meteorización. Puede ocurrir desintegración localizada alrededor de las discontinuidades mayores, conduciendo a caídos de bloques. Los caídos de granos ocurren en las rocas algo débiles.

2. Roca fuerte discontinua

Tipos de roca

Arenisca con uniones de sílica y conglomerados, ortocuarcita, piroclásticos, calizas, dolomitas, mármoles y rocas ígneas fisuradas.

Características

Susceptible a varios modos de deterioro dependiendo del sistema de fracturas. Los caídos de roca y desmoronamiento de los taludes son dominantes con caídos de bloques y de placas de roca e inclinaciones.

3. Roca compuesta

Tipos de roca

Intercalaciones de estratos duros y blandos, rocas bandeadas o con intrusiones ígneas.

Características

Susceptible a meteorización diferencial que conduce al colapso de los overhangs con caídos de bloques y de rocas asociados.

4. Roca debilitada tectónicamente

Tipos de roca

Roca fallada o bandeada con fracturas y zonas de breccia.

Características

Zonas trituradas o cortadas y altamente fracturadas, susceptible a colapso, desmoronamiento, caídos de roca y bloques.

I. CONCEPTOS BÁSICOS

5. Roca débil granular

Tipos de roca

Arenisca friable, arcillolita, arenisca o conglomerado con uniones de yeso, arcilla o calcio, margas y calizas débiles.

Características

Susceptible a meteorización del material y debilitamiento que conduce a la formación de láminas, caída de granos, lavado de granos y ocasionalmente colapso y caída de bloques. La fragmentación se puede asociar con la penetración de elementos extraños por las fisuras.

6. Roca kárstica

Tipos de roca

Calizas generalmente, duras.

Características

Susceptible a la formación de cavidades de disolución y colapso. Generalmente aparecen masas discontinuas de roca dura que son susceptibles a desmoronamiento y caídas de roca que puede acelerarse por la actividad de disolución. Se pueden desarrollar diversos tipos de formas kársticas.

7. Roca Anisotrópica

Tipos de roca

Lutitas, pizarras, filitas y esquistos con estructura laminar.

Características

Susceptible a la formación de cáscaras y láminas que pueden colapsar. También son susceptibles al lavado superficial y proceso de erosión.

8. Roca con apariencia de suelo

Tipos de roca

Chalk, marl, areniscas muy débiles, roca altamente meteorizada y suelo residual.

Características

Susceptible a procesos de erosión, surcos y cárcavas. El deterioro primario ocurre por lavado superficial y caída de granos con flujos de detritos y colapso como modos secundarios.

I. CONCEPTOS BÁSICOS

I.IV MICROESTRUCTURA DE LAS ROCAS

Minerales

Las rocas de todas las tres clases principales de rocas, están compuestas de un grupo grande y variado de minerales, aunque solamente unos pocos minerales son los principales componentes de la roca. Los minerales más comunes son los feldespatos y en una menor proporción el cuarzo.

En el caso de las rocas ígneas, los minerales en orden de frecuencia son feldespatos (62%), cuarzo (21%), hornblenda, piroxeno y micas. Las rocas metamórficas contienen otros minerales tales como clorita, granate y epidotita, mientras las rocas sedimentarias contienen carbonatos, arcillas, sales minerales, yeso y anhidrita.

Feldespatos

Los feldespatos son silicoaluminatos de potasio, sodio y calcio. Hay tres clases principales de albita: $\text{NaAlSi}_3\text{O}_8$; ortoclasa: KAlSi_3O_8 y anortita: $\text{CaAl}_2\text{Si}_2\text{O}_8$. Son de color blanco pero pueden tener varias tonalidades. Los cristales de feldespato se fraccionan con facilidad a lo largo de planos suaves y se observan fácilmente en las rocas debido a que estas superficies reflejan la luz.

Cuarzo

Es un mineral duro y químicamente resistente. No se raya con una navaja. Forma hermosos racimos de cristales en cavidades de roca, y se presenta en muy diversos colores, muchos de ellos transparentes. El cuarzo se observa con frecuencia en vetas de color blanco en las areniscas o se le encuentra como grano de arena en los depósitos aluviales.

I.IV.a Partículas que conforman la roca o suelo

Las partículas que conforman la roca y el suelo pueden determinar el comportamiento de los materiales. El tamaño de las partículas puede variar desde grandes bloques de varios metros de diámetro hasta las partículas de arcilla y generalmente, se les subdivide en seis grandes categorías:

- a) *Bloques*: Tamaños superiores a 300 mm.
- b) *Cantos*: Tamaños de 150 a 300 mm.
- c) *Gravas*: Gruesas de 18 a 150 mm. y finas de 4.76 a 18 mm.
- d) *Arenas*: Gruesas de 2 a 4.76mm, medias de 0.42 a 2mm y finas de 0.074 a 0.42mm.
- e) *Limos*: Partículas granulares menores de 0.074 mm.
- f) *Arcillas*: Partículas plásticas de tamaño menor a 0.074 mm.

Las partículas gruesas, tales como bloques y cantos, pueden tener un efecto estabilizante, debido a su tamaño y usualmente las arenas gruesas y las gravas son relativamente estables, si no están afectadas por presiones de poro. Por otro lado los limos y arcillas tienden a ser inestables en estado saturado.

Las partículas de arcilla poseen una composición mineral que la hacen susceptibles a expansión.

I. CONCEPTOS BÁSICOS

Las Arcillas

Las arcillas son esencialmente hidróxido de aluminio microcristalinos formando capas de silicatos, los cuales tienen una estructura en capas o partículas laminares. Los principales tipo de arcilla son las caolinitas, las illitas y motmorillonitas. De las propiedades de las arcillas, la capacidad de intercambio catiónico generalmente, controla su comportamiento frente al agua y su inestabilidad (Tabla V). A mayor capacidad de intercambio catiónico la arcilla es más inestable.

Tabla V Capacidad de intercambio catiónico de las arcillas (Grim, 1962).

Arcilla	Capacidad de intercambio catiónico en miliequivalentes por cien gramos
Caolinita	3-15
Aloisita-2 H ₂ O	5-10
Aloisita-4 H ₂ O	10-40
Illita	10-40
Montmorillonita	8-150

De las motmorillonitas, la motmorillonita sódica o Bentonita es muy conocida en el ámbito de la ingeniería, la cual posee la capacidad de absorber grandes cantidades de agua. El tipo de mineral de arcilla presente y el porcentaje, en proporción con el total de minerales afecta en forma considerable el comportamiento del suelo. Una forma de poder analizar este comportamiento son los Límites de Atterberg o Límites de Plasticidad (Tabla 5.6). En general, las otras propiedades de las arcillas, como son sus características de expansión y contracción siguen un mismo patrón ante las propiedades de plasticidad, entre más plástico el material mayor su potencial de expansión y menor su resistencia al cortante.

Tabla VI Valores de límites de de Atterberg para los minerales de arcilla (Mitchell, 1976).

Arcilla	Límite líquido %	Límite plástico %	Límite de contracción %
Caolinita	30-100	25-40	25-29
Aloisita-2 H ₂ O	35-55	30-45	--
Aloisita-4 H ₂ O	50-70	47-60	--
Illita	60-120	35-60	15-17
Montmorillonita	100-900	50-100	8.5-15

I.IV.b Textura

El concepto de textura se refiere a la manera en la cual los granos individuales o minerales se encuentran en la roca.

I. CONCEPTOS BÁSICOS

Textura Cristalina

Ocurre en las rocas intactas donde todos los granos son parte del proceso de cristalización.

Textura Hipocristalina

Corresponde a rocas intactas, incluyendo algunas rocas volcánicas, las cuales también contienen minerales amorfos vidriosos.

Textura Hidralina

Rocas intactas amorfas por ejemplo, vidrios naturales y algunas rocas volcánicas poseen una textura hidralina.

Textura Clástica

Los granos o minerales se han formado de la desintegración de otros materiales y forman la mayoría de las rocas sedimentarias.

La textura de las rocas intactas también puede clasificarse de acuerdo a la forma de sus granos y minerales. La descripción de la forma de los granos se realiza generalmente, de una manera cualitativa, utilizando términos medios tales como cúbica, prismática, elipsoide, columnar, tabular, etc.

Finalmente, el tamaño absoluto y la distribución de tamaño de los granos o minerales completan la descripción de la textura utilizando términos tales como fino, pequeño, medio, grueso, largo, gigante, etc.

I.IV.c Fábrica

El concepto de fábrica se refiere al arreglo espacial de los granos o minerales en la roca intacta, o sea, la orientación de los minerales entre sí en tres dimensiones (Figura IX).

El concepto de fábrica también incluye la porosidad y el contenido volumétrico de granos.

Fábrica Desordenada

La fábrica aleatoria o completamente irregular ocurre muy frecuentemente en el caso de rocas ígneas. Esta fábrica se caracteriza por la distribución estadísticamente uniforme de los ejes cristalográficos de los granos. Algunas areniscas homogéneas poseen una fábrica desordenada y generalmente, igual situación ocurre con las calizas.

Fábrica Paralela

Algunas rocas ígneas durante su formación como un resultado de flujo de la lava, al solidificarse forman fábricas paralelas. Esta fábrica puede estar compuesta de arreglos paralelos de cristales o agregados de cristales. Las formaciones tabulares o planares paralelas o paralelas lineales se encuentran dentro de este grupo.

I. CONCEPTOS BÁSICOS

La característica más importante de la fábrica en rocas sedimentarias, es la estratificación, la cual es una forma de fábrica paralela.

Fábrica Fibrosa

Las rocas metamórficas durante el proceso de recristalización cambian en forma importante la fábrica. Las características de cada tipo de fábrica se describen con términos como equistosidad y bandeamiento. Esta fábrica fibrosa también se le encuentra en los Neises y ocasionalmente en las pizarras.

Existe otro tipo de fábricas menos comunes, las cuales no se consideraron importantes para el propósito del presente texto, tales como las estructuras en punta de lápiz, etc.

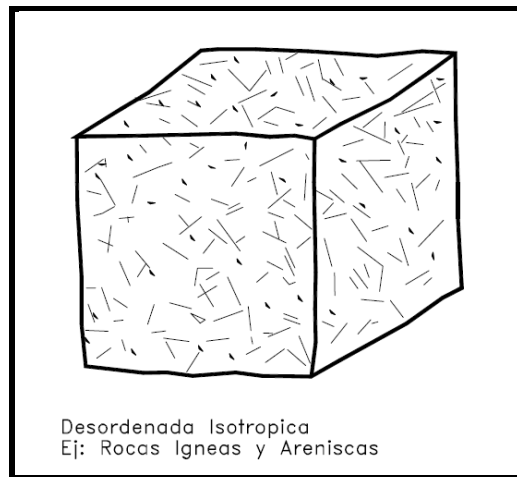


Figura IX (a) Modelos de fábricas de rocas.

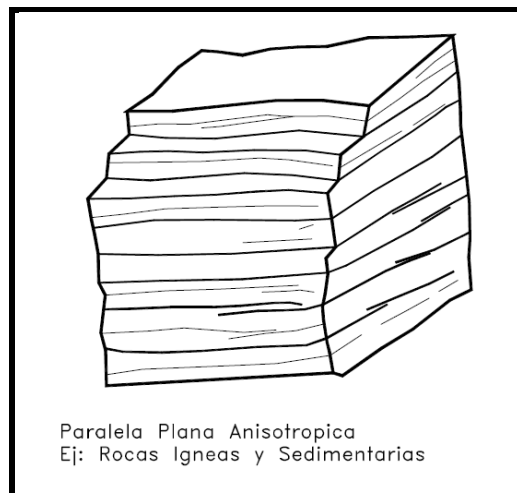


Figura IX (b) Modelos de fábricas.

I. CONCEPTOS BÁSICOS

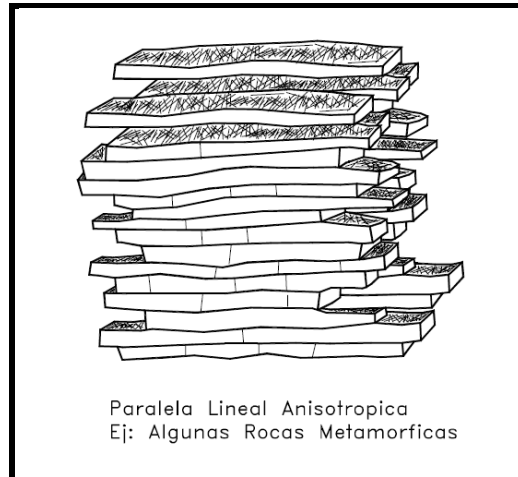


Figura IX (c) Modelos de fábricas.

IV ESTRUCTURA DE LA MASA DE ROCA

El término estructura se refiere al sistema de discontinuidades en la masa de roca y el término discontinuidad se utiliza para describir las diversas superficies a lo largo de las cuales, la consistencia de la roca intacta se interrumpe.

Si en la roca sana o meteorizada aparecen discontinuidades o planos de debilidad, estos pueden definir el mecanismo de falla.

Los principios del análisis dependen de:

1. La identificación de los sistemas de juntas y otras discontinuidades.
2. La relación de estos sistemas con las posibles superficies de falla.
3. Los parámetros de resistencia de las juntas y su relleno.
4. La presión de agua en las discontinuidades.

Estratificación

La estratificación corresponde a los contactos de depositación de materiales, que ocurrieron durante el proceso de formación de la roca. Por ejemplo en las rocas sedimentarias es común encontrar mantos de arenisca formados sobre mantos de lutita o viceversa. En rocas volcánicas también se presentan superficies de estratificación, por ejemplo cenizas volcánicas sobre un basalto.

Discontinuidades paralelas a la estratificación

Los cambios que ocurrieron durante el proceso de sedimentación pueden haber producido juntas paralelas a ésta. Por ejemplo, cuando en el proceso de sedimentación se depositaron capas de diferente tamaño de grano. Otro caso de estas juntas se debe al agrietamiento por consolidación de las rocas sedimentarias o a procesos tectónicos.

Esta estratificación estructural puede también ser el resultado de compresiones u otro tipo de esfuerzos.

I. CONCEPTOS BÁSICOS

Discontinuidades paralelas a la esquistosidad

De manera similar a la estratificación pueden aparecer juntas paralelas a la esquistosidad, las cuales ocurren a espaciamientos diferentes y con persistencia diferida.

Pliegues

La formación de pliegues tanto en rocas sedimentarias como metamórficas es causada por cargas tectónicas, resultando en la formación de plegamientos de la esquistosidad o estratificación. Los esfuerzos sobre la roca que ocurren durante la formación de los pliegues conducen al desarrollo de juntas. Estas juntas se denominan de acuerdo a su posición con respecto al eje del pliegue, utilizando términos tales como diagonal, transversal o longitudinal, los cuales generalmente se forman a ángulos rectos con estratificación o la esquistosidad plegada. Estas juntas ocasionalmente son interrumpidas por las juntas de estratificación o paralelas a la esquistosidad y es importante definir las características de su continuidad (Figura X).

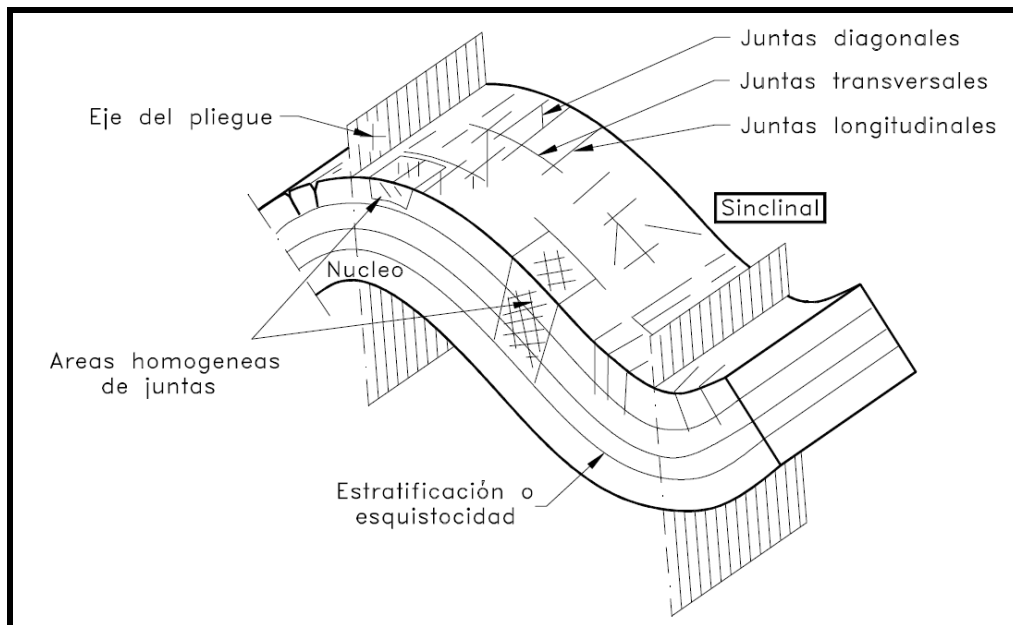


Figura X Elementos y juntas de un pliegue.

Fallas

Las fallas son un elemento muy importante de la masa de roca, debido a que en ellas ha ocurrido desplazamiento de las masas de roca. Las fallas se clasifican de acuerdo a su dirección de desplazamiento (Figura XI). Debe hacerse una diferenciación entre las fallas hacia abajo del buzamiento y hacia arriba, los movimientos ortogonales al buzamiento y los movimientos de rotación de bloques.

Las fallas generalmente, actúan como camino preferido del agua debido a que comúnmente, la roca se encuentra fracturada a lado y lado de la falla. El flujo de agua, produce meteorización química así como lavado y erosión, y éstos a su vez, pueden conducir a una abertura de la superficie de la

I. CONCEPTOS BÁSICOS

falla, formando una especie de grietas discontinuas. Estas fallas con frecuencia se encuentran rellenas de materiales.

La ocurrencia frecuente de milonitas en la zona de falla puede explicarse debido a los esfuerzos muy altos sobre la roca intacta y la meteorización química. Las milonitas están compuestas de roca pulverizada, que en ocasiones se reduce a arcilla. Las zonas de milonitas pueden alcanzar varios metros de espesor y extenderse a largas distancias a lo largo de la falla. Estas milonitas pueden ser muy importantes en el análisis de estabilidad de taludes. La roca intacta en la inmediata vecindad de la superficie de la falla, en ocasiones se inclina en la dirección del movimiento de la falla, formando una zona de deformación de la roca con su correspondiente pérdida de propiedades.

Las estrías o espejos de falla (Slickensides) son comunes en las superficies de la falla.

Estas superficies son generalmente lisas y poseen muy baja resistencia al cortante.

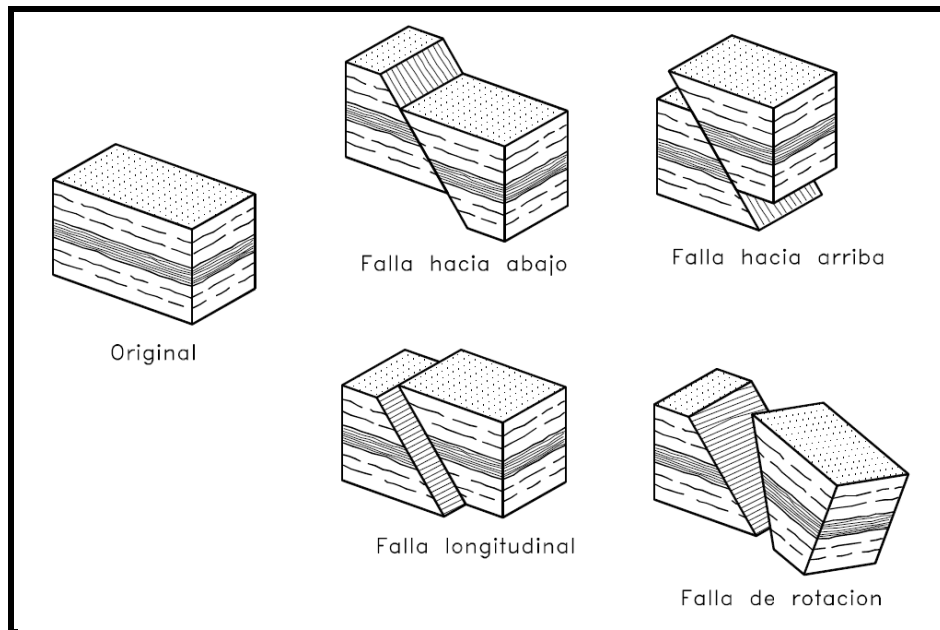


Figura XI Tipos de falla (Wittke 1990).

Rumbo y Buzamiento

En una discontinuidad geológica se requiere cuantificar su rumbo y buzamiento y compararlo con el del talud (Figura XII). El ángulo de inclinación que forma el plano de la discontinuidad con la horizontal se le llama buzamiento y puede medirse por medio de un inclinómetro en grados y minutos. Normalmente, con el conocimiento de los grados es suficiente ya que el margen de error en la medición es relativamente alto y el buzamiento de la discontinuidad no conserva el mismo valor exacto dentro del talud.

La dirección o rumbo de la discontinuidad va a definir junto con el ángulo de pendiente del talud y su rumbo la ocurrencia o no de ciertos tipos de movimiento, especialmente en rocas. Si la orientación de las discontinuidades favorece una falla, la importancia de otros parámetros disminuye (Figura XIII).

I. CONCEPTOS BÁSICOS

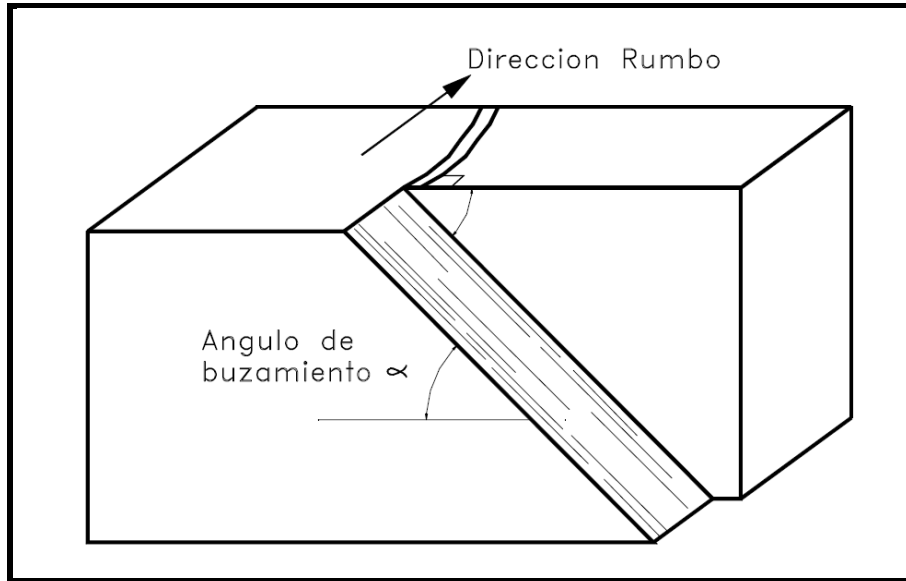


Figura XII Rumbo y buzamiento.

Se requiere determinar las discontinuidades cuya orientación es hacia fuera del talud y su peligrosidad aumenta a medida que se acerca su buzamiento a la pendiente del talud. En una vía o excavación de longitud importante la dirección del talud o de las discontinuidades varía, mientras en un sitio determinando la inestabilidad está determinada por una discontinuidad o familia de juntas, en otro sitio cercano puede ser otra la que presenta riesgo más alto de falla. El grado de estabilidad también varía a lo largo de la altura del talud. Un sistema de juntas puede presentar una condición de estabilidad en la parte alta del talud y de inestabilidad en su parte baja y viceversa.

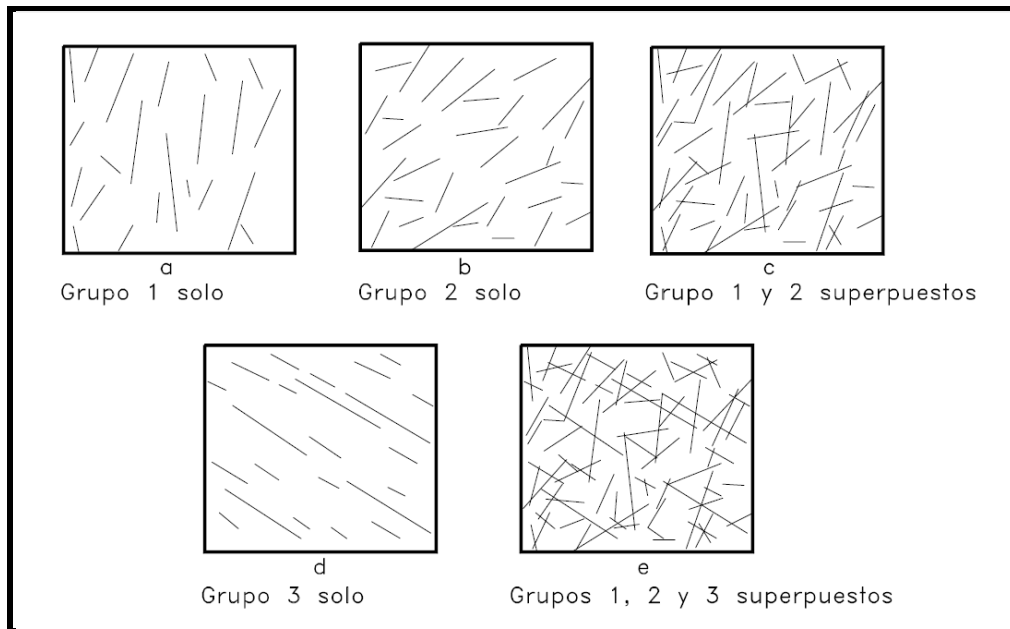


Figura XIII Grupos de discontinuidades.

I. CONCEPTOS BÁSICOS

Continuidad

La continuidad es una propiedad difícil de evaluar. Este factor puede definir la magnitud de las posibles fallas ocasionadas por la presencia de discontinuidades. La extensión y espaciamiento de las discontinuidades se presenta en la figura, de acuerdo a la clasificación propuesta por Duncan y Goodman (1968). Se propone que se diferencie entre las unidades sencillas no repetidas y aquellas que se repiten en el espacio y que forman un grupo o familia de discontinuidades.

Espaciamiento

El espaciamiento de las discontinuidades indica la extensión hasta donde las propiedades de la roca intacta y de las propiedades de la discontinuidad separadamente, afectan las propiedades mecánicas del bloque de roca. Una roca es más débil si el espaciamiento es muy cercano y más fuerte si el espaciamiento es grande. Dentro de una misma formación el espaciamiento cambia de un punto a otro y se requiere caracterizar este fenómeno en los sitios específicos de los problemas a estudiar.

Tabla VII Espaciamiento de discontinuidades (Geotechnical office, Hong Kong, 1988).

Descripción	Espaciamiento
Espaciamiento extremadamente ancho	> 6 m
Espaciamiento muy ancho	2 m – 6 m
Espaciamiento ancho	600 mm – 2 m
Espaciamiento medio	200 mm – 600 mm
Espaciamiento cercano	60 mm – 200 mm
Espaciamiento muy cercano	20 mm – 60 mm
Espaciamiento extremadamente cercano	20 mm

Tabla VIII Tamaño de abertura (Geotechnical office, Hong Kong, 1988).

Descripción	Distancia de abertura entre paredes de la discontinuidad
Ancha	> 200 mm
Moderadamente ancha	60 – 200 mm
Moderadamente angosta	20 – 60 mm
Angosta	6 – 20 mm
Muy angosta	2 – 6 mm
Extremadamente angosta	> 0 – 2 mm
Apretada	Cero

Abertura y relleno

La junta puede ser cerrada, abierta o rellena, tal como se muestra en la (Figura IV) y de acuerdo a su estado es su comportamiento. El movimiento de agua a lo largo de las juntas tiende a producir por depósito o por meteorización la presencia de rellenos o materiales blandos dentro de la junta.

I. CONCEPTOS BÁSICOS

Las propiedades más importantes del relleno son su grosor, tipo y resistencia. Su grosor puede definir si es suficiente para impedir que las paredes de la discontinuidad se toquen entre sí. Si el grosor es suficiente, las propiedades del material de relleno van a determinar la ocurrencia de las fallas pero si la abertura de la junta es pequeña, las propiedades de aspereza de las paredes son el factor más importante a considerar.

En los casos donde los rellenos son muy delgados, debe medirse la amplitud promedio de la aspereza utilizando una línea recta y comparar estos con el promedio del espesor total del relleno. En algunos casos, es de gran ayuda hacer esquemas de campo en que muestren el estado de la junta y su relleno.

Aspereza

La aspereza mide el grado de rugosidad de las juntas. Se deben definir macro y microasperezas. Las macroasperezas u ondulaciones afectan esencialmente la dirección del movimiento y producen cambio en el buzamiento dentro del talud.

Las microasperezas definen la resistencia al corte de la discontinuidad y la posibilidad o no de una falla.

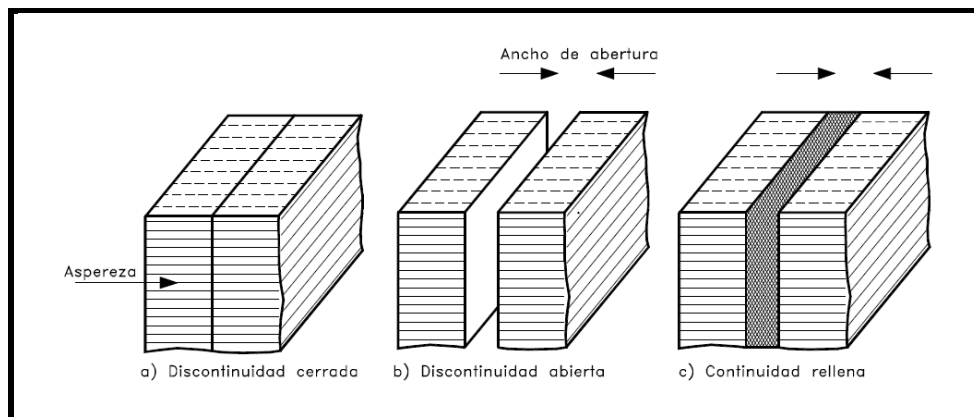


Figura XIV Tipos de discontinuidad.

Resistencia al cortante

La resistencia al cortante es relativamente alta en discontinuidades naturalmente cerradas, aún en el caso de taludes de alta pendiente. Sin embargo, la resistencia al cortante disminuye en forma muy importante al abrirse la discontinuidad. Además, la naturaleza del material de relleno es el principal parámetro que afecta la resistencia al cortante, dentro de una discontinuidad abierta seguida de la aspereza de la junta. La resistencia al cortante pico dentro de la discontinuidad cerrada no ocurre al mismo desplazamiento que la máxima dilatación sino a desplazamientos mucho menores. (Ferreira, 1997).

Movimientos anteriores en la discontinuidad

Los desplazamientos al corte en una discontinuidad producen la rotura de las asperezas y reducen la resistencia al corte de un valor pico a un valor residual. La dificultad consiste en identificar en una

I. CONCEPTOS BÁSICOS

familia de juntas aquellas discontinuidades que han sufrido movimientos y que presenta alto riesgo de deslizamiento, con relación a las demás por la disminución de la resistencia al corte.

I.VI FALLAS CONTROLADAS POR LA ESTRUCTURA

Para el análisis de fallas por grupos de discontinuidades se recomienda utilizar el siguiente procedimiento:

1. Determinar los grupos de juntas más “significativos”, evaluando su valor relativo dentro de la familia de las juntas, en cuanto a posibilidad de ocurrencia de un movimiento (Figura XVI).
2. Para cada grupo determinar su orientación, buzamiento, espaciamiento, abertura, resistencia al corte, etc.
3. Estudiar por medio de bloques en el espacio las diversas posibilidades de ocurrencia de fallas.
4. Hacer el análisis de estabilidad de cada uno de los bloques identificados.

Debe en todos los casos estudiarse la posibilidad de ocurrencia, no sólo de fallas al corte sino fallas por volteo y fallas de grupos de bloques. En estos casos el Ingeniero o Geólogo debe estudiar la estabilidad del talud en el espacio en tres dimensiones.

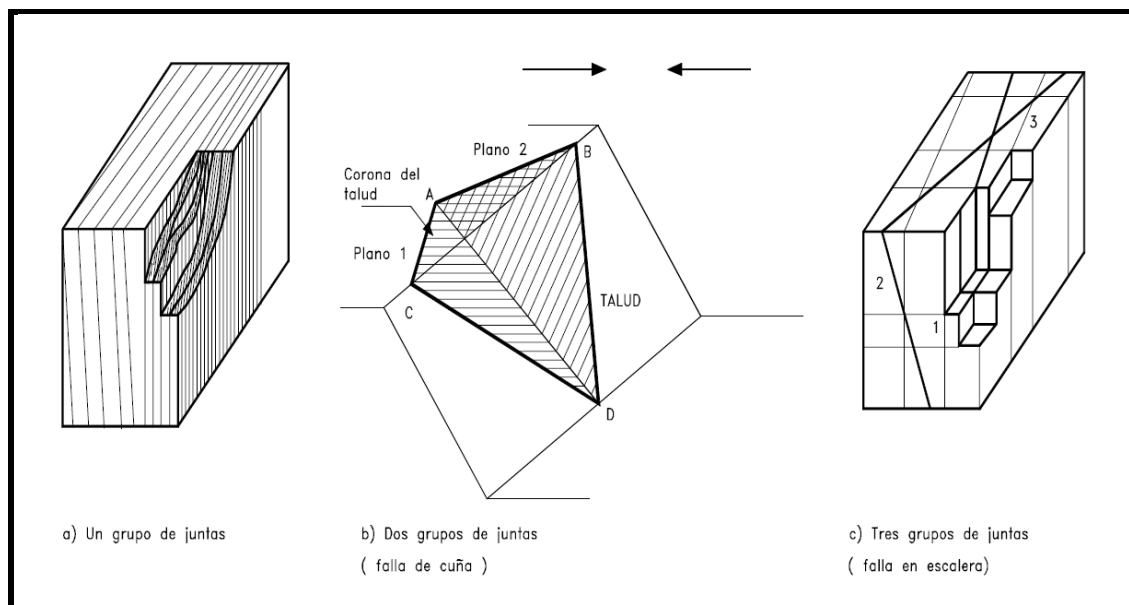


Figura XV Efectos de los grupos de juntas.

Una masa de roca fracturada es altamente anisotrópica con respecto a su resistencia al corte. Una combinación progresiva de grupos de juntas es un problema complejo por la dificultad que existe para definir una superficie de falla, que puede vincular varios grupos diferentes de discontinuidades.

Falla plana

Es la falla por desplazamiento de la roca sobre una discontinuidad. Debe analizarse la proporción de discontinuidad intacta, separada o rellena y las propiedades de fricción y cohesión a lo largo de cada sector homogéneo de discontinuidad.

I. CONCEPTOS BÁSICOS

Falla en cuña

Un caso importante y común de falla en roca sucede cuando la intersección de planos de discontinuidad forma un vértice en dirección hacia fuera del talud. En estos casos se puede producir una falla de una cuña cuando los planos de discontinuidad son independientemente estables.

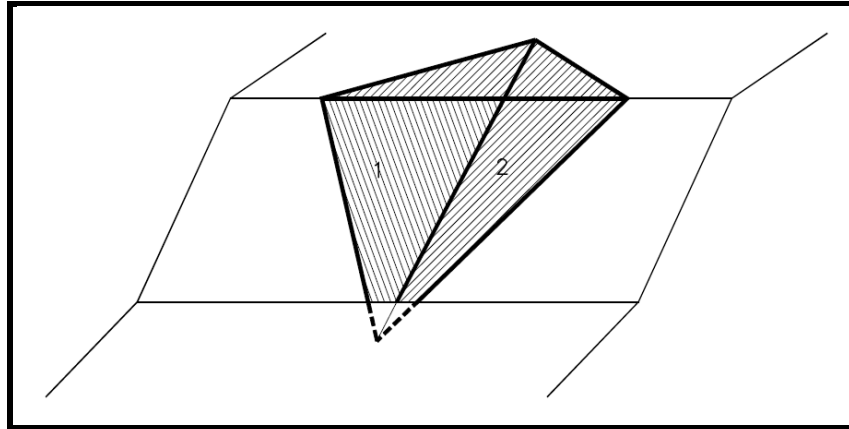


Figura XVI Esquema de la falla de cuña.

Falla en Escalera

La presencia de grupos de discontinuidades puede producir una superficie de falla en escalera. El fenómeno puede incluir fallas de tensión y corte a lo largo de las discontinuidades y a través de la roca intacta, formando zonas de corte que no son propiamente planos de falla, pero que para el análisis se pueden asimilar a las de una superficie.

Antes de determinar la resistencia a lo largo de un plano determinado debe establecerse la proporción de juntas y roca sana que cubre la superficie de falla y la proporción de superficies a corte y tensión. Esto puede determinarse estudiando la orientación en el espacio de los varios grupos de discontinuidades y conociendo la resistencia al corte y a tensión de las juntas y de la roca sana. De este análisis pueden salir los parámetros que se deben emplear en el diseño.

CAPITULO 1. PRUEBAS DE CAMPO Y LABORATORIO

1.1 ENSAYES DE LABORATORIO

1.1.1 Ensayes de compresión simple y triaxial

Estos ensayos permiten determinar la resistencia y la deformabilidad de un macizo rocoso y cuando la fisuración del espécimen sea representativa del macizo. Los resultados de estos ensayos se emplean en el diseño de revestimiento de túneles bajo presión y de cimentaciones de estructuras pesadas.

1) Compresión simple

Es el ensayo de laboratorio, que consiste en aplicar a los especímenes de roca cargas axiales sin confinamiento. Para cada incremento de carga se mide la deformación.

Los especímenes son generalmente cilindros de 2.5 a 7.5 cm de diámetro y altura igual a dos diámetros.

La resistencia del espécimen es el valor del esfuerzo bajo el cual el material falla. Dicho esfuerzo se calcula comúnmente en megapascuales, Mpa o kilopascuales, KPa.

$$1MPa = 1000KPa = 10bares = 10.197 \text{ kg/cm}^2$$

El intervalo de variación de la resistencia a la compresión simple en rocas es usualmente de 5 a 400 MPa. Dentro de este gran intervalo han surgido varias propuestas de subdivisión que no han sido enteramente satisfactorias, pero que pueden resumirse en la (Tabla 1.1).

Tabla 1.1 Clasificación de las rocas de acuerdo con su resistencia a la compresión simple.

Resistencia, en MPa	Condición	Descripción
5 a 20	Muy débil	Sedimentarias alteradas y débilmente compactadas
20 a 40	Débil	Sedimentarias y esquistos débilmente cementados
40 a 60	Resistencia media	Sedimentarias competentes; y rocas ígneas cuarzosas de densidad un poco baja
80 a 160	Resistencia alta	Ígneas competentes, metamórficas; y algunas areniscas de grano fino
160 a 320	Resistencia muy alta	Cuarcitas; rocas ígneas densas de grano fino

CAPITULO 1. PRUEBAS DE CAMPO Y LABORATORIO

2) Compresión triaxial

Los ensayos de compresión triaxial simulan los esfuerzos que soporta la muestra de roca en la naturaleza. El confinamiento que tienen las rocas en la naturaleza puede definirse como un estado de esfuerzos que es factible representar con los esfuerzos normales denominados principales (σ_1, σ_2 y σ_3), que actúan en direcciones ortogonales. En la cámara triaxial, por simplicidad los esfuerzos principales laterales permanecen iguales durante la prueba ($\sigma_2 = \sigma_3$).

La mayoría de los laboratorios emplean aparatos capaces de ensayar muestras cilíndricas de roca de 5 a 7.5 cm de diámetro con carga axial de 100 a 200 ton y confinamiento de 300 a 600 kg/cm^2 . La cámara triaxial de Bureau of Reclamation es capaz de ensayar núcleos de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura y alcanzar 3600 ton de carga axial y 9000 kg/cm^2 de presión confinante.

Hasta 1963, los ensayos triaxiales se efectuaban sin drenaje ni medición de la presión de poro. Observaciones posteriores contemplaron la necesidad de medir la presión de poro a fin de obtener una información más realista acerca de la resistencia de la roca. El equipo empleado para probar especímenes NX (6.35 cm de diámetro) ha sido desarrollado en varios laboratorios norteamericanos, en particular el del U.S. Army Corps of Engineers.

- a) Pruebas triaxiales no drenadas con medición de presión de poro.

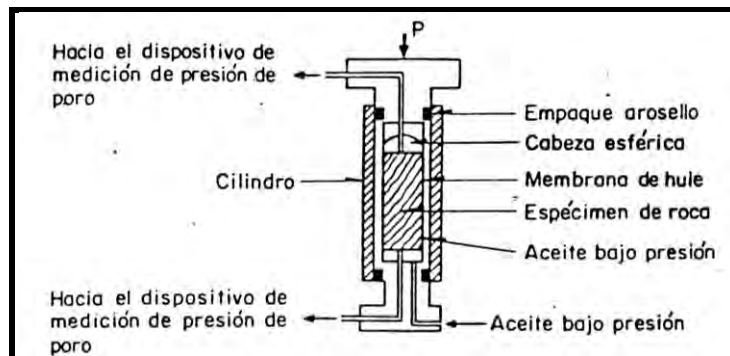


Figura 17.1 Corte esquemático de una cámara triaxial diseñada para medir la presión de poro.

La (Figura 1.1) muestra un corte esquemático de una cámara de compresión triaxial diseñada para medir presión de poro. Consiste en una base, cabeza, mangueras, extensómetros, 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 plástico enrollado al espécimen, que sirve de dren durante el llenado de la cámara del fluido confinante (generalmente agua). 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.

CAPITULO 1. PRUEBAS DE CAMPO Y LABORATORIO

Al comienzo de los ensayos se satura 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/cm².

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

Análisis de las pruebas

Para analizar los resultados de los ensayos de compresión deben sus círculos de falla de Mohr. Los círculos Mohr de pruebas de compresión simple son tangentes al eje de las ordenadas y los triaxiales se localizan a una distancia de este eje igual al valor del esfuerzo confinante efectivo (Figura 1.2). En ensayos drenados los esfuerzos normales aplicados, σ_1 y σ_3 , son los efectivos, y en ensayos no drenados los esfuerzos efectivos, σ_1 y σ_3 , son los normales aplicados, σ_1 y σ_3 , menos la presión de poro, u .

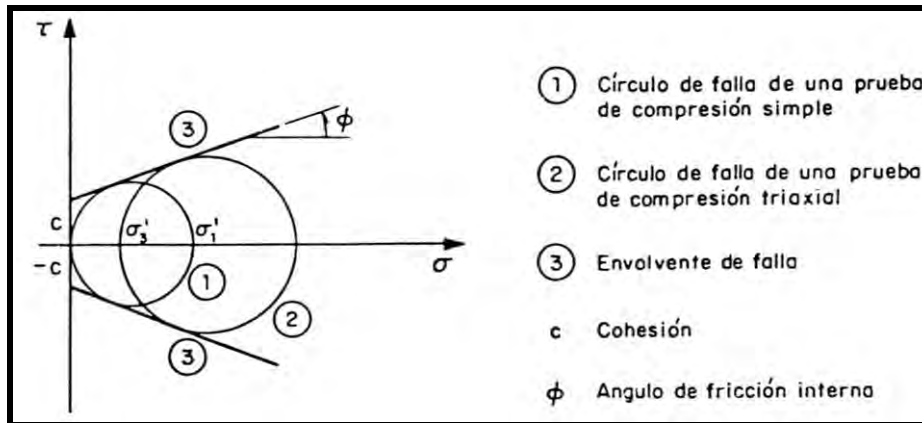


Figura 1.2 Círculos de Mohr y envolventes de falla de una prueba de compresión simple y una triaxial.

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

$$R_c = c + \sigma' \tan \phi \quad \text{Ecuación 1.1}$$

CAPITULO 1. PRUEBAS DE CAMPO Y LABORATORIO

Donde

R_c Resistencia al corte

φ Ángulo de fricción interna

c Cohesión o resistencia al corte cuando $\sigma = 0$

σ Esfuerzo normal efectivo actuante sobre el plano de corte $\sigma = \sigma - u$, donde;

σ Esfuerzo normal externo y

u Presión de poro

Las envolventes de falla de las rocas son, en general, curvas. Los parámetros c y φ 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, Δu , 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:

$$\Delta u = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_3)] \text{ con } B = 4 \quad \text{Ecuación 1.2}$$

Donde el coeficiente A depende de la desviación relativa del comportamiento de la roca de la teoría elástica, que para algunas rocas es considerable.

1.1.2 Ensayes de tensión

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. 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 en alguna de sus bases en el interior del recipiente, creándose en el espécimen un estado de esfuerzos de tensión no uniforme que alcanza su valor máximo en su parte media (Figura 1.3). Conociendo la velocidad angular w y la densidad de la roca ρ , el esfuerzo a una distancia x de uno de los extremos de la probeta es:

$$\sigma_x = \frac{1}{2} \rho \omega^2 (Lx - x^2) \quad \text{Ecuación 1.3}$$

Donde

L Longitud del espécimen

ρ Cociente del peso específico entre la aceleración de la gravedad

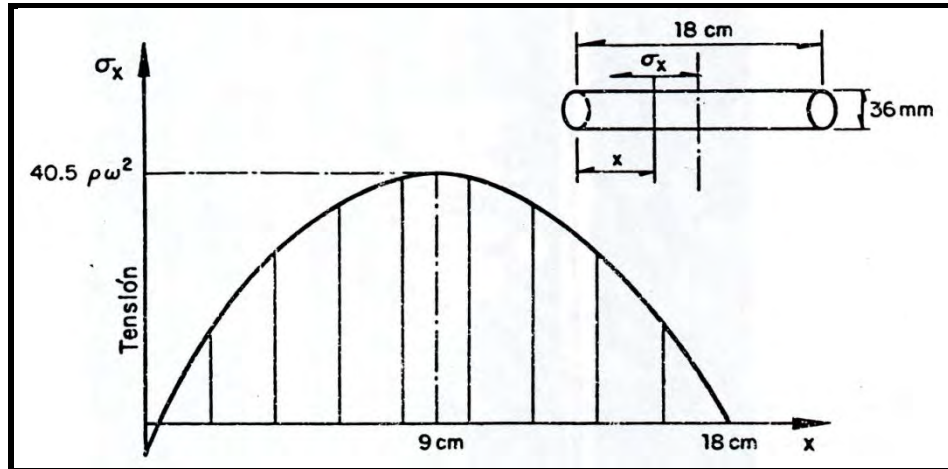


Figura 1.3 Distribución de esfuerzos longitudinales en la probeta.

2) Prueba de flexión

Consisten 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 de la roca, el espécimen falla.

Cuando una carga, P se aplica al centro de una viga simplemente apoyada de longitud l , produciendo una flecha y perpendicular al eje de la viga, el módulo de elasticidad promedio a la flexión es:

$$E_{prom} = Pl^3/6Iy \quad \text{Ecuación 1.4}$$

La resistencia de tensión a la flexión es:

$$F = Pl\gamma_0/2I \quad \text{Ecuación 1.5}$$

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, $h \times b$, $I = bh^3/12$).

γ_0 = distancia del eje neutro de la viga al punto extremo de la sección transversal en el lado de tensión.

CAPITULO 1. PRUEBAS DE CAMPO Y LABORATORIO

3) Prueba brasileña

Consiste en someter a compresión diametral a un espécimen cilíndrico produciéndose esfuerzos de tensión, σ_y , y de compresión, σ_x , como se indica en la (figura 1.4), cuyos valores máximos son:

$$\sigma_x = 6 P/\pi D l \quad \text{de compresión (verticalmente)} \quad \text{Ecuación 1.6}$$

$$\sigma_y = -2 P/\pi D l = -\frac{\sigma_x}{3} \quad \text{de tensión (horizontalmente)} \quad \text{Ecuación 1.7}$$

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.

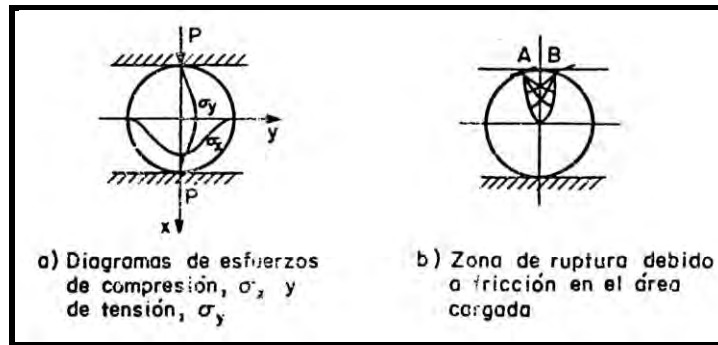


Figura 1.4 Prueba brasileña.

1.1.3 Ensayes de corte

La resistencia al corte es una propiedad tanto de la roca intacta como de las juntas o planos de debilidad de los macizos.

Existen diferentes tipos de instalaciones de laboratorio para obtener la resistencia al corte de especímenes de roca.

Un método sencillo para pruebas de corte doble para especímenes cilíndricos de 15 mm de diámetro y 75 mm de longitud. El esquema de este dispositivo se representa en la (Figura 1.5). Para corte doble en especímenes de sección rectangular, puede emplearse un dispositivo como el croquis de la (Figura 1.6). El dispositivo para la prueba de penetración o punzonado se muestra en la (Figura 1.7).

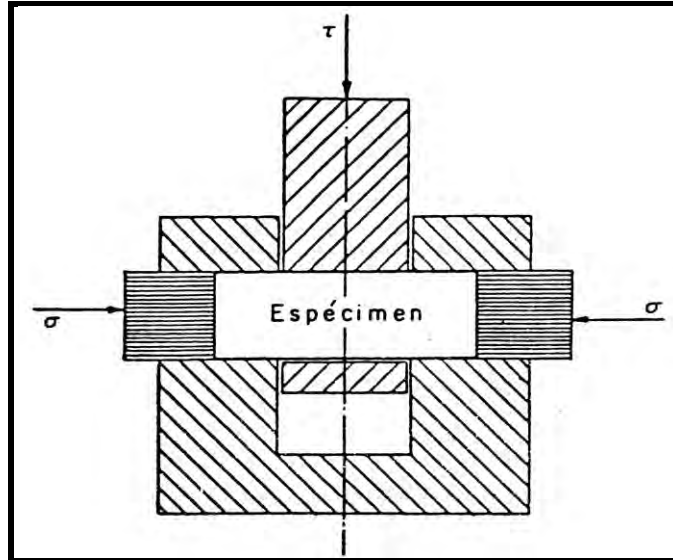


Figura 1.5 Dispositivo para pruebas de corte doble en especímenes cilíndricos.

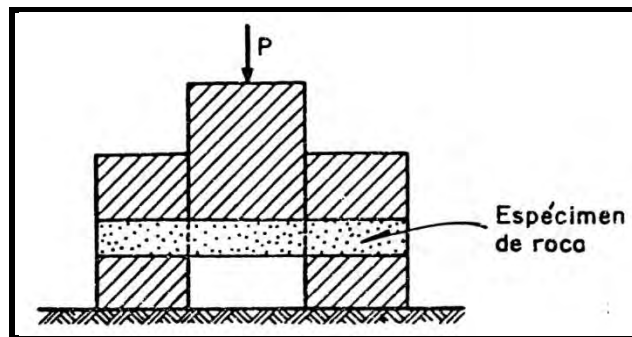


Figura 1.6 Dispositivo para pruebas de corte doble en especímenes de sección rectangular.

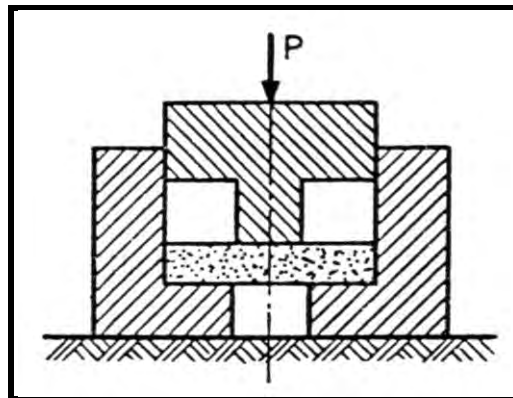


Figura 1.7 Prueba de punzonado.

En la (Tabla 1.2) se presentan valores típicos de resistencia de especímenes de roca en pruebas de laboratorio.

CAPITULO 1. PRUEBAS DE CAMPO Y LABORATORIO

Tabla 1.2 Valores típicos de resistencia a compresión simple, a tensión y cortante en laboratorio.

Roca	Compresión simple	Tensión	Cortante
Granito	100-250	7-25	14-50
Diorita	150-300	15-30	-
Dolerita	100-300	15-35	25-60
Gabro	150-300	15-30	-
Basalto	150-300	10-30	20-60
Arenisca	20-170	4-25	8-40
Lutita	5-100	2-10	3-30
Caliza	30-250	5-25	10-50
Dolomita	30-250	15-25	-
Carbón	5-50	2-5	-
Cuarcita	150-300	10-30	20-60
Gneis	50-200	5-20	-
Mármol	100-250	7-20	-
Pizarra	100-200	7-20	15-30

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 o cementándola en un molde (Figura 1.8).

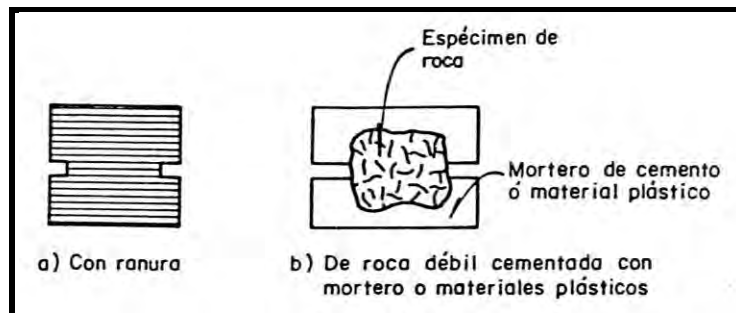


Figura 1.8 Especímenes de roca para pruebas de corte simple.

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 (Figura 1.9) se presentan las gráficas esfuerzo-deformación 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.

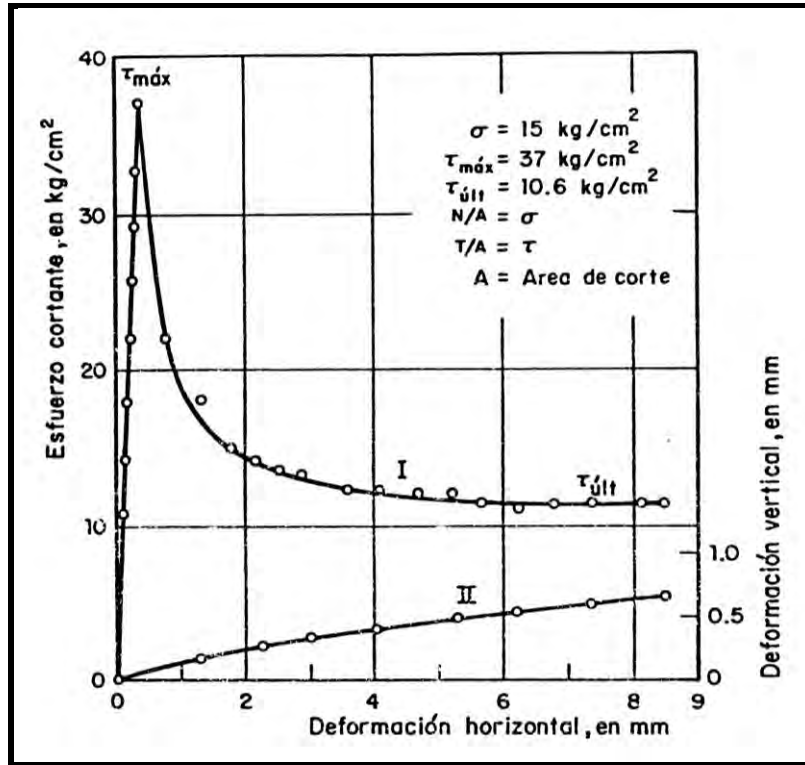


Figura 1.9 Diagrama esfuerzo-deformación para la prueba de corte simple.

Al aumentar la carga tangencial, T , manteniendo constante la carga normal, N , se incrementan los esfuerzos cortantes, T , hasta llegar un máximo, $\tau_{m\ x}$, 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, τ_{lt} , representa las fuerzas de fricción entre dos partes del espécimen. Los desplazamientos horizontales aumentan enormemente y los verticales alcanzan un valor constante.

El esfuerzo $\tau_{m\ x}$ corresponde a la resistencia de la roca al cortante; él esfuerzo τ_{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 (Figura 1.7).

CAPITULO 1. PRUEBAS DE CAMPO Y LABORATORIO

1.1.4 Propiedades índice

1) Porosidad

Se llama porosidad de una roca al cociente que resulta de dividir su volumen de vacíos, V_v , entre su volumen total, V_m .

Se expresa como el porcentaje:

$$n(\%) = \frac{V_x}{V_m} * 100 \quad \text{Ecuación 1.8}$$

Y varía desde 0.1 por ciento en rocas de porosidad reducida hasta 20 por ciento en rocas muy porosas. En las primeras, la porosidad está constituida por fisuras alargadas de espesor muy pequeño producidas por esfuerzos de origen térmico y/o tectónico. En las muy porosas existen oquedades menos alargadas y equidimensionales, que son conductos de disolución en rocas sedimentarias o burbujas de gas atrapadas durante el enfriamiento de las rocas ígneas.

La porosidad es correccionable con el peso volumétrico, deformabilidad, resistencia, y la velocidad de ondas sísmicas en rocas pertenecientes a la misma formación litológica.

a) Porosímetro

Este dispositivo (figura 1.10) 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 dispositivo cilíndrico C con dimensiones que permiten usarlo como portamuestras. El portamuestras, 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_2 , y un recipiente 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 estas condiciones, el aire contenido en la muestra se desprende y sube hasta ocupar cierto volumen cerca de la llave R_2

CAPITULO 1. PRUEBAS DE CAMPO Y LABORATORIO

- ⊕ Se abren las llaves R_1 y R_2 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 esta 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 entre 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.

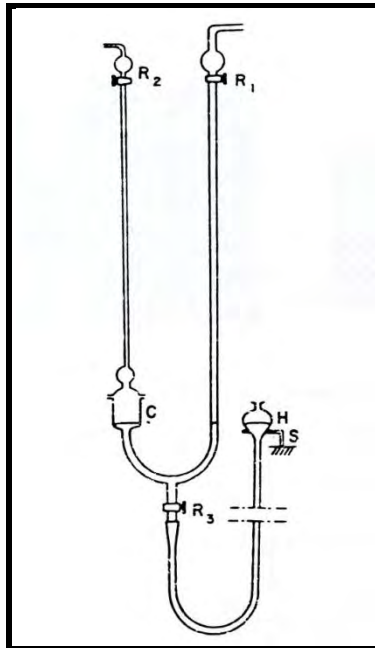


Figura 1.10 Porosímetro.

b) Método de Walsh

Consiste en someter a un espécimen de roca a una presión hidrostática, y obtener la gráfica del cambio de volumen unitario contra presión (Figura 1.11).

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

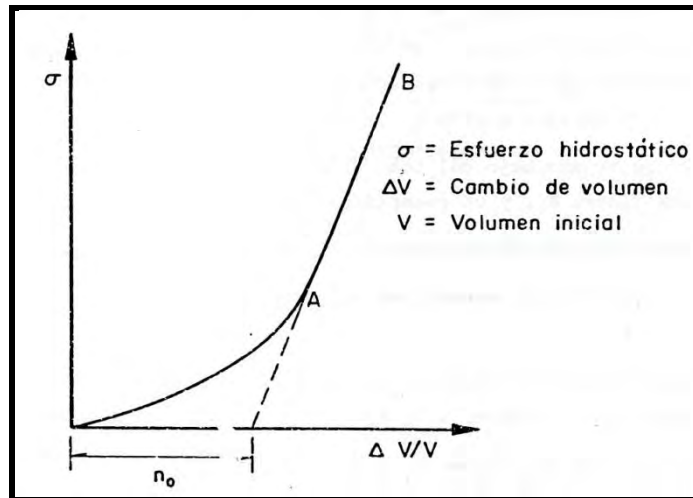


Figura 1.11 Variación del volumen de la muestra en función de la presión hidrostática aplicada.

2) Peso Volumétrico

El peso volumétrico, PV, de una muestra de roca con la humedad natural es el cociente del peso de la muestra, P_m , entre el volumen de la muestra, V_m . El peso volumétrico seco, PV_{seco} , es el cociente del peso de la muestra seca, P_s , entre el volumen de la muestra, V_m .

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 a l horno durante 24 h a 105 °C, se enfría dentro de un recipiente hermético y se pesa (se obtiene P_s)
- ⊕ Mediante la balanza de la (Figura 1.12) se obtiene e l volumen de la muestra 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.

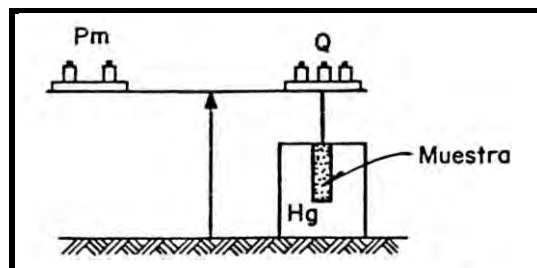


Figura 1.12 Ensaye para determinar el volumen de la muestra.

CAPITULO 1. PRUEBAS DE CAMPO Y LABORATORIO

De este modo se puede establecer la ecuación:

$$P_m = P_m + Q - 13.6 V_m \quad \text{Ecuación 1.9}$$

De donde se obtiene el valor de V_m

El peso volumétrico natural, PV , es:

$$PV = \frac{P_m}{V_m} \quad \text{Ecuación 1.10}$$

Y el peso volumétrico seco, PV_{seco}

$$PV_{seco} = \frac{P_s}{V_m} \quad \text{Ecuación 1.11}$$

3) Absorción de agua

A medida que el intemperismo avanza en las rocas, su volumen de vacíos crece, tanto por la expansión de la roca como por la disolución parcial de sus componentes. Por esta razón, para definir el grado de alteración se ha propuesto el parámetro i , dado por la ecuación:

$$i \% = \frac{P_1 - P_2}{P_1} \times 100 \quad \text{Ecuación 1.12}$$

Donde

P_1 = peso de la muestra secada en horno a 105°C

P_2 = peso de la muestra saturada, sumergiendo en agua después de secarla.

La prueba de laboratorio para determinar i se denomina absorción de agua.

Mediante el parámetro j , definido como el cociente del incremento del grado de alteración dado por el cambio de absorción de agua Δi en un intervalo de tiempo, dividido por el mismo intervalo de tiempo Δt :

$$j = \frac{\Delta i}{\Delta t} \quad \text{Ecuación 1.13}$$

Puede conocerse la alterabilidad de las rocas.

Esto se puede hacer comparando entre sí sus parámetros j correspondientes a intervalos de tiempo Δt del mismo orden de magnitud y pequeños en relación con los intervalos de tiempo requeridos para la transformación de una roca sana en suelo bajo la acción de los mismos agentes de intemperismo.

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

- ⊕ Se seca la muestra de roca al horno a 105 ± 2 °C durante 2 horas, aproximadamente, y se pesa, obteniéndose P_1

CAPITULO 1. PRUEBAS DE CAMPO Y LABORATORIO

- ⊕ Se sumerge en agua durante 30 a 90 minutos y se pesa, obteniéndose P_2
- ⊕ Se calcula el valor de i , empleando la (Ecuación 1.12)

4) Permeabilidad

En el laboratorio se mide el coeficiente de permeabilidad al aire y la variación con el tiempo de la permeabilidad al agua. El valor del coeficiente de permeabilidad al aire es un índice del estado de alteración de la roca, y la variación de la permeabilidad al agua es indicativa de la alterabilidad de la roca.

La permeabilidad al agua puede disminuir por el sellado de los huecos o fisuras o aumentar por el arrastre de sales. En ambos casos existe una reacción química entre el agua y los minerales constitutivos de la roca.

a) Permeabilidad al aire

La prueba se realiza mediante el aparato de la (figura 1.13), como se indica a continuación:

- ⊕ Se coloca el espécimen en el portamuestras, se sella lateralmente y se tapa
- ⊕ Se abre la válvula de vacío, elevándose el mercurio
- ⊕ Se cierra la comunicación al vacío
- ⊕ Se destapa el portamuestras; 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.

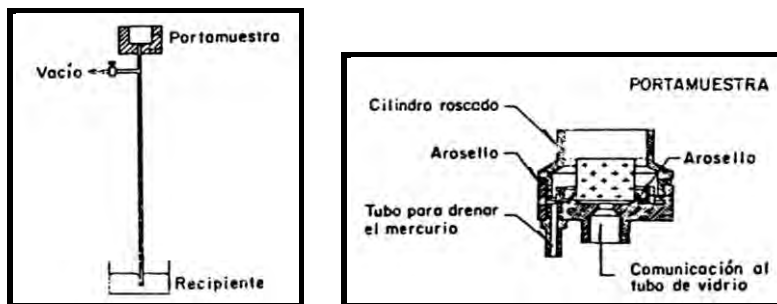


Figura 1.13 Aparato para medir la permeabilidad al aire.

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

La permeabilidad al aire se calcula mediante:

$$k = \frac{a L}{A t} \left(\frac{1}{13.6} \ln \frac{h_2}{h_1} + \frac{h_1 - h_2}{P} \right) \quad \text{Ecuación 1.14}$$

CAPITULO 1. PRUEBAS DE CAMPO Y LABORATORIO

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.

5) Sensitividad

La prueba consiste en medir el coeficiente de permeabilidad de un flujo de agua radial producido primero en sentido convergente y después divergente a través de una muestra de roca cilíndrica con una perforación central.

Se denomina sensitividad al cociente de la permeabilidad media cuando el flujo es divergente entre la medida al ser este convergente:

$$S = \frac{k_{div}}{k_{con}} \quad \text{Ecuación 1.15}$$

Donde k_{div} y k_{con} son coeficientes de permeabilidad resultantes cuando el flujo es divergente y convergente, respectivamente.

La sensitividad y la fisuración están íntimamente relacionadas. Se ha observado que al inyectar agua con presión p en una masa rocosa fisurada, el gasto de inyección Q sigue la ley:

$$Q = Ap^4 \quad \text{Ecuación 1.16}$$

Donde A es una constante y Q el gasto correspondiente al paso del agua a través de la abertura elástica producida en las fisuras preexistentes.

Se realiza en un cilindro de roca de 60 mm de diámetro y 150 mm de altura, con una perforación axial de 12 mm de diámetro y 125 mm de longitud (Figura 1.14). La perforación central queda comunicada a l 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^2 , y divergente mediante una presión interior de 1 kg/cm^2 .

CAPITULO 1. PRUEBAS DE CAMPO Y LABORATORIO

En ambos casos, el tubo de salida estará a la presión atmosférica.

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

$$k = \frac{Q}{2\pi Lp} \ln \frac{r_1}{r_2}$$

Ecuación 1.17

Donde

Q Gasto medio

L Altura del cilindro

p Presión aplicada

r_1 Radio exterior

r_2 Radio interior

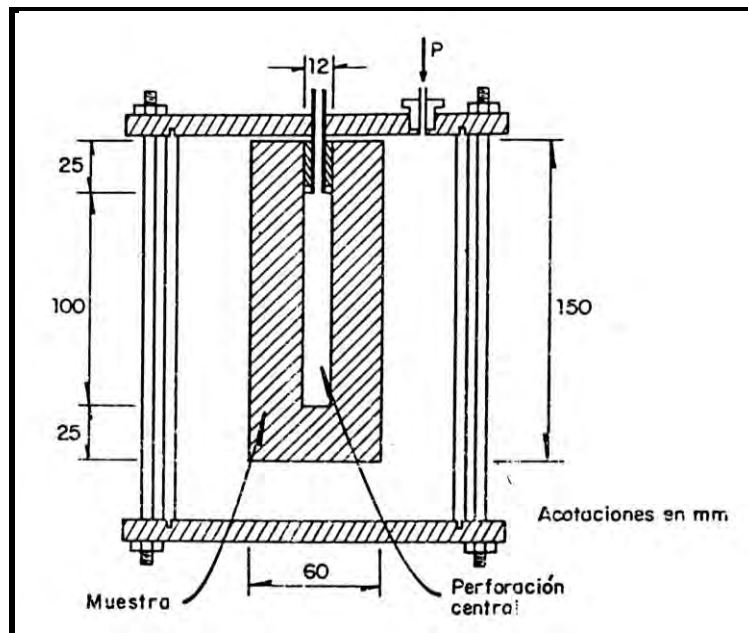


Figura 1.14 Dispositivo para medir la sensibilidad.

CAPITULO 1. PRUEBAS DE CAMPO Y LABORATORIO

6) Parámetros dinámicos

Los parámetros dinámicos: módulo de elasticidad, E_D , módulo de rigidez al cortante, G_D , y la relación de Poisson, ν_D , se determinan a partir de la medición de la velocidad de las ondas sísmicas y ultrasónicas en el laboratorio. En la determinación de los parámetros dinámicos en el laboratorio se supone que las ondas sísmicas inducidas se propagan en un medio perfectamente elástico. Sin embargo, como no es esa la realidad, existen discrepancias entre los parámetros dinámicos y estáticos.

El valor de los módulos de elasticidad estáticos son siempre menores que los dinámicos. Esta diferencias se debe a la presencias de fisuras y oquedades que ocasionan que su deformabilidad en ensayos estáticos aumente. La propagación de las ondas sísmicas y ultrasónicas se ve menos afectada por esas discontinuidades.

El procedimiento más popular de medición de velocidad de las ondas en el laboratorio, es el que emplea cristales de cuarzo. También se utilizan métodos ultrasónicos, similares a los ensayos en metales, en especímenes de roca muy pequeños.

La determinación de los parámetros dinámicos consiste en medir los tiempos de llegada de las ondas que atraviesan un espécimen de roca suspendido en el aire y golpeado en un extremo.

Los parámetros elásticos dinámicos de la roca se calculan empleando las ecuaciones:

$$G_D = V_t^2 \rho \quad \text{Ecuación 1.18}$$

$$E_D = V_l^2 \rho \quad \text{Ecuación 1.19}$$

$$\nu_D = (E_D / 2G_D) - 1 \quad \text{Ecuación 1.20}$$

Donde

E_D Módulo de elasticidad dinámico

G_D Módulo de rigidez al cortante

ν_D Relación de Poisson

V_t Velocidad transversal de la onda

V_l Velocidad longitudinal de la onda

ρ Densidad de la roca

1.2 ENSAYES DE CAMPO

1.2.1 Deformabilidad

1) Túnel bajo presión hidrostática

Consiste en aislar un tramo de un túnel o galería e inyectarle agua a presión, midiendo las deformaciones resultantes.

Este procedimiento es uno de los más costosos, aunque tiene la ventaja de afectar un volumen de roca mayor que con otros métodos de medición.

La medición de los desplazamientos de puntos interiores de la masa de roca permite calcular el modulo de deformación de la roca que se encuentra fuera de la zona de descompresión, cercana a las paredes del túnel.

El procedimiento es el siguiente; se aísla un tramo de túnel o galería (figura 1.15) y se le inyecta agua hasta alcanzar una presión una y media veces mayor que la máxima de operación del túnel. Al levantar la presión, y durante varios ciclos de carga y descarga, se efectúan mediciones de los desplazamientos radiales de las paredes del tramo. Antes de efectuar la medición, se deben igualar las temperaturas del agua y de la roca.

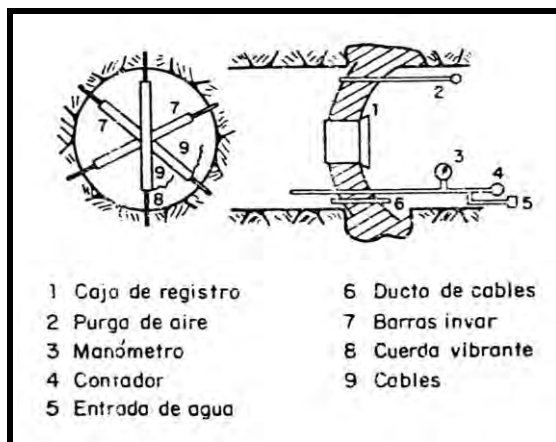


Figura 1.15 Túnel bajo presión hidrostática

La relación mínima entre la longitud y el diámetro del tramo de prueba debe ser 5 o 6, y la relación entre la profundidad de la galería y el diámetro de la misma de 10 por lo menos.

La medición de los desplazamientos radiales se realiza al centro del tramo bajo presión. Se mide no solo en los puntos de la pared de la galería, sino también en algunos del interior de la masa rocosa.

A fin de evitar filtraciones a través de las fisuras de la roca, el tramo de prueba debe revestirse con una cubierta impermeable y flexible.

Tanto la carga como la descarga se aplican en incrementos. Cada incremento de carga se mantiene hasta que la velocidad de deformación sea nula.

CAPITULO 1. PRUEBAS DE CAMPO Y LABORATORIO

Para fines de correlación, se toman muestras de la roca para clasificar y hacer pruebas índice, y se realizan pruebas sísmicas y estáticas de carga en el tramo de ensaye.

El modulo de elasticidad E_r , de la roca se determina mediante la ecuación:

$$E_r = \frac{p a^2}{\delta_r r} (1 + \nu) \quad \text{Ecuación 1.21}$$

Donde

p Presión aplicada

a Radio de la galería

r Distancia del punto de medición al eje longitudinal de la galería

δ_r Desplazamiento medido

ν Relación de Poisson de la roca

Se utilizará un valor ν igual a 0.14 para las masas de roca muy fracturadas o ligeramente alteradas, y un valor ν igual a 0.25 para masas de roca muy compactas.

2) Prueba de placa

Consiste en aplicar una carga a una superficie plana de la roca y medir la deformación superficial resultante.

Al variar el tamaño de la placa de carga, cambian también los valores del modulo de deformabilidad así determinados; cuanto mayor es el diámetro de la placa de carga mayor es la profundidad de la roca afectada por la prueba.

La placa se denomina flexible cuando la carga se transmite a la roca por medio de gatos Freissinet, y se llama rígida cuando la carga se transmite a través de la placa rígida que únicamente admite deformaciones muy pequeñas.

Este tipo de prueba puede adaptarse para ensayos de deformación bajo carga constante (creep) por medio de sistemas de control de carga equivalentes a los indicados para pruebas de compresión simple en el laboratorio.

Se acostumbra hacer después de preparar la superficie de apoyo de la placa tanto en trincheras como en el interior de túneles o socavones excavados especialmente para la prueba. En túneles y socavones, la prueba puede realizarse simultáneamente en las dos paredes laterales o en el techo y en el piso.

La carga máxima aplicada deberá ser del orden de 1.5 veces la que será impuesta a la masa rocosa. La carga máxima se alcanzará en el último de una serie de 3 a 5 ciclos de carga y descarga.

CAPITULO 1. PRUEBAS DE CAMPO Y LABORATORIO

Después de cada prueba se deberá muestrear la roca del sitio y medir la velocidad longitudinal y transversal de las ondas sísmicas para fines de correlación.

El módulo de Young, E_r , se calcula mediante las ecuaciones (Ecuaciones 1.22 y 1.23) para placa flexible (figura 1.16) y las (Ecuaciones 1.24 y 1.25) para placa rígida (Figura 1.17).

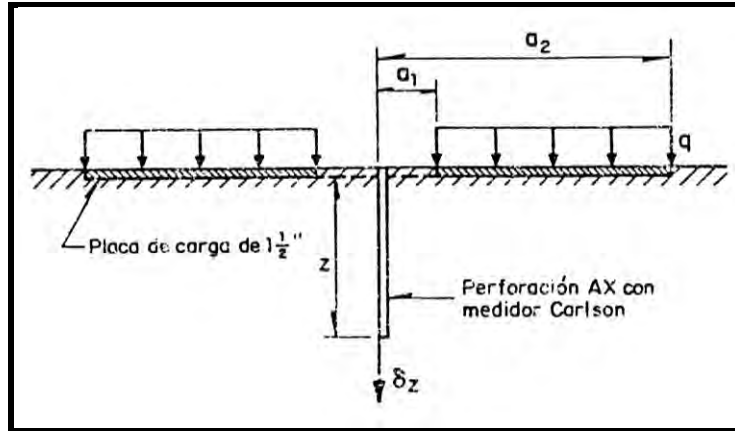


Figura 1.16 Placa flexible.

$$E_r = \frac{q}{\delta_z} \left\{ [(1 + \nu)z^2] \left[-\frac{1}{(a_2^2 + z^2)^2} + \frac{1}{(a_1^2 + z^2)^2} \right] + [2(1 + \nu)][(a_2^2 + z^2)^2 - (a_1^2 + z^2)^2] \right\}$$

Ecuación 0.22

Para puntos localizados sobre el eje z, a cierta profundidad z:

$$E_r = \frac{2(1 - \nu^2)}{\delta_z} q(a_2 - a_1) \tag{Ecuación 1.23}$$

Para puntos de la superficie, $z = 0$

Donde

ν Relación de Poisson de dicha masa

a_2 Radio exterior de la placa de carga

a_1 Radio interior de la placa de carga

δ_z Desplazamiento de un punto localizado sobre el eje de carga a una profundidad z

CAPITULO 1. PRUEBAS DE CAMPO Y LABORATORIO

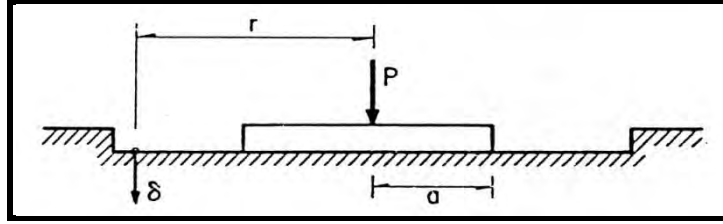


Figura 1.17 Placa rígida.

$$E_r = p \frac{(1 - \nu^2)}{2 a \delta} \quad \text{Ecuación 1.24}$$

$$E_r = p \frac{(1 - \nu^2)}{a \pi \delta} \sin^{-1} \frac{a}{r} \quad \text{Ecuación 1.25}$$

Donde

a Radio de la placa

δ Desplazamiento vertical de un punto localizado sobre la placa (Ecuación 1.24) o en la superficie del terreno a una distancia r del centro de la placa (Ecuación 1.25)

1.2.1.3 Gato plano

Llamado también gato Freyssinet, es un recipiente plano lleno de aceite, de paredes metálicas delgadas, empleado para transmitir una presión conocida o para medir la presión que actúa normalmente a sus caras. Se utiliza tanto en la determinación del módulo de Young como del estado de esfuerzos interno.

El procedimiento consiste en formar en la pared rocosa una ranura mediante una línea de barrenos secantes. En la ranura se introduce un gato plano, sellado con mortero. En esta forma se aplica a la roca una presión, p , perpendicular al gato.

La prueba se repite en las dos direcciones paralelas a la pared de ensaye para poder detectar el comportamiento anisotrópico del macizo.

En la figura (Figura 1.18) se muestra un corte vertical indicando el punto de referencia para la medida del módulo de Young E de la roca.

La determinación del módulo de elasticidad E se efectúa a partir del desplazamiento, u , que sufre un punto de referencia R en la dirección paralela al esfuerzo vertical p_v . Suponiendo que el gato plano está en posición horizontal, el desplazamiento u queda dado por:

$$u = A \frac{p}{e} + B \frac{P_h}{E} - C \frac{P_v}{E} \quad \text{Ecuación 1.26}$$

CAPITULO 1. PRUEBAS DE CAMPO Y LABORATORIO

Donde A , B y C son funciones de la relación de Poisson, de la geometría de la ranura y del gato plano y de la localización de R . La medición se efectúa colocando dos puntos de referencia, R y R' simétricamente opuesto a R . Se comienza determinando P_v y P_h mediante dos ensayos con orientaciones formando entre sí un ángulo de 90° , con $u = 0$. La medida que se tiene del desplazamiento u para $P = 0$, antes de colocar, el gato plano, es decir, cuando la roca está relajada de esfuerzos debido a la ranura, será utilizada para obtener de la misma ecuación el valor del modulo de elasticidad E .

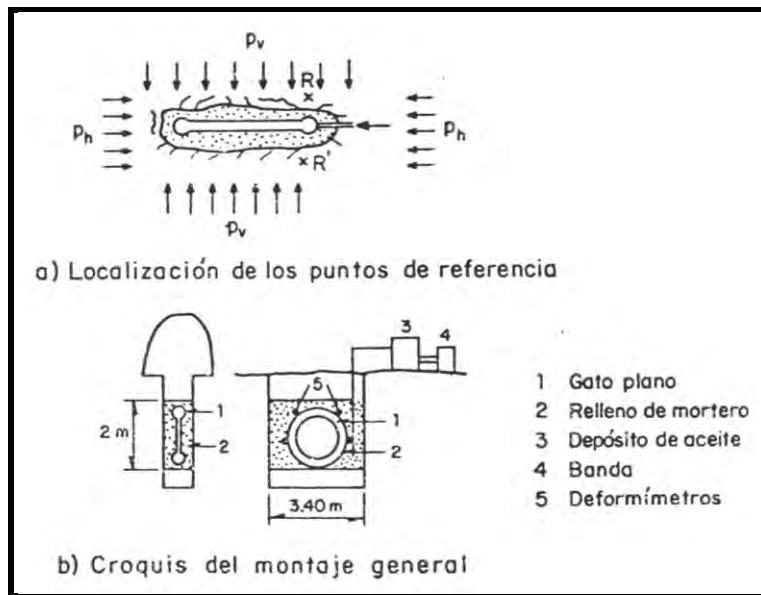


Figura 1.18 Prueba de gato plano.

3) Dilatómetro portugués

Es una sonda cilíndrica que permite aplicar una presión uniforme a las paredes de una perforación y medir las deformaciones producidas.

Este instrumento tiene la ventaja de poder ser empleado en barrenos de 76 mm de diámetro, que son los comúnmente usados en exploración y está diseñado para aplicar presiones de hasta 150 kg/cm^2 .

El dilatómetro (Figura 1.19) está constituido por un cuerpo metálico cilíndrico envuelto en una camisa de hule. En el cuerpo de este aparato están montados transductores que permiten evaluar los desplazamientos. En los extremos de los transductores existen unas cabezas metálicas pequeñas que se mantienen en contacto permanente con la pared de la perforación en puntos diametralmente opuestos. De la cabeza del dilatómetro sale un cable eléctrico que une los transductores con el dispositivo de medición, una manguera de hule reforzada para el paso de agua a presión y otra para el paso de aire comprimido.

Se introduce el dilatómetro en la perforación, aplicándole aire a 3 kg/cm^2 de presión, con lo que las cabezas de los trasductores se retraen. Se instala a la profundidad de ensaye mediante una serie de de barras roscadas. Entonces se cierra el aire comprimido para que las cabezas de los trasductores hagan contacto con la roca.

CAPITULO 1. PRUEBAS DE CAMPO Y LABORATORIO

Entre la camisa de hule y el cuerpo del dilatómetro se establece, con agua, la presión que se desea transmitir a la pared de la perforación.

Las deformaciones del diámetro de la perforación, en la sección en estudio, son evaluadas a partir de las señales producidas en los transductores.

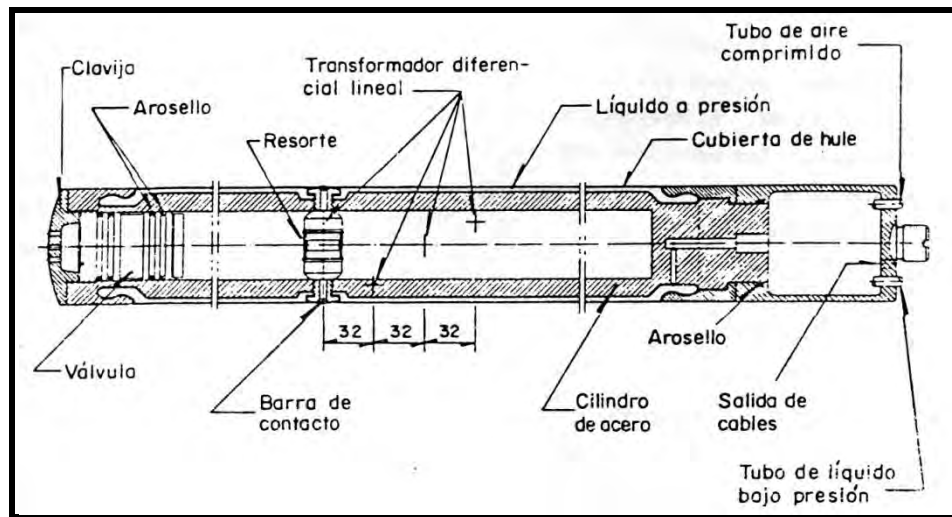


Figura 1.19 Dilatómetro Portugal.

4) Dilatómetro Goodman

Es un aparato cilíndrico empleado en el interior de perforaciones para aplicar cargas en una dirección diametral mediante dos placas de acero.

La interpretación cuantitativa de las mediciones hechas en este instrumento es más complicada que la de las hechas con otros dilatómetros debido a que la carga aplicada no es continua sobre toda la circunferencia de la perforación. Las placas de acero son mucho más rígidas que la roca y penetran en la roca con muy poca flexión. Por tanto, la condición de frontera que debe satisfacerse es más bien la de desplazamiento constante y no la de presión constante. Las presiones leídas representan un valor promedio de las realmente aplicadas en la frontera acero-roca. Sin embargo, las soluciones en las que se suponen desplazamientos constantes difieren un poco de las de presión constante en los problemas en los que se utiliza en los cálculos los valores promedio de la presión y el desplazamiento.

Las placas de acero son activadas mediante doce pistones hidráulicos para ejercer presión en la pared de una perforación, NX (3 pulg de diámetro). Esta presión se aplica en una sola dirección (Figura 1.20). Dos medidores tipo LVDT permiten obtener la deformación diametral en cada extremo de las placas. Dos pistones de reversa cierran el instrumento a $2\frac{3}{4}$ de pulg de diámetro, dejando $\frac{1}{4}$ de pulg de claro para poder ser instalado en una perforación NX. El conjunto de pistones tiene un desplazamiento total de media pulgada. Los medidores LVDT tienen un intervalo lineal de dos decimas de pulgada y son ajustados de manera que el intervalo lineal se inicia cuando las placas están en contacto con la pared de la perforación. La máxima presión hidráulica de los

CAPITULO 1. PRUEBAS DE CAMPO Y LABORATORIO

pistones es de 10,000 lb/pulg² (680 kg/cm²), lo que produce sobre la pared de la perforación 9,300 lb/pulg² (630 kg/cm²).

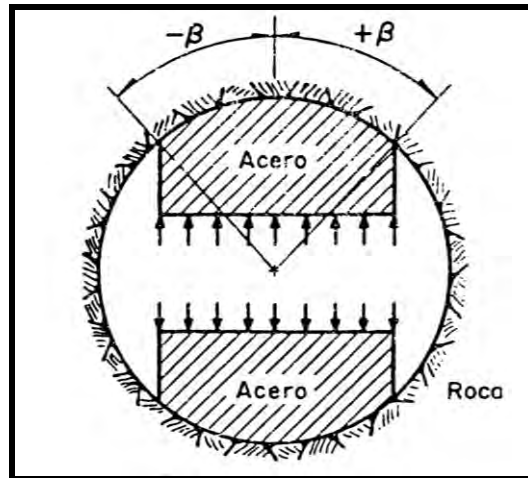


Figura 1.20 Esquema de la sección transversal del dilatómetro de Goodman.

El ensaye consiste en introducir el dilatómetro en la perforación hasta la profundidad de ensaye, aplicar la carga activando el sistema de bombeo y finalmente descargar y extraer la sonda.

El módulo de Young E , se determina a partir de:

$$E = \frac{\Delta Q}{\Delta U_d/d} k \quad \text{Ecuación 1.27}$$

Donde

ΔQ Presión aplicada a las paredes de la perforación

ΔU_d Desplazamiento diametral de las paredes de la perforación

d Diámetro de la perforación

k Constante en función del ángulo β (figura 1.19) y de la relación de Poisson.

1.2.1.6 Presiómetro de Ménard

Este instrumento es un dilatómetro mediante el cual se aplica una presión en el interior de una perforación y se mide el cambio de volumen de la misma. Consta de dos partes principales como se muestra en la (Figura 1.21).

- Una sonda, que es un cuerpo cilíndrico con membranas de hule ajustadas sobre él y colocadas de tal manera que forman tres celdas independientes. La celda central contiene agua a presión, aplicada por medio de un tanque de gas, y las celdas superior e inferior contienen gas a presión. Las deformaciones se miden solo con la celda central. Se supone que existen condiciones de deformación plana debido a la presencia de las celdas de resguardo superior e inferior.

CAPITULO 1. PRUEBAS DE CAMPO Y LABORATORIO

Los diámetros más comunes de estas sondas son AX, BX y NX.

- b) Un recipiente cilíndrico (volumétrico) lleno de agua, equipado con manómetros y reguladores, que permiten controlar la presión en las celdas de la sonda.

Los cambios de volumen se obtienen directamente de la variación leída en un tubo graduado que indica la posición del nivel de agua en el recipiente. Para lecturas de alta precisión, el tubo graduado se emplea en lugar del recipiente, aumentando la sensibilidad de las lecturas cincuenta veces.

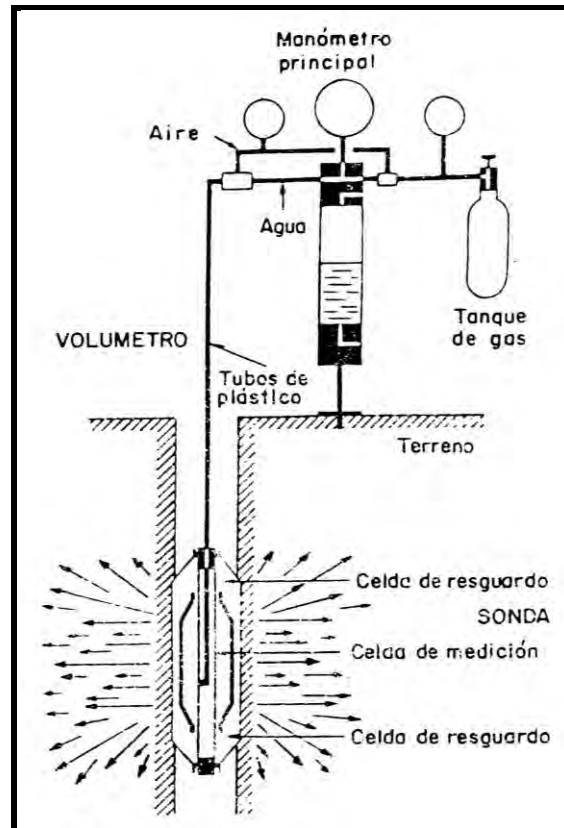


Figura 1.21 Presiómetro de Menard.

El recipiente queda conectado a la sonda mediante dos tubos flexibles dispuestos uno en el interior del otro. El tubo interior conecta el agua a la celda central y por el espacio entre los dos tubos llega el gas a la celda de resguardo. Esto evita una posible expansión del tubo interior, que podría ocasionar una medición errónea de la cantidad de agua inyectada.

La presión se suministra por medio de un tanque de gas (de 1 kg de gas carbónico de capacidad). La presión máxima que puede aplicarse es de 60 kg/cm^2 .

La sonda se instala a la profundidad requerida y se aplica la presión por incrementos. Los cambios de volumen se anotan a intervalos de 15, 30 y 60 segundos. La gráfica presión-deformación volumétrica del terreno (Figura 1.22) consta de tres fases:

CAPITULO 1. PRUEBAS DE CAMPO Y LABORATORIO

- ⊕ Una curva que registra la recompresión del terreno y el acomodamiento de la sonda
- ⊕ Una fase casi lineal que se denomina pseudoelástica
- ⊕ Una fase de rápido aumento del volumen en función de la presión, que es teóricamente asíntota de lo que denomina presión límite P_u . Este valor refleja directamente la capacidad de la carga última del material.

El modulo de Young se calcula a partir de la fase pseudoelástica.

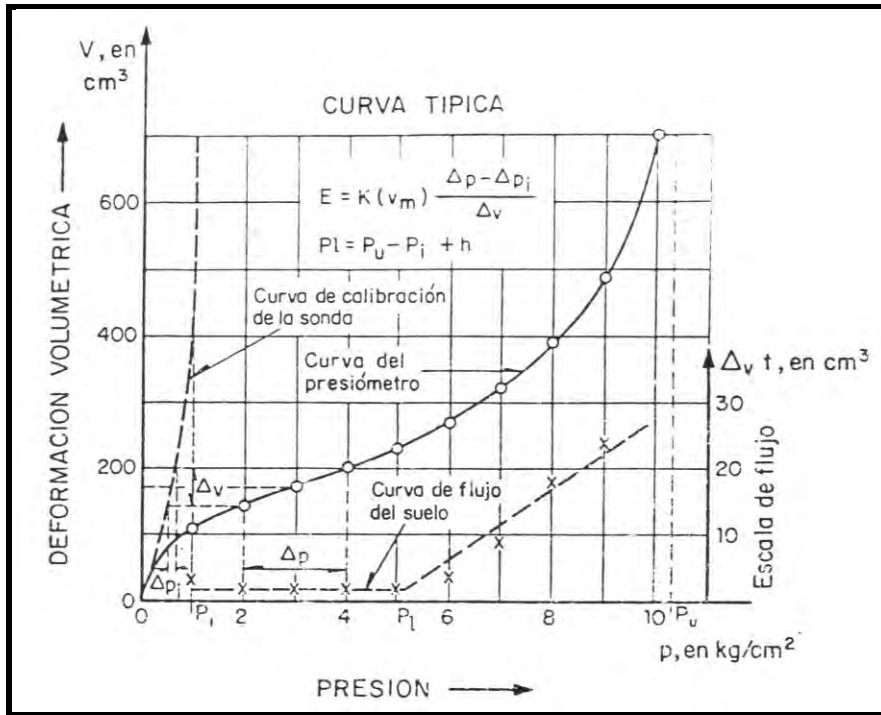


Figura 1.22 Curva típica presión-deformación volumétrica.

5) Parámetros dinámicos

El método dinámico de campo es el sísmico de refracción. Para aplicarlo en dos o más formaciones litológicas, se requiere que en la formación superficial la velocidad de propagación de las ondas sea menor.

Los parámetros dinámicos se obtienen a partir de la celeridad de las ondas longitudinales y transversales generadas en el terreno por medio de explosivos o un golpe de martillo.

Los parámetros dinámicos de dos o más formaciones se obtienen aplicando el método sísmico de refracción. Se tienden geófonos solo desde la superficie del terreno, sino desde el interior de galerías y socavones a fin de determinar la profundidad y propiedades dinámicas de la zona de compresión producida durante la excavación.

En la (Figura 1.23) se presenta el croquis de un ensayo de refracción en el que se señala como se obtienen las velocidades de las ondas longitudinales, V_1 y V_2 , en las capas superficial y profunda,

CAPITULO 1. PRUEBAS DE CAMPO Y LABORATORIO

respectivamente, a partir de la gráfica distancia-tiempo de llegada de la primera onda. Las ecuaciones que permiten calcular la profundidad del estrato o formación litológica superficial son:

$$z = \frac{x_0}{2} \sqrt{\frac{V_2 - V_1}{V_2 + V_1}} \quad \text{Ecuación 1.28}$$

$$z = \frac{t_1}{2} \sqrt{\frac{V_2 V_1}{V_2^2 + V_1^2}} \quad \text{Ecuación 1.29}$$

El módulo de elasticidad, el módulo de rigidez al cortante y la relación de Poisson, se obtienen de las ecuaciones (1.18, 1.19 y 1.20).

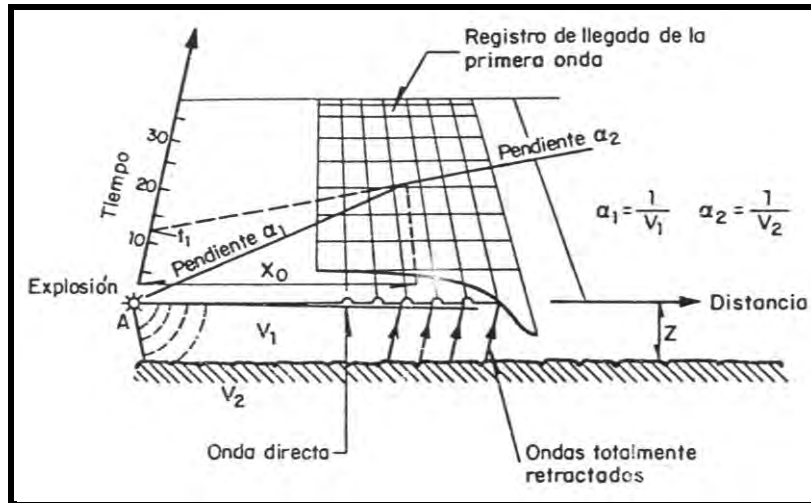


Figura 1.23 Método de refracción sísmica.

1.2.2 Esfuerzos internos

1) Roseta de deformación

Esta prueba consiste en la medición de las deformaciones producidas al relajar de esfuerzos una porción de la masa rocosa mediante el corte con una broca muestreadora. Los esfuerzos internos se determinan a partir de las deformaciones medidas, empleando relaciones de esfuerzo- deformación de la teoría de la elasticidad.

La medición de las deformaciones se hace con deformómetros colocados en la superficie de la roca. Estos deben ser resistentes al agua para poder soportar el agua a presión del sistema de enfriamiento de la broca.

Debe tomarse en cuenta que la cercanía de una discontinuidad, aunque solo tenga unas cuantas micras de abertura, puede falsear los resultados de la medición.

CAPITULO 1. PRUEBAS DE CAMPO Y LABORATORIO

Se colocan en la superficie de roca de la pared de una galería tres medidores de desplazamientos con direcciones que forman ángulos de 60° entre sí, constituyendo una roseta. Posteriormente se recorta concéntricamente la zona de la roseta con un barril muestreador a fin de producir un alivio de los esfuerzos actuantes en la zona instrumentada, midiendo las deformaciones producidas (Figura 1.24).

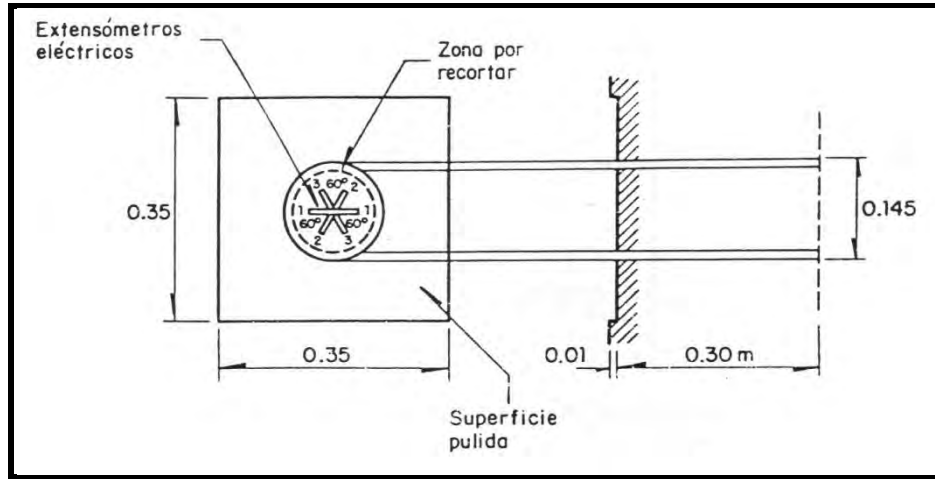


Figura 1.24 Roseta de deformación.

Para determinar las deformaciones principales y sus direcciones se construye el círculo de Mohr de las deformaciones (Figura 1.25), empleando las ecuaciones:

$$\overline{OC} = \frac{e_1 + e_2 + e_3}{3} \quad \text{Ecuación 1.30}$$

$$\overline{OE} = e_1 \quad \text{Ecuación 1.31}$$

$$\overline{ED} = \frac{e_2 - e_3}{\sqrt{3}} \quad \text{Ecuación 1.32}$$

Siendo e_1, e_2, e_3 las extensiones medidas con los extensómetros eléctricos 1, 2 y 3, respectivamente.

Las deformaciones principales están dadas por:

$$\varepsilon_1 = \overline{OB}, \quad \varepsilon_2 = \overline{OA} \quad \text{Ecuación 1.33}$$

Las direcciones principales de deformaciones son \overline{DB} y \overline{DA} .

CAPITULO 1. PRUEBAS DE CAMPO Y LABORATORIO

La magnitud de los esfuerzos principales se obtiene mediante:

$$\sigma_1 = \frac{E}{1 + \nu^2} (\varepsilon_1 + \nu \varepsilon_2) \quad \text{Ecuación 1.34}$$

$$\sigma_2 = \frac{E}{1 + \nu^2} (\varepsilon_2 + \nu \varepsilon_1) \quad \text{Ecuación 1.35}$$

Donde E y ν son el módulo de Young y la relación de Poisson de la roca, respectivamente, determinados en pruebas de laboratorio.

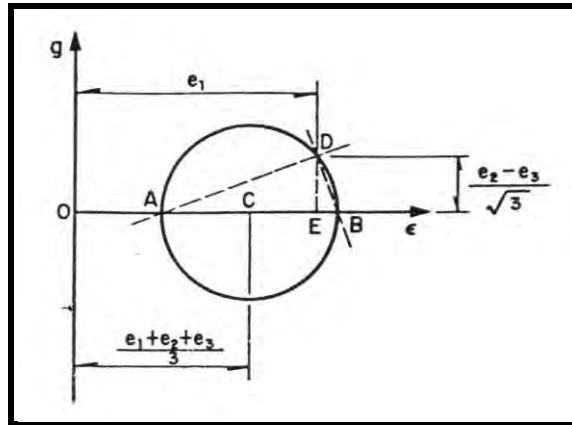


Figura 1.25 Círculo de Mohr de las deformaciones.

2) Gato plano

Este procedimiento consiste en medir la deformación inducida entre dos puntos de referencia, localizados en la pared de una galería, cuando se recorta una ranura entre ellos. Se introduce en la ranura un gato plano y se aplica una presión tal que la deformación restringida se recupere. Si el gato plano está localizado en una ranura normal a una dirección principal de esfuerzo, la presión aplicada para la recuperación de la deformación inducida es igual al esfuerzo principal en esa dirección.

Es recomendable, por tanto, efectuar previamente una prueba de roseta de deformación con objeto de determinar las direcciones principales de esfuerzo, y realizar la prueba de gato plano normalmente en cada una de estas direcciones.

El procedimiento de ejecución de la prueba de gato plano sobre una superficie limpia y uniformizada previamente es el siguiente (Figura 1.26).

- ⊕ Se instalan los puntos de referencia, A-A, B-B y C-C
- ⊕ Se perfora una ranura entre los puntos de referencia y se deja abierta durante tres días.
- ⊕ Se instala el gato y se fija a la roca con un cementante de modulo de elasticidad similar al de la roca.

CAPITULO 1. PRUEBAS DE CAMPO Y LABORATORIO

- ⊕ Se aplica presión a la roca mediante el gato plano hasta que la deformación de descarga se recupere, obteniéndose así la presión p .
- ⊕ Se calcula el valor del esfuerzo σ_n que actúa perpendicular al gato plano mediante la ecuación:

$$\sigma_n = p \frac{c_j - d}{c} \quad \text{Ecuación 1.36}$$

Donde

p Presión de cancelación

$2c$ Longitud de la ranura

$2c_j$ Longitud del gato plano

Como las presiones necesarias para anular las deformaciones en cada par de puntos de referencia no coinciden necesariamente, se toma como valor de p , el promedio:

$$P = \frac{P_A + P_B + 2P_C}{4} \quad \text{Ecuación 1.37}$$

P_A y P_B representan las presiones necesarias para anular las deformaciones registradas entre los puntos de referencia localizados a ambos lados de la ranura a 7.5 cm del eje de esta, y P_C la correspondiente a los puntos de referencia a 25 cm .

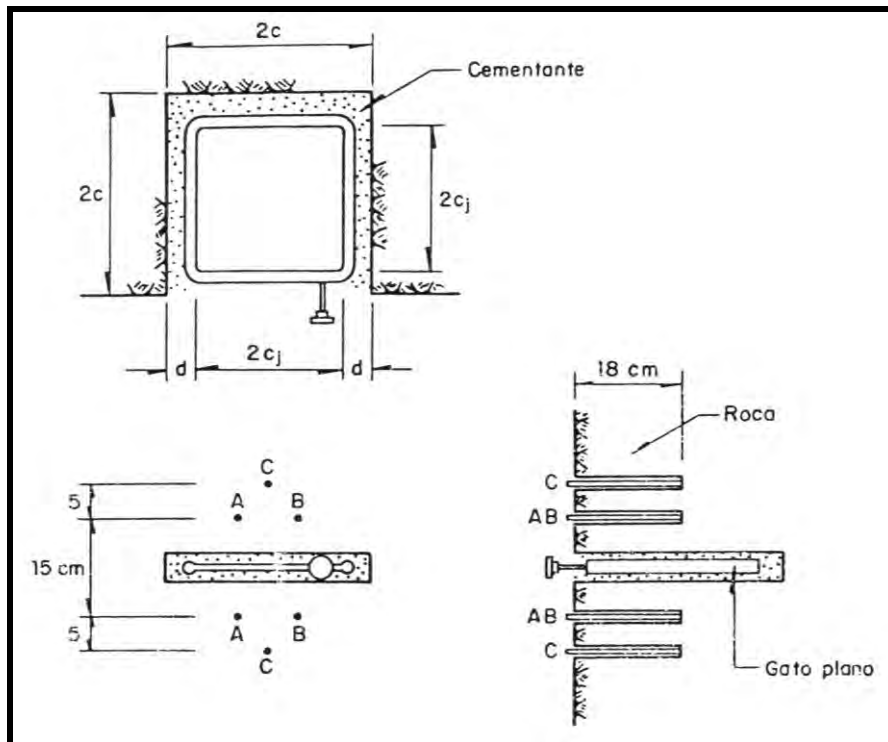


Figura 1.26 Prueba de gato plano.

CAPITULO 1. PRUEBAS DE CAMPO Y LABORATORIO

3) Gatos curvos

Este procedimiento, inspirado en el anterior, tiene la ventaja de permitir mediciones hasta de 7 m de profundidad.

En la (Figura 1.27) se ilustra el procedimiento de prueba. Los gatos curvos A y B se insertan en la ranura anular hecha con broca de diamante. La presión en estos gatos se aumenta hasta que la roca en los cuadrantes C y D, en el exterior de la ranura, comienza a fracturarse. Se supone que la dirección del esfuerzo principal menor, σ_3 , es la del eje de la perforación, y que las fracturas aparecen en la dirección del esfuerzo principal, σ_1 . La dirección de estas fracturas se observa al extraer el núcleo perforado con una broca muestreadora de mayor diámetro. La perforación de menor diámetro se extiende, y los gatos A y B se reinsertan de manera que actúen en dirección normal a σ_1 . La presión en los gatos se eleva hasta un cierto valor P y después se alivia recortando concéntricamente con la broca de mayor diámetro.

Dos pares adicionales de gatos curvos, EF y GH, se insertan en el espacio anular producido con la broca mayor (figura 1.25) y se aplican con ellos unas presiones, P_1 y P_2 , que devuelven la presión P a los gatos en la posición A y B.

Para un medio elástico se ha derivado la siguiente ecuación:

$$P_1 - 0.42 P_2 = 0.22 P + 0.25(\sigma_1 + \sigma_2) + 0.32(\sigma_1 - \sigma_2) \cos \varphi \quad \text{Ecuación 1.38}$$

Y con los gatos de radio menor en los cuadrantes C y D:

$$P_1 - 0.42 P_2 = 0.22 P + 0.25(\sigma_1 + \sigma_2) + 0.32(\sigma_1 - \sigma_2) \cos \varphi \quad \text{Ecuación 1.39}$$

Donde

φ Ángulo que forma la dirección de σ_1 con el eje AB.

Sustituyendo los valores de P , P_1 y P_2 en las ecuaciones (1.38 y 1.39), se obtiene el valor de los esfuerzos σ_1 y σ_2 .

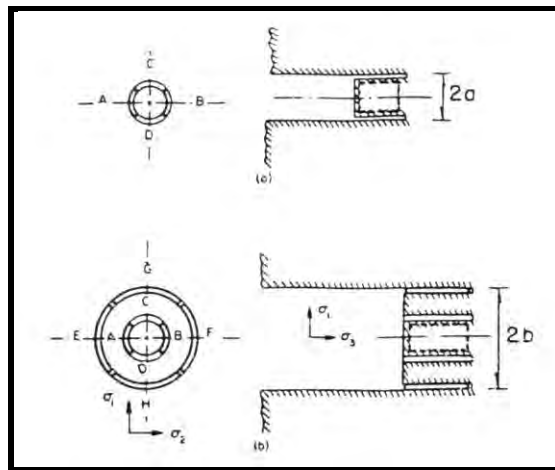


Figura 1.27 Gatos hidráulicos curvos.

4) Sondas flexibles

La característica común de estas sondas es que registran la deformación producida al aliviar de esfuerzos el tramo de perforación que contiene la sonda mediante una barrenación concéntrica de mayor diámetro y se logran hacer mediciones hasta 6 o 7 m de profundidad.

El procedimiento común para sondas de este tipo, consiste en medir la deformación en el interior de una perforación del orden de 4 cm de diámetro cuando se realiza un recorte concéntrico de diámetro exterior de aproximadamente 15 cm (Figura 1.28) para liberar de esfuerzos la zona anular comprendida entre las dos perforaciones.

Las ecuaciones (1.30) a (1.35) del método de la roseta de deformación son las que se emplean para determinarlos valores de los esfuerzos σ_1 y σ_2 y sus direcciones principales. El esfuerzo σ_3 se supone paralelo a la barrenación. Los valores de E y ν deben obtenerse previamente a partir de laboratorio sobre los núcleos de roca extraídos de la perforación.

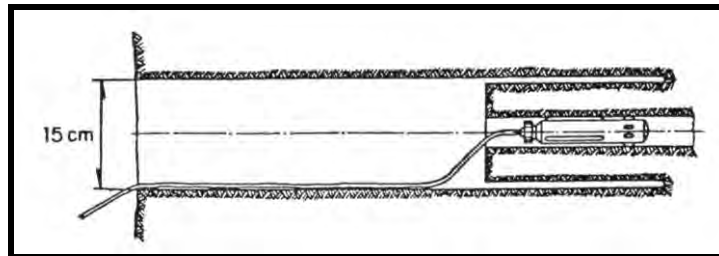


Figura 1.28 Corte longitudinal de dos perforaciones concéntricas y la sonda flexible de medición de deformaciones.

5) Sondas rígidas

Estas sondas difieren de la medición de deformación blanda o flexible en que son aparatos con un módulo de elasticidad mayor que el de la roca. Están diseñadas para medir los esfuerzos directamente en vez de las deformaciones, a partir de las cuales pueden calcularse los esfuerzos. Si una de estas sondas rígidas es cementada en el interior de una perforación cilíndrica de manera que exista continuidad de esfuerzos y desplazamientos a través de la frontera entre la sonda y el medio rocoso, cualquier cambio de valores del campo de esfuerzos en la roca produce un cambio de esfuerzos en la sonda. La relación entre los esfuerzos en la sonda y en la roca depende principalmente de la relación entre el módulo de rigidez al cortante del material de la sonda, G_o , y el de la roca, G , y es menos dependiente de los valores relativos de la relación de Poisson.

Si se supone que las relaciones de Poisson para la roca y el material de la sonda son ambas iguales a 0.25, para condiciones de deformación plana un cambio en el valor de cualquier esfuerzo normal al eje de la perforación, σ , produce un cambio de esfuerzo, σ_o , en la misma dirección en la sonda. Estos cambios están regidos por la expresión:

$$\frac{\sigma_o}{\sigma} = \frac{3k}{2k + 1} \quad \text{Ecuación 1.40}$$

CAPITULO 1. PRUEBAS DE CAMPO Y LABORATORIO

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

Ecuación 1.41

El valor de σ_o/σ tiende al valor constante 3/2 a medida que k tiende a infinito. Si el módulo de rigidez al cortante de la sonda es muchas veces mayor que el de la roca, los cambios de esfuerzo en la sonda en forma más o menos independientes del módulo de elasticidad de la roca.

Actualmente existen sondas de medición rígidas de varios tipos: celdas hidráulicas, tapones de cristal birrefringente, de magnetostricción y deformómetros eléctricos, tipo SR4.

El módulo de elasticidad de la roca no tiene que ser conocido si es menor de 1/3, 1/4 del módulo de la sonda, y tampoco es necesario que el comportamiento de la roca sea elástico.

Una desventaja del empleo de estas sondas para determinar el estado de esfuerzos internos mediante alivio de esfuerzos inducido por una barrenación concéntrica de mayor diámetro, es que la sonda tiene que estar cementada o precomprimida en el interior de la perforación a fin de mantener la continuidad sonda-roca durante la liberación de esfuerzos.

Cuando el empleo de estas sondas está enfocado al registro del cambio de esfuerzos a partir de su instalación, no es necesaria la liberación de esfuerzos.

Se instala en el interior de una perforación hasta la profundidad de ensaye, y se aplica a la roca un esfuerzo mayor que el esperado en una dirección determinada. Posteriormente se efectúa otra perforación concéntrica de diámetro mayor que pase por el sitio de prueba y continúe hasta que no se registre variación en la medición.

De la diferencia entre las lecturas tomadas al aplicar el presfuerzo y después de la barrenación de alivio de esfuerzos se obtiene el valor del esfuerzo que existe en el sitio de prueba.

Cuando la medición se efectúa en tres direcciones diferentes, pueden calcularse el valor de los esfuerzos principales σ_1 y σ_2 y direcciones principales de esfuerzo. Se supone que el esfuerzo principal σ_3 , actúa paralelo al eje de perforación.

Sí el ángulo entre las direcciones de medición de esfuerzos es de 60° , los esfuerzos principales normales a la perforación σ_1 y σ_2 y el ángulo ω la entre la dirección principal 1 y la dirección de medición A, son:

$$\sigma_1 = \frac{1}{2}(\sigma_A + \sigma_B + \sigma_C) + \frac{1}{2} \left\{ \frac{1}{2} [(\sigma_A - \sigma_B)^2 + (\sigma_B - \sigma_C)^2 + (\sigma_C - \sigma_A)^2] \right\}^{1/2} \quad \text{Ecuación 1.42}$$

$$\sigma_2 = \frac{1}{2}(\sigma_A + \sigma_B + \sigma_C) - \frac{1}{2} \left\{ \frac{1}{2} [(\sigma_A - \sigma_B)^2 + (\sigma_B - \sigma_C)^2 + (\sigma_C - \sigma_A)^2] \right\}^{1/2} \quad \text{Ecuación 1.43}$$

CAPITULO 1. PRUEBAS DE CAMPO Y LABORATORIO

Además

$$\sin 2\omega / (\sigma_B - \sigma_C) > 0 \quad \text{Ecuación 1.44}$$

Si el ángulo entre las direcciones A, B y C es de 45°

$$\sigma_1 = \frac{3}{4}(\sigma_A + \sigma_C) + \frac{3}{4} \left\{ \frac{1}{2} [(\sigma_A - \sigma_B)^2 + (\sigma_B - \sigma_C)^2] \right\}^{1/2} \quad \text{Ecuación 1.45}$$

$$\sigma_2 = \frac{3}{4}(\sigma_A + \sigma_C) - \frac{3}{4} \left\{ \frac{1}{2} [(\sigma_A - \sigma_B)^2 + (\sigma_B - \sigma_C)^2] \right\}^{1/2} \quad \text{Ecuación 1.46}$$

$$\tan 2\omega = [2\sigma_B - (\sigma_A + \sigma_C)] / (\sigma_A - \sigma_C) \quad \text{Ecuación 1.47}$$

Además

$$\cos 2\omega / (\sigma_A - \sigma_C) > 0 \quad \text{Ecuación 1.48}$$

Donde

$\sigma_A, \sigma_B, \sigma_C$ Valores de esfuerzos medido con la sonda en las direcciones A, B y C, respectivamente.

ω Ángulo entre la dirección principal 1 y la dirección A

1.2.3 Resistencia al esfuerzo cortante

Los ensayos se realizan en bloques labrados in situ que quedan unidos al macizo por una cara (figura 1.29). Se aplica un esfuerzo normal que se mantiene constante y a continuación un esfuerzo cortante que se incrementa, midiendo en varios puntos del bloque los desplazamientos longitudinales y transversales.

El labrado del bloque deberá realizarse con sumo cuidado para minimizar la alteración producida. Se deberá efectuar una descripción detallada de la configuración de la superficie, fracturas, tipo de roca, etc., así como de la superficie de falla.

Las dimensiones del espécimen deben ser tan grandes como sea posible, de manera que el área que será ensayada incluya un número de irregularidades suficiente para que sea representativa de las de juntas existentes en los macizos.

Las dimensiones laterales del espécimen varían de 0.30 a 1.0 m, siendo limitadas por la capacidad de los gatos, que es usualmente de 100 a 300 ton.

El gato, para producir la fuerza de corte, se instala con una pequeña inclinación y en dirección tal que la fuerza de corte y la normal concurren al centro de la superficie ensayada para evitar momentos de giro sobre esta superficie.

CAPITULO 1. PRUEBAS DE CAMPO Y LABORATORIO

Se toman muestras de roca en la vecindad del bloque probado, con fines de correlación de los resultados obtenidos en campo y en laboratorio.

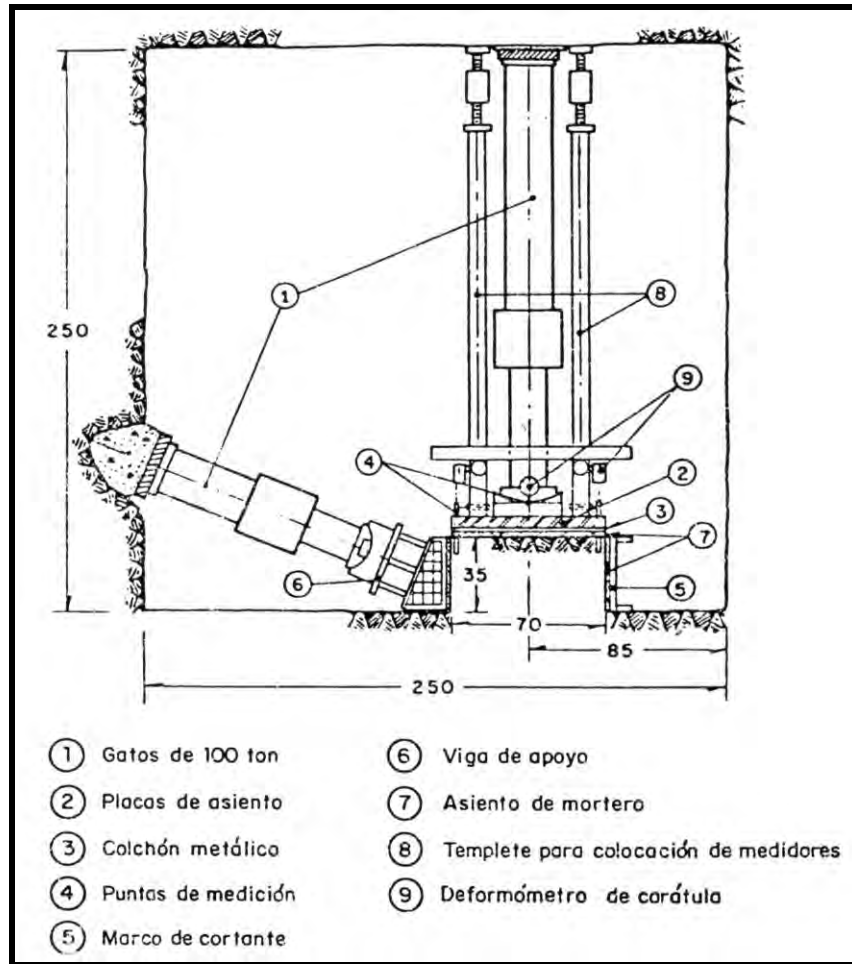


Figura 1.29 Montaje general de una prueba de corte.

1.2.4 Permeabilidad de las masas rocosas

Prueba Lugeon

La llamada unidad Lugeon corresponde a una absorción de 1 *lt de agua/min* por metro de tramo probado bajo una presión de inyección de 10 *kg/cm²*.

Se concibe que una fuerte absorción de agua pueda deberse a una fisura muy abierta o a un gran número de fisuras estrechas. Esto explica la inexistencia de una correlación única entre los resultados de las pruebas Lugeon y las absorciones de lechadas de inyección inestables. La longitud de cada tramo de prueba debe elegirse de acuerdo con los espesores de los diversos estratos atravesados.

Se inyecta agua a presión en tramos de perforación y se valora la permeabilidad de la masa rocosa localizada bajo el nivel freático. El montaje de una prueba Lugeon se presenta en la (Figura 1.30).

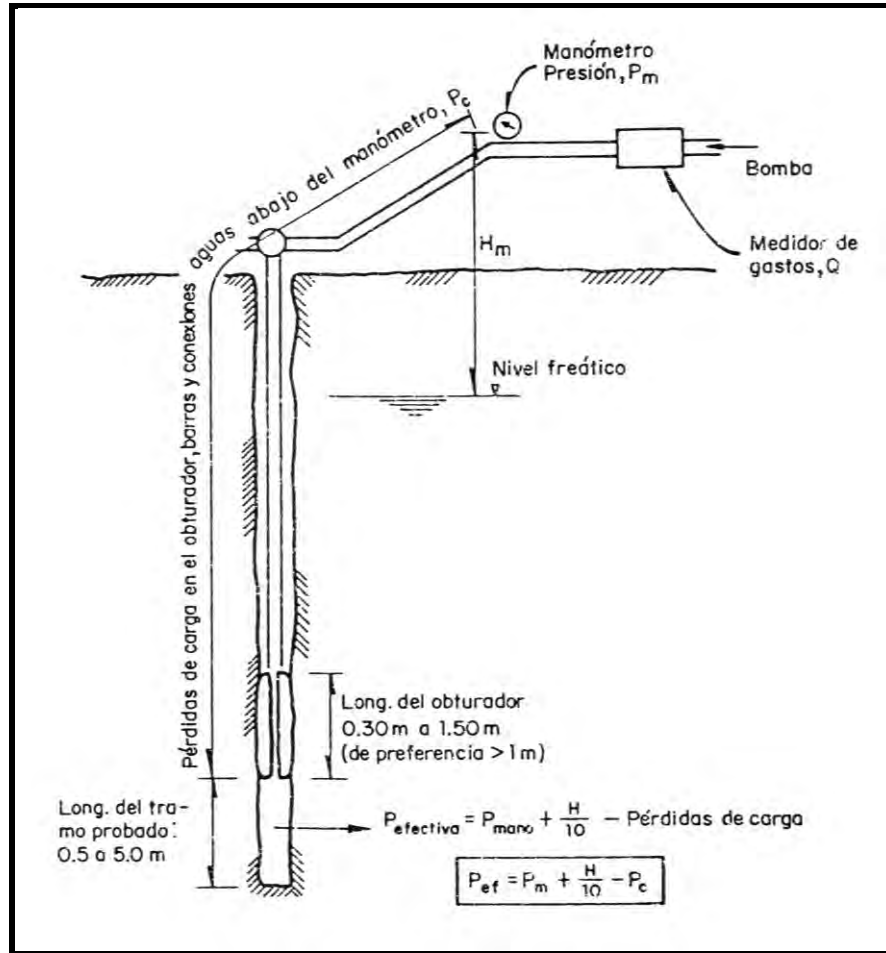


Figura 1.30 Prueba Lugeon.

La prueba se realiza en tramos de 5 m, limitados en sus extremos por empaques neumáticos, mecánicos o de copas de cuero. La secuencia de presiones aplicadas debe ser 1, 2, 4, 6, 8, 10, 8, 6, 4, 2, 1, kg/cm^2 . Es preciso mantener cada incremento de presión durante un tiempo mínimo de 10 min, y verificar que, en ese intervalo, el gasto sea constante.

Para medir el gasto de agua inyectada, se aconsejan medidores tipo Venturi. El agua de inyección debe estar exenta de sólidos para evitar taponamiento en las paredes del pozo.

CAPITULO 2. CIMENTACIONES EN ROCA

2.1 ANTECEDENTES

Los requisitos generales de las cimentaciones en suelos son igualmente aplicables a cimentaciones en roca. Las cimentaciones en ningún caso deberán desplantarse sobre tierra vegetal, materiales sueltos o roca superficial muy alterada. La profundidad mínima de desplante en roca debe ser de 0.5 m bajo la superficie del terreno, excepto cuando lo anterior implique el uso de explosivos u otros métodos que puedan empeorar las condiciones de la roca superficial.

La memoria de diseño de una cimentación en roca debe acompañarse de los análisis de capacidad de carga y asentamientos, de la justificación del tipo de cimentación seleccionado y del método constructivo previsto. Además, deben anexarse la memoria de exploración y pruebas de campo y de laboratorio y una descripción de las acciones que se tomaron en cuenta en el diseño. En su caso, deberán incluirse los resultados del tratamiento efectuado en la roca.

En el diseño de las cimentaciones se considerarán, además de las acciones especificadas para otros tipos de estructuras, el peso propio de los elementos estructurales de la cimentación.

2.2 INFORMACIÓN GEOMECÁNICA

En general, se requieren la planta y los perfiles geológicos del sitio, en los que se defina la distribución horizontal y vertical de las formaciones y la calidad de las mismas. En particular, es necesario conocer el espesor del material de acarreo y de la zona intemperizada de mala calidad, así como la posición del nivel freático.

La profundidad de los sondeos de exploración dependerá de la función y características de la obra proyectada.

El conocimiento del valor de la permeabilidad de la roca bajo el nivel de desplante, obtenido de pruebas de campo, permite detectar zonas de mala calidad y definir la conveniencia de tratamiento con base en inyecciones. Cuando el macizo ha sido inyectado con anterioridad debe tomarse nota de la magnitud de los consumos de lechada, a fin de lograr una mejor idea de su porosidad y agrietamiento.

El conocimiento de las características de las discontinuidades como el número de familias de juntas, espaciamiento, orientación, abertura, rugosidad, ondulación y relleno de fisuras, fracturas y planos de estratificación permite una mejor interpretación de los resultados las pruebas de deformabilidad de campo.

Deben estudiarse la distribución y el volumen de las corrientes de agua superficial y la alterabilidad química y mecánica de las formaciones bajo la cimentación para localizar adecuadamente los sitios de desplante y diseñar las obras necesarias de drenaje superficial y subterráneo.

CAPITULO 2. CIMENTACIONES EN ROCA

En obras de gran magnitud o que requieran de excavación de más de 10 m es conveniente medir el estado de esfuerzos internos del macizo mediante alguno de los procedimientos descritos en el capítulo de pruebas de campo y laboratorio.

2.3 TIPOS DE CIMENTACIÓN

2.3.1 Zapatas

Una zapata es la ampliación que se realiza en el apoyo de una columna o de un muro a fin de reducir la presión de contacto con el terreno y no sobrepasar la presión máxima permisible. Bajo muros se construyen generalmente zapatas largas, rectangulares denominadas zapatas continuas. Bajo columnas se construyen ya sea zapatas aisladas, que pueden ser cuadradas o rectangulares, o zapatas continuas uniendo estructuralmente grupos de columnas.

Las zapatas pueden considerarse estructuralmente como trabes anchas sobre las que actúan la presión del terreno y las cargas del edificio a través de columnas y muros.

En ocasiones, el costo de la cimentación se reduce empleando pilas en lugar de zapatas, aún cuando la roca presente altas características mecánicas, debido al ahorro de cimbra y tiempo de construcción que puede lograrse.

2.3.2 Losas

En este tipo de cimentación se emplea todo el espacio de terreno disponible, para transmitir las cargas, de tal manera, que la presión es mínima. Como consecuencia, el riesgo de falla local disminuye. También disminuyen los asentamientos debidos a la existencia de materiales deformables superficiales. Sin embargo, si los estratos deformables son profundos, los asentamientos estimados no varían y pueden ser ligeramente mayores debido al mayor peso de la losa de cimentación y a la mayor área de influencia.

2.3.3 Pilas y pilotes

La diferencia entre pilotes y pilas es un tanto arbitraria. Los pilotes son miembros estructurales de sección transversal pequeña en comparación con su longitud y son hincados, comúnmente, por medio de un martillo o un vibrador. Se hincan a menudo en grupos aislados bajo columnas y alineados bajo muros. Por otra parte, las pilas son, en general, de sección transversal mayor, cada una capaz de transferir la carga completa de una columna y son generalmente coladas *in situ* en una perforación previa.

Los pilotes son de varios tamaños, tipos y materiales. Los materiales más usados en la construcción de pilotes son: la madera, el concreto y el acero.

Existen dos procedimientos en la construcción de pilas.

En uno se excava un pozo hasta el nivel de desplante y se construye la pila en el interior. En este procedimiento es necesario prevenir la falla de la excavación mediante ademe o tablestaca y puntales. En algunas ocasiones el pozo se estabiliza mediante una lechada pesada.

CAPITULO 2. CIMENTACIONES EN ROCA

Un segundo procedimiento y construcción consiste en el uso de cajones herméticos que se van introduciendo en el terreno hasta el nivel de desplante. Estos cajones forman posteriormente el acabado exterior de la pila. Para facilitar el hincado, la parte inferior de la caja está provista de una orilla afilada. El material que queda en el interior de la caja se va dragando o excavando mecánica o manualmente. La parte inferior de la pila puede ser sellada y llenada con aire a presión, de tal manera que el interior sea accesible aún en presencia de agua.

2.4 SELECCIÓN DEL TIPO DE CIMENTACIÓN

Los tipos más usuales de cimentación son las zapatas aisladas y corridas, las losas y los pilotes o pilas de fricción o de punta.

Las zapatas aisladas son apropiadas en terrenos de baja compresibilidad y cuando los asentamientos diferenciales entre columnas pueden ser incluidos en el diseño estructural del edificio sin incrementar el costo de la superestructura.

Las zapatas continuas son recomendables cuando los asentamientos diferenciales en zapatas aisladas son inaceptables, ya que aportan una continuidad estructural entre columnas que reduce este tipo de asentamientos. Son adecuadas, también, cuando las zapatas aisladas quedan muy cercanas. Además, con frecuencia, la excavación de zanjas continuas resulta más económica que la de pozos aislados.

Cuando las cargas son tan grandes que las zapatas continuas, en la etapa de diseño, ocupan casi el 50% del área destinada a la cimentación, resulta generalmente más económico el empleo de una losa continua que cubra todo el espacio. En roca, el uso de la losa de cimentación es excepcional, salvo en estructuras especiales con requisitos de deformación muy estrictos, como los turbogeneradores.

Cuando el terreno cercano a la superficie es muy compresible o poco resistente, o cuando las cargas son muy altas, resulta conveniente cimentar sobre pilas o pilotes para transmitir las cargas hasta un horizonte más resistente y menos deformable.

2.5 DISEÑO

2.5.1 Introducción

El diseño de cimentaciones en roca es diferente al de cimentaciones en suelos, debido a que tanto las presiones de contacto admisibles como los asentamientos están regidos por su característica fundamental de ser un material discontinuo, es decir, un material que contiene desde fisuras apenas visibles hasta grietas y fracturas geológicas mayores.

Los parámetros de la roca que mayor influencia tienen en el diseño de una cimentación en roca son la resistencia al corte y la resistencia a la compresión simple o no confinada.

CAPITULO 2. CIMENTACIONES EN ROCA

2.5.2 Presiones admisibles

Para una estimación preliminar de la capacidad de carga y cuando no se justifica una exploración muy elaborada, pueden emplearse los valores de presiones admisibles de la (Tabla 2.1). Estos valores proporcionan un grado de seguridad razonable contra la falla de corte y contra los asentamientos de zapatas aisladas. Sin embargo, solamente deben usarse en anteproyectos o en construcciones de poca importancia o provisionales en rocas con características sensiblemente homogéneas.

Tabla 2.1 valores nominales de presiones admisibles para zapatas.

Tipo de roca	Consistencia en el sitio	Presiones admisibles, kg/cm ²	
		Intervalo normal	Valor promedio recomendado
Rocas ígneas y metamórficas cristalinas: granito, diorita, basalto, gneis, conglomerado cementado sano (son admisibles grietas pequeñas)	Roca sana y compacta	60 a 100	80
Rocas metamórficas foliadas como pizarras y esquistos (son admisibles grietas pequeñas)	Roca sana, medianamente compacta	30 a 40	35
Rocas sedimentarias: lutitas, limolitas, areniscas y calizas sin cavidades con alto grado de cementación.	Roca sana, medianamente compacta	15 a 25	20
Rocas blandas o intemperizadas de cualquier tipo y lutitas compactas y sanas	Roca blanda	8 a 12	10
Lutita blanda	Roca blanda	2 a 6	4

Para condiciones especiales los valores de las presiones admisibles nominales de la (Tabla 2.1) deberán modificarse de acuerdo con las especificaciones siguientes:

- ⊕ La máxima presión transmitida debida a cargas excéntricas que incluyen cargas vivas y de peso propio mas cargas laterales permanentes, no deberá rebasar los valores de la (Tabla 2.1).
- ⊕ Puede permitirse un exceso de un tercio sobre las presiones admisibles de la (Tabla 2.1) para cargas vivas transitorias de viento o sismo.
- ⊕ Las zapatas en roca blanda o suelo deben desplantarse a una profundidad mínima de 50 cm bajo la superficie del terreno o bajo la superficie del piso cercano, cualquiera que sea la de menor elevación de las dos.
- ⊕ Incrementar las presiones nominales de (Tabla 2.1) en un 5%, por cada metro de profundidad bajo la elevación de la especificación anterior, en pilas desplantadas en roca blanda.
- ⊕ Emplear los valores de presiones de la (Tabla 2.1) correspondientes a las rocas sanas compactas y medianamente compactas cuando se desplanta sobre la superficie del terreno. Cuando se

CAPITULO 2. CIMENTACIONES EN ROCA

desplanta bajo la superficie del terreno se deberá agregar a los valores nominales un 30% por cada metro de profundidad adicional.

- ✦ En zapatas que tengan cuando menos una dimensión lateral menor a 1 m, los valores de la (Tabla 2.1) se aplicaran reducidos por un factor igual al ancho menor de la zapata en metros.

La presión admisible puede ser determinada con base en la compresibilidad de la roca el nivel de desplante. Por otro lado, la compresibilidad de la roca depende en gran parte del número de juntas y zonas alteradas que se reflejan en el RQD (porcentaje de recuperación de los núcleos de roca mayores de 10 cm de longitud). Por tanto, uno de los criterios para la determinación de la capacidad de carga es el que emplea los valores de RQD. En la (Tabla 2.2) se presenta una correlación entre valores de RQD y presiones admisibles. Las cimentaciones basadas en estos valores no deberían experimentar asentamientos mayores de 1 cm. Debe tenerse presente que este método sólo permite una estimación preliminar.

Tabla 2.2 Correlación entre presiones admisibles y RQD en macizos rocosos.

RQD (%)	Presión admisible (kg/cm ²)
100	300
90	200
75	120
50	65
25	30
0	10

En las pilas desplantadas sobre rocas intemperizadas o muy fracturadas y sobre rocas blandas en general, puede determinarse la presión admisible mediante ensayos in situ con el presiómetro de Ménard. Cuando estos ensayos se realizan adecuadamente se obtiene un índice de resistencia de la masa rocosa denominado presión límite, p_l . A partir de este índice la presión admisible puede calcularse por medio de la formula siguiente:

$$q_a = \frac{1}{3} [q_0 + k_b(p_l - q_0)] \quad \text{Ecuación 2.1}$$

Donde

q_a Presión admisible, en kg/cm²

q_0 Esfuerzo interno horizontal de la roca en el nivel de desplante anterior a la aplicación de cargas, en kg/cm²

p_l Presión obtenida de los ensayos de presiométricos realizados en una zona que se extiende dos diámetros arriba y abajo del nivel de desplante, en kg/cm²

k_b Coeficiente empírico de capacidad de carga, que tiene los valores que se indican en la (Tabla 2.3)

CAPITULO 2. CIMENTACIONES EN ROCA

Tabla 2.3 Coeficiente de capacidad de carga k_b

$\frac{H}{D}$	0	1	2	3	5	7
k_b	0.8	2.8	3.6	4.2	4.9	5.2

H = profundidad de desplante

D = diámetro de la pila

2.5.3 Capacidad de carga

Roca homogénea sana

Este tipo de material es frecuentemente más resistente y menos deformable que el concreto y por tanto, el cálculo de su capacidad de carga es, a menudo, innecesario. Sin embargo, se recomienda emplear como capacidad de carga un valor no mayor al cuarenta por ciento de la resistencia a la compresión no confinada medida en el laboratorio en especímenes de roca intacta. El empleo de esta capacidad de carga conservadora se justifica por el efecto de escala, es decir, por la diferencia que puede existir entre la resistencia de una masa rocosa y la de un espécimen en el laboratorio.

Roca homogénea fisurada

En este inciso se considera la roca que tiene una resistencia a la compresión no confinada igual o mayor a 10 kg/cm^2 y cuyas discontinuidades tienen una separación mayor de un metro. Cuando la roca reúne estas características, el cálculo de la capacidad de carga es generalmente innecesario, siempre que las discontinuidades estén cerradas y orientadas favorablemente para la estabilidad. Sin embargo, cuando no se tiene mayor información que el valor de la resistencia uniaxial de los núcleos de roca y el valor del espaciamiento promedio de las juntas rocosas en el macizo rocoso, puede aplicarse la expresión siguiente:

$$q = k R_c \quad \text{Ecuación 2.2}$$

Donde

q Presión de contacto estructura-roca permisible, en kg/cm^2

R_c Resistencia a la compresión uniaxial, en kg/cm^2

k Coeficiente adimensional que depende del espaciamiento de las discontinuidades y la diferencia que puede existir entre la resistencia de la masa rocosa y la de los especímenes ensayados en el laboratorio. En la (Tabla 2.4) y en la gráfica de la (Figura 2.1) se presentan valores típicos del coeficiente k .

CAPITULO 2. CIMENTACIONES EN ROCA

Tabla 2.4 Valores del coeficiente k

Espaciamiento de las discontinuidades	k
Mayor de 3 m	0.40
De 1 a 3 m	0.25
De 0.3 a 1 m	0.10

En la (Figura 2.1) y en la (Tabla 2.4) se muestra el efecto de las discontinuidades en la resistencia de la roca. Estos valores de K permiten una estimación de la carga admisible por la masa rocosa, tomando en cuenta un factor de seguridad de 3 contra la falla general de la cimentación cuando el espaciamiento de las juntas es mayor de 0.30 m, la abertura de sus discontinuidades es menor de 0.5 cm (o menor de 2.5 cm si está rellena de suelo o roca triturada) y el ancho de la cimentación es mayor de 0.30 m. Cuando estas condiciones no se satisfacen, el macizo se considera como roca muy fisurada y alterada.

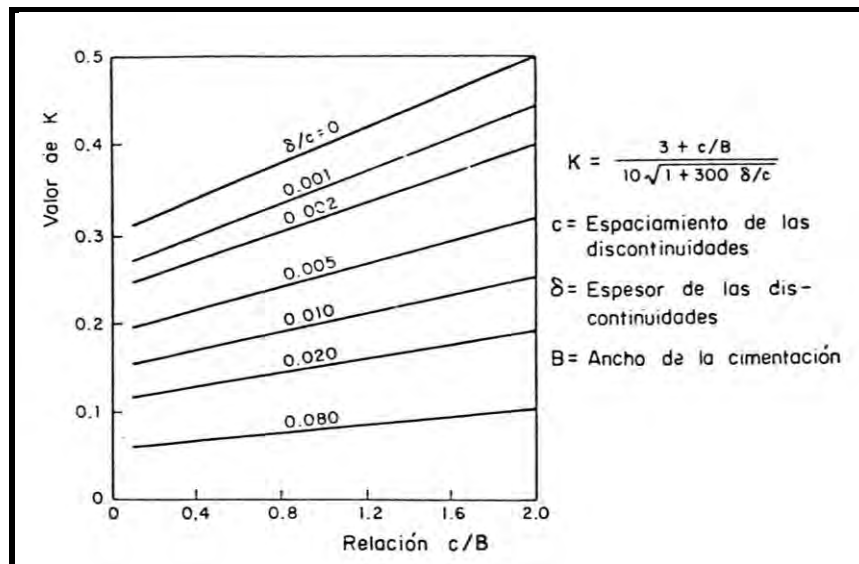


Figura 2.1 Valores del coeficiente k en función del espaciamiento y espesor de las discontinuidades.

a) Roca con juntas verticales

Las juntas verticales de dos a diez centímetros de abertura con o sin relleno de arcilla no afectan la capacidad de carga de la roca. En este caso la capacidad de carga puede considerarse igual al valor de la resistencia a la compresión no confinada de los bloques de roca separados por las juntas o al cuarenta por ciento del valor promedio de la resistencia a la compresión no confinada medida en el laboratorio. Las juntas deben limpiarse y rellenarse con mortero de cemento y arena hasta una profundidad de cuatro o cinco veces su abertura. Si las aberturas son mayores, el relleno se efectúa con el llamado concreto dental (Figura 2.2).

CAPITULO 2. CIMENTACIONES EN ROCA

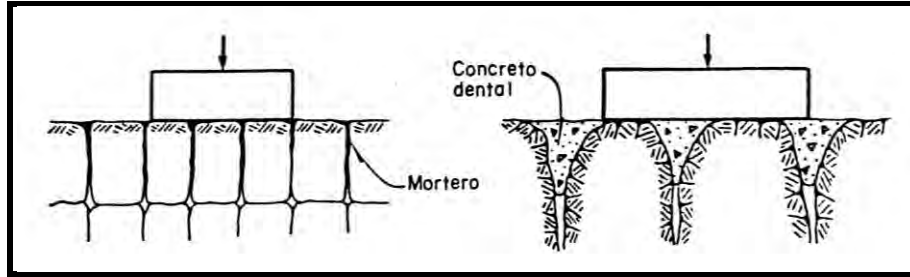


Figura 2.2 Rocas con juntas verticales.

b) Roca con juntas horizontales

Cuando exista la posibilidad de existencia de juntas horizontales o casi horizontales (Figura 2.3) se recomienda, realizar sondeos de exploración para verificar su presencia. En ocasiones, la roca que sobreyace a las juntas más abiertas, que son las cercanas a la superficie, puede excavar económicamente para desplantar la cimentación a un nivel inferior. La posibilidad de existencia de este tipo de discontinuidades debe tomarse en cuenta empleando como capacidad de carga de la tercera a la quinta parte de la resistencia a la compresión no confinada medida en el laboratorio.

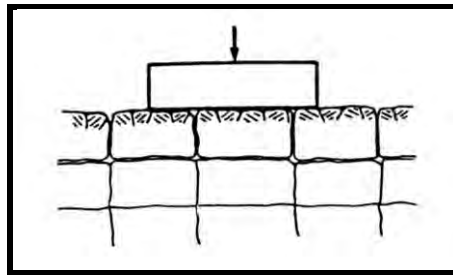


Figura 2.3 Rocas con juntas horizontales.

La presencia de estas juntas horizontales rellenas de materiales compresibles y de espesor variable, podría provocar asentamientos diferenciales de la estructura.

En cimentaciones con cargas excepcionalmente altas se recomienda efectuar pruebas de carga *in situ* para determinar la carga de falla del material y la evolución del asentamiento en función de la presión aplicada (Figura 2.4).

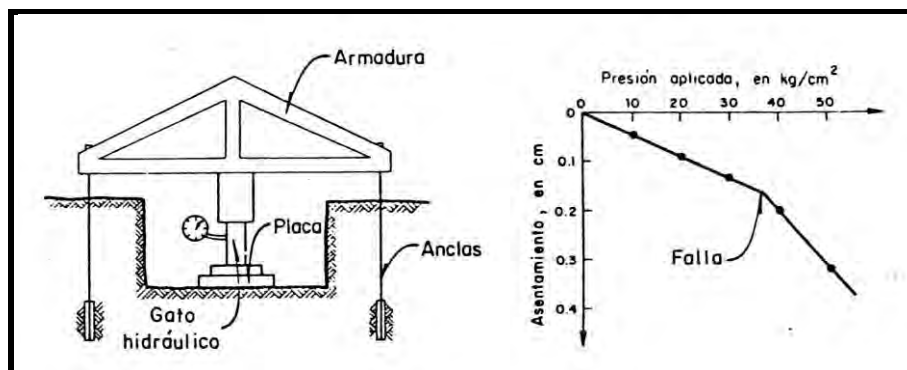


Figura 2.4 Ensayo de carga *in situ* (a) Dispositivo de carga; (b) Gráfica carga-asentamiento.

CAPITULO 2. CIMENTACIONES EN ROCA

c) Roca con dos o más familias de juntas

En este material (Figura 2.5 (a)) el enfoque es enteramente equivalente al descrito en el inciso anterior de roca con juntas horizontales.

Cuando la roca de la cimentación no ofrece una superficie perpendicular a las cargas aplicadas sino que su estabilidad está asociada a la falla por deslizamiento de un bloque de roca (Figura 2.5 (b)) como sucede con frecuencia en las cimentaciones de presas, la estabilidad debe ser analizada a partir del equilibrio de las fuerzas que actúan sobre el bloque como se analiza la estabilidad de los taludes en roca.

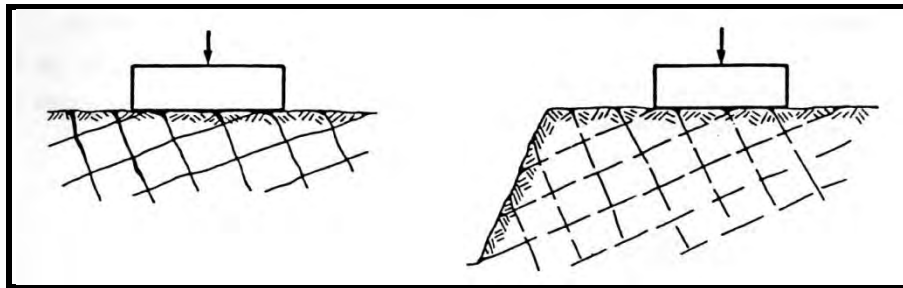


Figura 2.5 (a) Cimentación en roca en dos o más familias de juntas; (b) Cimentación sobre un bloque inestable.

Roca muy fisurada y alterada

Cuando la roca es homogénea en su fisuración, es decir, cuando sus discontinuidades son numerosas y orientadas al azar o cuando está muy alterada o fragmentada, es aceptable considerarla como una masa granular y diseñar la cimentación con base en las recomendaciones de cimentaciones en suelos. La estimación de los parámetros de resistencia de la masa es generalmente difícil, a menos que puedan realizarse pruebas a gran escala. En caso de duda es recomendable emplear los parámetros correspondientes a la fracción más alterada de la masa.

Roca con cavidades

Cuando existen cavidades en la roca debe revisarse la estabilidad a corto y largo plazo, considerando el techo como elemento estructural bajo las cargas que le serán impuestas. Si la resistencia no es suficiente, el techo será demolido o se perforará para dar paso a pilas o columnas con la finalidad de desplantar la cimentación en terreno firme. Deben tomarse las medidas necesarias para evitar la degradación y pérdida de resistencia del material con el tiempo.

La exploración en roca con cavidades deberá incluir, por lo menos, un barreno en cada uno de los sitios en que habrá concentraciones de carga debidas a la estructura.

2.5.4 Asentamientos

Los asentamientos de una cimentación sobre roca se deben en general más al cierre de las discontinuidades perpendiculares a los esfuerzos inducidos que a la deformación de la roca matriz.

La deformación bajo la carga transmitida por una cimentación puede estimarse, empleado la solución de Boussinesq que da resultados intermedios entre los de Werstergaard para materiales estratificados y los de Fröhlich para materiales cuya deformabilidad decrece con la profundidad. Sin embargo, en macizos rocosos con dos o más familias de juntas, estudios experimentales han mostrado (Figura 2.6) que las soluciones de elasticidad, suponiendo un medio homogéneo e isótropo no son apropiadas para determinar la distribución de esfuerzos y deformaciones en medios estratificados.

En macizos rocosos con dos o más familias de juntas, los parámetros de mayor influencia sobre la distribución de esfuerzos son:

- ⊕ La dirección de las familias de las juntas
- ⊕ La calidad, forma y arreglo de bloques que integran el macizo rocoso
- ⊕ La configuración y alteración de las superficies de los bloques
- ⊕ La resistencia al corte de las juntas
- ⊕ La deformabilidad y la resistencia de los bloques
- ⊕ La relación entre la deformación de la estructura apoyada y la roca de cimentación
- ⊕ El número de bloques en contacto con la estructura

La distribución de esfuerzos en un medio integrado por un arreglo de bloques que representa un macizo rocoso estratificado y fisurado varía según la orientación de los estratos. La (Figura 2.6) muestra los resultados experimentales en modelos formados por bloques o prismas con las características fundamentales siguientes: módulo de elasticidad, $E = 55,000 \text{ kg/cm}^2$; relación de Poisson, $\nu = 0.2$; y resistencia a la compresión no confinada, $R_c = 76 \text{ kg/cm}^2$.

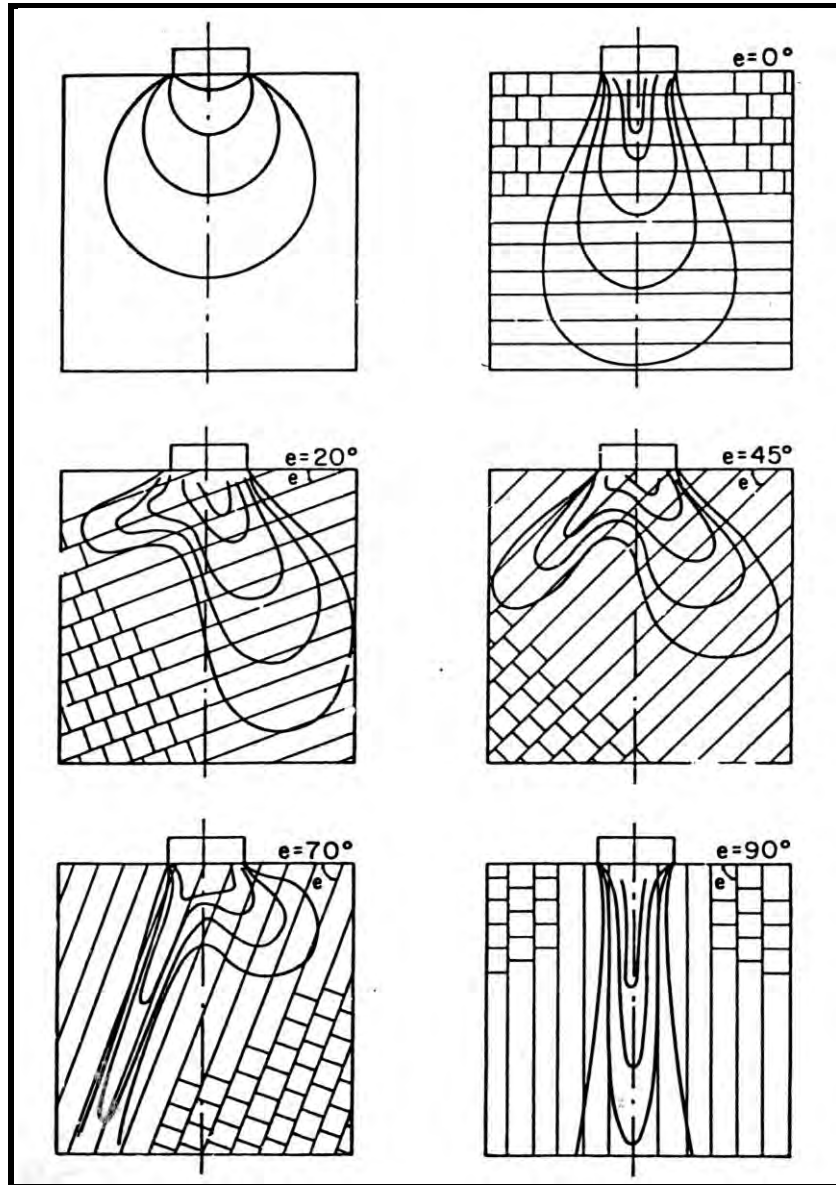


Figura 2.6 Distribuciones de esfuerzos en función de la inclinación de la estratificación.

Cuando la estratificación es horizontal y la carga vertical, el diagrama de esfuerzos es un bulbo estrecho en la dirección de la carga. A medida que la inclinación es mayor un aparte de los esfuerzos se transmite en el sentido de la estratificación, dando lugar a una bifurcación del diagrama de esfuerzos.

Si el echado de la estratificación es mayor de 45° la penetración de los esfuerzos resulta mayor en el sentido de los estratos que son perpendiculares a ellos. Sin embargo, si se comparan las distribuciones de los esfuerzos cuando el echado de la estratificación es de 45° y 60° se observa que la penetración en el sentido de los estratos es mayor, pero los esfuerzos de mayor magnitud permanecen en la rama perpendicular a la estratificación.

CAPITULO 2. CIMENTACIONES EN ROCA

Finalmente, cuando los estratos son verticales, actúan como si fueran pilas y pilotes, transmitiendo las cargas a mayor profundidad, dando lugar, de nuevo, a un bulbo de presiones estrecho y profundo.

Existen dos hechos importantes revelados por los experimentos mencionados. Uno, es la concentración de esfuerzos que se genera en los bloques localizados al centro del área cargada que pueden alcanzar un valor 2.5 a 4.0 veces el de la presión aplicada. Esta concentración es máxima cuando la carga es perpendicular a la estratificación y prácticamente desaparece cuando la carga tiene el sentido de los estratos. El segundo hecho importante es la existencia de una amplia zona de esfuerzos de tensión que se genera en el medio, debido a la separación y rotación de los bloques durante la deformación a pesar de que un sistema fisurado o fracturado no es, supuestamente, capaz de recibir ni transmitir este tipo de esfuerzos.

Un procedimiento para la estimación de asentamientos de cimentaciones en roca es que se basa en los ensayos con el presiómetro de Ménard. Este método tiene la limitación de no tomar en cuenta la deformación correspondiente a juntas y lentes horizontales deformables. El método de cálculo de asentamientos, empleando el presiómetro de Ménard descrito a continuación se aplica a masas rocosas homogéneas o estratificadas cuyos módulos no difieran entre sí más que por un factor de 10. A fin de definir la variabilidad de los módulos de elasticidad de la masa rocosa, incluyendo la influencia de juntas y otros tipos de discontinuidades es necesario efectuar un gran número de ensayos. El asentamiento bajo pilas circulares puede calcularse mediante la ecuación siguiente:

$$S = \frac{q_d D}{9 \alpha_m E_M} \quad \text{Ecuación 2.3}$$

Donde

S Asentamiento, en cm

q_d Presión de diseño, en kg/cm^2

D Diámetro de la pila, en cm

E_M Módulo promedio de ensayos presiométricos en una zona que se extiende hasta tres diámetros bajo el nivel de desplante de la pila, en kg/cm^2

α_m Coeficiente que depende del espaciamiento de las discontinuidades de la masa rocosa como se indica en la (Tabla 2.5)

Tabla 2.5 Valores del coeficiente α_m

Espaciamiento de la discontinuidades	> 3 m	1 a 3 m	0.3 a 1 m	0.08 a 0.3 m
α_m	1	0.75	0.5	0.25

CAPITULO 2. CIMENTACIONES EN ROCA

El módulo E_M empleado en la (Ecuación 2.3) es un promedio pesado de los diferentes módulos medidos.

Roca homogénea

El valor de los asentamientos en roca homogénea no tiene, en general, importancia práctica, pero puede calcularse empleando el modulo de elasticidad obtenido en pruebas de laboratorio y/o de campo y las soluciones de la teoría de la elasticidad utilizadas para el cálculo de los asentamientos inmediatos en suelos.

Roca sana estratificada horizontalmente

En este tipo de roca se emplea el método de Steinbrenner, para la estimación de los asentamientos. Para la aplicación de este método es necesario contar con el valor de los parámetros elásticos de cada estrato medidos en pruebas de laboratorio. Cuando existen intercalaciones de suelos, el asentamiento totales es en gran parte debido a la deformación de las intercalaciones.

Roca alterada y/o fracturada

En estos tipos de roca los asentamientos se calculan como si se tratara de un material homogéneo y continuo, pero empleando parámetros de deformabilidad obtenidos mediante ensayos de campo de gran escala.

Cuando la alteración es muy grande la estimación de los asentamientos puede efectuarse con base en el valor de la compresibilidad de la fracción más alterada, con una corrección eventual para tomar en cuenta la proporción de fragmentos de roca sana.

2.6 CIMENTACIONES DE PRESAS

2.6.1 Introducción

Son tres los factores que rigen el diseño de las presas: los asentamientos, la acción del agua y la estabilidad.

En las cimentaciones de las presas se ejercen tres tipos de esfuerzos importantes: de compresión, de corte y los debidos a la presencia de y al flujo de agua.

El objetivo del diseño es mantener los esfuerzos y las deformaciones de la cimentación y las estructuras en niveles aceptables.

La presa y los macizos rocosos sobre los que se apoya deben analizarse integralmente.

La pérdida de agua a través de la roca puede o no ser un factor económico importante, en cambio, la magnitud y, sobre todo, la distribución de las presiones hidrostáticas constituyen un parámetro clave en el diseño.

En este inciso se dan recomendaciones para asegurar la estabilidad de la presa contra fallas por deslizamiento de la cimentación.

CAPITULO 2. CIMENTACIONES EN ROCA

La seguridad contra el deslizamiento es más crítica en ciertos tipos de presas. En presas de tierra y enrocamientos los esfuerzos cortantes inducidos en la cimentación son bajos. En las presas de gravedad es condición de diseño evitar el deslizamiento por la base y en las presas de arco el deslizamiento por los estribos y la base.

2.6.2 Levantamiento geológico

Las fracturas, estratos, planos de foliación, zonas de deslizamientos antiguos y fallas geológicas en el sitio de una presa demandan especial atención. Su levantamiento y la determinación de sus características se logran a partir de pozos y trincheras a cielo abierto, prospección sísmica y eléctrica, y recuperación de núcleos. En obras importantes se realizan, además, barrenos orientados e integrales, fotografías del interior de los sondeos, lumbreras y socavones.

Todos los datos sobre las discontinuidades del macizo rocoso, mencionadas en el párrafo anterior deben señalarse claramente en mapas, trazando especialmente las zonas de debilidad que son continuas en el sitio. Esta primera etapa de localización permitirá delimitar los bloques y zonas potencialmente inestables.

Para el análisis detallado de estabilidad se requiere la posición y orientación precisa de las superficies potenciales de deslizamiento, presentadas en planta y cortes y en gráficas estadísticas (presentación estéreo-gráfica-roseta). Las gráficas estadísticas ayudan a encontrar intersecciones que definen bloques o cuñas inestables.

2.6.3 Determinación de los parámetros de resistencia

Ensayes de laboratorio

Los ensayos de laboratorio de mayor utilidad en el estudio de la estabilidad de presas son los que permiten la clasificación de las arcillas y materiales milonitizados que rellenan las discontinuidades y los ensayos de corte directo.

Cuando el espesor del relleno de la junta es pequeño deben labrarse bloques de roca, que contengan la junta que se desea ensayar, siguiendo los procedimientos descritos en el capítulo de Tratamiento de macizos rocosos. En este ensaye (Figura 2.7), el espécimen de roca, debe consolidarse bajo el esfuerzo normal de diseño hasta que el desplazamiento normal sea menor de 0.05 mm en 10 minutos . Posteriormente, se aplica la carga tangencial que produce un desplazamiento de corte menor de 0.1 mm/min durante los 10 minutos anteriores a la primera lectura de esfuerzos y desplazamientos. Después, se puede incrementar la velocidad de desplazamiento, sin rebasar 0.05 mm/min entre series de lecturas. Deben tomarse aproximadamente 10 series de lecturas antes de alcanzar la resistencia máxima o de pico.

CAPITULO 2. CIMENTACIONES EN ROCA

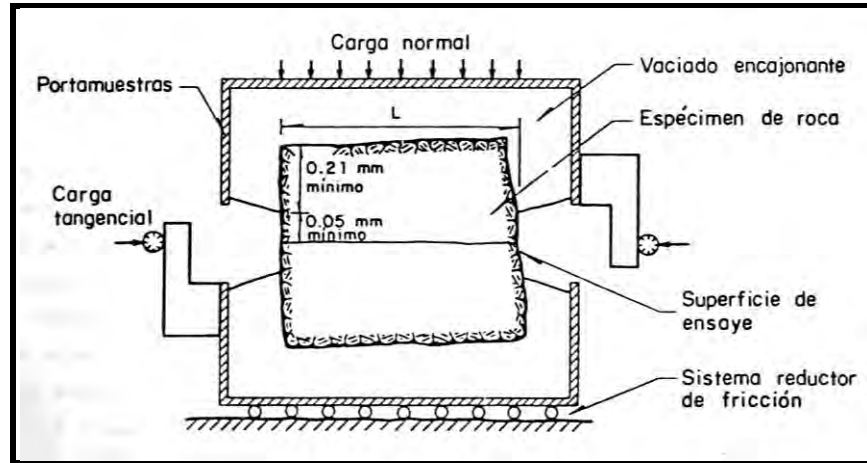


Figura 2.7 Dispositivo para el ensayo de corte directo en el laboratorio.

Cuando el espesor del relleno es grande deben labrarse las muestras del material de relleno para obtener los parámetros de resistencia al corte a partir de ensayos de laboratorio del tipo de los de mecánica de suelos. Para representar condiciones de estabilidad, inmediatamente después de la construcción de la presa, se realizan pruebas no consolidadas, no drenadas. Las condiciones de estabilidad a largo plazo son representadas por pruebas consolidadas bajo el esfuerzo normal requerido y no drenadas durante la aplicación de los esfuerzos cortantes. Estos ensayos pueden realizarse en muestras alteradas e inalteradas cuando solo se requiere el ángulo de fricción residual.

El tipo de prueba que corresponde a la posibilidad de falla por sismo es la consolidada no drenada mencionada anteriormente. La prueba consolidada drenada corresponde a una falla lenta bajo fuerzas externas estáticas.

Los ensayos de laboratorio pueden servir también para estimar la resistencia de juntas limpias en roca sana. Para esto es recomendable preparar algunas superficies planas y lisas con una cortadora de diamante, tallándolas para dejarlas lisas. Las pruebas de corte directo en estas superficies aportarán un cierto ángulo de fricción de las superficies planas de la roca ensayada denominado básico, φ_u . A este valor se le añade la contribución de las ondulaciones de las irregularidades (ángulo i) que es el ángulo entre la dirección promedio de la superficie considerada y la parte más inclinada de la ondulación. El ángulo i puede medirse en afloramientos y excavaciones exploratorias, y en laboratorio cuando existen ondulaciones pequeñas.

Ensayes in situ de corte directo

Estos ensayos solo deben efectuarse en discontinuidades geológicas que constituyen zonas de debilidad y son críticas por su ubicación. Se recomienda realizar, en cada una de estas discontinuidades, un mínimo de cinco pruebas empleando diferentes niveles de esfuerzo normal en cada una, como se indica en el capítulo de Tratamiento de macizos rocosos. La interpretación de los resultados es la descrita para las pruebas de laboratorio en cuanto a los valores del ángulo de fricción básico y la adición del ángulo i debido a las ondulaciones.

CAPITULO 2. CIMENTACIONES EN ROCA

Valores de la resistencia para diseño

Para diseño se recomienda una combinación racional de los valores de campo y de laboratorio. Estos valores deberán extrapolarse a la escala de construcción con base en la geometría y características geológicas de las superficies potenciales de deslizamiento.

2.6.4 Métodos de análisis y diseño

El método general de análisis de la estabilidad de una presa consiste en relacionar la resistencia al deslizamiento de un plano horizontal o ligeramente inclinado localizado en la zona de apoyo, con la suma de fuerzas externas que son la presión del embalse y las fuerzas sísmicas. Se define entonces, como factor de seguridad, FS , al cociente que resulta de dividir las fuerzas resistentes entre las fuerzas motoras. La ecuación comúnmente empleada en el análisis de estabilidad es:

$$FS = \frac{(\sum V - U) \tan \varphi + cA}{\sum H} \quad \text{Ecuación 2.4}$$

Donde, para una superficie horizontal potencial de deslizamiento:

$\sum V$ Suma de fuerzas verticales (por unidad de longitud de la presa) debidas al peso de la propia presa, más el peso del agua que descansa sobre el paramento aguas arriba de la presa, más el peso de la roca que sobreyace al plano de deslizamiento

$\sum H$ Empuje horizontal (por unidad de longitud de la presa) debido al embalse y a sismo

U Subpresión que actúa en el plano de deslizamiento (por unidad de longitud de la presa)

φ Ángulo de fricción en la superficie potencial de deslizamiento

c Cohesión unitaria en la superficie potencial de deslizamiento

A Área de la superficie potencial de deslizamiento (por unidad de longitud de presa)

El valor del factor de seguridad aceptable en un proyecto dado depende de la confiabilidad en los valores de las fuerzas motoras o resistentes empleados en la (Ecuación 2.4). Atención especial debe darse a la magnitud y distribución de la subpresión y al valor de los parámetros de resistencia al corte.

La primera etapa de diseño consiste en realizar una serie de análisis variando cada vez la magnitud y distribución de la subpresión, la resistencia al corte de la superficie potencial de deslizamiento y, en su caso, la profundidad de desplante. Este estudio preliminar aportará una apreciación más realista de la severidad del problema y del defecto de los parámetros mencionados.

En las etapas definitivas de diseño deben utilizarse valores de la resistencia al corte obtenidos de pruebas de laboratorio y/o de campo. Un factor de 1.5 a 2.0 será aceptable si se incluye el efecto de sismo, sin embargo, el valor más realista deberá ser definido por los proyectistas con base en las incertidumbres asociadas a la distribución y magnitud de la subpresión y al carácter, uniformidad y valor de los parámetros de resistencia de la zona débil. Si el diseño contempla un sistema de drenaje

CAPITULO 2. CIMENTACIONES EN ROCA

para abatir subpresiones un último análisis deberá hacerse para la condición de que este sistema no funcione, usando un factor de seguridad no menor de 1.

Cuando existen estrías y trazas de afallamiento debe suponerse cohesión nula y ángulo de fricción residual, aceptando un factor de seguridad de 1.5 a 2.0. Si se utiliza un ángulo de fricción mayor que el residual, debe verificarse además que existe un factor de seguridad de cuando menos 1.1 para el ángulo de fricción residual, con subpresión total (sin drenaje) y con sismo.

Subpresión

En el análisis por deslizamiento a través de un plano de debilidad en la cimentación de una presa, es necesario definir una distribución racional de la presión hidrostática sobre la superficie potencial de falla. Con frecuencia, se supone que la variación de la presión puede representarse como una línea recta que va desde la carga total del embalse en el paramento aguas arriba hasta la carga de desfogue (la carga aguas abajo de la cortina) en el paramento aguas abajo.

Seguridad contra el volteo

Para asegurar una presa contra la falla por volteo es requisito de diseño que la resultante de todas las fuerzas externas pase dentro del tercio medio de la base. Cuando en las fuerzas externas está incluida la acción sísmica solo se requiere que la resultante pase en el interior de la base (Figura 2.8). La resultante de las fuerzas externas en las (Figuras 2.8 a 2.11) se ha dividido en dos componentes: $\sum H$ que es la suma de todas las fuerzas horizontales y $\sum V$ la suma de todas las fuerzas verticales. $\sum H$ representa la suma algebraica de las cargas producidas por el embalse, acción sísmica, fuerzas hidrodinámicas y otras de menor magnitud como la componente horizontal debida a sobrecargas por transporte pesado, viento, nieve, etc. $\sum V$ representa la suma algebraica de todas las cargas por gravedad del concreto, agua, suelo, roca más la fuerza negativa de la subpresión, y en su caso, empuje vertical por sismo.

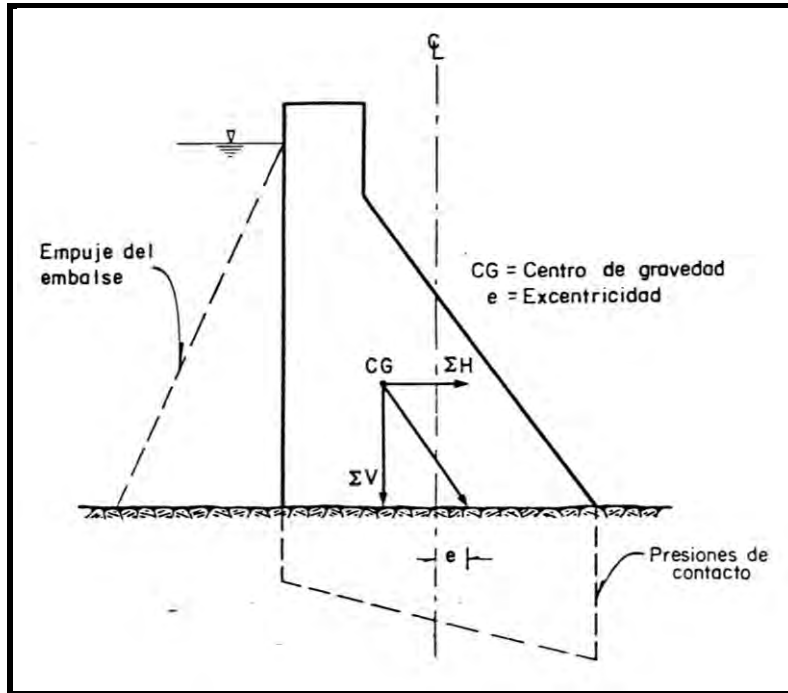


Figura 2.8 Diagrama de fuerzas en una presa de gravedad.

Cimentación sobre superficies de debilidad horizontales

a) Los planos de debilidad afloran aguas abajo

Cuando existe una superficie potencial de deslizamiento bajo el nivel de desplante de una presa, como se muestra en la (Figura 2.9), se calcula el factor de seguridad FS mediante la fórmula:

$$FS = \frac{\sum V \tan \varphi + cl}{\sum H} \quad \text{Ecuación 2.5}$$

Donde:

φ Ángulo de fricción en la superficie potencial de deslizamiento

c Cohesión de la superficie potencial de deslizamiento

l Longitud de la superficie de deslizamiento

$\sum H$ Suma de fuerzas horizontales

$\sum V$ Suma de fuerzas verticales

CAPITULO 2. CIMENTACIONES EN ROCA

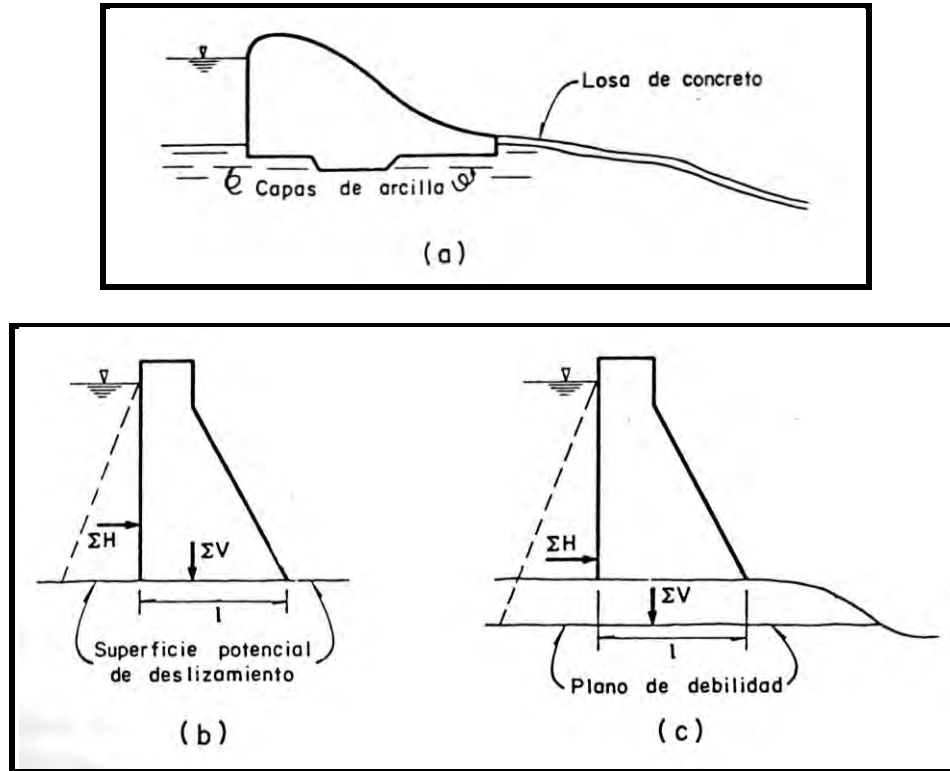


Figura 2.9 Deslizamiento sobre un plano de debilidad horizontal;

- (a) Capas de arcilla aflorando aguas abajo.
- (b) Deslizamiento en el contacto concreto-roca.
- (c) Deslizamiento en un plano de debilidad.

Para fines de diseño puede aceptarse un factor de seguridad de 1.5 a 2.0 si se consideran fuerzas sísmicas. Si se emplea un ángulo mayor que el residual, deberá verificarse que exista un factor de seguridad de 1.1, cuando menos, tomando en cuenta la acción sísmica y la subpresión sin drenaje.

Los parámetros de resistencia al corte c y φ del plano potencial de falla se obtienen de la combinación racional de resultados de pruebas de corte directo de campo y de laboratorio.

La cohesión c se considera nula y se toma el valor residual del ángulo de fricción φ , si existen evidencias de deslizamientos anteriores.

- b) Deslizamiento sobre un plano de debilidad y una superficie de falla en la roca de apoyo de aguas abajo.

Cuando la superficie potencial de deslizamiento no aflora en la cercanía del paramento de aguas abajo de la presa, debe tomarse en cuenta la resistencia "pasiva" de una cuña como se muestra en la (Figura 2.10). En este caso se deberá analizar la estabilidad calculando el factor de seguridad por medio de la formula:

CAPITULO 2. CIMENTACIONES EN ROCA

$$FS = \frac{(\sum V \tan \varphi_1 + c_1 l_1) + \frac{c_2 l_2}{\cos \alpha (1 - \tan \varphi_2 \tan \alpha)} + w \tan(\alpha + \varphi_2)}{\sum H} \quad \text{Ecuación 2.6}$$

Donde:

φ_1 y c_1 Parámetros de resistencia al corte del plano de debilidad

φ_2 y c_2 Parámetros de resistencia al corte del plano de la superficie potencial de falla de la cuña situada en el parámetro de aguas abajo

α Echado de la superficie potencial de falla de la cuña situada en el parámetro aguas abajo

l_1 y l_2 Longitudes del plano de debilidad y de la superficie potencial de falla bajo la cuña, respectivamente

$\sum H$ Suma de fuerzas horizontales

$\sum V$ Suma de fuerzas verticales

w Peso de la cuña

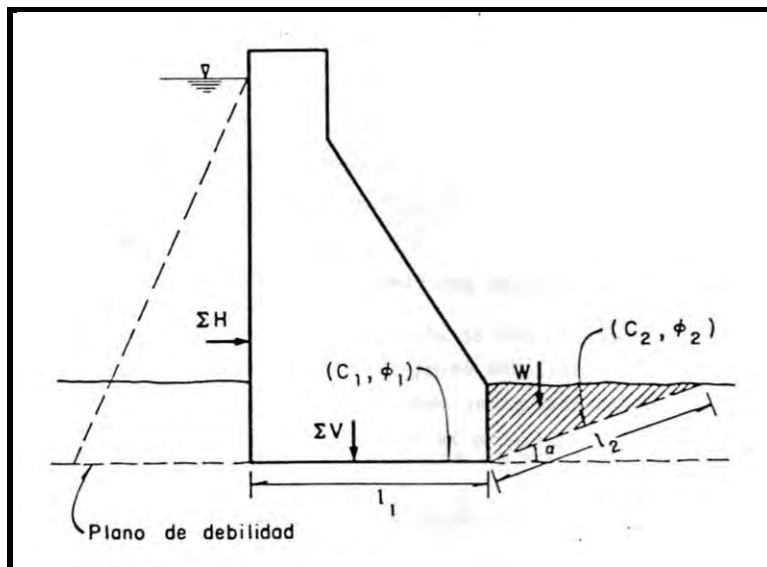


Figura 2.10 Deslizamiento sobre un plano de debilidad horizontal y sobre una superficie de falla inclinada en el macizo de apoyo de aguas abajo.

CAPITULO 2. CIMENTACIONES EN ROCA

El ángulo α es igual a $45 - \varphi_2/2$ debido a que es un empuje pasivo, sin embargo, es usual suponer a igual a 45° . Los parámetros de resistencia al corte φ_1 , c_1 , φ_2 , c_2 se obtienen de la interpretación adecuada de los resultados de pruebas de corte directo de campo y de laboratorio.

La cohesión c_1 se considera nula y se emplea el valor residual del ángulo φ_1 , si existen evidencias de deslizamientos anteriores. El término $\frac{c_2 l_2}{\cos \alpha (1 - \tan \varphi_2 \tan \alpha)}$ es nulo si existe en el macizo una familia de juntas paralelas a la superficie potencial de deslizamiento de la cuña.

Las resistencias de pico del plano de debilidad y de la superficie de desplazamiento de la cuña, no son sumables debido a que tienen relaciones esfuerzo-deformación diferentes.

Para fines de diseño pueden aplicarse factores de seguridad de 1.5 a 2.0, incluyendo las fuerzas sísmicas. Si se emplea un valor de φ_1 mayor que el residual, deberá verificarse la existencia de un factor de seguridad mínimo de 1.1 con la subpresión total (sin drenaje), incluyendo la acción sísmica.

c) Falla de la cimentación por flexión de los estratos situados aguas abajo de la presa

El análisis de estabilidad de una presa desplantada sobre un material estratificado y con intercalaciones o rellenos poco resistentes (Figura 2.11) puede realizarse utilizando la ecuación siguiente:

$$FS = \frac{\sum V \tan \varphi + c l_1 + (\text{Resistencia a la flexión})}{\sum H} \quad \text{Ecuación 2.7}$$

Donde

φ y c Parámetros de resistencia al corte de la superficie potencial de deslizamiento

l_1 Longitud de la cimentación

$\sum H$ Suma de fuerzas horizontales

$\sum V$ Suma de fuerzas verticales

La resistencia por flexión de los estratos es función directa del cuadrado del espesor del conjunto de estratos involucrado. Esta resistencia se debe a la combinación de la resistencia a la flexión más la resistencia al deslizamiento, a la compresión y a la orientación desfavorable de los estratos.

La resistencia a la flexión puede incrementarse por medio de anclas de tensión profundas que aumenten el espesor del macizo que actúa como soporte.

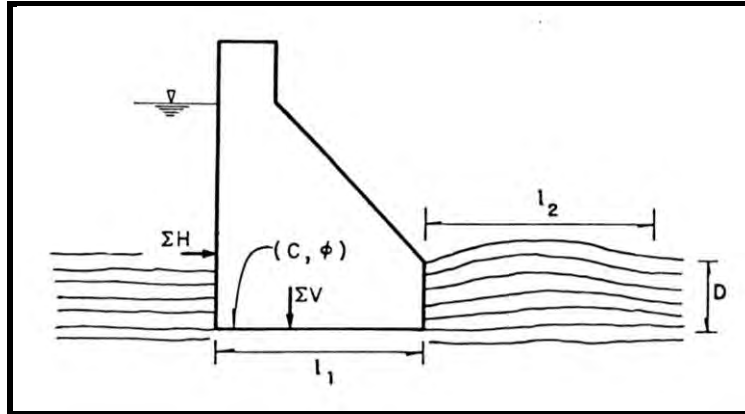


Figura 2.11 Falla por deslizamiento y flexión de una presa desplantada en una formación de estratos delgados.

Presencia de un talud aguas abajo de la presa

La presencia de un talud inmediatamente aguas abajo de la cimentación de la presa (Figura 2.12), aun cuando la roca sea de buena calidad, homogénea y con una fisuración limpia y cerrada, constituye una condición de estabilidad crítica debido a la corta extensión de la superficie potencial de falla. Con el objeto de estimar la resistencia al corte del macizo deberá efectuarse la caracterización de las fisuras, tomando atención especial de su configuración y continuidad.

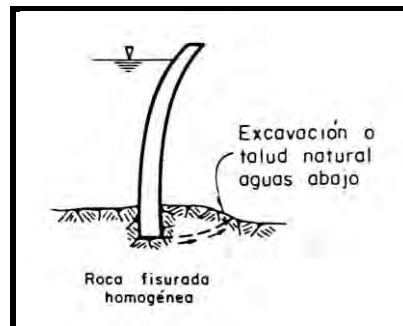


Figura 2.12 Talud natural o corte aguas debajo de una presa.

Para análisis definitivos de esta condición deben realizarse ensayos in situ. Es aceptable un factor de seguridad de 1.5 a 2.0, empleando el ángulo de fricción pico (máximo) y la cohesión obtenida de las pruebas de corte siempre que no rebase el valor $c = 1 \text{ kg/cm}^2$. Como estimación adicional se empleará un factor de seguridad igual a 1.1, tomando el ángulo de fricción pico, pero con cohesión nula.

CAPITULO 2. CIMENTACIONES EN ROCA

Comentarios sobre cimentaciones en presas

A continuación se describe como es el diagrama de supresiones que comúnmente se incluye en el diseño de presas de concreto cimentadas en roca, se formulan también algunos comentarios en relación con los parámetros de resistencia la corte para el diseño y finalmente se describe cómo afecta la deformabilidad de la roca al diseño de las presas de arco.

Subpresión

En la mayoría de las presas de concreto se acostumbra incluir en el diseño una galería para drenaje e inyección cercana a la cara de aguas arriba de la cortina. Se considera que los drenes reducen la subpresión a $1/4$ o a $1/3$ de la diferencia de la carga de embalse menos la carga de desfogue bajo la línea de drenes. Resultados de mediciones piezométricas permiten tomar como aceptable el valor de $1/3$ de la diferencia. El diagrama de presiones queda, por tanto, definido por dos líneas rectas (Figura 2.13): una que parte de la pantalla de inyecciones con la carga total del embalse hasta la línea de drenes con un valor de $1/3$ de las diferencias de carga a partir de este punto, otra hasta el parámetro de agua abajo con la carga de desfogue o de salida. Si los drenes no son suficientemente profundos para atravesar el plano de deslizamiento no habrá reducción en la subpresión.

Ocasionalmente los drenes pueden obstruirse y quedar así anulados, volviendo a establecerse la distribución de presión sin drenaje.

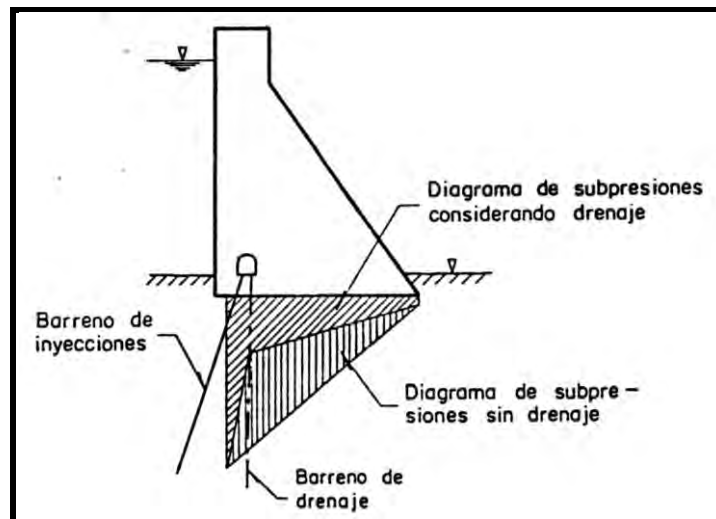


Figura 2.13 Diagramas de subpresión en la cimentación de una presa.

Parámetros de resistencia al corte

El valor de la resistencia al corte de juntas limpias con ondulaciones o irregularidades depende, además del ángulo de fricción de la superficie rocosa plana, φ_u (ángulo de fricción básico), de la inclinación de las irregularidades a bajas cargas normales, i y de corte cada vez mayor de las ondulaciones a medida que la carga normal es mayor. Este modo de falla múltiple da lugar a una envolvente de falla curva en el plano de Mohr-Coulomb.

CAPITULO 2. CIMENTACIONES EN ROCA

La comisión para la estandarización de pruebas de laboratorio y de campo de la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas sugiere el empleo de la envolvente de falla de la (Figura 2.14). En esta figura se muestran las envolventes de resistencia máxima o de pico y de resistencia residual de una serie de pruebas de corte directo en una superficie rocosa limpia e irregular.

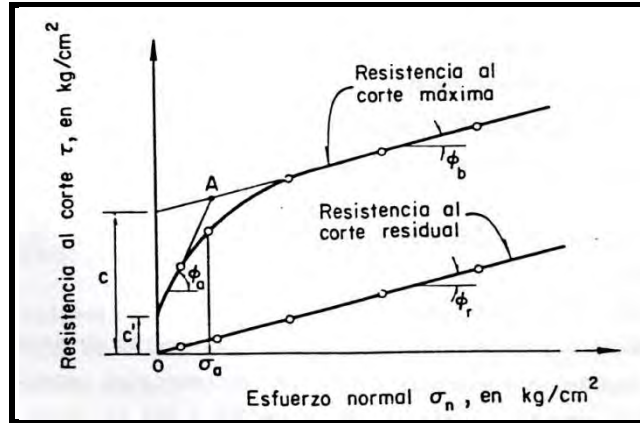


Figura 2.14 Gráfica resistencia al corte vs esfuerzo normal.

A continuación se explican los términos y símbolos empleados en la (Figura 2.14):

φ_r Ángulo de fricción residual

φ_a Ángulo de fricción aparente bajo niveles de esfuerzo menores de σ_a ; el punto A corresponde al cambio en el modo de falla de deslizamiento sobre las ondulaciones (tramo OA) a corte a través del material intacto (a partir de A). En el tramo OA el ángulo φ_a varía ligeramente de tal manera que debe medirse en el nivel de esfuerzo normal de interés. Debe tomarse en cuenta que $\varphi_a = \varphi_u + i$

φ_u Ángulo de fricción básico, correspondiente a la superficie rocosa plana

i Ángulo de inclinación de las irregularidades

φ_b Ángulo de fricción aparente bajo niveles de esfuerzo mayores de σ_a ; es, generalmente, igual o un poco mayor que φ_r y varía ligeramente según el nivel de esfuerzo, por tanto, debe medirse bajo el valor de esfuerzo normal de interés.

c Cohesión interceptada por la envolvente con ángulo de fricción máxima. Puede ser nula

c Cohesión aparente correspondiente a la rama de la envolvente con ángulo de fricción φ_b

El ángulo básico, φ_u , puede suponerse en estimaciones preliminares de 30 a 35° en rocas duras y bien cementadas (areniscas, basaltos, granitos, gneiss, calizas, etc.); de 25° a 30° en rocas duras laminadas (margas, esquistos, pizarras, etc.); y de 20° a 25° en rocas blandas laminadas (lutitas, cloritas, talcos, etc.). El valor más frecuente del ángulo i es de 5° a 15°, aunque existen valores de 0° a 2° en juntas planares y de 30° a 40° o mayores en juntas muy irregulares.

Cuando las juntas están rellenas, la determinación de la resistencia al corte puede efectuarse tanto en el laboratorio como en el campo. La resistencia al corte de las juntas rellenas depende

CAPITULO 2. CIMENTACIONES EN ROCA

principalmente de las características del material de relleno. La grafica esfuerzo-desplazamiento de estas pruebas, en materiales que rellenan fallas, presenta un incremento muy pequeño sobre el ángulo de fricción residual, aun en muestras inalteradas.

Las pruebas de corte directo de campo debido a su alto costo y a su larga duración solo deberán ejecutarse en discontinuidades geológicas débiles que representen un claro peligro para la estabilidad de la presa.

Deformabilidad

En cimentaciones de preas de arco desplantadas en roca, el valor del modulo de elasticidad de la masa rocosa tiene un efecto muy pequeño en los esfuerzos que se generan en el arco si es mayor que una cuarta parte del valor del modulo del concreto. La variación en la distribución de esfuerzos en el arco es más importante si el modulo de elasticidad de la roca es menor que una cuarta parte del modulo del concreto. En general, a medida que el modulo de la masa rocosa decrece, la determinación del mismo deberá ser más precisa y cuando alcance un valore menor que un dieciseisavo del modulo del concreto, el diseño del arco quedará supeditado a la compresibilidad del terreno. En este caso la deformabilidad de la roca deberá determinarse con una precisión del orden del 30 por ciento. El único método para obtener el valor de diseño de la deformabilidad de la roca, son las pruebas de carga *in situ*. El área cargada deberá ser suficientemente grande para que el volumen de esfuerzos inducidos contenga un buen número de juntas y pueda considerarse representativo de la masa rocosa de la cimentación.

2.7 TRATAMIENTO DE LA ROCA

En las cimentaciones en roca las formas de tratamiento más utilizadas son las inyecciones de consolidación e impermeabilización bajo el nivel de desplante y el anclaje y drenaje de taludes naturales afectados por la cimentación o de paredes de excavaciones necesarias para alcanzar el nivel de desplante.

2.7.1 Inyecciones

Cuando la roca contiene juntas que al cerrarse por efecto de las cargas de la cimentación puedan dar lugar a asentamientos inadmisibles, debe recurrirse a la inyección o al relleno de las mismas para reducir los espacios vacíos.

2.7.2 Anclaje

En las (Figura 2.15 a 2.19) se ilustran algunas formas de empleo del anclaje en cimentaciones en roca. En la (Figura 2.15) el anclaje permite reducir las dimensiones de diseño del área de apoyo y de la sección transversal de la cortina. El anclaje resiste los esfuerzos de tensión que se generan en el paramento de aguas arriba de la presa al reducir el área de apoyo. El funcionamiento de este anclaje es tan importante en la estructura que debe efectuarse la medición de tensión en los cables y tomarse las medidas correctivas contra la corrosión, relajación o falla del anclaje.

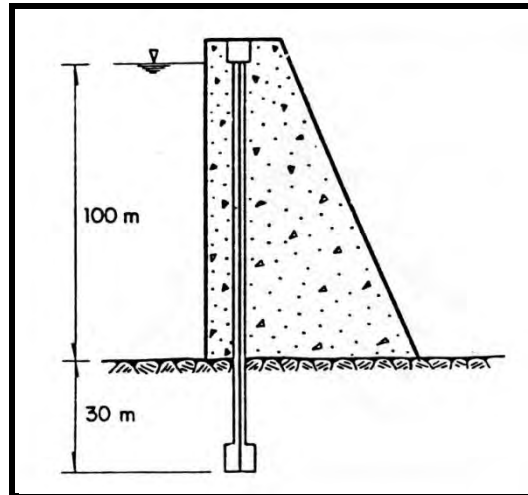


Figura 2.15 Anclaje en la cimentación de una presa.

En la (Figura 2.16) se muestra el uso de anclaje para sostener un muro de retención. En este caso, por lo general, se requiere un complicado sistema de soportes y puntales que puede evitarse mediante el anclaje.

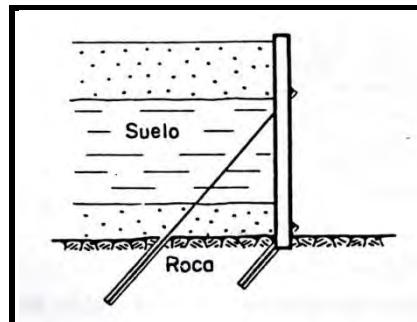


Figura 2.16 Anclaje en muros de retención.

La (Figura 2.17) muestra otro de los usos del anclaje para evitar el desprendimiento de bloques de las paredes de las excavaciones para la cimentación de presas. Primero, se recubre la zona con concreto y después se realizan las perforaciones para alojar anclas pretensadas.

CAPITULO 2. CIMENTACIONES EN ROCA

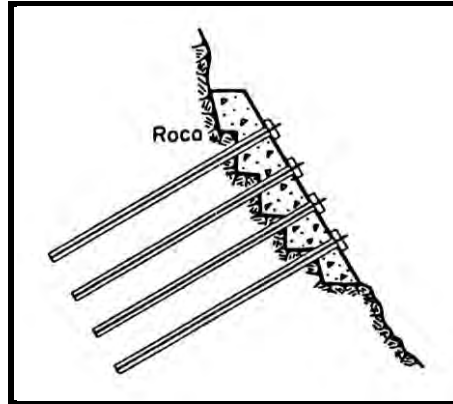


Figura 2.17 Anclaje para evitar desprendimientos de bloques.

La (Figuras 2.18 (a) y (b)) muestran gráficamente otras aplicaciones del anclaje en cimentaciones asociadas con taludes inestables.

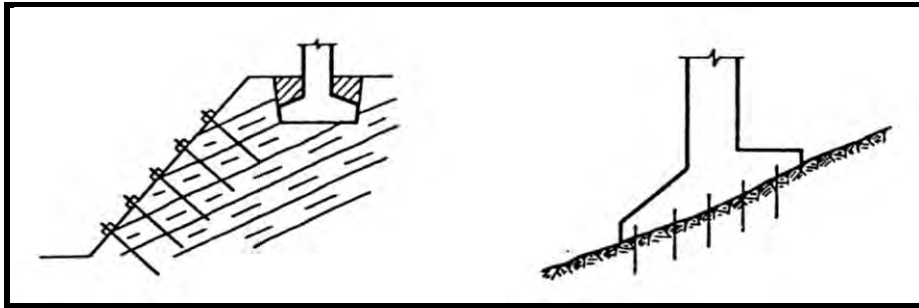


Figura 2.18 (a) Cimentaciones en taludes con echados desfavorables; (b) Anclaje para prevenir deslizamiento.

La (Figura 2.19) muestra la estabilización mediante anclaje y drenaje de la cimentación de una presa en roca.

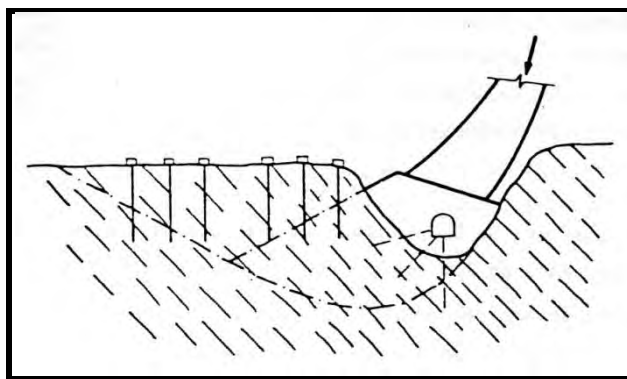


Figura 2.19 Estabilización utilizando anclaje y drenaje.

2.7.3 Drenaje

El drenaje en cimentaciones es empleado fundamentalmente para abatir las presiones hidrostáticas en taludes naturales o artificiales sobre los cuales se desplantan las cimentaciones.

2.8 REGULARIZACIÓN SUPERFICIAL

La primera operación para desplantar una cimentación en roca es la remoción de la vegetación, raíces, troncos y de la capa de suelo vegetal. Posteriormente se excavan las zonas de roca de mala calidad (muy deformable y/o de resistencia baja) y se rellenan las oquedades resultantes con mortero o concreto. Cuando los bloques sueltos o potencialmente inestables no pueden removerse, deben asegurarse por medio de anclas.

Si la superficie después de las operaciones anteriores se presenta con salientes y partes profundas inconvenientes para el desplante de la cimentación, se regularizan por medio de precortes, voladuras controladas y relleno de concreto, hasta dejar una superficie uniforme.

2.9 CONTROL MEDIANTE INSTRUMENTACIÓN

La medición de los cambios en las condiciones superficies internas del terreno inducidos por la cimentación permite, a menudo, prever comportamientos desfavorables durante la construcción o la vida útil de la obra.

En la etapa de construcción, la instrumentación permite controlar el comportamiento, principalmente cuando las condiciones del macizo no son suficientemente conocidas. Esta forma de control permite modificar el diseño a medida que se construye.

La instrumentación comprende desde la observación a simple vista hasta los más complicados instrumentos para la medición de desplazamientos, esfuerzos, presiones hidrostáticas, vibraciones, etc.

CAPITULO 3. ESTABILIDAD DE TALUDES

3.1 ALCANCE

Se presentan en este capítulo métodos de análisis y reglas prácticas para el diseño de un talud en roca. Se entiende por diseño a la definición de la geometría del talud y de las precauciones necesarias para que permanezca estable durante su vida útil.

3.2 REQUERIMIENTOS PARA EL ANÁLISIS

3.2.1 Información necesaria

Geología

El detalle con que se efectuó el estudio geológico y el reconocimiento del talud será función de la importancia de la obra y del riesgo que se correría en caso de falla.

Topografía

Debe realizarse un levantamiento topográfico que permita definir las condiciones geométricas del sitio.

Cargas actuantes (peso del bloque, fuerzas hidrostáticas y fuerzas externas)

Más adelante se detallan las fuerzas que intervienen en el análisis de los mecanismos de traslación.

Resistencia

En el inciso 3.2.4 se indica el procedimiento para obtener la resistencia de las discontinuidades o superficies de deslizamiento.

3.2.2 Mecanismos de falla

El mecanismo de falla más común corresponde al de traslación. En este caso es de suma importancia determinar la posible superficie(s) de deslizamiento.

La falla por volteo ocurre en macizos de roca que tienen discontinuidades con una inclinación grande. Normalmente, la mejor forma de estabilizar una probable falla de este tipo es emplear anclas en lugares clave. Otra solución es, por supuesto, la remoción del material inestable.

Deberán considerarse los siguientes mecanismos de falla posibles:

Traslación

En este mecanismo, un bloque de roca se mueve siguiendo una o dos superficies de deslizamiento. El movimiento se puede asociar a una dirección. En el inciso 3.3 se indican los métodos de análisis correspondientes.

CAPITULO 3. ESTABILIDAD DE TALUDES

Volteo

En este caso la falla ocurre por giro del bloque respecto a un eje. En el inciso 3.3.5 se comenta sobre este tipo de falla para el cual no se han desarrollado aun métodos de análisis.

Rotación

La superficie de falla es una curva (generalmente un arco de círculo). Este mecanismo de falla no se presenta en este capítulo.

Cuando no sea obvia la diferenciación entre los dos primeros mecanismos de falla se puede emplear el método de fricción descrito en ayudas de diseño.

3.2.3 Cargas actuantes

En la (Figura 3.1) se muestran las cargas a considerar para el análisis de un talud de roca. A continuación se presenta una explicación de cada una de ellas.

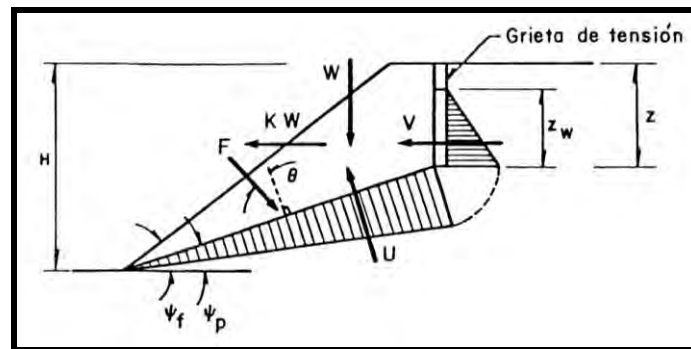


Figura 3.1 Cargas actuantes en el talud.

Peso del bloque, W

Para su cálculo se requiere conocer las fronteras que lo definen: superficie exterior, superficie de falla, grieta de tensión o fisura preexistente.

Las grietas de tensión normalmente se abren en la parte superior del talud como consecuencia de esfuerzos de tensión generados en esa zona por efecto de la excavación y no representan por sí misma una falla. Las familias de fisuras que atraviesan un macizo pueden delimitar bloques inestables que hay que analizar; si existen, las fallas también deben tomarse en cuenta.

Presión de agua, U y V

Para su cálculo es necesario conocer el régimen de flujo de agua existente en el macizo en cuestión. Una forma, conservadora y cómoda, de tomar en cuenta la anterior es suponer que existe un tirante de agua, z_w , en la grieta de tensión. La presión a lo largo de la superficie de deslizamiento disminuye según se indica en la (Figura 3.1).

CAPITULO 3. ESTABILIDAD DE TALUDES

En la (Figura 3.2) se sugiere que la distribución de presiones U y V es lineal. Esto es solamente en caso particular; en la generalidad de los casos tal distribución no es lineal. Para determinarla se requiere emplear piezómetros.

Fuerza por sismo, kW

En este caso se supone que es posible definir un coeficiente sísmico, k , que corresponde a la proporción de la aceleración inducida por sismo respecto a la gravedad. Dicho coeficiente genera una fuerza, kW , cuya dirección se asocia normalmente a la horizontal. Debe tomarse en cuenta que la fuerza kW solo actúa por periodos de tiempo muy cortos y que cambia de signo o sentido con una frecuencia que corresponde a la del sismo.

Actúa solo por periodos cortos de tiempo y con frecuencia igual a la del sismo. Un factor de seguridad menor que uno, obtenido al tomar en cuenta kW , no implica la falla del talud si el desplazamiento del bloque es aceptable y si la resistencia en la superficie de deslizamiento no ha disminuido.

Vibraciones

La experiencia ha demostrado que un parámetro relevante, en el daño a taludes rocosos, es la velocidad máxima de la partícula, v . puede relacionarse con la distancia, R , a que denota una carga de explosivos W por cada retardo, en la siguiente forma:

$$v = \alpha(R/\sqrt{W_e})^\beta \quad \text{Ecuación 3.1}$$

Los valores de α y β tienen variaciones fuertes y dependen tanto del tipo de roca como de la forma en que se detonan los explosivos. Pueden emplearse los siguientes valores considerando v en cm/seg, R en m y W_e en kg:

Detonación en la parte inferior de barrenos	$\alpha = 18.5 - 185$	$\beta = -1.6$
Detonación con la técnica coyote	$\alpha = 5.3 - 21.2$	$\beta = -1.1$
Precorte	$\alpha = 571$	$\beta = -1.6$

Para limitar la velocidad de la partícula se debe tomar en cuenta la siguiente tabla:

Tabla 3.1 Daños en algunas estructuras.

Velocidad de la partícula en cm/seg	Daño
5.1	Limite abajo del cual el riesgo de daño en estructuras, aun ataguías, es muy pequeño
12.7	Daño leve, rotura de acabados, detectado por las personas
30.5	Caídos de roca en túneles sin revestimiento
63.5	Se inicia el agrietamiento de la roca
254	Rotura de la roca

CAPITULO 3. ESTABILIDAD DE TALUDES

En el caso de taludes rocoso, se debe limitar la velocidad de la partícula a un valor menor de 5 *cm/seg*.

Fuerzas debidas a anclas

Cuando se ha concluido que un talud es inestable, una de las soluciones para mejorar su estabilidad es emplear anclas. En el capítulo (4) se describen los tipos de anclas más comunes. Las fuerzas que imponen estos elementos de anclaje pueden tomarse en cuenta en los análisis según se presenta en la (Figura 3.1).

3.2.4 Resistencia al esfuerzo cortante

Puede determinarse en discontinuidades con o sin relleno.

Discontinuidades sin relleno

La ecuación general de la resistencia al corte es:

$$\tau/\sigma_n = \tan[(JRC)\log_{10}(JCS/\sigma_n) + \varphi_b] \quad \text{Ecuación 3.2}$$

O sea

$$\tau/\sigma_n = \tan\varphi_p \quad \text{Ecuación 3.3}$$

Donde:

τ Resistencia al esfuerzo cortante

σ_n Esfuerzo normal efectivo actuando en el plano de deslizamiento

JRC Coeficiente de rugosidad de la fisura

JCS Resistencia a la compresión del material que constituye las paredes de la fisura

φ_b Ángulo de fricción entre las paredes de la fisura

φ_p Ángulo de fricción aparente

Para obtener el valor de JCS se considera lo siguiente:

La resistencia a la compresión de las paredes de la fisura, JCS , no es necesariamente igual a la resistencia a la compresión, σ_c , de la roca en su estado sano, sino que depende del grado de alteración alcanzado en las paredes. Se pueden establecer las siguientes reglas para determinar JCS :

⊕ Para grados de intemperismo no muy avanzados se puede considerar que $JCS = \sigma_c/4$.

El grado de intemperismo no muy avanzado se puede definir en la siguiente forma: fisuras intemperizadas por donde circula el agua, bloque de roca impermeable entre ellas. Pequeña penetración del intemperismo hacia los bloques de roca: reducción progresiva del σ_c de las paredes de las fisuras hacia dentro de los bloques.

CAPITULO 3. ESTABILIDAD DE TALUDES

⊕ Para grados de intemperismo muy avanzados se puede considerar que $JCS = \sigma_c$.

El grado de intemperismo muy avanzado se tiene cuando el macizo rocoso es ahora permeable en toda su extensión.

Para obtener el valor del coeficiente de rugosidad de la fisura, JCR, puede emplearse la (Figura 3.2) donde se indican los valores de JCR correspondientes a diferentes formas de fisura.

La descripción de las superficies rugosas de fisuras de la (Figura 3.2) corresponden a una amplia gama de irregularidades que va desde los planos de estratificación y foliación (superficie lisa casi plana, C) hasta las fracturas de tensión que son las superficies mas irregulares que pueden encontrarse en la naturaleza (superficie ondulada rugosa, A).

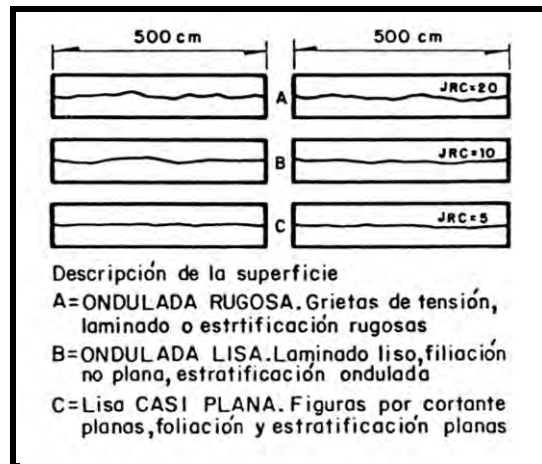


Figura 3.2 Valores de JRC para las distintas formas de discontinuidades.

El término $(JRC) \log_{10}(JCS/\sigma_n)$ de la Ecuación 3.2, corresponde a la contribución de las irregularidades en la resistencia por fricción. Se incluye el efecto del ángulo i (Figura 3.3) así como la resistencia al corte del material intacto.

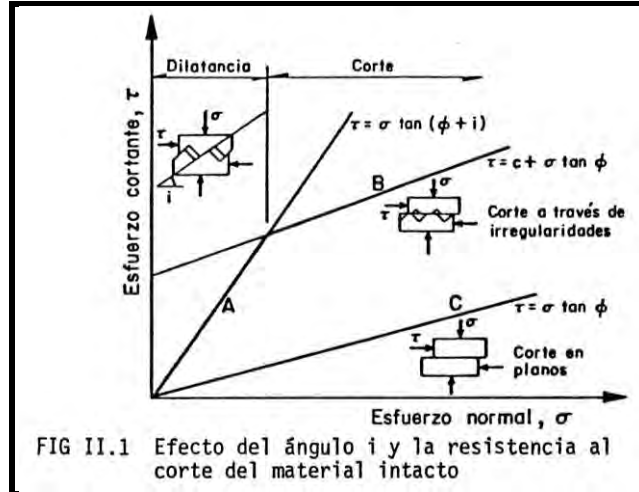


Figura 3.3 Efecto del ángulo i y la resistencia al corte del material intacto.

La Ecuación 3.2 puede transformarse a:

$$\tau / \sigma_n = \tan \varphi_p \quad \text{Ecuación 3.4}$$

Donde φ_p es el ángulo de fricción aparente. En esta ecuación se representa como una curva en el plano τ versus σ_n siendo complicado su manejo en casos prácticos. En la mayoría de los casos convendría efectuar los análisis suponiendo un solo valor de φ_p . Este puede calcularse, una vez que se conozca la variación de los esfuerzos normales a lo largo de la superficie de falla, en la siguiente forma:

$$\tan \varphi_p = \frac{A(\tau)}{A(\tau_n)} \quad \text{Ecuación 3.5}$$

Donde:

$A(\tau)$ Área de los esfuerzos cortantes resistentes. Se calcula a lo largo de toda la superficie de falla

$A(\tau_n)$ Área de los esfuerzos normales efectivos actuando a lo largo de la superficie de falla (Figura 3.4)

Cambios pequeños en la distribución de σ_n a lo largo de la superficie de falla no introducirán variaciones importantes en el valor de φ_p . Por otro lado, cambios fuertes en los σ_n (como puede ser: cambio en la geometría del talud, cambio en las presiones de agua o uso de anclas) pueden modificar apreciablemente el valor de φ_p .

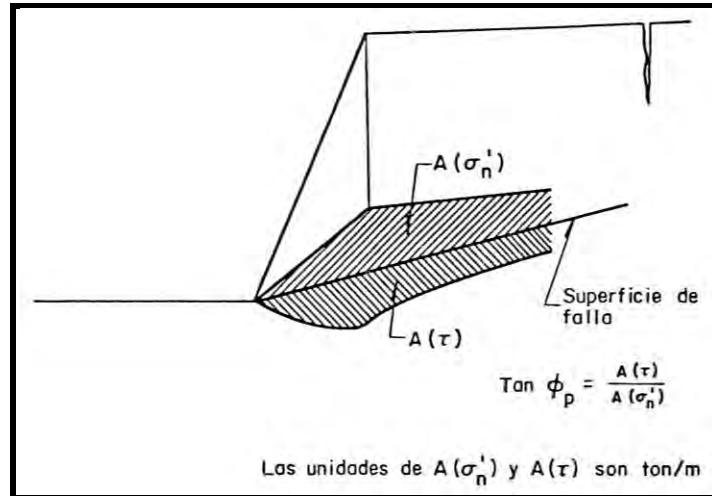


Figura 3.4 Áreas de esfuerzos cortantes resistentes y normales efectivos en la superficie de falla.

Discontinuidades con relleno

Este tipo de discontinuidades puede existir dentro de la naturaleza en los siguientes casos: Fallas, superficies de deslizamiento antiguas, zonas, zonas de corte, zonas milonitizadas, estratos alternos de lutitas, areniscas, calizas, alteración de rocas ígneas y metamórficas e intemperismo sobre fisuras superficiales en rocas. Los procesos de alteración de rocas pueden ser variados y a cada uno de ellos se asocia un tipo de material producto de la alteración.

Para conocer la resistencia de discontinuidades rellenas, deben efectuarse pruebas de corte in situ en las que se representen adecuadamente los esfuerzos actuantes.

Dependiendo del tipo de relleno, el intervalo de variación de la resistencia es muy grande por lo que deben efectuarse pruebas in situ para conocer la resistencia.

Una alternativa consiste en obtener, cuando sea posible, una muestra inalterada del relleno y probarla en el laboratorio en prueba de corte directo. Puede suponerse conservadoramente que la resistencia al corte de la discontinuidad es igual a la resistencia del material de relleno excepto en los siguientes casos, en que deben efectuarse pruebas in situ

- ⊕ Rellenos arcillosos que han sufrido el fenómeno de slickenside
- ⊕ Rellenos arenosos compactos, en donde se pudiera presentar una falla en la interface roca-relleno.

Cuando se efectúen pruebas in situ debe tomarse en cuenta lo siguiente:

- a) Si se permite el drenaje y cambio de volumen de rellenos preconsolidados, la resistencia a largo plazo será menor que la correspondiente a corto plazo. En rellenos normalmente consolidados la tendencia será la contraria. Por lo anterior, debe permitirse el drenaje y consolidación del material durante la aplicación de los esfuerzos cortantes, el drenaje puede permitirse o no, dependiendo de que el relleno sea preconsolidado o normalmente consolidado respectivamente.

CAPITULO 3. ESTABILIDAD DE TALUDES

- b) El movimiento inducido durante la aplicación de los esfuerzos cortantes debe ser el mismo que el que vaya a tener la discontinuidad durante la falla.

3.3 MÉTODOS DE ANÁLISIS

Se presentan los métodos de análisis de fallas por traslación (Figura 1.4) y se comenta el caso de falla por volteo.

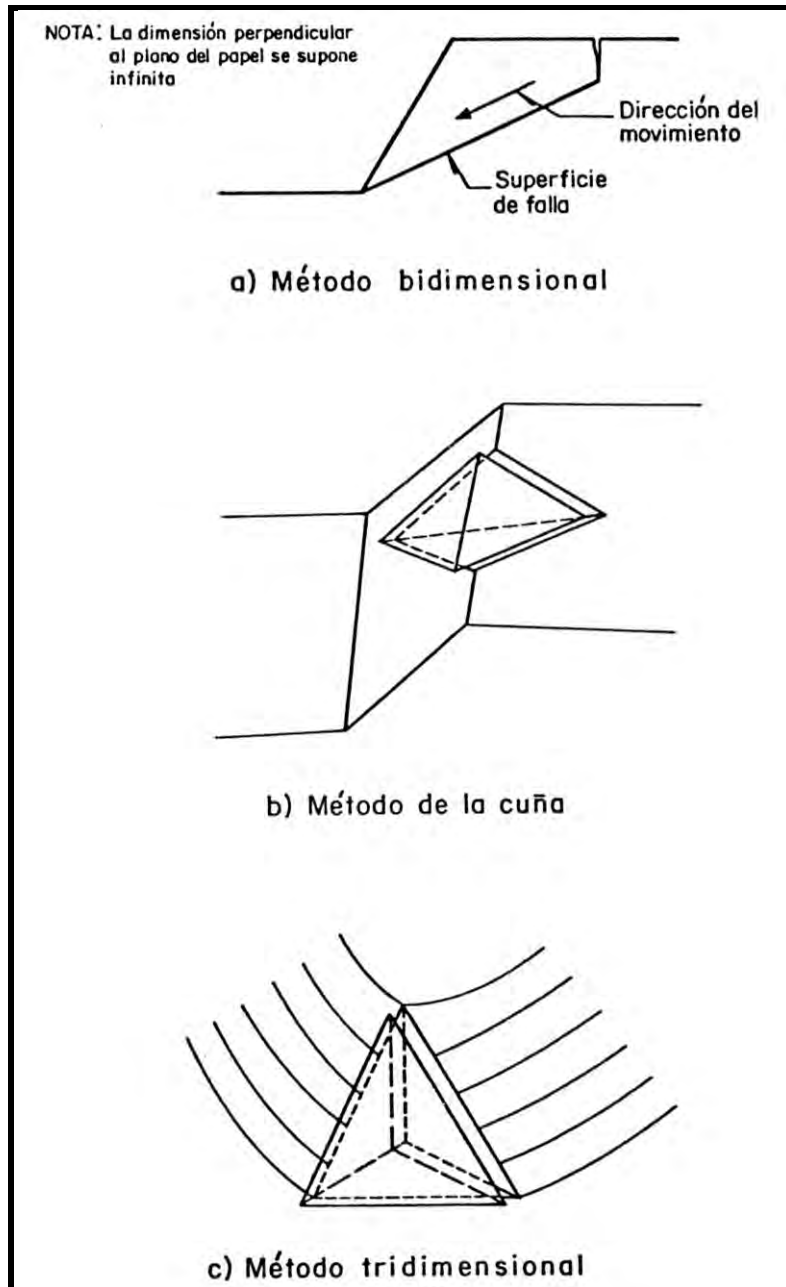


Figura 3.5 Métodos de análisis de estabilidad de taludes rocosos.

CAPITULO 3. ESTABILIDAD DE TALUDES

El factor de seguridad calculado por cualquiera de los métodos de análisis no debe considerarse como valor único. Debe considerarse como indicativo del efecto que pueden tener, en la estabilidad, las variaciones que intervienen en el cálculo. Por ejemplo, conocer la variación del factor de seguridad cuando la presión hidrostática varía entre cero y su valor máximo, es tan importante como el valor absoluto del factor de seguridad. Lo mismo puede decirse de las fuerzas debidas a anclas.

3.3.1 Método bidimensional

En este caso el bloque de roca se desliza sobre de una superficie de falla y se supone de extensión infinita.

En la (Figura 3.1) se muestra la geometría del problema y las variaciones que intervienen. El factor de seguridad se obtiene de la siguiente fórmula:

$$FS = \frac{cA + [W \cos \rho - U + F \cos \theta - (V + kW) \sin \rho] \tan \varphi}{W \sin \rho + (V + kW) \cos \rho - F \sin \theta} \quad \text{Ecuación 3.6}$$

Donde:

A Longitud de la superficie de deslizamiento

c Cohesión en la superficie de deslizamiento

φ Ángulo de fricción en la superficie de deslizamiento

W Peso del bloque deslizante

ρ Ángulo que forma la superficie de deslizamiento con la horizontal

U Fuerza de subpresión actuando en la superficie de deslizamiento

V Fuerza de subpresión actuando en la grieta de tensión

k Coeficiente sísmico

F Fuerza debida a anclas

θ Ángulo que forma F con la normal a la superficie de deslizamiento, su valor óptimo es igual a φ cuando el talud está seco

En taludes en los que la posición de las grietas de tensión no puede ser observada, deberá tomarse en cuenta con los análisis la posición más crítica.

El valor mínimo del factor de seguridad será igual a 1.5 en condiciones estáticas y 1.1 en vaciado rápido o con sismo.

CAPITULO 3. ESTABILIDAD DE TALUDES

La presencia de grietas de tensión influye en el cálculo del factor de seguridad. Sin embargo, no se ha indicado donde aparecerán las grietas de tensión. Esto se debe a que no es posible predecir la posición de tales grietas. Por esto, conviene que los análisis se efectúen suponiendo que la posición de la grieta de tensión corresponde a la más crítica, es decir, la que resulte en un factor de seguridad mínimo. La determinación de tal posición debe hacerse por tanteos.

3.3.2 Método de la cuña

Este método permite calcular el factor de seguridad de un bloque cuando sus posibilidades de movimiento están restringidas a una sola dirección, pero el deslizamiento ocurre en dos superficies de falla. En la (Figura 3.6) se muestra la geometría del problema y las fuerzas que se hacen intervenir.

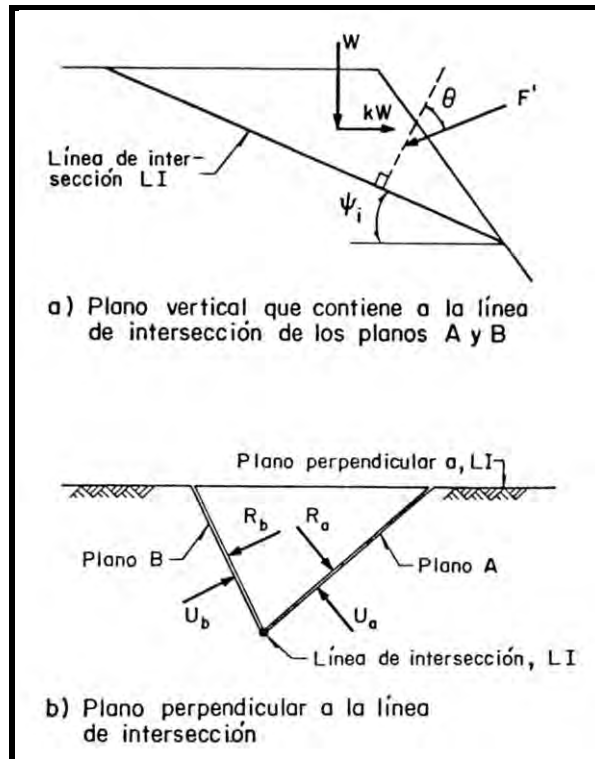


Figura 0.6 Geometría y fuerzas que intervienen en la estabilidad de la cuña.

El factor de seguridad se calcula de la siguiente forma:

$$FS = \frac{c_a A_a + c_b A_b + (R_a - U_a) \tan \varphi_a + (R_b - U_b) \tan \varphi_b}{W \sin \psi_i + kW \cos \psi_i - F \sin \theta}$$

Ecuación 3.7

Donde:

c_a, c_b Cohesión de los planos A y B

φ_a, φ_b Ángulo de fricción de los planos A y B

A_a, A_b Superficie de los planos A y B

CAPITULO 3. ESTABILIDAD DE TALUDES

- U_a, U_b Fuerza de subpresión en los planos A y B
- R_a, R_b Reacción, en los planos A y B, debida a las fuerzas W , kW y F
- W Peso de la cuña
- k Coeficiente sísmico
- F Fuerza debida a anclas
- i Ángulo que forma la línea de intersección de los planos A y B con la horizontal
- F' Componente de F , paralelo al plano vertical que pasa por la línea de intersección de los planos A y B
- θ Ángulo que forma F' con la normal a la línea de intersección de los planos A y B

Cuando c_a, c_b, U_a, U_b, k y F' valen cero, el factor de seguridad se puede calcular en la siguiente forma:

$$FS = a \tan\varphi_a + b \tan\varphi_b \quad \text{Ecuación 3.8}$$

Donde a y b son variables cuyo valor se obtiene de las Figuras (3.7 a 3.10) de recomendaciones φ_a y φ_b son los ángulos de fricción de los planos A y B respectivamente. Además, el plano A corresponde al plano de menor echado.

Los factores de seguridad mínimos serán 1.5 en condiciones estáticas y 1.1 en vaciado rápido o con sismo. Si no se tiene la seguridad de que el talud estará siempre drenado (U_a y U_b iguales a cero) puede emplearse la Ecuación 3.6 con un factor de seguridad mínimo de 3.

CAPITULO 3. ESTABILIDAD DE TALUDES

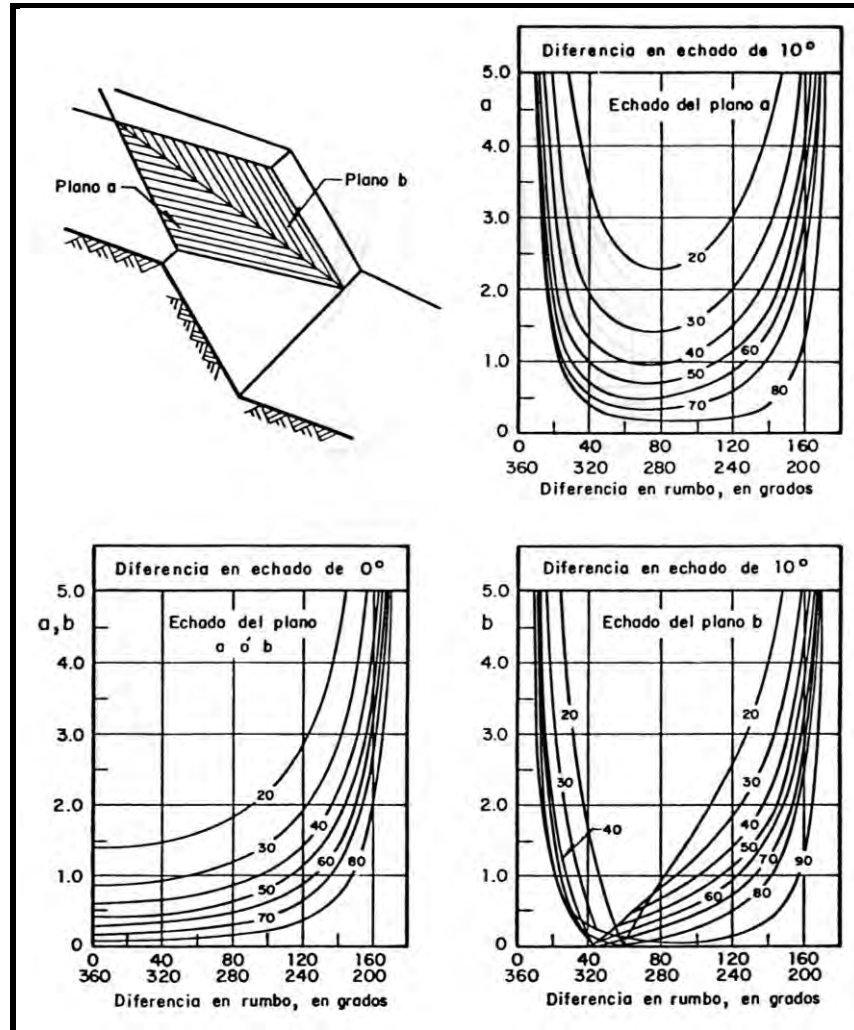


Figura 3.7 Valores de a y b. Diferencia en echados igual a 0° y 10°.

CAPITULO 3. ESTABILIDAD DE TALUDES

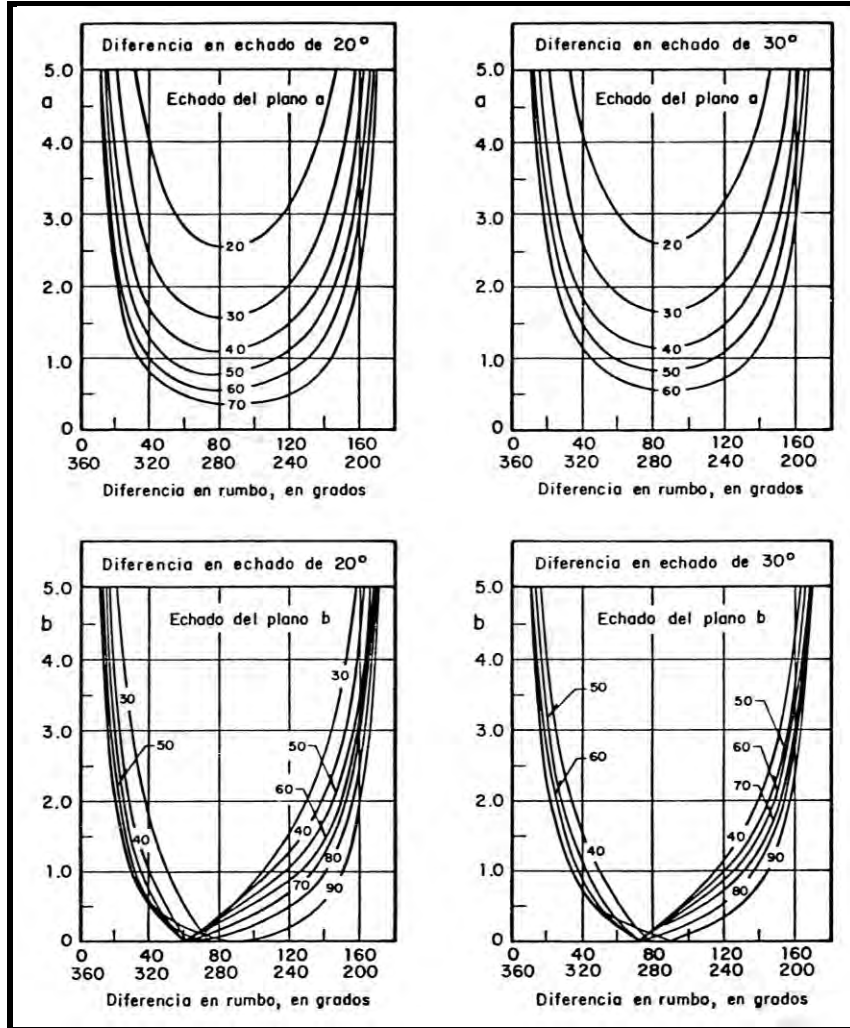


Figura 3.8 Valores de a y b. Diferencia en echados igual a 20° y 30°.

CAPITULO 3. ESTABILIDAD DE TALUDES

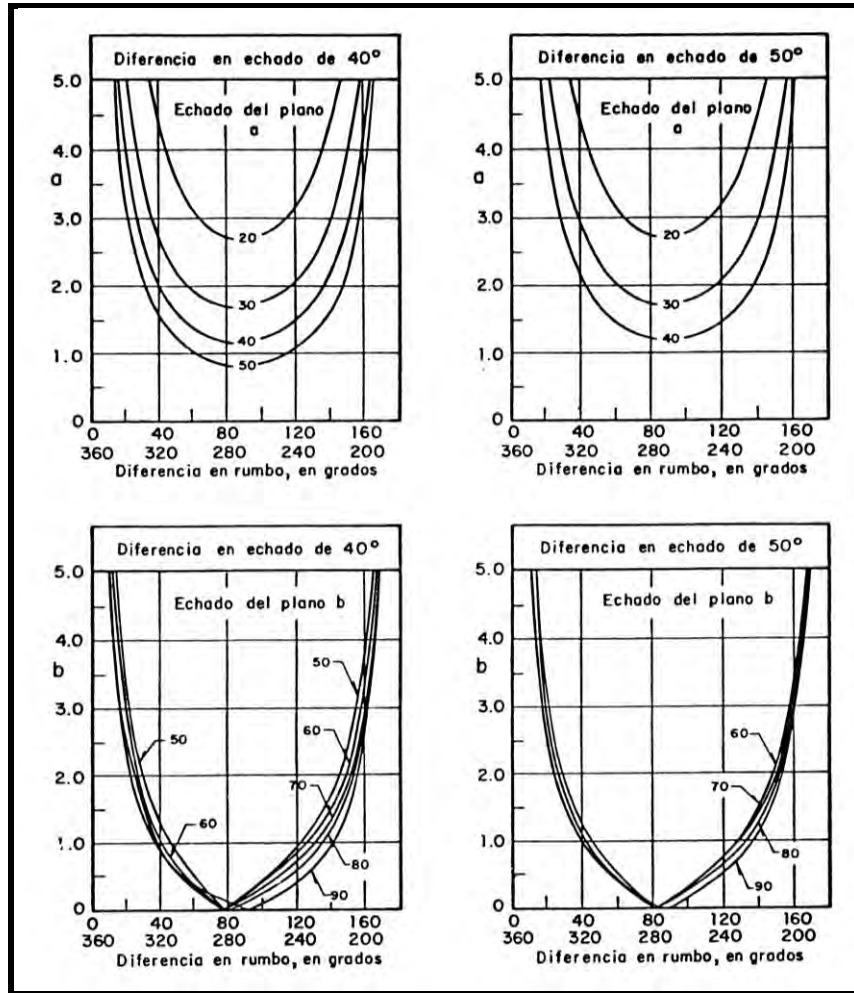


Figura 3.9 Valores de a y b. Diferencia en echados igual a 40° y 50°.

CAPITULO 3. ESTABILIDAD DE TALUDES

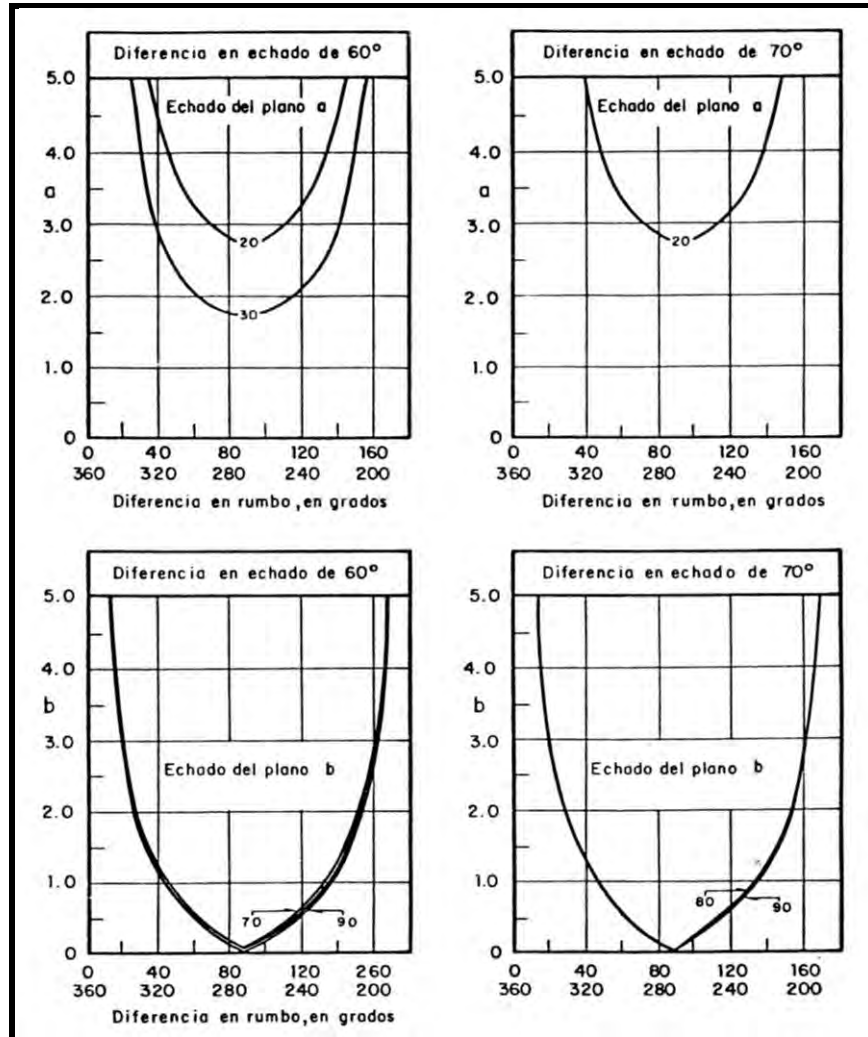


Figura 3.10 Valores a y b. Diferencia en echados igual a 60° y 70°.

3.3.3 Método tridimensional

Permite calcular el factor de seguridad de un bloque cuando por una o dos de tres superficies de falla. En la (Figura 3.11) se indican seis mecanismos de falla que pueden ocurrir. Su aplicación requiere del uso de una computadora o métodos gráficos relativamente elaborados.

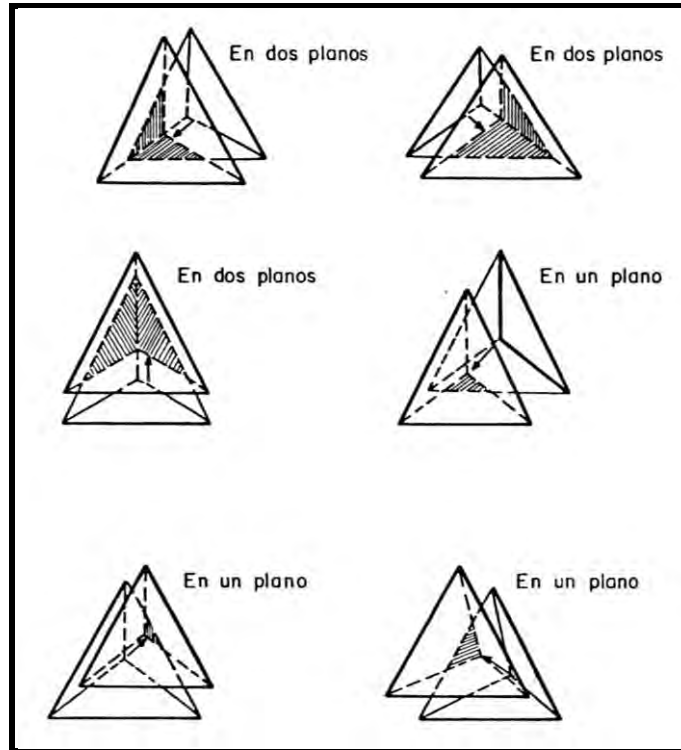


Figura 3.11 Seis posibilidades de deslizamiento de un bloque tridimensional.

3.3.4 Método de dovelas

Cuando el problema de la estabilidad de una ladera no se pueda analizar suponiendo que desliza un solo bloque.

Esto ocurre, por ejemplo, cuando el macizo se encuentra cruzado por varias familias de fallas o fisuras y además han ocurrido movimientos durante la vida geológica que han dado como resultado que la superficie de falla no es un solo plano.

El macizo deberá representarse como una serie de bloques según se muestra en la (Figura 3.12). La solución nuevamente se complica y requiere de uso de una computadora.

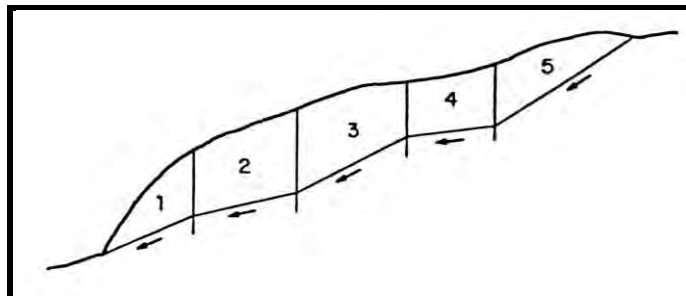


Figura 3.12 División del talud inestable para el análisis por el método de dovelas.

CAPITULO 3. ESTABILIDAD DE TALUDES

3.3.5 Fallas por volteo

Este tipo de falla puede presentarse en taludes en que los planos de debilidad tienen echado muy grande o donde se presentan rocas estratificadas. En la (Figura 3.13) se muestra un caso típico de falla por volteo. La falla ocurre según un mecanismo de rotación respecto a un eje que usualmente se localiza en las partes inferiores de los bloques. Las fuerzas que intervienen son el peso de los bloques y los empujes debidos a otros bloques inestables.

Cuando se presenta este tipo de falla se notan desplazamientos de bloques en la cara del talud.

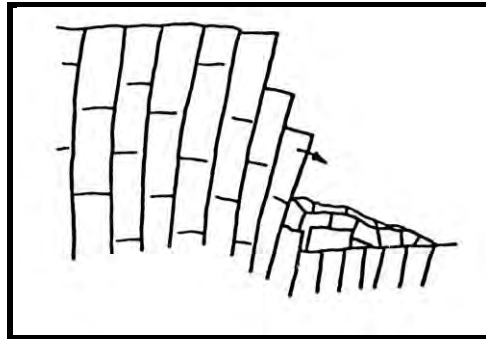


Figura 3.13 Falla por volteo.

La estabilidad puede mejorarse empleando anclas cuya posición y dirección dependerán de las condiciones de cada caso, y el ingenio del responsable de la obra. En la (Figura 3.14) se muestra un caso en el que las anclas pueden mejorar notablemente la estabilidad.

El método de fricción puede ser muy útil para identificar las zonas más inestables.

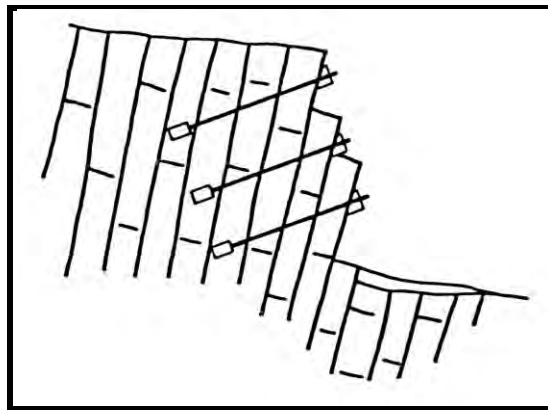


Figura 3.14 Anclas para evitar la falla por volteo.

3.4 MEJORAMIENTO DE LA ESTABILIDAD

Cuando un talud se encuentra inestable, podrá mejorarse su estabilidad mediante una de las siguientes soluciones: disminución de las fuerzas actuantes, aumento de las fuerzas resistentes o una combinación de ambas.

3.4.1 Disminución de fuerzas actuantes

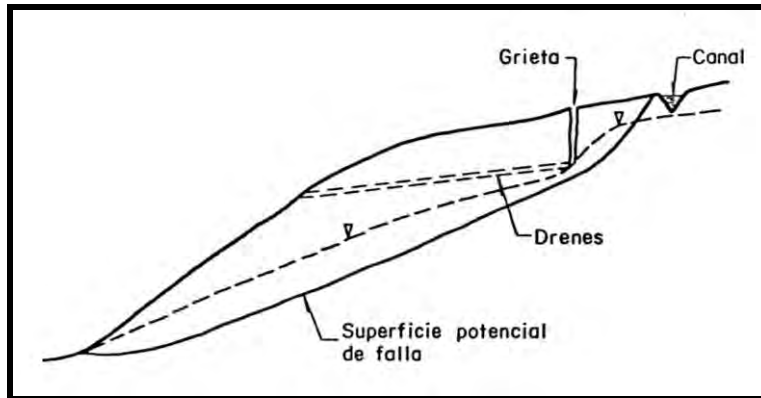


Figura 3.15 Drenes y canales para disminuir las fuerzas actuantes.

Quitar peso en algunas zonas

Esta solución nos es muy efectiva cuando la superficie de deslizamiento es un plano con inclinación constante. Si existe presión de agua independiente del peso actuante, esta solución puede ser contraproducente. Si la superficie de deslizamiento está formada por varios planos, será conveniente quitar peso a los bloques arriba de los planos con mayor inclinación.

Evitar presiones hidrostáticas en la grieta de tensión

Para lograrlo se debe canalizar el agua superficial evitando que penetre en la grieta de tensión. También se pueden instalar drenes que liberen la presión hidrostática.

3.4.2 Aumento de las fuerzas resistentes

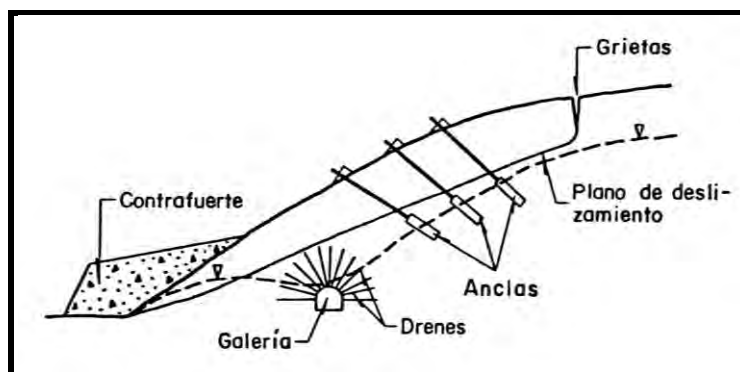


Figura 3.16 Aumento de las fuerzas resistentes.

Drenaje en la superficie de falla

Esto reducirá las presiones de agua actuantes en el plano de deslizamiento aumentando el esfuerzo normal efectivo, y, por lo tanto, aumentando la resistencia.

CAPITULO 3. ESTABILIDAD DE TALUDES

Fuerzas debidas a anclas

Se pueden considerar dos componentes. Uno, normal al plano de deslizamiento, que aumenta la resistencia por fricción y otro, paralelo al plano de deslizamiento, que se resta de las fuerzas actuantes.

Contrafuertes

Son estructuras masivas de concreto o mampostería que se colocan en la base del talud y que proporcionan fuerzas resistentes adicionales.

Colocar peso en algunas zonas

Esta solución actúa en forma contraria a la solución de quitar peso en algunas zonas. Si la superficie de deslizamiento está formada por varios planos, conviene colocar peso en los bloques arriba de los planos con menor inclinación.

3.4.3 Evaluación de las medidas preventivas

El beneficio de cada una de las soluciones debe ponderarse a la luz del incremento en el factor de seguridad, de su funcionamiento y de su costo.

3.5 MEDICIONES DE CONTROL

Deben efectuarse cuando las consecuencias de una falla del talud rocoso sean considerables. Se pueden utilizar inclinómetros, piezómetros y mediciones superficiales. Además, se deben efectuar visitas de inspección.

3.5.1 Inclinómetros

Indican los movimientos perpendiculares a una línea de referencia. Se puede detectar la profundidad a que se encuentra la superficie de deslizamiento. Si estos instrumentos se colocan antes de la excavación del talud la información que proporcionan es más completa.

3.5.2 Piezómetros

Indican la carga hidráulica en el punto donde se coloca el elemento sensible. En número suficiente, permiten conocer la distribución de presión de agua en la superficie de deslizamiento. Mediciones realizadas antes y después de la colocación de drenes, permiten conocer la eficiencia de la solución.

3.5.3 Mediciones superficiales

Puede recurrirse a extensómetros y a nivelación y colimación de monumentos. Los extensómetros miden la distancia entre dos puntos que se ubican a uno y otro lado del límite del bloque que puede deslizarse. Los monumentos pueden colocarse en el hombro del talud para detectar movimientos verticales y horizontales.

CAPITULO 3. ESTABILIDAD DE TALUDES

3.5.4 Visitas de inspección

Durante las visitas al sitio debe observarse: agrietamiento en el hombro del talud, zonas húmedas que indiquen flujo indeseable de agua y movimientos apreciables del talud.

CAPITULO 4. TRATAMIENTO DE MACIZOS ROCOSOS

4.1 INTRODUCCIÓN

El tratamiento en macizos rocosos tiene la finalidad de reducir su permeabilidad y/o reducir su deformabilidad y/o aumentar su resistencia.

Los procedimientos de tratamiento de los macizos rocosos más comunes son:

- a) La inyección de lechadas
- b) El drenaje
- c) El anclaje

Otras técnicas menos comunes son la electroósmosis y el congelamiento y el cocido de las arcillas.

4.2 INYECCIONES

En los macizos rocosos y en los suelos aluviales las inyecciones de mezclas o lechadas se utilizan para la permeabilidad (inyecciones de impermeabilización) y/o aumentar la resistencia y el módulo elástico (inyecciones de consolidación).

Para alcanzar los objetivos de la inyección deben rellenarse los huecos del medio en tratamiento con un líquido (lechada o mezcla) que se solidifica con el tiempo, el cual puede ser una suspensión (lechada de cemento) o una solución (productos químicos).

El campo de aplicación es el de las obras que requieren un emplazamiento en macizos rocosos o en suelos aluviales que sea impermeable y/o poco deformable, como son las presas, túneles, canales, torres, pilas de puentes, etc.

4.2.1 Estudio del terreno por inyectar

Con el fin de seleccionar el método de inyección y la naturaleza de la lechada por inyectar es necesario determinar la porosidad y/o el estado de fisuración del medio así como su permeabilidad.

Un macizo rocoso con una permeabilidad inferior a tres unidades Lugeon (absorción de tres litros por minuto y por metro lineal de perforación sometida a una presión de inyección de 10 kg/cm²) no requiere tratamiento de inyección. Para presas de más de 30 m de altura se debe establecer como límite de permeabilidad para tratamiento una unidad Lugeon.

Los terrenos aluviales por su importante relación de vacíos y su heterogeneidad requieren de un reconocimiento especial y casi siempre deben ser inyectados para su impermeabilización.

El estudio de porosidad, el estado de fisuración y la permeabilidad de los macizos rocosos se lleva a cabo mediante pozos, galerías y zanjas.

Como este procedimiento es costoso y su ejecución lenta es frecuente recurrir a perforaciones con obtención de núcleos para sustituir o completar la información requerida.

CAPITULO 4. TRATAMIENTO DE MACIZOS ROCOSOS

Para determinar la permeabilidad del terreno que va a ser tratado se efectúa la prueba Lugeon en macizos rocosos fisurados y la prueba tipo Lefranc en suelos aluviales.

Reconocimiento para impermeabilización de cimentaciones

Consiste en el estudio previo de toda zona que va a ser impermeabilizada, efectuando pruebas de permeabilidad hasta una profundidad en la cual la permeabilidad ya no sea importante. En cimentaciones de presas en terrenos aluviales es preciso hacer sondeos sistemáticos con ensayos de agua en todo el espesor del depósito. Sin embargo, no son recomendables los ensayos a más de 100 m de profundidad.

Reconocimiento para consolidación de cimentaciones

Las formulas de Boussinesq, que permiten estimar la distribución de esfuerzos en un medio seminfinito, elástico e isótropo, se aplican para determinar la profundidad hasta la cual los esfuerzos inducidos por la carga superficial son importantes. Esta profundidad es la que se adoptará para el reconocimiento, siempre y cuando no sea menor que la mitad del ancho de la cimentación.

4.2.2 Selección y preparación de las mezclas de inyección

Selección de lechadas según la granulometría y permeabilidad del terreno por inyectar

Se recomienda reproducir en el laboratorio la granulometría y relación de vacíos del terreno natural, especialmente en los suelos aluviales. A pesar de que las condiciones de campo no pueden ser reproducidas con fidelidad en los ensayos de laboratorio, estos son adecuados como un procedimiento de bajo costo que permite determinar la lechada que es más conveniente inyectar en aluviones de acuerdo a la granulometría y a la permeabilidad de los mismos.

Las graficas de las (Figuras 4.1 a 4.3) permiten seleccionar la lechada de inyección de acuerdo con la granulometría del terreno inyectado.

Es conveniente verificar si la mezcla determinada por medio de las tablas es adecuada. Para ello, se emplea la ecuación:

$$d \leq C \sqrt{k} \qquad \text{Ecuación 4.1}$$

Donde

d Diámetro medio de los granos de la lechada en micras

k Coeficiente de permeabilidad en m/seg

C Constante que varía entre 600 y 800

CAPITULO 4. TRATAMIENTO DE MACIZOS ROCOSOS

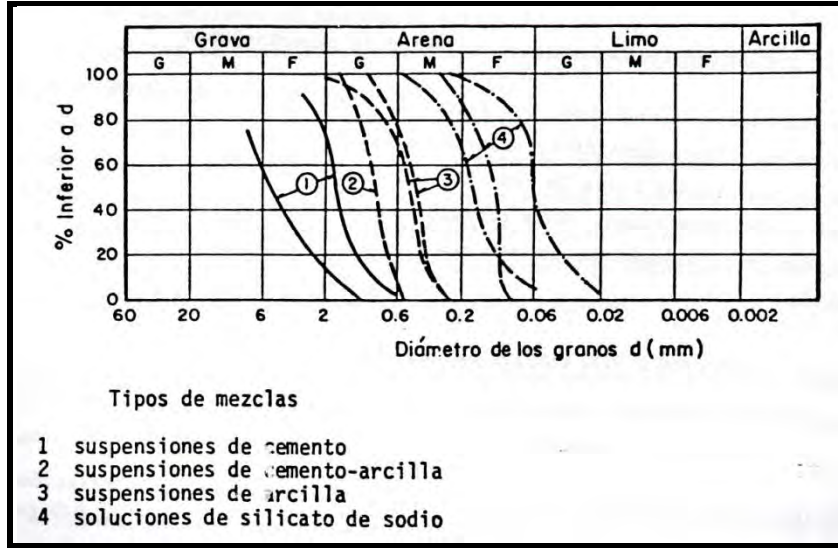


Figura 4.1 Curvas granulométricas correspondientes a los límites de penetrabilidad con suspensiones y soluciones coloidales.

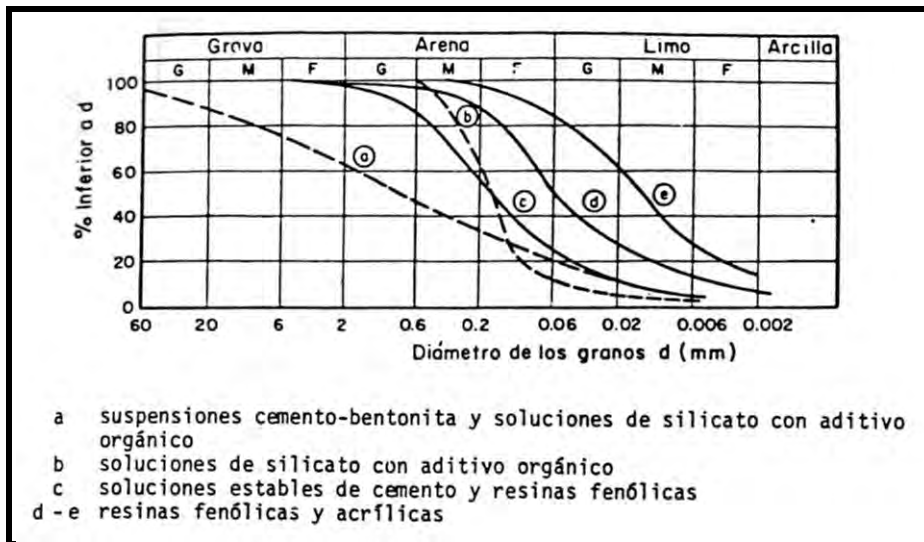


Figura 4.2 Curvas granulométricas de terreno tratadas con inyecciones de soluciones coloidales y resina dura.

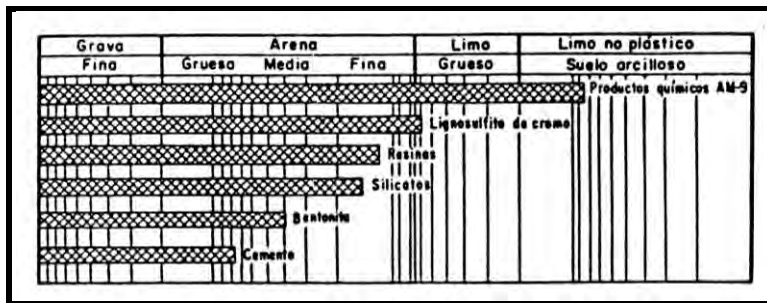


Figura 4.3 Intervalos de penetrabilidad con suspensiones y soluciones coloidales.

CAPITULO 4. TRATAMIENTO DE MACIZOS ROCOSOS

Propiedades de las mezclas

a) Viscosidad

La viscosidad se mide principalmente en el viscosímetro de cilindros coaxiales y en los viscosímetros de circulación o conos calibrados.

El viscosímetro de cilindros coaxiales consta de dos cilindros de altura h ; el interior, de radio r cuelga de un cable de torsión; el exterior es móvil alrededor de su eje longitudinal y su radio es R . el momento M aplicado al cilindro interior se mide en el cable de torsión y la viscosidad μ puede estimarse aplicando las expresiones siguientes:

Para un líquido newtoniano:

$$\omega = \frac{M}{4\pi h\mu} \left(\frac{1}{r^2} - \frac{1}{R^2} \right) \quad \text{Ecuación 4.2}$$

Para un fluido de Bingham:

$$\omega = \frac{M}{4\pi h\mu} \left(\frac{1}{r^2} - \frac{1}{R^2} \right) - \frac{\tau_f}{\mu} \log \frac{R}{r} \quad \text{Ecuación 4.3}$$

Donde

ω Velocidad angular del cilindro exterior

τ_f Límite de fluencia

La unidad de viscosidad en el sistema C.G.S. (centímetro, gramo segundo) es el poise que es igual a una dina seg/cm^2 .

Conociendo las dimensiones del aparato, la velocidad angular ω , y el momento M se obtiene μ y τ_f .

En el campo se acostumbra el cono calibrado tipo Marsh. En estos conos se mide el tiempo en segundos necesario para el vaciado de un volumen determinado. Esta medida depende de la viscosidad, del límite de fluencia y de la densidad de la mezcla. El volumen de lechada comúnmente utilizado es de 1 o 1.5 litros.

La viscosidad aparente o fluidez de las lechadas adecuada para inyecciones medida en el cono Marsh varía entre 32 y 40 segundos.

CAPITULO 4. TRATAMIENTO DE MACIZOS ROCOSOS

b) Decantación

La decantación es el espesor de la lámina de agua que se forma sobre una suspensión después de la sedimentación de sus partículas solidas. Esta separación de fases da lugar, sobre todo en fisuras y cavidades horizontales, a un paso por donde puede circular el agua.

La decantación de la lechada antes de fraguar produce una disminución del contenido del agua de la fase sólida y un aumento de su resistencia. Varía en un intervalo muy amplio, en función de la naturaleza de la lechada y de la granulometría del terreno.

c) Exprimido

Es la separación del agua de una lechada que se filtra a través del medio poroso cuando se somete a la presión de inyección.

Un aparato universalmente empleado para medir el volumen de agua de la mezcla inyectada que se filtra en la roca y el espesor de los sólidos de la mezcla prensada resultante es el filtro-prensa. Se coloca la muestra de lechada en un cilindro provisto de un filtro y se le aplica una presión hasta de 7 kg/cm². El ensayo se realiza bajo presión constante y volumen prefijado. Su duración depende del proporcionamiento de la mezcla y de las características de los materiales constitutivos.

El fenómeno que se logra reproducir con el filtro-prensa es el de la inyección de lechadas de cemento, arcilla-cemento y bentonita-cemento en rocas porosas y fisuradas. Los resultados pueden indicar si la granulometría es del cemento es adecuada o no.

Si, por ejemplo, el esqueleto del cemento es muy abierto la arcilla se filtra a través del cemento, es decir, aparece una separación de fases. Pero el objetivo principal del experimento es el de indagar la reducción de la relación agua-cemento antes del fraguado.

d) Tixotropía y reopexia

La tixotropía es un fenómeno que aparece en ciertas suspensiones de arcilla en agua que consiste en el aumento de su viscosidad al disminuir la velocidad de circulación del fluido. El fenómeno inverso se denomina reopexia (Figura 4.4).

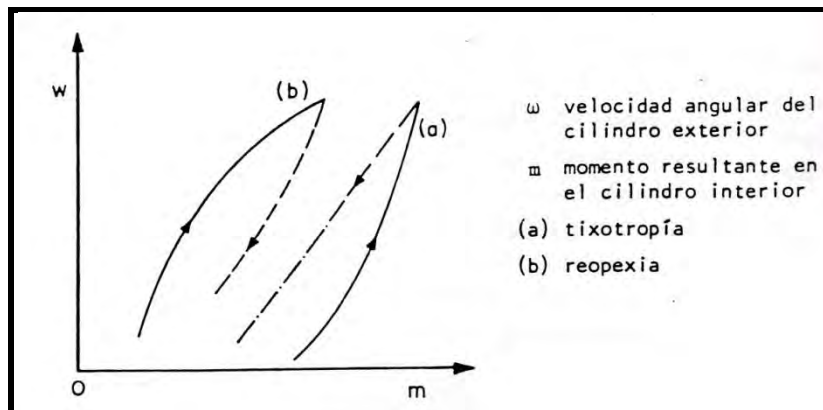


Figura 4.4 Tixotropía y reopexia.

CAPITULO 4. TRATAMIENTO DE MACIZOS ROCOSOS

La tixotropía y la reopexia de las lechadas son importantes en la inyección de las rocas. La tixotropía permite que a velocidades importantes la lechada penetre y finalmente al disminuir la velocidad adquiera una viscosidad suficiente para evitar la decantación de los granos de cemento. La reopexia por otra parte, puede provocar obstrucciones importantes en las tuberías durante la inyección. Las dos características mencionadas pueden medirse por medio del viscosímetro de cilindros coaxiales.

e) Resistencia a la compresión simple

Las graficas de resistencia a la compresión simple contra el cociente cemento-agua en peso, de mezclas con diferentes porcentajes de bentonita en peso del cemento (Figura 4.5), da únicamente una idea de la resistencia de la lechada impregnada.

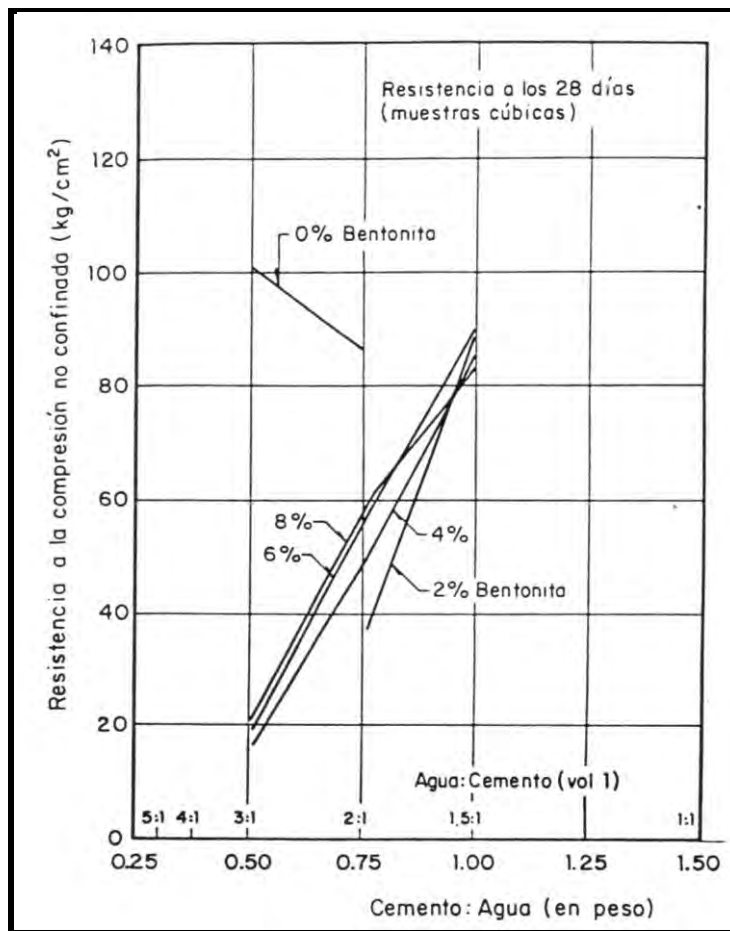


Figura 4.5 Relación experimental entre la resistencia a la compresión no confinada (a los 28 días) y la relación agua-cemento en peso.

El efecto de interacción entre la mezcla y el terreno son predominantes en la resistencia del conjunto.

Esta prueba en mezclas químicas es inútil y poco significativa.

CAPITULO 4. TRATAMIENTO DE MACIZOS ROCOSOS

Cuando se prevé una reducción importante de la relación agua-cemento por efecto de exprimido, la prueba de compresión simple deberá reproducir la condición final de la lechada inyectada, esto es, la condición posterior al exprimido.

Tipos de mezclas

a) Mezclas inestables

Una mezcla es inestable si las partículas sólidas en suspensión tienden a sedimentarse cuando deja de estar agitada o en movimiento. La mezcla inestable típica es la de agua-cemento, que puede ser utilizada en el tratamiento de macizos rocosos fisurados, pero no para la impregnación de materiales incoherentes. Es común también el uso de mortero agua-cemento-arena en el tratamiento de fracturas muy abiertas.

El agua libre separada del material sedimentado varía con el tipo de cemento, con el proporcionamiento de la mezcla y con la velocidad de revoltura del mezclador que puede alcanzar hasta 3000 rpm.

A fin de asegurar la penetración de las mezclas agua-cemento y de los morteros agua-cemento-arena es importante que la relación del tamaño de los sólidos de la mezcla cumpla con la regla siguiente:

$$D_i \text{ metro de la abertura} > 15 \text{ veces el } d_i \text{ metro de los sólidos de la mezcla}$$

Que expresada en otra forma es:

$$e_f > 15 D_{85}$$

Donde

e_f Espesor de la fisura

D_{85} Diámetro tal que el 85% de las partículas sólidas de la mezcla son menores que ese diámetro

Cuando se inyectan suelos aluviales se establece una regla semejante a la empleada en la sección de filtros:

$$D_{15} \text{ aluvión} > 15 D_{85} \text{ mezcla}$$

Donde

D_{15} Diámetro tal que el 15% de los aluviones son menores que dicho diámetro

D_{85} Diámetro tal que el 85% de las partículas sólidas de la mezcla son menores que ese diámetro

Otro criterio aplicado en la inyección de aluviones se basa en la fórmula de Kozeny que relaciona la permeabilidad del suelo con la abertura de sus poros:

CAPITULO 4. TRATAMIENTO DE MACIZOS ROCOSOS

$$D_{i \text{ metro } m} \text{ ximo de los s lidos en la mezcla} < 2 A R = A \left(\frac{32 \mu k}{n \gamma g} \right)^{1/2}$$

Donde

A Coeficiente inferior a 1.0

$2R$ Diámetro promedio de los poros de los aluviones

μ Viscosidad del fluido a la temperatura de inyección

k Permeabilidad al agua

n Porosidad

γ Peso específico de la mezcla

g Aceleración de la gravedad

Las mezclas inestables se emplean también en el anclaje de las masas rocosas, rellenando el espacio de la perforación comprendido entre el ancla y la roca. Se selecciona la mezcla adecuada mediante pruebas de laboratorio en las que se obtiene la relación entre la resistencia a la compresión y el proporcionamiento de sus ingredientes.

b) Mezclas estables

Las mezclas estables son las que tienen menos del 5 por ciento de decantación. Existe un extenso número de combinaciones de productos base y aditivos para reducir al mínimo la sedimentación durante las inyecciones.

Cemento-bentonita

La adición de bentonita (cuando se trata realmente de una bentonita con Límite Líquido del orden de 400 o 500 por ciento) puede ser pequeña (del 2 al 4 por ciento del cemento) y disminuir la decantación sin reducir de manera importante la resistencia de la mezcla.

La resistencia de la lechada depende principalmente del tipo de cemento y de la relación cemento-agua. La influencia de la bentonita puede ser notable y favorable cuando la dosificación de cemento es baja.

Para la relación cemento-agua de 1 a 1.5 resulta confiable la relación Bolomey:

$$R = K (C/A - 0.5)$$

Ecuación 4.4

CAPITULO 4. TRATAMIENTO DE MACIZOS ROCOSOS

Donde

R Resistencia a la compresión simple

C/A Relación cemento-agua en peso

K Coeficiente que depende del tipo y edad del cemento

Para dosificaciones cemento-agua menores que las consideradas en la ley Bolomey (1 a 1.5) se puede suponer la relación:

$$R = k(C/A)^n \quad \text{Ecuación 4.5}$$

Donde k varía entre 5 y 130 kg/cm² (a los 28 días) y el coeficiente n aunque también variable puede considerarse de acuerdo con la tabla siguiente:

Tabla 4.1 Relación cemento-agua en peso y el coeficiente n .

C/A (en peso)	n
0.2 a 0.4	3 a 2
0.4 a 1.0	2 a 1.5

Para impermeabilizar son usuales lechadas con una relación C/A de 0.6 a 1.2.

La dosificación de bentonita para tener una mezcla estable y reológicamente adecuada varía del 2 al 8%, dependiendo más de la calidad de la combinación que de la de los elementos por separado. Al disminuir la relación C/A aumenta la dosificación necesaria de bentonita.

En inyecciones de consolidación se emplea una relación C/A comprendida entre 0.5 y 1.2 en peso, sin embargo, debido al fenómeno del exprimido se pueden obtener resultado análogos con menor cantidad de cemento.

Tanto las pruebas de laboratorio como las observaciones de campo han mostrado que el fenómeno del exprimido es importante. En el laboratorio se han medido reducciones del volumen inicial del 30 al 55%.

Cemento-arcilla

La suspensión arcilla agua aunque estable puede requerir de cemento para aumentar su resistencia al destaponamiento.

Para una relación cemento-agua dada (con base en la resistencia prevista) la cantidad de arcilla requerida para obtener una lechada reológicamente satisfactoria depende de manera importante de la propia calidad de la arcilla.

La cantidad de arcilla seca será menor a mayor límite líquido (50 a 150 por ciento) y será mayor la eficiencia de la dispersión e hidratación de la arcilla antes de añadir el cemento.

CAPITULO 4. TRATAMIENTO DE MACIZOS ROCOSOS

Para una relación cemento-agua dada, la cantidad de arcilla será generalmente mayor que la bentonita para obtener una mezcla estable e inyectable, y siendo más económica, se puede utilizar en el caso de consumos fuertes (rocas carstificadas, por ejemplo).

Para relaciones cemento-agua en peso, superiores a 0.3 se obtiene la expresión:

$$R = 100(C/A - 0.25) \quad \text{Ecuación 4.6}$$

Que da una idea de la resistencia al a compresión simple, R, que puede obtenerse estabilizando la mezcla con arcilla o bentonita con límites líquidos del 50 al 600%.

La relación entre la proporción C/A y R expresada anteriormente, y otras más son únicamente orientadoras. Siempre es necesario experimentar con los productos disponibles y tener presente el efecto de exprimido.

c) Productos químicos

Para inyectar rocas con fisuras muy pequeñas o suelos aluviales con espacios intergranulares muy reducidos, es preciso, utilizar líquidos que sufran el proceso de gelificación. Hoy día, los productos utilizados con este fin son:

- Los geles de silicato de sodio y reactivo
- Las resinas orgánicas del tipo A.M. 9

Geles de silicato de sodio

Estos productos son de cohesión reducida y únicamente sirven para impermeabilizar, pero como son bastante fluidos, su penetrabilidad es buena y complementa muy ventajosamente a los morteros de arcilla-cemento en las inyecciones de masas rocosas con fisuras muy pequeñas y de aluviones constituidos por arenas finas.

El tiempo de gelificación de una solución de silicato de sodio y reactivo esta dado por la relación experimental siguiente:

$$t = e^{-kC} \quad \text{Ecuación 4.7}$$

Donde

t Tiempo de fraguado del gel

e Base de los logaritmos naturales

k Constante que depende de la concentración del silicato, dada por el S_iO_2/Na_2O en peso, y de su temperatura

C Concentración del reactivo en solución normal de silicato

La (Figura 4.6) muestra un ejemplo de la relación anterior cuando varia la concentración del reactivo contenido.

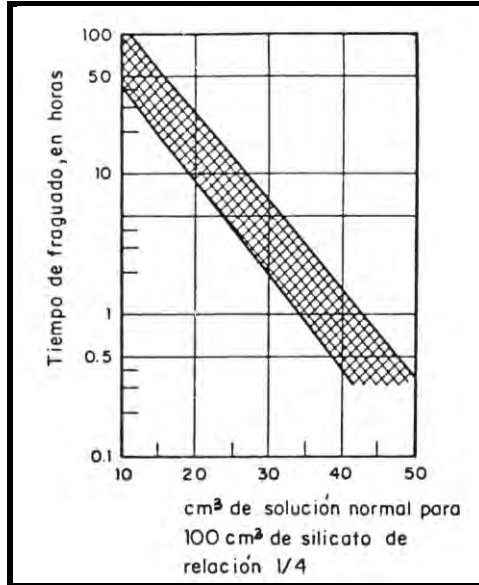


Figura 4.6 Variación del tiempo de fraguado de los geles en función del porcentaje de reactivos contenido.

En caso de que la temperatura aumente, el tiempo de gelificación disminuye en la mitad para cada 10°C de aumento (Figura 4.7).

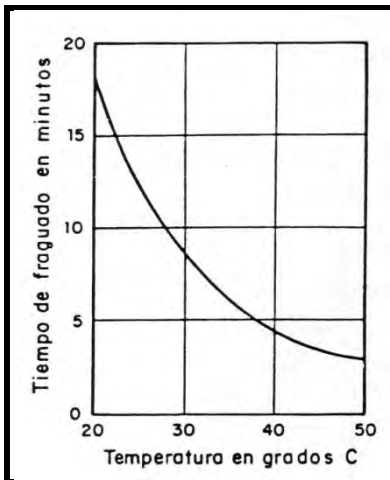


Figura 4.7 Influencia de la temperatura en el tiempo de fraguado.

Es importante verificar en el laboratorio, que los geles utilizados para las inyecciones de impermeabilización no van a ser deslavados por la aguas de filtración. Este dato se obtiene mediante pruebas de permeabilidad. Se ha comprobado que los geles menos sensibles al deslave son los que constan de aluminato de sodio ($AL_2O_4Na_2$) o el ácido fosfórico (PO_4H_3) como reactivos.

CAPITULO 4. TRATAMIENTO DE MACIZOS ROCOSOS

Resinas orgánicas del tipo AM9

Las resinas orgánicas se gelifican al cabo de cierto tiempo convirtiéndose en un sólido más o menos resistente. Existe una gran variedad de estas resinas que pueden ser convenientes. Una de las consagradas en las aplicaciones prácticas es la acrilamida o AM9 que se obtiene de la hidratación del grupo nitrilo del ácido cianhídrico.

El AM9 se emplea diluyéndolo en agua. La concentración que se emplea varía de 3 al 10%, con la cual se alcanza una viscosidad de 3 a 4 centipoises, es decir, una viscosidad apenas mayor que la del agua. Esta es una gran ventaja, porque en tanto no se produzca la gelificación, el AM9 puede penetrar por todos los lugares donde el agua puede circular. Otra ventaja es que esta viscosidad permanece constante hasta el momento de la gelificación.

El tiempo de fraguado es perfectamente regulable, desde unos minutos hasta varias horas, dependiendo de las concentraciones de AM9, de las de los reactivos y de la temperatura.

El producto AM9 es muy conocido y proporciona lechadas de menor resistencia que los geles de sílice pero impermeabilizantes para medios poco permeables, aunque estos casos son excepcionales, ya que tales medios, por lo general, no tienen necesidad de tratamiento.

Otros productos

En las (Tablas 4.2 y 4.3) se resumen las propiedades de mezclas con base en silicato, resinas orgánicas, urea y otros productos. La resistencia fue determinada en arenas inyectadas con los productos químicos.

Tabla 4.2 Pruebas en arena tratada con productos químicos.

Prueba	ARENA GRUESA						ARENA MEDIA			
	Silicato		Urea-formaldehido		Poliéster					
	Resistencia kg/cm ²	Densidad relativa	Resistencia kg/cm ²	Densidad relativa	Resistencia kg/cm ²	Densidad relativa	Resistencia kg/cm ²	Densidad relativa	Resistencia kg/cm ²	Densidad relativa
Compresión no confinada	9-50	58-97	0.5-2	41.5-67	230-250	40-57	17-20	50-92	280-330	78-99
Tensión	1-3	52-95	0.1-0.7	61.7-74			1.7-4.4	50-93		

CAPITULO 4. TRATAMIENTO DE MACIZOS ROCOSOS

Tabla 4.3 Propiedades de lechadas comúnmente usadas.

Lechada	Catalizador	Resistencia no confinada del suelo inyectado kg/cm ²	Viscosidad centipoises	Tiempo de fraguado minutos	Toxicidad *	Polución **
Silicato						
Concentración baja	Bicarbonato	0.7-3.5	1.5	0.1-300	No	No
Concentración baja	Producto de la Halliburton Co.	0.7-3.5	1.5	5-300	No	No
Concentración baja a alta	Siroc-Diamond Shamrock Chemical Co.	0.7-35	4-40	5-300	No	No
Concentración baja a alta	Cloruro-Proceso Joosten	0.7-70	30-50	0	No	No
Concentración baja a alta	Acetato etílico Soletanche y Halliburton	0.7-35	4-40	5-300	No	No
Concentración baja a alta	Rhone-Progil 600					
Concentración baja a alta	Geloc-3 H. Baker Co.	0.7-350	4-25	2-200	No	No
Concentración baja a alta	Geloc-3x	0.7-175	4-25	0.5-120	No	No
Blox-all	Producto de la Hilliburton Co.	0.3-6.3	8-15	3-90	Si	Si
TDM	Producto de la Cementation Co.	3.5-35	2-4	5-120	Si	Si
Terra-firma	Producto de la Cementation Co.	0.7-3.5	2-5	10-300	Si	Si
Lignosol	Producto de la Lignosol Co.	0.7-3.5	50	10-1000	Si	Si
Acrilamida						
Am-9 ***	Persulfato de sodio o amonio y DMAPN	3.5-35	1.2-1.6	0.1-1000	Si	Si
Formaldehido						
Urea-formaldehido	Producto de la Hilliburton Co.	>70	10	4-60	Si	Si
Urea-formaldehido	Producto de la Cyanamid Co.	>35	13	1-60	Si	Si
Resorcinol-formaldehido	Producto de la Cementation Co.	>35	3.5		Si	Si
Tannin-para-formaldehido	Borden Co. MQ-8				Si	Si
Geoseal MQ-4 y MQ-5	Producto de la Borden Co.					
Acido graso no saturado						
Polythixon FRD	Producto de la Cementation Co.	>35	10-80	25-360	No	No

* Materiales que deben manejarse con precaución y/o ropa de protección

** Contamina el agua con la que entra en contacto

*** Disponible bajo las denominaciones de PWG o injectite-Q

CAPITULO 4. TRATAMIENTO DE MACIZOS ROCOSOS

La gráfica de la (Figura 4.8) muestra la comparación de la resistencia a la compresión de lechadas con base en cemento y varios productos químicos. Las lechadas fueron inyectadas en arena fina a media, húmeda y compactada.

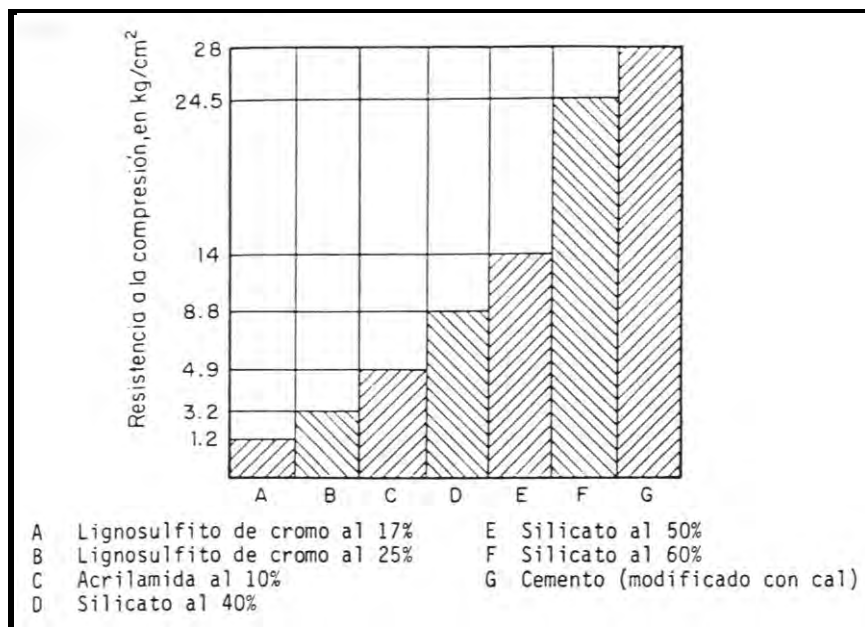


Figura 4.8 Resistencia a la compresión de arias mezclas.

Preparación de las mezclas

a) Orden de suministro de los ingredientes

Cuando una mezcla está constituida por varios productos, puede tener gran importancia el orden en que estos se mezclan, sobre todo si alguno de ellos tiene un alto contenido de coloides.

El comportamiento de la bentonita, por ejemplo, es totalmente diferente según se utilice inmediatamente después de diluida o se espere varios días. En este último caso todas las partículas tienen tiempo de saturarse por completo. El producto final es mas coloidal que con una rápida impregnación de agua.

Las mezclas estables cemento-bentonita deben ser preparadas en mezcladoras de alta velocidad (turbomezcladores) poniendo en ellos una mezcla primaria de bentonita, después el agua adicional, se es necesaria, después el cemento y, si tiene que agregarse silicato a la mezcla, puede ser al final cuando la mezcla bentonita-cemento termine de ser mezclada. La adición de silicato puede también hacerse al principio con el agua para provocar una mayo dilución de este reactivo y hacer que el tiempo de fraguado sea un poco más lento. El tiempo normal de mezclado en los turbomezcladores es de aproximadamente dos minutos después de que el cemento ha sido completamente vaciado en la mezcla de bentonita. Si se requiere agregar silicato al final debe mezclarse durante un minuto adicional. La mezcla primaria de bentonita debe almacenarse cuando menos doce horas para su hidratación.

CAPITULO 4. TRATAMIENTO DE MACIZOS ROCOSOS

Cuando la mezcla contiene a la vez arcilla y arena, es conveniente añadirlas simultáneamente, ya que la arcilla sola tiene la tendencia a formar grumos resistentes y difíciles de dispersar, que cuando se añaden juntas no se producen.

b) Equipo

Dosificadoras

Las dosificadoras se emplean para pesar el cemento antes de vaciarlo a las mezcladoras, en la misma forma en que se hace en las plantas automáticas de cemento para presas.

Están constituidas por una balanza automática que es alimentada con cemento por medio de un tornillo “sin fin” que se detiene automáticamente cuando se alcanza el peso requerido.

Una dosificación puede alimentar varias mezcladoras ya que el tiempo utilizado para pesar el cemento es más corto que el tiempo necesario para llenar una mezcladora y mezclar la lechada. Esto permite ajustar la cantidad de cemento de la mezcla de acuerdo con la capacidad de cada mezcladora, si se tienen mezcladoras de tipo diferentes.

Cuando se quiere varios miles de metros cúbicos para inyección, conviene instalar una planta dosificadora automática o semiautomática para la preparación de las mezclas, con el objeto de ahorrar tiempo y dinero y de tener mejor precisión en la dosificación.

La dosificación del agua y de la mezcla primaria de agua y bentonita puede automatizarse fácilmente usando válvulas eléctricas.

Mezcladoras

Una de las mezcladoras más simples consiste en un tanque cilíndrico de aproximadamente 200 litros de capacidad provisto de un agitador con aspas que giran lentamente (Figura 4.9).

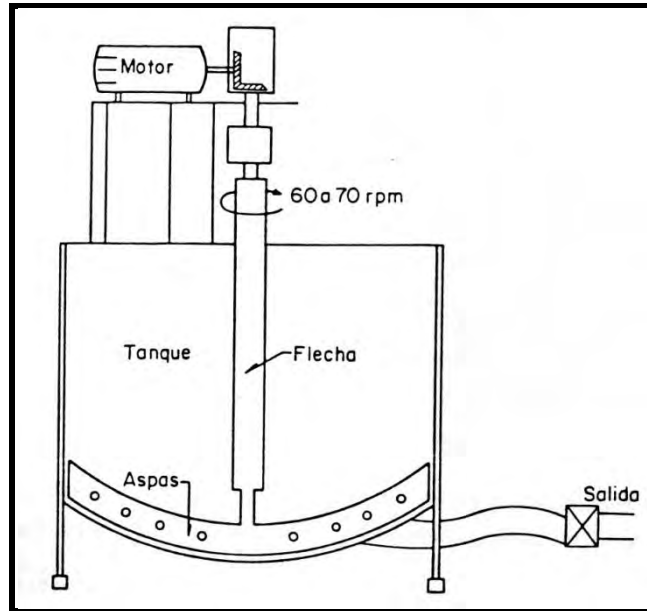


Figura 4.9 Agitador normal.

Otra mezcladora más moderna está provista de una bomba centrífuga de alta velocidad que produce el mezclado, recirculando la mezcla en el tanque cuya capacidad es de aproximadamente 150 litros (Figura 4.10).

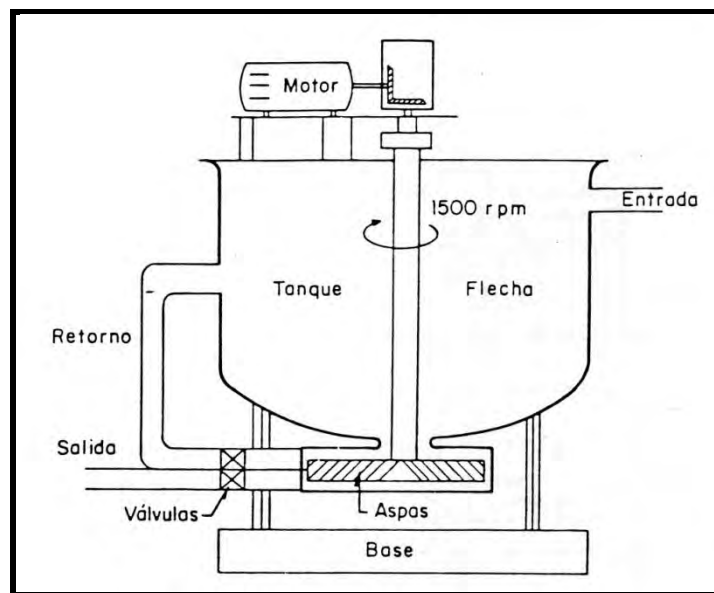


Figura 4.10 Turbomezcladora.

Aparato Johnny

El Johnny es un dispositivo intermedio entre los mezcladores y las bombas de tal manera que puede desempeñar de ambos (Figura 4.11). La penetración de aire comprimido por la parte inferior del recipiente asegura la agitación del mortero que una vez cerrada la tapa puede inyectarse a presión.

CAPITULO 4. TRATAMIENTO DE MACIZOS ROCOSOS

Debe evitarse inyectar aire al terreno porque queda atrapado entre lechadas sucesivas e impide una impregnación correcta.

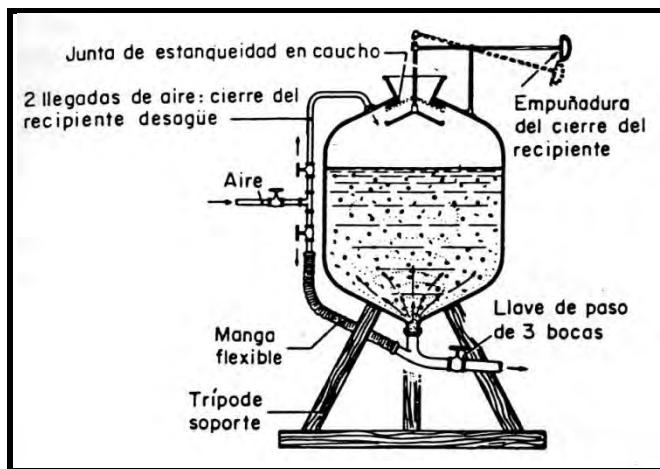


Figura 4.11 Aparato tipo Johnny.

El Johnny debe ser utilizado para inyectar lechadas muy espesas y de granos tan grandes que no pueden ser admitidas en las bombas comunes. Este tipo de mezcla resulta adecuado para rellenar huecos y fisuras muy abiertas a baja presión.

c) Central de inyección

Una central de inyección es una instalación para el control y registro de las operaciones de preparación e inyección de las mezclas. Comprende el manejo de los productos desde los silos de almacenamiento hasta su inyección en el terreno.

En la instalación de una central de inyección debe cuidarse que se cumplan los requisitos siguientes:

- ⊕ Confiabilidad en el ciclo de preparación de la lechada de tal manera que sus características de viscosidad y peso específico no se alejen de las prefijadas.
- ⊕ Procedimiento de inyección programable en función de la cantidad de lechada a inyectar y de la presión máxima que debe alcanzarse.
- ⊕ Protección contra la eventual toxicidad de los elementos constitutivos de la mezcla o de la mezcla misma.
- ⊕ Protección ecológica en relación con la inyección de productos químicos que son o pueden convertirse en tóxicos. La protección del ambiente debe ser garantizada mediante el control riguroso de la difusión del producto inyectado de tal modo que no se inyecte fuera de la zona de tratamiento y que todos los lodos provenientes del trabajo sean neutralizados antes de su descarga.

Estos objetivos pueden lograrse mediante la automatización de cada una de las partes de la instalación, asignando a la central de inyección solo funciones de control y de intervención inmediata.

CAPITULO 4. TRATAMIENTO DE MACIZOS ROCOSOS

Observaciones *in situ*

Con el objetivo de conocer la penetrabilidad, trayectoria e impregnación de las lechadas inyectadas deben realizarse observaciones desde excavaciones (pozos a cielo abierto, trincheras y socavones) en terrenos previamente inyectados. Las inyecciones con esta finalidad se hacen en ocasiones con materiales colorantes.

4.2.3 Inyección de rocas fisuradas

Método de inyección

De acuerdo con el grado de fisuración del macizo rocoso, con el programa de trabajo de la obra en particular y el nivel de estanqueidad que se desea alcanzar existen cuatro métodos de inyección.

a) Sondeo completo

Adecuado cuando la abertura de las fisuras de la roca es prácticamente uniforme. La inyección se efectúa después de terminar la perforación de un barreno. El tramo inyectado queda comprendido entre el fondo de la perforación y un obturador emplazado cerca de la superficie. Este método tiene la desventaja de que las partículas sólidas de la lechada se van sedimentando hasta obturar la perforación en vez de introducirse a las fisuras. Este fenómeno se manifiesta ya desde que los tramos tienen 10 m de longitud. Además cuando las fisuras tienen aberturas desiguales toda la lechada penetra en las de mayor abertura. Si se hace la lechada más espesa para que este fenómeno no se produzca, se taponan las entradas de las fisuras finas, impidiendo la penetración de la lechada.

Otras desventajas de este método son que únicamente es posible aplicar una sola presión que, por lo general, tiene que ser baja para evitar resurgencias y que no es posible ajustar la dosificación de la lechada a la calidad del macizo.

Por otra parte, el método del sondeo completo tiene la ventaja económica de poder emplear el equipo de perforación en otro punto, mientras se inyecta en la perforación ya terminada. Pero las desventajas, desde el punto de vista técnico, son suficientes para eliminar casi siempre este método.

b) Tramos de regreso

Es similar al anterior ya que se inyecta después de completar la perforación de todo el sondeo. La diferencia es que la inyección se hace por tramos (de 5 m usualmente), comenzando en el fondo de la perforación. La parte superior del tramo queda aislada por un obturador que se desplaza hacia la boca.

Además de la ventaja económica de poder emplear el equipo de perforación independientemente que el de inyección, este método tiene la ventaja de ajustar la lechada y las presiones aplicadas de acuerdo a las características del tramo por inyectar.

Este método no debe emplearse cuando el macizo está muy fisurado por que la lechada “puentea” el obturador y circula de regreso hacia el exterior atrapando la sonda en el interior de la perforación. El riesgo de que la sonda quede atrapada es menor y la efectividad del tratamiento mayor, cuando las lechadas son estables.

CAPITULO 4. TRATAMIENTO DE MACIZOS ROCOSOS

c) Tramos de avance

Esta es la técnica de inyectar a medida que avanza la perforación, es decir, se inyecta un tramo y se reperfora, se perfora un nuevo tramo y se inyecta colocando el empaque al fondo del tamo previo. Es el método más costoso pero es el que puede emplearse en macizos rocosos de mala calidad en los que no es posible lograr que el obturador no sea “puenteado”.

Este método presenta además las ventajas de que no es necesario prefijar la profundidad de inyección y que se pueden adaptar las lechadas y las presiones de inyección a las condiciones geológicas del tramo perforado. Otra ventaja de este método es que debido al tratamiento previo de la parte superior del terreno pueden aplicarse presiones más altas en los tramos inferiores sin dañar la estructura superficial. Además, con este método queda eliminado el “puenteo” del obturador.

d) Solución mixta

Consiste en inyectar por tramos de avance los primeros tramos donde el material puede estar más fisurado y después efectuar por tramos de regreso la parte inferior de la perforación. Esta solución mixta combina la ventaja técnica de la inyección en tramos de avance en medios muy fisurados cercanos a la superficie del terreno con la ventaja económica del procedimiento de tramos de regreso en la parte profunda de la perforación.

Arreglo y orientación de las perforaciones

A mayor fisuración puede ser la separación de los taladros e inversamente. Esto se debe a la mejor penetración a través de las fisuras grandes y numerosas. Por otra parte, para lograr una pantalla impermeable continúa a mayor separación de los barrenos mayor cantidad de mortero será necesario inyectar. Es por esto que es preciso determinar el volumen de mortero y la longitud de barrenación que represente el costo mínimo.

También la magnitud de la presión de rechazo puede hacerse intervenir en la determinación de la separación de las perforaciones pero el problema se complica porque a mayor separación es necesaria mayor presión de rechazo. La solución teórica es prácticamente imposible. La determinación de la separación óptima mediante ensayos de campo es factible pero tardada y costosa. Sin embargo, el procedimiento del cierre por etapas permite fijar la separación de los taladros de una manera empírica. El método de cierre por etapas para constituir una pantalla impermeable consiste en inyectar una primera etapa de perforaciones en línea recta con una separación determinada, 24 m por ejemplo, después de una segunda etapa de inyección en posiciones intermedias quedando, 12 m de distancia de las de la primera etapa, luego una tercera etapa en los puntos medios del espaciamiento entre las perforaciones de las primeras dos etapas, y así sucesivamente hasta que los consumos sean insignificantes.

Cuando el macizo está muy fracturado para lograr una barrera impermeable pueden ser necesarias tres líneas de perforaciones. Las dos extremas se inyectan inicialmente y finalmente se realiza la línea central en la que pueden aplicarse mayores presiones debido a que está confinada por las dos primeras. Con frecuencia, las pantallas impermeables en roca se realizan desde galerías que se excavan con ese propósito. La separación entre las filas de perforaciones desde las galerías solo puede realizarse a diferentes inclinaciones y hacia agua abajo (caso de presas). La separación que

CAPITULO 4. TRATAMIENTO DE MACIZOS ROCOSOS

corresponde a taladros paralelos se debe dar en los extremos de estos barrenos, de tal modo que su densidad en la proximidad de la galería es considerable. Esto no es muy importante en cuanto al volumen de lechada absorbida porque alrededor de la galería después de inyectar los primeros barrenos los subsecuentes casi no tienen absorción. Generalmente se efectúa una sola fila de perforaciones, solamente en casos particulares, por ejemplo en la cimentación de presas de altura excepcional se realizan varias filas; en este caso la separación entre filas será radial.

El método del cierre progresivo o por etapas en el tratamiento en forma de tapete se realiza mediante cuadrículas de barrenos como la de la figura por ejemplo, en la que los barrenos de la segunda etapa quedan confinados en los de la primera y finalmente si es necesario se realiza una tercera etapa cuyos barrenos quedan entre los de la primera y la segunda.

Después de tres etapas se procede a la perforación e inyección de barrenos adicionales en las zonas de alto consumo. Se pueden realizar perforaciones con cualquier inclinación e incluso de abajo hacia arriba pero de una longitud limitada excepcionalmente a más de 50 m. se sabe que en barrenaciones a rotación la desviación puede ser del 2 al 3 por ciento y bastante mayor con otros sistemas de perforación. En consecuencia, las galerías para inyección generalmente tienen por objeto reducir la longitud de las perforaciones de manera que no sobrepasen una longitud entre 80 y 100 m. pero bajo el nivel del río es perfectamente posible tratar la roca a una profundidad mayor, en algunos casos a más de 200 m y la eficiencia se garantiza por las presiones mayores empleadas a mayor profundidad.

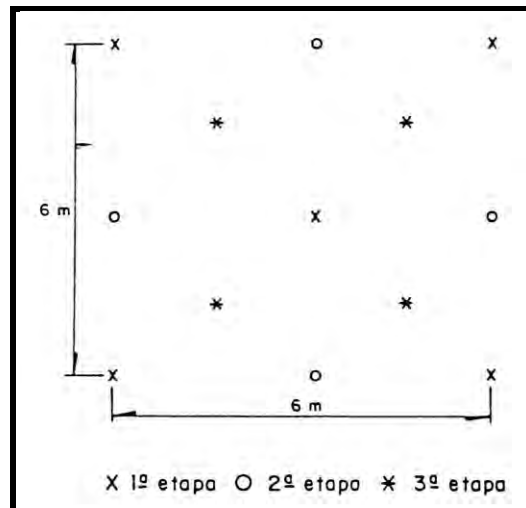


Figura 4.12 Ejemplo de inyección en superficies horizontales.

Diámetro de las perforaciones

Para evitar la decantación de los sólidos dentro de la perforación que taponan las fisuras de la parte inferior del barreno, deben emplearse diámetros pequeños que obligan a inyectar a altas presiones. Estas presiones altas son más que aparentes ya que a unos cuantos centímetros de las paredes de la perforación la presión en las fisuras es mucho menor.

CAPITULO 4. TRATAMIENTO DE MACIZOS ROCOSOS

Por otra parte, si se utilizan lechadas estables la decantación disminuirá notablemente y un diámetro mayor en la perforación, económicamente permisible, será más eficiente debido a que será mayor la superficie de penetración de la lechada y mayor el número de fisuras atravesadas.

Equipo de perforación

Son dos los tipos de maquinas de perforaciones más utilizadas: el de percusión y el de rotación. Dentro de las máquinas de percusión se incluyen las de rotopercusión que combinan percusión y rotación. Estas últimas son las más utilizadas actualmente.

Las maquinas de percusión perforan con martillo neumático. Existen maquinas en las que la acción del martillo se comunica a la broca por medio de la tubería de perforación, otras, cuentan con martillo de fondo y la acción se aplica directamente a la broca. En algunas máquinas (tipo BBR4) los recortes son eliminados mediante el aire y el agua de perforación, en otras (tipo Stenwick), únicamente con aire.

Las máquinas de rotación perforan con flujo continuo de agua para sacar los recortes fuera del barreno.

El rendimiento de las máquinas de percusión es mayor que el de los de rotación.

Existen desventajas al perforar con cualquiera de estos tipos de máquinas: en las de rotación los recortes son muy finos y pueden taponar las fisuras finas al penetrar con el agua de lavado de los barrenos; y en las de percusión, aunque los recortes son más gruesos, pueden introducirse en las fisuras debido a la presión del aire de perforación o con el agua del lavado de los barrenos.

Los estudios comparativos de la eficiencia de la inyección efectuados con ambas maquinas no llegan a ser concluyentes, sin embargo, por su bajo costo de operación y su mayor rendimiento las maquinas de percusión se recomiendan para la perforación de barrenos de inyección.

Equipo de inyección

a) Bombas

Las bombas mas empleadas actualmente son las de pistones, las centrifugas no se utilizan nunca, debido a que son máquinas delicadas para inyectar lechadas y no permiten aplicar presiones altas.

Entre las bombas de pistones la de dos émbolos en oposición es la que más se utiliza en inyecciones debido a que permite aplicar presiones de 100 kg/cm^2 o más con gastos máximos del orden de un litro por segundo. Algunos inyectoros son de mayor gasto pero solo pueden emplearse con cuidado ya que pueden producir roturas y dislocamiento en el terreno.

Los pistones son movidos por un gato hidráulico. La presión y el flujo de aceite que accionan el gato hidráulico pueden ser regulados para ajustar la presión y la descarga del pistón de la bomba. Por tanto, es posible regular con precisión de inyección y el flujo de la mezcla.

Una válvula ajustable de alivio permite que la presión del circuito hidráulico sea limitada a cualquier presión deseada de modo que la presión de inyección está limitada también. La bomba se

CAPITULO 4. TRATAMIENTO DE MACIZOS ROCOSOS

detendrá automáticamente cuando la presión de inyección alcance el valor límite. Debe acoplarse una cámara de aire en la línea de inyección, después de la bomba, para amortiguar la gran fluctuación de presión en cada movimiento del pistón.

La mayor parte de estos inyectores pueden ser operados con mezclas que contienen arena en suspensión, con la condición que los granos más gruesos no excedan 0.5 a 1.0 mm, aunque algunos pueden admitir granos más gruesos. El desgaste por abrasión se acentúa en lechadas que contienen arena.

Otro tipo de bombas que alimentan volúmenes grandes de lechada a presiones bajas es la bomba rotor (tipo Moyno).

b) Manómetros registrados

Son aparatos que permiten obtener una gráfica de las presiones aplicadas durante la inyección. De esa manera puede verificarse el comportamiento tanto del terreno como de las operaciones de inyección.

c) Obturadores

En los métodos de sondeo completo y tramos de avance el tubo de inyección se fija mediante un obturador en el extremo cercano al brocal del tramo por inyectar. En el método de tramos de regreso es necesario aislar el tramo por inyectar por medio de dos obturadores.

Estos obturadores son los mismos que se utilizan en las pruebas de permeabilidad. Pueden ser de copas de cuero o de varias rondanas de hule que al ser comprimidas se dilatan sellando la perforación o pueden ser neumáticas que consisten en una camisa de hule que al inflarse se comprime contra la pared de la perforación (Figura 4.13). Los de copas de cuero se emplean en perforaciones de paredes lisas y perfectamente cilíndricas y se deterioran pronto durante la recuperación, debido al giro que se les impone. Los de rondanas de hule funcionan satisfactoriamente aunque su colocación es lenta los neumáticos se ajustan a cualquier tipo de perforación, pero su colocación a profundidad es delicada y pueden atraparse en las fisuras que se cierran al eliminar la presión.

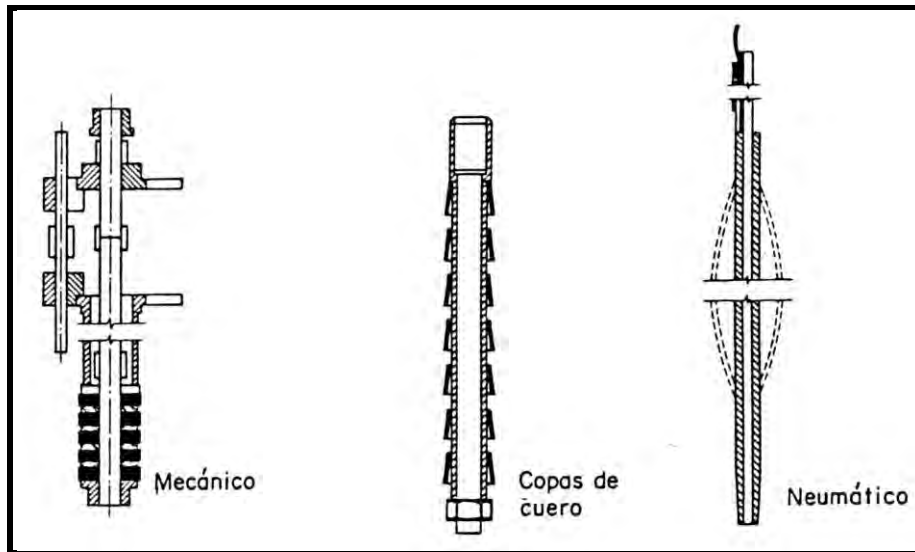


Figura 4.13 Principales tipos de obturadores.

Procedimiento de inyección

La presión de inyección debe determinarse cuidadosamente debido a que, si es excesiva, puede fisurar la roca o ampliar la fisuras existentes, de tal forma que en el mejor de los casos el daño implica la utilización de una cantidad antieconómica de lechada o puede resultar un daño peor como el debilitamiento permanente de la roca o el incremento de la permeabilidad. Por otro lado, si la presión es baja la lechada no penetra adecuadamente.

Algunos autores proponen presiones por lo menos iguales al peso del material suprayacente al fondo de la perforación, pero pueden ser mayores si la roca es masiva, la lechada muy viscosa y cuando la perforación ya fue inyectada previamente. En algunas presas italianas se han aplicado presiones de inyección cuatro veces mayores que la presión del material suprayacente.

Las presiones de inyección, únicamente pueden evaluarse analizando detalladamente los registros de inyección y no es posible elaborar especificaciones que puedan adaptarse a todas las condiciones geológicas, de esfuerzos internos y de agua subterránea que pueden encontrarse en los trabajos de ingeniería civil.

En Europa se acostumbra aplicar presiones de inyección de 1 kg/cm^2 por metro de profundidad. En Estados Unidos y en la mayor parte de los países de América de Sur las presiones se limitan a 0.25 kg/cm^2 (aprox. 1 lb/pulg^2 por pie de profundidad). Las presiones bajas son recomendables en rocas poco resistentes como rocas estratificadas o con juntas de tensión paralelas a la superficie del terreno. En estas condiciones la presión de inyección debe limitarse a $1/3 \text{ kg/cm}^2$ por metro a poca profundidad y a $1/2$ o $2/3 \text{ kg/cm}^2$ a profundidades mayores de 10 o 15 m.

En Estados Unidos se emplean bombas de inyección con gasto igual a varios centenares de litros por minuto y alimentan tanto a una línea de retorno como a la boca de la perforación (Figura 4.14 (a)). La lechada que llega a la perforación esta, desde luego, fuera del circuito a presión establecido.

CAPITULO 4. TRATAMIENTO DE MACIZOS ROCOSOS

La circulación de lechada se realiza para evitar la sedimentación en el dispositivo de inyección pero no en la perforación.

La técnica europea emplea una bomba de inyección de capacidad reducida (100 lt/min como máximo) y está conectada directamente con la perforación que es inyectada empleando un obturador situado a la altura del tramo inyectado (Figura 4.14 (b)). No se requiere línea de retorno porque se emplean lechadas estables y no hay sedimentación ni taponamiento.

La técnica europea parece ofrecer mejor control y calidad en la inyección debido al empleo de bombas de inyección mas especializadas, lechadas estables y una línea directa de inyección.

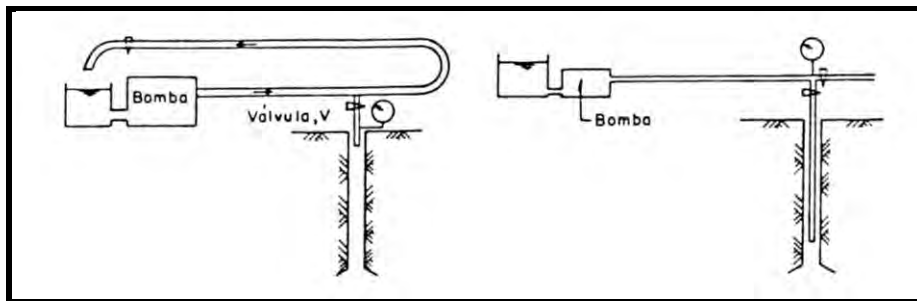


Figura 4.14 (a) Dispositivo norteamericano de inyección; (b) Dispositivo europeo de inyección.

A continuación se presentan algunas características más de la técnica europea.

Se llama presión de rechazo a la presión límite que se fija de antemano, esta presión solo debe ser alcanzada cuando casi no hay flujo de lechada en el barreno. Es peligroso inyectar un caudal grande a niveles altos de presión de rechazo, especialmente en rocas con estratos o juntas paralelas a la superficie del terreno y a menos de 15 m de profundidad. Para conseguir un buen tratamiento es necesario aplicar una presión tan alta como sea posible, pero tal presión, como se anteriormente, puede ser perjudicial si una gran cantidad de lechada es inyectada bajo esta presión. Esta es una de las partes más delicadas de la inyección.

Al principio de la inyección, en un tramo dado, el flujo estará en función de la presión aplicada. Esta presión debe ser tal que la lechada fluya. Por ejemplo, en un tramo donde la presión de rechazo sea de 10 kg/cm^2 , un flujo de 100 litros por minuto, aplicando una presión de 1 o 2 kg/cm^2 , es "razonable". En cambio si es inyectado a 5 kg/cm^2 no es razonable y si es inyectado a 10 kg/cm^2 es totalmente irrazonable.

El principio es el siguiente: aumentar la presión gradualmente para "sentir" el comportamiento del terreno; si el consumo es de 60 litros o más, mantener la presión baja, por ejemplo, a un tercio de presión de rechazo; si el consumo es bajo, menor a 20 litros por minuto, aumentar gradualmente la presión.

Normalmente, a medida que la inyección progresa, la presión aumenta y el flujo disminuye hasta alcanzar la presión de rechazo prácticamente sin flujo.

CAPITULO 4. TRATAMIENTO DE MACIZOS ROCOSOS

Cuando la presión permanece baja con absorción alta de lechada, mostrando que se está inyectando una gran fisura o una cavidad grande, la mezcla deberá ser cambiada por otra de relación cemento-agua más alta, para aumentar su resistencia.

b) Resurgencias

Pueden reducirse o eliminarse tapándolas con cuñas de madera, papel o cualquier material obturador. Cuando este procedimiento es ineficaz, se añaden acelerantes (reactivos químicos) a la lechada o se suspende la operación de inyectado para dar tiempo a que fragüe el mortero ya inyectado. Se pueden utilizar algunos productos especialmente desarrollados para esto, como emulsiones de resina acrílica y asfalto y espuma de poliuretano, que permiten una expansión de treinta veces el volumen inicial al reaccionar con el agua. Cuando se inyecta sin cuidado las resurgencias pueden manifestarse a mucha distancia. Se conoce un ejemplo en el cual, inyectando la margen derecha en el apoyo de una cortina, la lechada apareció en la margen izquierda a 800 m de distancia.

c) Aspectos particulares

Lavado previo de cavidades

Antes de efectuar una inyección superficial de consolidación deben lavarse las cavidades rellenas de arcilla, arena fina u otros productos provenientes de la alteración de las rocas o de la circulación del agua subterránea.

El lavado previo se realiza inyectando dentro de una perforación agua y aire comprimido en forma alternada y en varios ciclos. La salida debe quedar a unos metros de distancia de la perforación, intercambiando los barrenos de inyección con los de salida. En ocasiones puede ser conveniente añadir al agua algún producto químico para deflocular las arcillas.

En inyecciones para impermeabilización, el lavado previo de discontinuidades pequeñas no es recomendable. Se sabe en primer lugar, que la resistencia al destaponamiento de una junta rellena totalmente es casi siempre suficiente aunque la resistencia a la compresión simple de la mezcla o del material de relleno sea baja. Como consecuencia, es inútil o casi inútil limpiar las fisuras rellenas de arcilla, ya que, independientemente del procedimiento, lograr su limpieza es una tarea difícil y a veces imposible, y, además, aunque las juntas no estén limpias, si el relleno es total, la permeabilidad residual y el riesgo de destaponamiento serán bajos.

Inyección de capas superficiales

La inyección de las capas superficiales del terreno, que comúnmente se encuentran alteradas o afectadas por los procedimientos de excavación, es una operación difícil por las resurgencias y la deformación o movimiento de la superficie que pueden producirse. En las cimentaciones de presas es generalmente conveniente no inyectar hasta que el espesor de la cortina tenga 5 m por lo menos. Esto no impide que pueda efectuarse la inyección de las capas a profundidades mayores de 10 a 20 m. En construcciones más livianas debe inyectarse con presiones que no produzcan deformaciones o fisuras peligrosas en el terreno. Esto se puede lograr si se inyecta con cuidado, limitando la presión de inyección cuando hay consumos importantes y únicamente aplicar presiones elevadas

CAPITULO 4. TRATAMIENTO DE MACIZOS ROCOSOS

cuando la absorción es reducida. Este modo de inyectar es común en tratamiento de tapete y en tramos superficiales de pantalla impermeable en cimentaciones de presas.

Inyección desde galerías

Las galerías de inyección pueden tener cualquier inclinación, incluso, ser verticales. Salvo en el caso de roca de muy buena calidad, es necesario que estén revestidas para evitar resurgencias. El revestimiento debe ser calculado para resistir las presiones hidráulicas que vayan a actuar durante su vida útil y resistir también las presiones de inyección.

Rocas con permeabilidad matricial

Cuando la permeabilidad total es la suma de la permeabilidad de la parte más sana de la roca (en areniscas y tobas permeables por ejemplo) y de la parte fisurada del macizo, puede inyectarse inicialmente un gel de silicato resistente al deslave con el objeto de disminuir la filtración del agua de la lechada a través de la matriz porosa de la roca y obligar así, la penetración dentro de las fisuras. Este método se llama silicatización previa.

4.2.4 Inyección de medios porosos o granulares

Método de inyección

a) Tubo de manguitos

Este procedimiento consiste en inyectar a través de los agujeros de un tubo de P.V.C. de 50 a 60 mm de diámetro (Figura 4.15) perforados a distancias iguales. Este tubo se introduce después de haber limpiado la perforación en toda su profundidad. Los agujeros están cubiertos por un trozo de tubo de hule que funciona como válvula y que se denomina manguito. Así la lechada puede salir del tubo, pero no puede volver a entrar y teóricamente se puede volver a emplear la misma perforación para otra inyección.

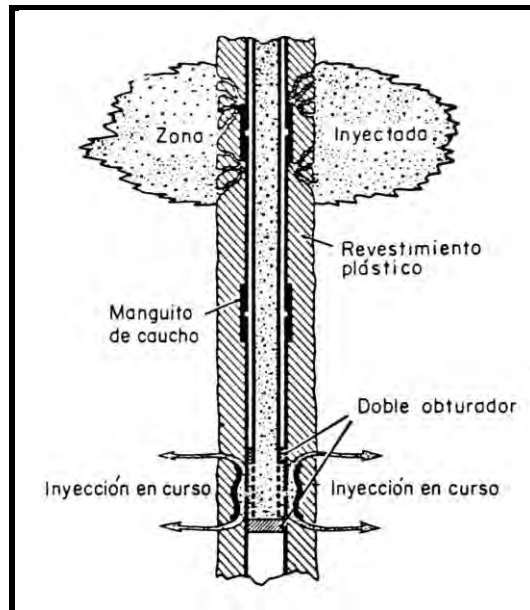


Figura 4.15 Inyección con un tubo de maguitos.

Durante la extracción del tubo de ademe, el espacio anula comprendido entre las paredes de la perforación y el tubo de manguitos se llena con una lechada de cemento y arcilla. La dosificación de esa lechada es tal que al fraguar se convierte en un material plástico con una resistencia a la compresión simple pequeña que será fácil de agrietar al momento de la inyección.

Para inyectar el terreno, la lechada del espacio anular ya fraguada tiene que agrietarse en las zonas de los manguitos. Esta operación se logra inyectando agua o lechada de inyección a presión, a partir de un tubo de P.V.C., provisto de dos obturadores (Figura 4.20), que se desplaza en el interior del tubo de manguitos.

El agrietamiento de la lechada del espacio anular necesita una presión más fuerte que la presión de inyección del terreno pero es una sobrepresión transitoria que necesita solamente unos golpes de bombeo.

La composición de la lechada del espacio anular es importante, ya que, si la dosificación de cemento es demasiado alta la rotura será difícil, esto mismo sucede cuando existen desprendimientos en las paredes del barreno que dejen espesores mayores de recubrimiento en algunas zonas. Si la cantidad de cemento es insuficiente, el recubrimiento será demasiado plástico y no se romperá frágilmente sino que se desprenderá el tubo, dando lugar a resurgencias que pueden llegar hasta la superficie.

La inyección se efectúa después de la rotura de la lechada del espacio anular, utilizando también el tubo de doble obturador a la altura de cada manguito. Mediante este dispositivo, es posible inyectar capas profundas y comenzar por cualquier punto, separando las operaciones de perforación e inyección. El procedimiento permite ajustar el tipo de lechada a la granulometría de cada estrato y también comenzar con los estratos más permeables.

CAPITULO 4. TRATAMIENTO DE MACIZOS ROCOSOS

A pesar de la preparación que requiere este sistema de inyección, es de un costo aceptable y de todos modos no existe actualmente otra solución práctica para este tipo de tratamiento.

Debe tomarse en cuenta que la deformación que sufre el terreno por la inyección en perforaciones cercanas flexionan el tubo de manguitos y en ocasiones impiden el desplazamiento del obturador en su interior. La rotura de estos tubos no es rara, a pesar de que son flexibles.

Arreglo y orientación de las perforaciones

En aluviones es difícil lograr una pantalla impermeable con una sola fila de barrenos. Las distancias comunes entre perforaciones son de 3 a 5 m y entre filas de 1 a 3 m. En el esquema de la (Figura 4.16) se presenta el orden en que se llevan a cabo las hileras de inyecciones. La fila 3 sólo se realiza cuando es necesaria y se hace entre las dos primeras para control de la inyección y para alcanzar mayor impermeabilización ya que los radios de acción pueden ser menores y pueden emplearse mayores presiones de inyección. En ocasiones son necesarias varias filas de perforaciones de inyección.

En terrenos poco permeables se recomienda menor espaciamiento entre perforaciones.

En aluviones es difícil perforar con inclinaciones mayores al 30 o 40 por ciento. Es también difícil de perforar a percusión agujeros verticales son desviación. Sin embargo, para pantallas impermeables, son más confiables los barrenos verticales.

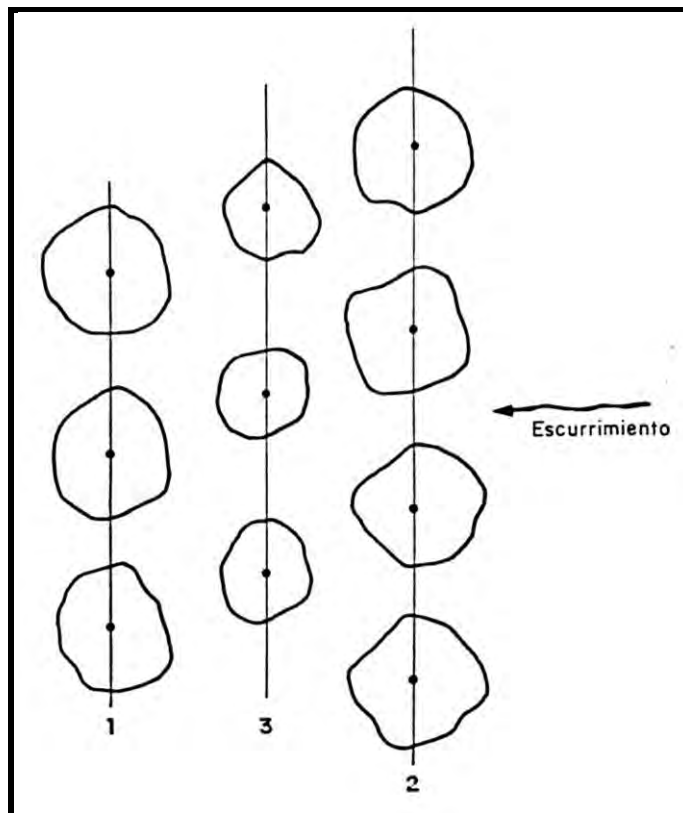


Figura 4.16 Presentación esquemática de la técnica de inyección con tres líneas.

CAPITULO 4. TRATAMIENTO DE MACIZOS ROCOSOS

4.2.5 Control del tratamiento

Control previo al tratamiento

Las pruebas de permeabilidad de campo son valiosas en el periodo de estudios y diseño.

Las pruebas in situ de inyección de lechadas antes del tratamiento se reservan para los problemas muy delicados o de gran extensión. Estas pruebas consisten en la inyección de un terreno con lechadas y procedimientos diferentes y tomar posteriormente muestras en zonas tratadas. El tipo de lechada y procedimiento adecuados al terreno que va a inyectarse se selecciona a la vista de la mejor distribución e impregnación logradas y a los consumos y tiempo de operación observadas.

Control durante el tratamiento

a) Control de las mezclas

La composición de las mezclas queda definida desde el laboratorio, pero debe ser controlada sistemáticamente durante la inyección para ordenar oportunamente cualquier corrección.

Además de cuidar la dosificación es necesario verificar las características de cada tipo de mezcla elaborada.

El control de las propiedades reológicas iniciales debe ser también sistemático.

b) Control de los parámetros de la inyección

El control de la presión, distancia alcanzada y cantidades de lechada inyectada es esencial para evaluar con buena aproximación si el procedimiento de operación adoptado es el más adecuado.

Para este control es necesario un personal de experiencia e instalaciones eficientes.

c) Pruebas *in situ*

El control durante el tratamiento se realiza mediante pruebas de inyección tipo Lugeon, principalmente cuando el tratamiento se ha hecho con lechadas inestables cuya concentración de cemento debe ser aumentada gradualmente de acuerdo con la permeabilidad residual de la roca. Estas pruebas deben realizarse procurando no retrasar los trabajos de inyección.

Cuando el problema es mas de grandes vacios que de fisuras finas no se necesitan pruebas de permeabilidad puesto que la inyección por si misma permite estimar la permeabilidad de la roca, utilizando lechadas de alta relación agua-cemento al iniciar la inyección.

Control después del tratamiento

a) Control local de inyecciones de impermeabilización

Se realiza mediante pruebas de inyección tipo Lugeon en rocas y tipo Lefranc en suelos aluviales en cada perforación y en cada tramo, comparando los valores de la permeabilidad obtenidos antes y después del tratamiento.

CAPITULO 4. TRATAMIENTO DE MACIZOS ROCOSOS

b) Control global de inyecciones de impermeabilización

Este control consiste en la medición de los niveles piezométricos aguas arriba y aguas debajo de la zona inyectada, antes y después del tratamiento y determinar con esta información la eficiencia del tratamiento.

c) Control local de inyecciones de consolidación

Se mide la deformabilidad en el interior de perforaciones con dilatómetros diseñados para esta finalidad o en la superficie interior de socavones por medio del ensayo estándar denominado prueba de placa.

d) Control global de inyecciones de consolidación

La prospección geosísmica no solo permite información sobre la alteración inicial de un terreno sino el mejoramiento de su módulo de elasticidad dinámico debido a las inyecciones de consolidación. Los ensayos geosísmicos y su interpretación son relativamente simples y deben emplearse en combinación con los métodos locales.

4.2.6 Costos

Los conceptos fundamentales que definen el costo de una inyección son:

- a) La perforación que varía en función del diámetro y profundidad de los barrenos, del terreno atravesado, del tipo y número de maquinarias empleadas.
- b) Los productos que integran la mezcla.
- c) La preparación e inyección de la mezcla.

El último concepto es a su vez determinado teniendo en cuenta:

- ⊕ El costo de las mezcladoras, bombas y dispositivo de distribución a partir de su depreciación, precios de instalación y desmantelamiento mas los requisitos de seguridad y salvaguardia ecológica.
- ⊕ El costo de la mano de obra y la asistencia técnica que es función del grado de automatización de las plantas y del costo unitario correspondiente al sitio particular de trabajo.
- ⊕ El costo eventual del control de calidad de la mezcla y de la operación del inyectado.

Es común hacer el análisis de costo por metro cúbico del terreno tratado.

4.3 DRENAJE

4.3.1 Objetivo

El objetivo del drenaje es el abatimiento de las cargas hidrostáticas que actúan sobre bloques de roca para asegurar su estabilidad.

4.3.2 Sistemas de drenaje

Drenaje en taludes

La finalidad del drenaje se logra en taludes aplicando los principios siguientes:

- Evitar que el agua superficial penetre en las fracturas de tensión y fisuras de la parte superior del talud.
- Reducir la presión hidrostática en la cercanía de la superficie potencial de falla por medio de drenaje subterránea constituido por barrenos y galerías.
- Localizar el sistema de drenaje de tal manera que únicamente sea drenada el agua que puede afectar el talud.

El sistema de drenaje en taludes consta de los elementos siguientes (Figura 4.17).

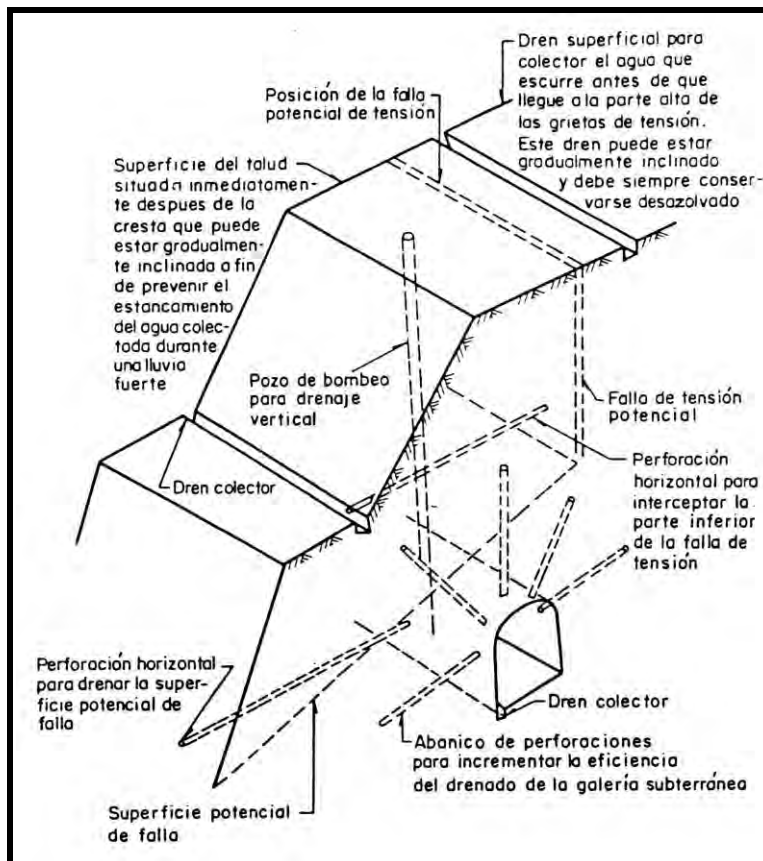


Figura 4.17 Métodos de drenaje en taludes.

CAPITULO 4. TRATAMIENTO DE MACIZOS ROCOSOS

a) Drenaje superficial

Constituido por una zanja o cuneta paralela al hombro del talud para intercepta y canalizar las corrientes superficiales de agua antes de que lleguen al talud.

b) Drenes horizontales

Estos drenes son particularmente efectivos cuando alcanzan la parte inferior de las grietas de tensión y la superficie potencial de deslizamiento. El espaciamiento y orientación de estos drenes depende de la geometría del talud y de la posición de las discontinuidades estructurales del macizo. El emplazamiento adecuado de los drenes se podrá logra si se conoce la posición del nivel freático del macizo mediante mediciones en piezómetros instalados en el sitio.

c) Drenes colectores

En taludes constituidos de varios escalones los drenes colectores son zanjas al pie de cada escalón para canalizar el agua fuera del talud, de tal manera que el agua que circula superficialmente en el talud no penetre en el escalón inferior.

d) Pozos verticales

Los pozos verticales sirven para operar en su interior bombas de pozo profundo. Tienen la ventaja de poder ser puestos en función antes de la excavación de talud. La desventaja que tienen es que el sistema de bombeo debe mantenerse operando continuamente para que el drenaje sea efectivo.

e) Galerías

Las galerías de drenaje con o sin abanicos de perforaciones radiales constituyen el sistema más efectivo para abatir las cargas hidrostáticas en un talud. Son también el sistema más costoso, por lo que únicamente debe considerarse cuando las condiciones son críticas. El emplazamiento óptimo de una galería de drenaje es el vértice inferior e interior del paralelogramo construido con las caras del talud como se muestra en la (Figura 4.18).

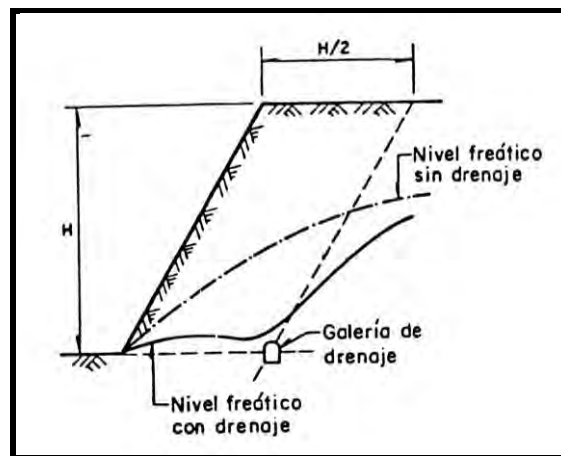


Figura 4.18 Emplazamiento de una galería de drenaje bajo un talud.

CAPITULO 4. TRATAMIENTO DE MACIZOS ROCOSOS

Drenaje en túneles

Cuando las cargas hidrostáticas sobre el revestimiento de un túnel, o de una excavación subterránea de cualquier tipo, que no sirvan para conducir ni almacenar fluidos, son importantes, es conveniente instalar drenes para abatir las cargas mencionadas.

Estos drenes son tubos ranurados cuyo extremo interior atraviesa la zona relajada del túnel. Este sistema de drenaje puede instalarse antes de la construcción del revestimiento, cuidando que no se dañe durante la construcción.

Donde el terreno es más estable, los drenes pueden ser perforados sin ademe. Estos drenes deberán revisarse periódicamente y reperforsarse cuando se taponen por la depositación de las sales minerales.

El emplazamiento de los drenes para obras subterráneas puede ser en forma radial en abanico desde la misma obra o desde una galería de drenaje paralela y de preferencia a una elevación menor que la de la obra que se desea proteger.

Drenaje en presas

Consiste en una combinación de perforaciones y galerías de drenaje a unos cuantos metros aguas debajo de la pantalla impermeable. En la (Figura 4.19) se muestra el ejemplo de un sistema de drenaje desde galerías subterráneas.

4.4 ANCLAJE

4.4.1 Objetivos

Las masas rocosas que son inestables pueden convertirse en rocas estables y competentes por medio de barras de acero, denominadas anclas, instaladas en su interior.

Dos son las funciones básicas que desempeña el anclaje: la de proporcionar resistencia al corte y a la tensión, que la masa rocosa no tiene (Figura 4.21), y la de soportar en forma directa el peso de una cierta porción de roca al tender a separarse del macizo (Figuras 4.20 y 4.22).

4.4.2 Tipos de anclas

Anclas de tensión

Las anclas tensadas ayudan a incrementar el esfuerzo normal en las discontinuidades de la masa rocosa, aumentando, en consecuencia su resistencia al corte. Esta función es importante principalmente durante la excavación de obras subterráneas, donde, por medio de anclas, es posible convertir masas rocosas incompetentes e inestables en medios autoportables.

Cuando el esfuerzo normal proporcionado por las anclas tensadas es pequeño, su función principal será la de absorber esfuerzos de tensión. Son útiles en taludes y en macizos en los que se generan esfuerzos de tensión y existe tendencia a la separación de los bloques.

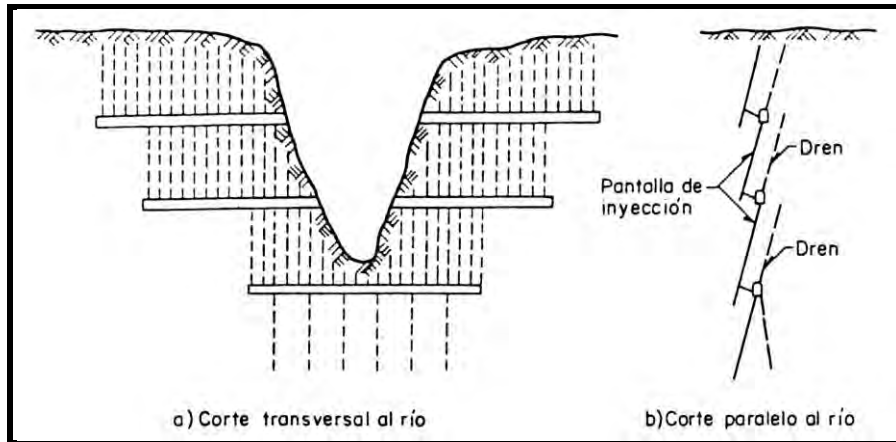


Figura 4.19 Pantalla de inyecciones y drenaje en la cimentación de una presa.

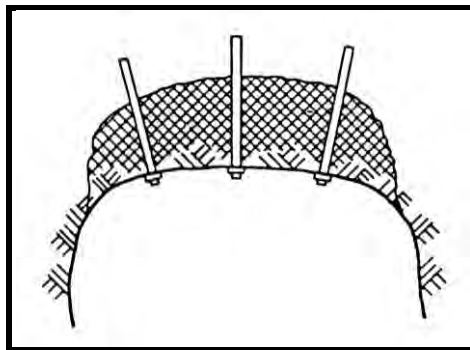


Figura 4.20 Material relajado en la bóveda del túnel.

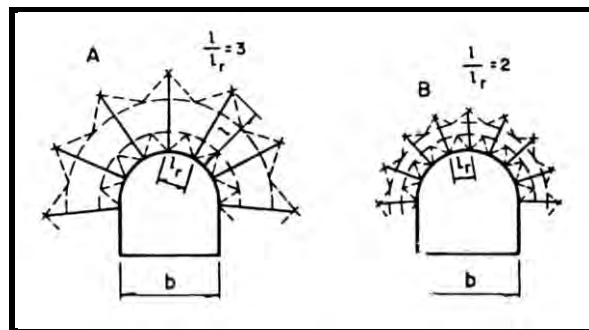


Figura 4.21 Arco estructural formado con la propia roca relajada por medio de anclas tensadas.

CAPITULO 4. TRATAMIENTO DE MACIZOS ROCOSOS

Existen dos tipos de anclas de tensión:

Uno en el que el extremo interior queda ahogado en un cementante que se introduce antes que el ancla, en forma de embutidos o salamis de resina, o se inyecta posteriormente mediante una manguera a través del interior mismo del ancla; otro en que el extremo interior es anclado por medio de un expansor.

Después de fijar el extremo interior se tensiona el ancla mediante un gato hidráulico desde su extremo exterior que se fija con una placa y una tuerca.

Los diferentes tipos de anclas de tensión varían únicamente en la forma en que se fijan a la roca y en su capacidad.

Anclas de fricción

En estas anclas el espacio anular comprendido entre la barra de acero y la roca se rellena en toda su longitud con una mezcla cementante.

La función de las anclas de fricción es similar a las de las barras de acero de refuerzo en el concreto armado, esto es, constituyen el elemento de soporte de los esfuerzos de tensión que la roca es incapaz de resistir.

4.4.3 Cálculo de las anclas

Estabilización de taludes

Se calcula la fuerza de anclaje, F , necesaria para la estabilidad del talud empleando las (Ecuaciones 3.6 a 3.8) del capítulo de estabilidad de taludes en roca.

El segundo paso es el cálculo del número de anclas necesarias, dividiendo la fuerza de anclaje F entre la capacidad de trabajo de un ancla. La capacidad de trabajo de una barra de acero se obtiene multiplicando el área de su sección transversal por el límite de fluencia del acero de la barra.

El mínimo número de anclas de la mayor capacidad disponible es lo que resulta más económico debido al ahorro de metros de perforación. Sin embargo, existe una limitación en el espaciamiento de las anclas: en masas rocosas muy fisuradas, formadas de bloques pequeños, y en rocas blandas y alteradas, el espaciamiento no debe ser mayor que la mitad de la longitud del ancla; en rocas constituidas por bloques grandes y bien interconectados el espaciamiento debe ser menor o igual a la dimensión promedio de los bloques en el sentido del espaciamiento. En todo caso debe evitarse la posibilidad de movimiento de la masa rocosa en un conjunto o en sus partes.

CAPITULO 4. TRATAMIENTO DE MACIZOS ROCOSOS

Estabilización de túneles

El diseño del anclaje para la estabilización de túneles puede efectuarse siguiendo uno de los cuatro procedimientos que se describen en este inciso. El cuarto se emplea exclusivamente en rocas estratificadas.

- a) Cuando el material inestable es una parte suelta o desprendible de un macizo competente en la bóveda de un túnel (Figura 4.20), se estima el peso del material suelta a partir de su geometría y peso volumétrico en forma directa o indirectamente mediante los métodos de Terzaghi y Protodiakonov. El cociente del peso de material suelta entre la capacidad de una barra es el número de anclas necesarias para la estabilización. Las anclas se distribuyen, generalmente, según un patrón uniforme en la bóveda del túnel. El espaciamiento no debe ser mayor que la mitad de la longitud de las anclas.
- b) A partir de la clasificación ingenieril de las masas rocosas atravesadas, empleando los métodos de RQD, Barton y De Bieniawski. De acuerdo con estos criterios el primer paso es determinar los parámetros que influyen en la estabilidad de la excavación subterránea; con base en estos valores se determina la calidad de la roca; y finalmente se selecciona el tipo de soporte en función de la calidad del macizo.
- c) Cuando se excavan túneles en macizos muy fracturados e incluso en depósitos de grava, puede lograrse la estabilización con anclas tensadas con espaciamiento de un medio a un tercio de la longitud del ancla. La capacidad de las anclas deberá ser suficiente para soportar un arco de roca de espesor igual a dos tercios de la longitud de las anclas (Figura 4.21). Los extremos de las anclas deben estar unidos con una malla que soporte y evite el desprendimiento del material en estado de tensión comprendido entre los extremos de las anclas.
- d) El anclaje para soportar o evitar el colapso del estrato o estratos que se desprenden (techo inmediato) de los estratos superiores (techo principal) se puede diseñar, para ambos casos de la (Figura 4.22), con ayuda de la ecuación:

$$W_b = \frac{\gamma t B L}{(n_1 + 1)(n_2 + 1)}$$

Donde

W_b Carga de diseño de las anclas

B Claro o ancho de la excavación

L Longitud de la excavación

t Espesor del techo inmediato

γ Peso volumétrico de la roca

n_1 Número de anclas distribuidas en el claro

CAPITULO 4. TRATAMIENTO DE MACIZOS ROCOSOS

n_2 Número de anclas distribuidas longitudinalmente

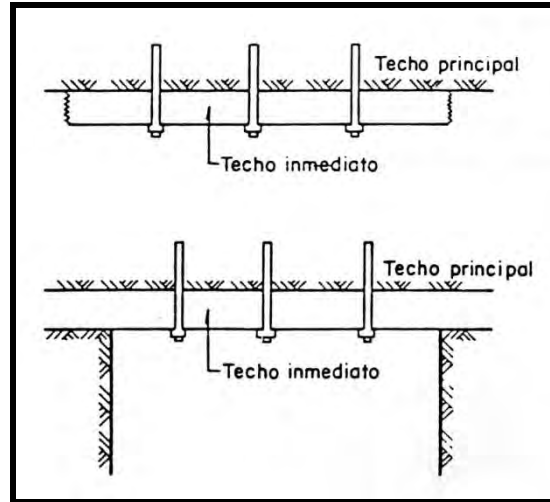


Figura 4.22 Anclaje en roca estratificada.

En rocas estratificadas con inclinaciones diferentes las anclas se orientan según la inclinación de los estratos como se muestra en la (Figura 4.23). Las cargas de diseño se estiman por alguno de los procedimientos descritos anteriormente.

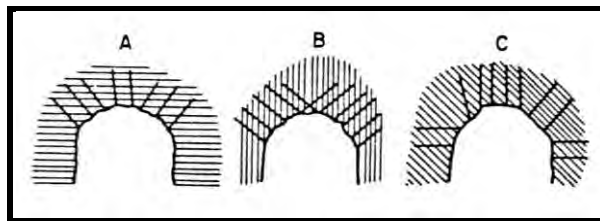


Figura 4.23 Anclaje con orientación adecuada a varias direcciones de discontinuidades.



CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

5.1 LOS EXPLOSIVOS

5.1.1 Introducción

Un explosivo es un compuesto o mezcla de compuestos químicos que al contacto con el calor, la fricción o el impacto experimenta una violenta descomposición que produce calor y gases. Los gases producidos ejercen presiones enormes a temperaturas elevadas. El trabajo hecho por un explosivo depende primordialmente de la cantidad de calor desprendida durante la explosión.

El termino detonación indica una reacción muy rápida o casi instantánea, y deflagración una reacción lenta (quemado rápido). La detonación y la deflagración son las reacciones de los explosivos comerciales, exceptuando la pólvora negra, son explosivos de alta potencia.

5.1.2 Propiedades de los explosivos

1) Potencia

El porcentaje en peso de nitroglicerina contenido en los explosivos se ha denominado tradicionalmente potencia. Esta característica no es una medida de energía ni el trabajo que pueden desarrollar los explosivos. Sin embargo, el término ha sido tan utilizado en la industria que es conveniente conocer su significado.

El término potencia se empleó por primera vez cuando la dinamita era una mezcla de nitroglicerina y material inherente. Entonces, una dinamita de 60% de potencia en peso, era tres veces más potente que una de 20%. Ahora las dinamitas contienen, además, otros ingredientes explosivos; en consecuencia, una dinamita de 60% de potencia en peso resulta solo una y media veces más potente que una dinamita de 20%.

Es preciso señalar que el trabajo desarrollado por un explosivo está relacionado más directamente con su velocidad de detonación que con el porcentaje de sus ingredientes explosivos.

2) Velocidad de detonación

Esta es una medida de la rapidez con que viaja la onda de detonación a través de una columna de explosivos. La mayor parte de los fabricantes proporcionan la velocidad de detonación de una columna de 3.17 cm (1 ¼ pulg) de diámetro sin confinamiento.

La velocidad de detonación depende de la densidad, los ingredientes (Tabla 5.1), el tamaño de los granos, el diámetro de la carga y el grado de confinamiento. Menor tamaño de los granos, mayor diámetro de carga y mayor confinamiento producen un incremento de la velocidad de detonación. Las velocidades de detonación con confinamiento so generalmente de 20 a 30% mayores que sin confinamiento.

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

La velocidad de detonación con confinamiento de los explosivos comerciales varía de 1,200 a 1,7000 m/s. estas velocidades raramente se alcanzan con explosivos en cartuchos.

Tabla 5.1 Relación que existe entre algunas propiedades e ingredientes de explosivos comerciales.

Ingredientes:	No gelatinosos	Gelatinas	Propiedades
<div style="display: flex; flex-direction: column; align-items: center; gap: 10px;"> <div style="text-align: center;">↓ Reducción del costo</div> <div style="text-align: center;">↓ Aumento del contenido de nitrato de amonio</div> <div style="text-align: center;">↓ Reducción del contenido de nitroglicerina</div> </div>	Nitroglicerina	Gelatina explosiva	<div style="display: flex; flex-direction: column; align-items: center; gap: 10px;"> <div style="text-align: center;">↓ Reducción de la resistencia al agua</div> <div style="text-align: center;">↓ Reducción de la velocidad de detonación</div> <div style="text-align: center;">↓ Reducción de la densidad</div> </div>
	Dinamita pura	Gelatina pura	
	Dinamita de amonio de alta densidad	Gelatina de amonio	
	Dinamita de amonio de baja densidad	Semigelatina	
	Agentes explosivos secos	Mezcla fluida	

3) Densidad y peso volumétrico

La densidad y el peso volumétrico de una dinamita se expresan indirectamente con el número de cartuchos de 3.17 x 20.3 cm (1.25 x 8 pulg) que contiene una caja de 22.7 kg (50 lb).

La densidad de los explosivos comerciales varía entre 0.6 y 1.7 que corresponde a un intervalo de 232 a 83 cartuchos por caja.

Cuando se utiliza el explosivo a granel en el interior de una perforación se acostumbra dar el número de kilos por metro de perforación, número que se acostumbra llamar concentración de carga.

Los explosivos densos producen presiones y velocidades de detonación más altas y son recomendados cuando se requiere una fragmentación fina o cuando la roca es masiva y resistente. Los explosivos de densidad baja son utilizados cuando se requiere una fragmentación gruesa o cuando el terreno se encuentra muy fragmentado.

Cuando se trabaja bajo el agua es necesario utilizar explosivos que no floten, es decir, explosivos con densidad mayor que 1.0 o cartuchos de menos de 140 por caja.

4) Presión de detonación

La presión de detonación depende de la velocidad de detonación y de la densidad y es medida de la presión de la onda de detonación.

Esta propiedad no es utilizada para seleccionar un explosivo; sin embargo, la amplitud de la onda de esfuerzo producida por una explosión en roca se relaciona con la presión de detonación. La

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

reflexión de esta onda de esfuerzo en una superficie libre constituye un importante mecanismo de fragmentación. La relación aproximada entre presión de detonación, velocidad de detonación y la densidad está dada por la ecuación siguiente:

$$P = 45.9 \times 10^{-7} \left(\frac{DC^2}{1 + 0.80D} \right) \quad \text{Ecuación 5.1}$$

Donde

P Presión de detonación, en kg/cm^2

D Densidad, adimensional

C Velocidad de detonación en m/s

5) Sensibilidad

Se denomina sensibilidad de un explosivo a su capacidad de propagación. Se mide por la distancia máxima que separa la mitad de un cartucho de 3.17 x 20.3 cm (1 ¼ x 8 pulg) de la otra mitad cuando aun existe propagación entre ambas partes del cartucho, teniendo los extremos cortados frente a frente, con las mitades envueltas en un papel y realizando la explosión sin confinamiento. Esta prueba debe ser hecha por una persona que esté familiarizada con todos los detalles de su ejecución. La sensibilidad debe ser suficiente para asegurar la detonación de toda la columna de explosivos. Sin embargo, no deberá ser tan grande que el manejo de explosivos resulte peligroso. En algunos casos, es deseable que la explosión se propague a través de barrenos adyacentes, pero es más frecuente que sea necesario que las cargas individuales no se propaguen sino que detonen independientemente u con cierto retraso entre ellas, como en las voladuras cercanas a zonas que se desea proteger.

6) Sensitividad

Esta propiedad es la medida de la facilidad de iniciación. Con frecuencia se confunde con la sensibilidad que es la capacidad de propagación. Aunque las pruebas de caída y fricción permiten estimar la sensitividad, estas pruebas se realizan más frecuentemente en los agentes explosivos que son relativamente insensitivos. Cualquier compuesto que pretenda emplearse en voladuras y que pueda ser iniciado, bajo ciertas condiciones prescritas, con un fulminante N° 8 es clasificado como un explosivo altamente sensitivo. El aumento de la sensitividad en los agentes explosivos conduce a una menor seguridad ya que, con frecuencia, estos compuestos no se manejan con el equipo y los métodos de seguridad empleados en compuestos sensitivos.

7) Resistencia al agua

La resistencia al agua de un explosivo es la medida de su habilidad para soportar su inmersión en agua si deteriorarse ni perder sensitividad. Si el barreno está lleno de agua y el tiempo entre la carga y la iniciación es corto, un explosivo con una resistencia al agua buena será suficiente. Si el tiempo de inmersión es prolongado o si el agua fluye a través del barreno se requieren explosivos de muy buena a excelente resistencia al agua. En general, las gelatinas son las más resistentes al agua. Las

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

dinamitas de densidad alta tienen una resistencia al agua de regular a buena, mientras que las de baja densidad no tienen o tienen muy poca. Las emanaciones de óxido de nitrógeno de color café de una voladura indican deterioro debido a agua y muestran la necesidad de cambiar el tipo de explosivo utilizado.

8) Resistencia a la congelación

Las dinamitas empleadas en las zonas del país que en invierno alcanzan temperaturas de congelación deben de ser de temperatura de congelación baja. Esta propiedad es muy importante, ya que permite efectuar voladuras en climas fríos sin la necesidad de utilizar el peligroso procedimiento de descongelar los explosivos.

Todas las gelatinas explosivas se endurecen apreciablemente con el frío y tanto estas como la dinamita granular que contienen nitrato de amonio pueden endurecerse como resultado de la absorción de agua y del cambio de temperatura. Este endurecimiento puede dar la apariencia de que el explosivo está congelado; sin embargo, puede efectuarse una prueba con un alfiler. Un alfiler común no penetra en la dinamita congelada, pero si se logra introducir en la que solo esta endurecida.

Con la excepción de los productos que contienen agua, los agentes explosivos y los explosivos sin nitroglicerina no están sujetos a la congelación bajo temperaturas normalmente encontradas en el país. Todos los explosivos y agentes explosivos pierden capacidad de propagación a temperatura baja, pero esta pérdida en sensibilidad no da lugar a fallas de propagación bajo las condiciones de uso que comúnmente pueden encontrarse. En los productos que contienen agua, puede bajarse la temperatura de congelación con aditivos especiales, pero a medida que la temperatura desciende, las sales disueltas van segregándose de la solución y los productos van siendo cada vez más duros y menos flexibles hasta que se congelan y endurecen completamente.

9) Inflamabilidad

Esta propiedad se refiere a la facilidad con la que un explosivo o agente explosivo puede incendiarse. Esta propiedad varía en un intervalo amplio en dinamitas. Existen desde algunos tipos que pretenden o se inflaman con facilidad y violencia, hasta otros que no entran en combustión a menos que estén en contacto prolongado con una flama.

10) Emanaciones

Los explosivos al detonar producen vapor de agua, dióxido de carbono y nitrógeno que no son tóxicos en el sentido ordinario del término. Además se generan otros gases venenosos como el monóxido de carbono y los óxidos de nitrógeno. Los gases venenosos se llaman emanaciones.

En trabajos a cielo abierto las emanaciones generalmente no son de cuidado. Las mezclas simples de nitrato de amonio y combustóleo, por ejemplo, pueden generar emanaciones peligrosas. Si en una mezcla sencilla de nitrato de amonio y combustóleo se pierden parte del aceite por evaporación o migra hasta acumularse en la parte baja del producto, la parte superior producirá cantidades grandes de óxido de nitrógeno y la inferior, con un exceso de combustible, fuertes cantidades de monóxido de carbono. La presencia de agua en la perforación puede también contribuir a la

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

generación de emanaciones durante la detonación ya sea por el deterioro producido en el explosivo o por la absorción de calor. Las emanaciones nunca deben confundirse con el humo.

5.1.3 Tipos de explosivos

Ingredientes de los explosivos

Los ingredientes de los explosivos pueden ser clasificados en bases, combustibles, portadores de oxígeno, antiácidos y absorbentes (Tabla 5.2). Algunos de estos ingredientes desempeñan más de una función. Las bases son sólidos o líquidos que, cuando sufren la aplicación de calor o impacto suficientes, se descomponen en gases con importante desprendimiento de calor. Los combustibles se combinan con el exceso de oxígeno, evitando la formación de óxidos de nitrógeno. Los portadores de oxígeno tienen la función de completar la oxidación del carbono para prevenir la formación de monóxido de carbono. Los antiácidos aportan estabilidad durante el almacenamiento y los absorbentes se emplean para absorber las bases líquidas. La formación de los óxidos de nitrógeno y del monóxido de carbono no solo es indeseable porque constituyen gases venenosos sino porque da lugar a menos calor y eficiencia que cuando se forman nitrógeno y dióxido de carbono.

Pólvora negra

Las pólvoras negras son explosivos bajos, es decir, de reacción lenta. Su acción es más bien de empuje y de corte y puede emplearse para producir desplazamiento controlado; por ejemplo, en excavaciones a cielo abierto para la extracción de piedra sólida para escolleras, piedra para edificios, bloques de granito para monumentos, etc. Su uso está prohibido en excavaciones subterráneas debido a que deflagran con una llama muy caliente.

Las pólvoras negras tienen un amplio campo de usos muy especiales como fuentes de calor, elevadas temperaturas, presiones y volúmenes importantes de gas para producir energía.

Las pólvoras negras son relativamente insensibles al choque, a la fricción y a la electricidad estática; sin embargo, cualquier tratamiento que genere una chispa o calor suficiente producirá su encendido. Prenden instantáneamente a temperaturas del orden de 300 °C, aunque no deben estar expuestas por largo tiempo a temperaturas superiores a 100 °C. La ignición puede lograrse con cualquier flama, chispa, alambre eléctrico o superficie caliente y con los accesorios propios para voladuras como encendedores, estopines eléctricos y cordones detonantes.

Al aire libre, la pólvora negra distribuida en hilera se quema lentamente a velocidades que se miden en segundos por metro, pero confinadas en tubos de acero las velocidades varían desde 150 m/s si sus granos son muy gruesos, hasta 700 m/s si los granos son finos.

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

Tabla 5.2 Ingredientes de los explosivos.

Ingredientes	Formula química	Función
Dinitrato glicol etileno	$C_2H_4(NO_3)_2$	Base: baja el punto de congelación
Nitrocelulosa	$(C_6H_7(NO_3)_3O_2)_n$	Base: agente gelatinizante
Nitroglicerina	$C_3H_5(NO_3)_3$	Base
Tetranitro-diglicerina	$C_6H_{10}N_4O_{13}$	Base: baja el punto de congelación
Nitroengrudo (Nitrostarch)	-----	Base: explosivos sin dolor de cabeza
Nitrocompuestos orgánicos	-----	Base: baja el punto de congelación
Trinitrotelueno (TNT)	$C_7H_5N_3O_6$	Base
Pólvora metálica	Al	Sensitivizador: usado en mezclas de alta densidad
Pólvora negra	$NaNO_3 + C + S$	Base: tendencia a deflagrar
Tetranitrato de pentaeritritol (PETN)	$C_5H_8N_4O_{12}$	Base: fulminantes, cordón detonante
Azida de plomo	$Pb(N_3)_2$	Base: empleado en fulminantes
Fulminato de mercurio	$Hg(ONC)_2$	Base: se empleaba en fulminantes
Nitrato de amonio	NH_4NO_3	Base: portador de oxígeno
Oxígeno líquido	O_2	Portador de oxígeno
Nitrato de sodio	$NaNO_3$	Portador de oxígeno
Nitrato de potasio	$k NO_3$	Portador de oxígeno
Carbón mineral	C	Combustible
Carbón vegetal	C	Combustible
Parafina	$C_n(H_2)_{n+2}$	Combustible
azufre	S	Combustible
Combustóleo	$(CH_3)_2(CH_2)_n$	Combustible
Pulpa de madera	$(C_6H_{10}O_5)_n$	Combustible: absorbente
Negrohumo	C	Combustible
Tierra de diatomeas	$Si O_2$	Absorbente: previene el embarrado
Gis	$CaCO_3$	Antiácido
Carbonato de calcio	$CaCO_3$	Antiácido
Oxido de zinc	ZnO	Antiácido
Cloruro de sodio	$NaCl$	Reductor de flama

Cuando explotan, producen cantidades considerables de humo y emanaciones, particularmente el monóxido de carbono. Por tanto, para poder utilizarse con seguridad bajo tierra o en otros lugares confinados debe proporcionarse una ventilación adecuada.

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

La pólvora negra puede desintegrarse disolviendo su contenido de nitratos sumergiéndola en agua y tirando el agua aparte del residuo o depositándola en un terreno poroso y lavándola con agua abundante. Posteriormente puede cubrirse el residuo con tierra.

Los materiales combustibles que absorben el nitrato de la pólvora negra se vuelven muy inflamables y después pueden llegar a ser explosivos.

Dinamitas

a) Dinamita regular de nitroglicerina

La dinamita fue elaborada originalmente mezclando tierra diatomácea, que es porosa e inerte, con nitroglicerina. Actualmente, la dinamita regular de nitroglicerina consiste de nitroglicerina, nitrato de sodio, antiácido, combustible carbonoso y algunas veces azufre en vez de material inerte. Comúnmente se elabora con un porcentaje en peso de nitroglicerina de 20 a 60%. Parte de nitroglicerina se reemplaza por otro aceite explosivo cuando se trabaja a temperaturas bajas debido a la tendencia de la nitroglicerina a congelarse.

Esta dinamita regular tiene una alta velocidad de detonación que implica una fuerte acción fragmentadora. La de potencia alta (alto porcentaje de nitroglicerina) tiene una resistencia al agua alta, pero la de baja potencia no es resistente al agua. La dinamita regular tiene, en general emanaciones de detonación tóxicas por lo que es inapropiada para trabajos subterráneos o en espacios poco ventilados. El uso de la dinamita regular ha disminuido debido a su alto costo, su sensibilidad a la fricción y a los golpes y a su alta inflamabilidad. Las dinamitas (extra) de amonio han reemplazado a las dinamitas regulares en la mayor parte de sus aplicaciones.

La dinamita de 50% de potencia es apropiada para excavar zanjas donde la libertad de la detonación resulta favorable a su sensibilidad que permite eliminar el empleo de estopines en cada carga. La dinamita regular de 60% en cartuchos es empleada en trabajos bajo agua.

b) Dinamitas (extra) de amonio de densidad alta

Las dinamitas de amonio (dinamitas extra) se emplean comúnmente en cartuchos. Las dinamitas de amonio son similares a las dinamitas regulares excepto que parte de la nitroglicerina y del nitrato de sodio se reemplaza por nitrato de amonio.

Las dinamitas de amonio de densidad alta se fabrican a menudo con porcentajes de potencia de 20 a 60. Su velocidad de detonación es menor, sus emanaciones menos peligrosas, es menos densa y considerablemente menos sensitiva a la fricción y a los golpes que las dinamitas puras. Las dinamitas extra de densidad alta son adecuadas cuando la roca no es muy sana y cuando no hay mucha agua. Son muy usadas en canteras y en minas bien ventiladas, empleando barrenos de diámetro pequeño y voladuras de escala reducida.

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

c) Dinamitas (extra) de amonio de densidad baja

Las dinamitas de amonio de densidad baja tienen un porcentaje de potencia de aproximadamente 65 a granel y de 20 a 50 en cartuchos. Como todas las dinamitas extra, contienen una porción baja de nitroglicerina y una proporción alta de nitrato de amonio. Las potencias de estas dinamitas en cartuchos se obtienen variando la densidad y el tamaño de los granos de los ingredientes.

La resistencia al agua y las emanaciones de esta dinamita utilizada en cartuchos varía con el tipo de envoltura. Si el cartucho es rociado con parafina, después de su fabricación, se logra una resistencia al agua de baja a regular, pero producirá cantidades de monóxido de carbono y si el papel se impregna de parafina durante su elaboración, la resistencia al agua será muy baja, pero tendrá menor cantidad de emanaciones.

Algunos fabricantes producen dos tipos de dinamita extra de densidad baja, uno de velocidad de detonación alta y otro de velocidad baja. Ambos tipos tienen velocidad y densidad menores que las dinamitas extra de densidad alta.

El tipo de dinamita extra de velocidad de detonación baja es adecuado para voladuras en rocas blandas, como lutitas o cuando se desea obtener bloques grandes de 10 a 100 kg de peso.

La dinamita extra de densidad baja es la dinamita en cartuchos más barata.

Gelatinas

a) Gelatina explosiva

Esta gelatina es un explosivo con apariencia de hule y se elabora mezclando glicerina con nitrocelulosa. Para estabilizar la mezcla durante su almacenaje se le añade un antiácido. Es común añadirle, también, viruta de madera para aumentar su sensibilidad. La gelatina explosiva es de velocidad de detonación muy alta y tiene una resistencia al agua excelente, pero tiene la desventaja de emitir al detonar grandes volúmenes de gases nocivos. Es el explosivo comercial más potente. La gelatina explosiva es conocida también, como *el explosivo de los pozos de petróleo*.

b) Gelatina regular

La gelatina regular es un explosivo plástico denso, compuesto de nitroglicerina u otro aceite explosivo gelatinizado con nitrocelulosa, un antiácido, nitrato de sodio, combustible carbonoso y algunas veces azufre. La gelatina regular es un explosivo a prueba de agua ya que la nitrocelulosa tiende a cubrir los otros ingredientes.

La gelatina regular es equivalente a la dinamita regular de la categoría de las dinamitas y se elabora con potencia en peso de 20 a 90 por ciento en su presentación normal y de 30 a 80 por ciento en cartuchos. La potencia en cartuchos suele ser denominada por los fabricantes como el grado de la gelatina. La gelatina regular ha sido usada en roca muy sana o como carga de fondo. Generalmente, es preferible reemplazar este explosivo por la gelatina de amonio que es más económica. Se emplea en sus potencias o grados más altos en trabajos bajo el agua o en voladuras de pozo profundo.

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

La gelatina regular tiene dos velocidades de detonación características: una velocidad de confinamiento y otra mucho menor que resulta de confinamiento insuficiente, encendido insuficiente o alta presión hidrostática. Las presiones hidrostáticas extremadamente altas pueden ser causa de que la tronada falle. Para evitar esta falla se ha desarrollado una gelatina de velocidad alta. La gelatina de velocidad alta es muy similar a la gelatina regular excepto que es ligeramente menos densa, más sensible y casi siempre explota a la misma velocidad, independientemente de la presión hidrostática o del grado de confinamiento. Además, es particularmente útil para trabajos de prospección sísmica en pozos profundos y bajo el agua.

c) Gelatina de amonio

La gelatina de amonio (gelatina especial o gelatina extra) tiene una cierta proporción de nitrato de amonio, reemplazando a la nitroglicerina y al nitrato de sodio. La gelatina de amonio es comparable a la gelatina regular de la misma manera que la dinamita de amonio es comparable a la dinamita regular y fue desarrollada como un sustituto económico de la gelatina regular. La gelatina de amonio es comúnmente elaborada en potencias del 30 al 80 por ciento correspondiendo a potencias del 35 al 72 por ciento en cartuchos. Con relación a la gelatina regular la gelatina de amonio es de velocidad de detonación un poco menor, de emanaciones menos nocivas y menor resistencia al agua, aunque detonara eficientemente aun después de permanecer dentro de agua varios días. Sus potencias más altas (70 por ciento mayores) constituyen un cebado eficiente para los agentes explosivos.

La *toval* es la gelatina extra más densa y más económica para voladuras difíciles en construcción y en canteras. La experiencia ha demostrado que esta gelatina puede reemplazar a explosivos de menor costo y dar resultados suficientemente buenos para compensar el pequeño costo adicional. Está disponible comercialmente en cartuchos de todos los diámetros.

d) Semigelatinas

Las semigelatinas son comparables a las gelatinas de amonio como las dinamitas de amonio de baja densidad son comparables a las de densidad alta. Como las dinamitas extra de baja densidad, las semigelatinas tienen una potencia de 60 a 65 por ciento, que en su presentación en cartuchos varía dependiendo de la densidad y del tamaño de los granos de sus ingredientes. Sus propiedades están comprendidas entre las de la dinamita de amonio de alta densidad y la gelatina extra y posee una gran versatilidad. Puede reemplazar a la dinamita de amonio cuando se necesita un explosivo más resistente al agua. Es más barata para trabajos en condiciones húmedas; sin embargo, su resistencia al agua no es tan alta como la gelatina de amonio. Las semigelatinas tienen velocidad de detonación de 3,200 a 3,700 m/s que a diferencia de la mayoría de los explosivos no es influenciada seriamente por falta de confinamiento. Puede emplearse en excavaciones subterráneas porque sus emanaciones son aceptables. Su composición es similar a la de la gelatina de amonio, pero con menos nitroglicerina y nitrato de sodio y más nitrato de amonio.

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

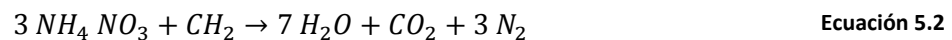
Agentes explosivos

Los agentes explosivos son combinaciones de combustibles y oxidadores, que no son explosivos. Su principal característica es su relativa baja sensibilidad a sacudidas, golpes y fricción que hace de ellos productos de manejo y transporte bastante seguros. Debido a su insensibilidad es necesario emplear un iniciador de alta potencia para su detonación. Los agentes explosivos están compuestos de nitratos inorgánicos y combustibles carbonosos y pueden contener también sustancias adicionales no explosivas como el polvo de aluminio o el ferrosilicón para incrementar su densidad. Cuando a un agente explosivo se le añade un ingrediente explosivo como el TNT se convierte en explosivo.

Los agentes explosivos tienen dos presentaciones: una seca y otra líquida. El agente explosivo seco compuesto de nitrato de amonio y combustóleo (amoniumnitrate-fuel oil, ANFO) ha reemplazado ampliamente a las dinamitas y gelatinas en excavaciones a cielo abierto. Los agentes explosivos líquidos, en forma de morteros y lechadas, se emplean también en lugar de dinamitas, gelatinas y otros agentes explosivos secos.

a) Agentes explosivos secos

El agente explosivo seco más utilizado es el denominado ANFO, constituido por una mezcla de nitrato de amonio granulado y combustóleo. La forma química de la detonación de este producto es la siguiente:



El término CH_2 , aunque no es la expresión precisa del combustóleo, es suficiente para caracterizar la reacción. El miembro derecho de la ecuación contiene solamente los gases deseables de la detonación; sin embargo, siempre se generan cantidades regulares de monóxido de carbono, CO, y óxido de nitrógeno, NO. Las proporciones en peso de los ingredientes de la ecuación son 94.5% de nitrato de amonio y 5.5% de combustóleo. En la práctica se acostumbra utilizar proporciones del 94% y del 6%, respectivamente, para asegurar una eficiente reacción química del nitrato.

El mezclado uniforme de los ingredientes es esencial para la generación de la fuerza explosiva completa. Algunos agentes explosivos son mezclados y suministrados en paquetes por el fabricante. Cuando se obtienen los ingredientes separados existen varios procedimientos para lograr un mezclado mecánico, pero no siempre es el más práctico. Uno de los procedimientos más comunes y prácticos consiste en verter del 8 al 10% en peso de combustóleo en bolsas abiertas de nitrato granulado. En media hora el nitrato absorbe aproximadamente la cantidad correcta de combustóleo.

El combustóleo puede, también, ser vertido sobre el nitrato a medida que este es introducido en la perforación. Para una absorción rápida y uniforme se recomienda añadir el combustóleo después de cada 25 o 50 kg de nitrato.

Un encendido inadecuado da lugar a una velocidad lenta de detonación con el riesgo de que se apague y falle la voladura. Para asegurar la propagación a través de la columna de explosivos se colocan reforzadores de detonación de velocidad alta espaciados entre los explosivos. Los agentes

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

explosivos secos de 15 cm de diámetro alcanzan velocidades de más de 3,500 m/s, pero en los de 3.8 cm (1 ½ pulg) la velocidad se reduce en un 40%.

Las ventajas de la insensitividad de los agentes explosivos secos en su seguridad y facilidad para depositarlos a granel en las perforaciones verticales. Esta forma de rellenar las perforaciones tienen además la ventaja sobre la presentación en cartuchos de llenar el agujero totalmente, haciendo más eficiente el uso del volumen de la perforación.

b) Agentes explosivos líquidos

Los agentes explosivos líquidos son como soluciones de nitrato de amonio y otros ingredientes no explosivos como sensitivizadores y combustibles como carbón, azufre o aluminio. Algunas de estas soluciones contienen ingredientes sensitivos a los fulminantes, como el TNT. En esos casos las soluciones mismas son sensitivas, quedando fuera de la definición de los agentes explosivos.

Los agentes explosivos líquidos requieren iniciadores de velocidad de explosión alta para alcanzar velocidades de detonación apropiadas; con frecuencia requieren, además, reforzadores de explosivos de alta velocidad esparcidos a lo largo de la perforación para asegurar una explosión completa. Su velocidad de detonación (3500 a 5500 m/s) no es tan dependiente del diámetro de la carga como en los agentes explosivos secos. Su densidad varía entre 1.1 a 1.6. La consistencia de estos productos varía de fluida a 38 °C a rígida a temperaturas de congelación, aunque algunos conservan su fluidez a temperaturas muy bajas. Los agentes explosivos líquidos tienen, además de la ventaja de su fácil introducción en las perforaciones, mayor velocidad de detonación y mayor densidad. Su costo mayor resulta compensado por su empleo en barrenos más espaciados y de menor diámetro. La adición de polvo de aluminio para aumentar su sensibilidad incrementa la energía y el calor desarrollado. Las soluciones que contienen aluminio han dado buenos resultados en voladuras en roca extremadamente dura. Los agentes líquidos y secos pueden emplearse alternados en la misma perforación. La mayor proporción quedará constituida por el agente seco y el líquido servirá de refuerzo. Otra forma de su empleo combinado consiste en colocar el agente líquido donde la fragmentación es más difícil.

Otros explosivos

a) TNT

El trinitroloeno, $C_7H_5N_3O_6$ (TNT), es un compuesto sensible a fulminantes (no muy sensitivo) que tiene una resistencia al agua excelente. El TNT después de vaciado tiene una densidad de 1.56 y una velocidad de detonación con confinamiento del orden de 7000 m/s. se utiliza como dispositivo de iniciación y de refuerzo para los agentes explosivos. Se acostumbra emplearlo en forma granular cuando se requiere un explosivo de densidad alta, buena resistencia al agua, que pueda vaciarse con facilidad aun en perforaciones de diámetros menores de 2 cm. Una de las principales aplicaciones del TNT es la de sensitivizador de explosivos líquidos.

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

b) PETN

El tetranitrato de pentaeritritol, $C_5H_8N_4O_{12}$ (PETN) tiene una densidad de 1.76 y velocidad de detonación con confinamiento de más de 7,500 m/s. el PETN se emplea como ingrediente en dispositivos de iniciación en fulminantes y cuerdas detonantes.

c) Pentolita

La pentolita es una mezcla en partes iguales de TNT y PETN. La pentolita después de vaciada en una perforación tiene una densidad de 1.65 y una velocidad de detonación confinada de 7,200 a 7,500 m/s. la pentolita depositada a granel sirve como dispositivo de iniciación y refuerzo para los agentes explosivos.

d) RDX

La ciclotrimetilenotrinitramina, $C_3H_6N_6O_6$ (RDX) es, después de la nitroglicerina, la substancia explosiva de más potencia. Cuando se compacta hasta un peso volumétrico de 1.70 t/m³ alcanza velocidades de detonación con confinamiento del orden de 8,000 m/s. es empleada como ingrediente base en algunas mezclas explosivas y también en dispositivos de iniciación.

e) Compuesto B

El compuesto B es una mezcla de RDX, TNT y aproximadamente el uno por ciento de cera. El compuesto B vaciado en una perforación tiene una densidad de 1.65 y una velocidad de detonación de 7,500 m/s. se emplea como dispositivo de iniciación y refuerzo de los agentes explosivos.

f) Explosivos permisibles

Los denominados explosivos permisibles son explosivos especiales para voladuras en minas con gas y polvo, como las minas de carbón. El oxígeno que contienen debe estar adecuadamente balanceado para producir el menor volumen de emanaciones y la adición de ciertas sales permite reducir la duración y el calor de la flama emitida.

Ingredientes de los dispositivos de iniciación, de retardo y reforzadores

a) Estopines eléctricos de iniciación

El estopín eléctrico consta de dos alambritos con cubierta aislante conectados a un puente de filamento delgado en el interior de una capsula metálica aislada eléctricamente. Al aplicar una cierta cantidad de corriente a los alambritos, el puente emite calor y produce una chispa sobre una carga muy pequeña de explosivo sensible al calor. Esta chispa da lugar al disparo de una carga base constituida por una detonante de alta potencia como el PETN o la RDX. Algunos estopines eléctricos contienen las cargas de disparo y de iniciación. La explosión de la carga base es suficiente para iniciar un explosivo sensitivo o una mecha.

Hay dos maneras de usar los estopines eléctricos (Figura 5.1): insertándolos directamente en los cartuchos de explosivos o unidos a una curda detonante o a una mecha.

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

Las ventajas de los estopines eléctricos incluyen: seguridad en el manejo, disponibilidad de periodos de retardo y control preciso del instante de la explosión.

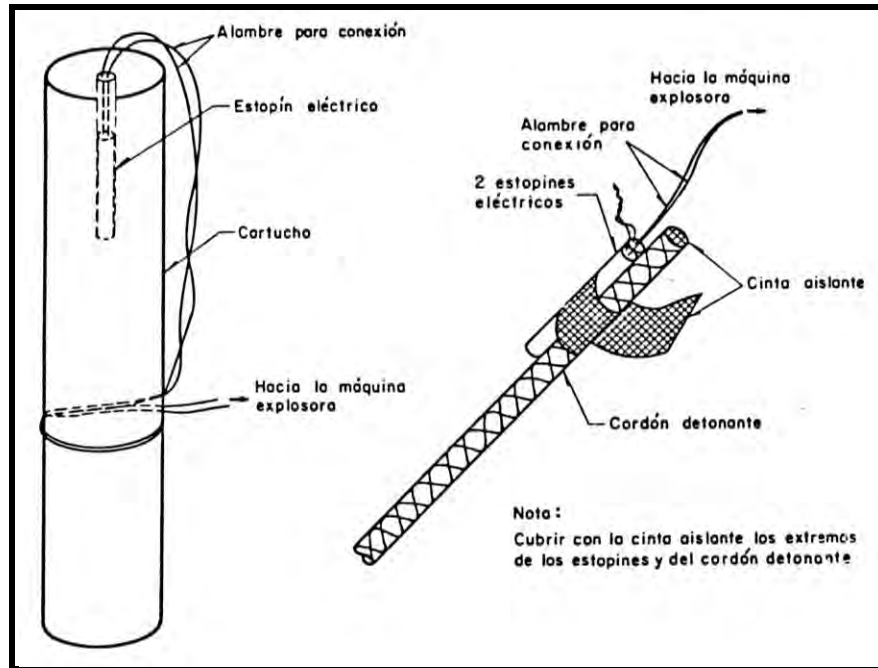


Figura 5.1 Formas de colocación de los estopines eléctricos.

b) Estopines eléctricos de retardo

Estos estopines son semejantes a los de iniciación. Se colocan entre los ámbitos conectados al dispositivo de iniciación. El elemento de retardo está calculado para que transcurra un determinado lapso entre la aplicación de la corriente y la iniciación. En la actualidad se fabrican dos tipos de retardos: cortos o de milisegundos, con incrementos de 25 y 50 milisegundos; y largos con incrementos de medio segundo y de un segundo. Los retardos en milisegundos son adecuados cuando se requiere una fragmentación intensa con vibraciones del terreno limitadas. Los retardos largos se usan principalmente en excavaciones subterráneas para permitir la expansión de la roca fragmentada entre los periodos de retardo. Los retardos largos producen fragmentos más grandes que los de milisegundos.

c) Conectores de retardo no eléctricos

Estos conectores (Du Pont) son retardadores en milisegundos no eléctricos. Se colocan entre la cuerda detonante en la superficie del terreno. Están constituidos por una capsula de plástico que contiene el elemento retardador, que es un tubo de cobre pequeño, en su parte central. Cada uno de los extremos de la capsula está hecho de tal forma que puede acoplarse a una línea de cordón detonante, cortándola, doblando sus extremos en "U" e insertándolos en cada extremo del conector y asegurándolo mediante dos cuñas dentadas pequeñas que entran a presión.

Deben protegerse de impactos como caídas de rocas u objetos pesados y mantenerse lejos del fuego, calor excesivo y chispas.

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

Se utilizan acoplados a la línea trocal entre barrenos o entre grupos de barrenos para lograr una voladura en secuencia.

Pueden adquirirse con intervalos de 5, 9, 17, 25 milisegundos, los de intervalos menores son útiles cuando se tienen barrenos de diámetro pequeño con espaciamiento reducido. Para evitar fallas en las líneas de iniciación se recomienda un espaciamiento entre barrenos de cuando menos treinta centímetros por cada milisegundo de retardo. Por esta razón estos conectores pueden utilizarse para espaciamientos de 2 a 10 metros o más, con barrenos de diámetros que varían entre 10 y 45 cm.

d) Fulminantes y mecha de seguridad

Los fulminantes se emplean conectados en el extremo de la mecha de seguridad. Los fulminantes constan de una carga pequeña de explosivo sensible al calor y una carga base de explosivo detonante como el PETN. La capsula o casquillo metálico del fulminante tiene un espacio vacío para insertar la mecha.

La mecha tiene un corazón de pólvora negra de nitrato de potasio con un forro textil a prueba de agua. Los tipos de mechas existentes varían tanto en flexibilidad como en resistencia al agua. En la mayor parte de la mechas la flama avanza a razón de 45 cm por minuto aunque hay algunas en las que este avance es de 60 cm por minuto. El manejo de este tipo de fulminantes es más peligroso que los estopines eléctricos debido a que la carga mas sensitiva es la que queda expuesta. El manejo descuidado de la mecha, el grado de confinamiento y la presión atmosférica pueden cambiar la velocidad del encendido de la mecha. Por esta razón esta velocidad debe determinarse en el sitio de trabajo.

e) Cuerdas detonantes

La cuerda detonante es redonda y flexible con un núcleo central de alto explosivo. El explosivo más utilizado en el núcleo de la cuerda detonante es el PETN. Este explosivo posee una velocidad de detonación del orden de 6,700 m/s. la cubierta de la cuerda puede estar constituida por materiales textiles, impermeabilizantes y plásticos para proteger el núcleo contra los daños provocados durante su manejo, la explosión a temperaturas extremas, el contacto con agua, aceite y otros elementos. Esta cubierta debe, además ser resistente a la tensión y flexión.

La cuerda detonante es relativamente insensitiva y requiere de una cápsula fulminante N° 6 para ser iniciada. Por lo tanto, es un elemento de iniciación seguro y confiable. Sin embargo, dado que el núcleo es un alto explosivo deber ser manejada y almacenada con cuidado.

Las cuerdas detonantes tienen una aplicación extensa en trabajos bajo el agua, protegiendo sus extremos de la entrada de agua. El núcleo de explosivos absorbe el agua lentamente y se vuelve insensitivo. Sin embargo, aunque este húmeda, la cuerda detonara si se inicia en el extremo seco.

Las cuerdas producen la detonación de explosivos sensitivos y son muy útiles en voladuras de cargas múltiples con iniciadores para inducir la explosión de los agentes explosivos; sin embargo, no producen directamente el encendido de los agentes explosivos.

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

f) Iniciadores y reforzadores

Un iniciador es un cartucho de explosivos con fulminante o cuerda detonante para inducir la detonación de un agente explosivo. Estos cartuchos iniciadores o de cebado son necesarios cuando se emplean agentes explosivos. Los iniciadores se fabrican con dinamita de potencia y velocidad de detonación elevadas.

Los reforzadores son también cartuchos de iniciación, pero sin fulminante ni cuerda detonante. Se emplean solamente para asegurar la propagación de detonación a lo largo de una columna de explosivos.

5.1.4 Sistemas de detonación

Sistemas no eléctricos

a) Mecha y fulminante

La mecha constituye un medio a través del cual la flama avanza a una velocidad relativamente uniforme para iniciar una carga sensible al calor a partir de una fulminante.

Este sistema puede emplearse solo bajo la supervisión estricta del personal con experiencia y entrenamiento en el uso de explosivos. Puede aplicarse en voladuras en las que el retardo prolongado entre la detonación de barrenos aislados no crea problemas. Cuando se requiere la explosión instantánea de la carga, como en voladuras de precorte, este sistema resulta inadecuado por que los tiempos de retardo que se obtienen con la mecha no son precisos.

Introducción de la mecha en el fulminante

La mecha debe introducirse con cuidado hasta que haga contacto con la carga del fulminante. Es absolutamente necesario que la pólvora del núcleo de la mecha que en contacto con la carga del fulminante. Nunca debe girarse la mecha cuando está en su sitio o introducirse con fuerza o violencia. Debe verificarse que los extremos de la mecha no estén húmedos. En caso de haber estado expuestos al aire un tiempo prolongado deberán cortarse y desecharse un mínimo de tres centímetros de cada extremo. También debe comprobarse que los fulminantes estén limpios y no sacarse de la caja hasta que vayan a ser usados. La mecha debe ser cortada perpendicularmente (Figura 5.2) e insertada en el fulminante inmediatamente después del corte. Con la finalidad de fijar el fulminante a la mecha e impermeabilizar su extremo se le hace una muesca como se muestra en la con la misma herramienta con la que se corta la mecha.

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

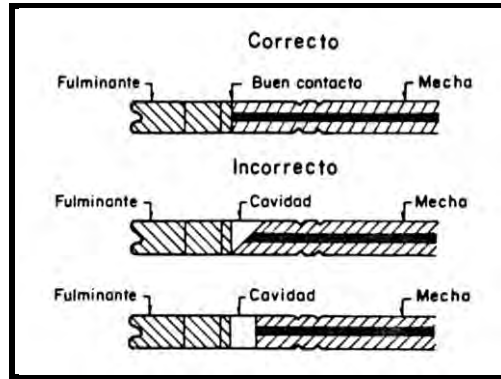


Figura 5.2 Mecha de seguridad y fulminante.

Cartucho de iniciación

El cartucho de iniciación consiste en un cartucho del explosivo que se está empleando dentro del cual se inserta un extremo de la mecha provisto de fulminante de la manera siguiente:

Se hace un agujero de 7 a 8 cm de longitud en el centro de uno de los extremos de un cartucho suficientemente largo que permita la inserción fácil del extremo de la mecha y con una profundidad tal que el fulminante quede aproximadamente al centro del cartucho. El fulminante deberá quedar rodeado de cuando menos 0.5 cm de explosivo en todas direcciones. Nunca deberá cortarse longitudinalmente el cartucho para introducir el fulminante para no restarle la protección que la envoltura de papel proporciona y para no incrementar el riesgo de que el iniciado se realice fuera del cartucho. La colocación del cartucho cargado en el interior de la perforación debe hacerse con mucho cuidado y nunca deberá apisonarse o atacarse. La introducción del cartucho de iniciación así como la de todos los otros deberá efectuarse siempre con un bastón de madera.

Cuando la concentración de carga no es uniforme el cartucho de iniciación es más efectivo instalado con dirección hacia la zona más cargada del barreno y cerca de la boca de la perforación con el fulminante dirigido hacia el interior de la perforación. Cuando se trata de una voladura compuesta de una secuencia de cargas la posición más conveniente del cartucho con fulminante es el fondo del barreno para reducir el riesgo de dejar uno o más cartuchos sin explotar en el interior del barreno. En la (Figura 5.3) se muestra un esquema de colocación del cartucho de iniciación.

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

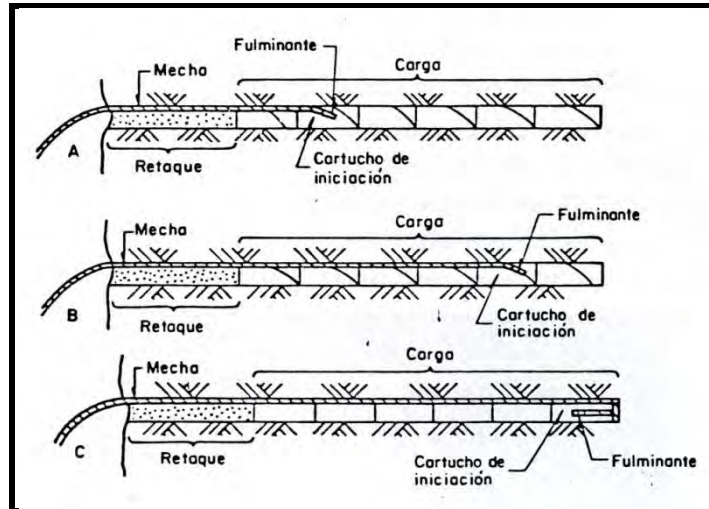


Figura 5.3 Colocación del dispositivo de iniciación.

Debe tenerse especial cuidado de no jalar la mecha y sacar el fulminante de su sitio en el momento de cargar o durante el retacado con el bastón de madera. Una de las causas de cargas que no explotan y voladuras retrasadas es que el fulminante queda fuera de posición y dispara junto a la columna de explosivos, pero no es su interior. A veces un diámetro de barreno muy pequeño que deja muy poco espacio entre el bastón de retacado y la superficie interior de la perforación para acomodar la mecha puede ser motivo de este tipo de dificultad. Cuando el fulminante no queda razonablemente fijo en el interior del cartucho deberá asegurarse atando la mecha al cartucho con algún tipo de cordón o cinta adhesiva.

El uso de la mecha con fulminante es común en barrenos de diámetro pequeño cargados con ANFO a granel. El extremo de la mecha provisto del fulminante se instala mediante el bastón de madera que sirve para el retacado a una distancia de 0.50 a 1.00 m del fondo de la perforación y se rellena posteriormente con el ANFO. Otra forma de colocación consiste en rellenar primero con ANFO un tramo de 0.50 a 1.00 m en el interior de la perforación, instalar el fulminante a esa profundidad y posteriormente rellenar la parte restante con ANFO.

Encendido de la mecha

El factor más importante del encendido de cargas independientes es el tiempo que debe disponer el personal para alcanzar un sitio seguro después de prender las mechas. Aunque se considera estándar una velocidad de quemado de 130 segundos por metro, ningún fabricante garantiza esta velocidad en la práctica debido a las diversas condiciones a las que la mecha estará sujeta después de salir de la fábrica, incluyendo diferencias de altura, clima, almacenamiento, tipo de retacado y malos manejos. Bajo confinamiento, la velocidad de quemado puede incrementarse de 10 a 15%. Por lo anterior, es recomendable medir la velocidad de quemado de una muestra de cada rollo en el sitio de los trabajos.

Una medida de seguridad razonable para la voladura de cargas independientes consiste en emplear tramos de mecha con una longitud mínima de 1.50 m, que se quemaran aproximadamente en tres minutos.

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

Existen varios tipos de encendedores para mechas. Los cerillos no se recomiendan y nunca deben utilizarse antorchas o hisopos con gasolina o con otros derivados de petróleo, astillas de madera, rollos de papel o cigarrillos, porque son inseguros y lentos. Nunca deben emplearse métodos de encendido a mano que se oscurezcan o encubra la evidencia de que la mecha ya ha prendido. El núcleo de pólvora de la mecha se quema en el interior de su envoltura y la combustión del núcleo puede no ser visible después del chispazo inicial. Algunos tipos de mechas emiten humo a través de su forro a medida que se queman. La decoloración de la envoltura es visible, pero solo a una distancia muy pequeña atrás del punto que ha alcanzado la combustión y no es, por esto, una señal confiable del avance del encendido. La chispa que emite el extremo de la mecha en el momento de prender es de cerca de 5 cm de longitud, dura cuando menos un segundo y es seguida por desprendimiento de humo.

Entre los encendedores manuales se recomienda el empleo del de mecha de alambre caliente. Este dispositivo es similar en apariencia a una luz de bengala. Consiste en un alambre cubierto con un compuesto de ignición que se quema lentamente y a una velocidad más o menos constante, desprendiendo un calor intenso. Este encendedor se activa con un cerillo y puede emplearse para prender la mecha poniendo en contacto la zona en combustión del encendedor con el extremo de la mecha. Bajo ninguna circunstancia deben utilizarse estos encendedores como retardadores.

Cuando las cargas múltiples puede emplearse el sistema *ignitacord*. El *ignitacord* es un cordón de diámetro pequeño que se quema con una flama visible que es corta y muy caliente. El *ignitacord* tiene una velocidad de ignición bastante uniforme. Puede adquirirse en el mercado con una velocidad de quemado rápida de 10 a 16 segundos por metro, una medida de 16 a 33 segundos por metro, que se utilizan cuando se tiene un gran número de barrenos o barrenos con espaciamentos grandes (más de 0.5 m) y el otro con velocidad lenta de 52 a 66 segundos por metro que es más utilizado cuando los barrenos están cercanos.

Los conectores *ignitacord* son casquillos metálicos que sirven para conectar la mecha al cordón *ignitacord*. Contiene una carga pequeña combustible que prende con la flama del *ignitacord* y enciende a su vez a la mecha.

b) Iniciación y periodos de retardo con cuerda detonante

Iniciación con cuerda detonante

La capacidad de una cuerda detonante para iniciar otros explosivos depende en parte de la densidad del núcleo de PETN o del número de granos de PETN por metro de cuerda. Las cuerdas detonantes más usadas tienen del orden de 80 a 200 granos por metro (5.3 a 12.87 gramos por metro), aunque se puede adquirir en el mercado algunas que tienen tan poco como 12 granos por metro y otros que alcanzan más de 1,300 granos por metro (85 gramos por metro). En todos los casos es necesario asegurar que la cuerda detonante tenga la potencia suficiente para iniciar la carga explosiva o los cartuchos de refuerzo.

Las cuerdas detonantes pueden empalmarse con el nudo de rizo convencional. No es recomendable este tipo de unión en el interior de la perforación porque puede dañarse durante el retacado o puede

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

penetrarle agua en los extremos expuestos. Cuando es absolutamente necesario usar estos nudos en el interior de un barreno deberán cubrirse con cinta adhesiva impermeable.

Las conexiones entre las líneas de barreno y la línea troncal, entre dos líneas troncales, o cualquier otro tipo de conexión en ángulo recto, deberán hacerse con el nudo de lazada doble. La conexión más adecuada entre la línea de barreno relativamente rígida y la línea troncal más flexible consiste en hacer con la línea troncal un nudo de trébol sobre la línea de barreno (Figura 5.4 (a)). Si existe el peligro de que la línea de barreno pueda resbalar y soltarse del nudo puede utilizarse el de trébol reforzado (Figura 5.4 (b)), que es el mismo nudo de trébol hecho con la línea troncal, pero sobre una lazada de la línea del barreno (en lugar de hacerla sobre el cordón sencillo), pasando el extremo libre a través de la lazada. Una vez que se ha apretado esta conexión, no existe riesgo de que la línea de barreno se suelte a menos que el cordón se rompa. Todos los nudos con cordón detonante deberán quedar bien apretados y es indispensable que se conserven en ángulo recto.

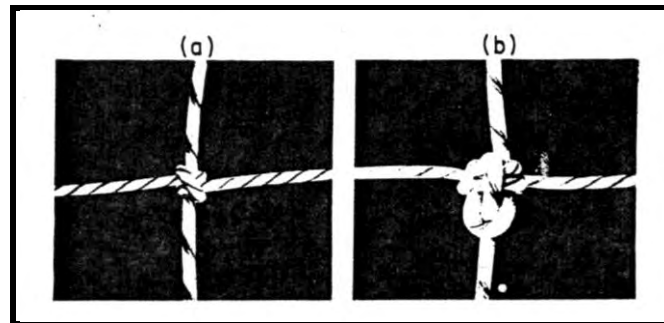


Figura 5.4 (a) Nudo trébol; (b) Nudo trébol reforzado.

Estopines eléctricos de retardo dentro de sistemas de iniciación no eléctricos

Estos dispositivos han sido frecuentemente empleados para iniciar la cuerda detonante. Esta técnica es más antigua que la de los conectores de retardo no eléctricos. Son colocados sobre la superficie del terreno, conectando al dispositivo de iniciación tanto líneas de barrenos individuales como líneas troncales de grupos de barrenos. Debe tenerse presente que la diferencia mínima de retardo entre dos estopines de periodos consecutivos puede ser hasta de 25 milisegundos y que, por esto, solo deben utilizarse en voladuras en las que el retardo no cause la falla de la iniciación debido al movimiento del terreno. En las Figuras (5.5 a 5.8) se muestran cuatro arreglos típicos de voladuras en superficie.

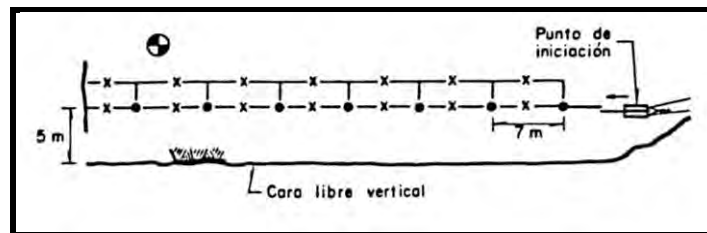


Figura 5.5 Voladura de una sola línea.

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

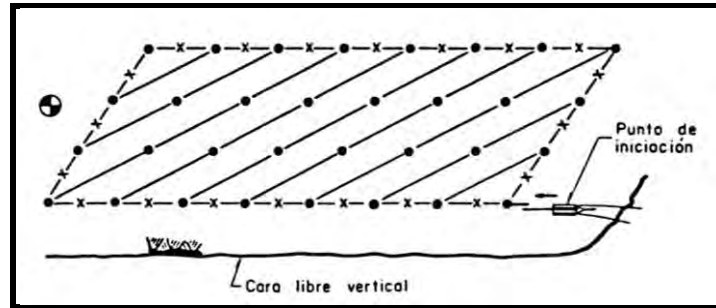


Figura 5.6 Voladura de varias líneas de barrenos disparada en secuencia e iniciada en un extremo.

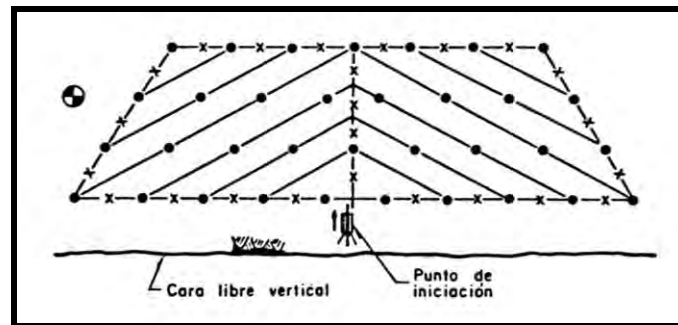


Figura 5.7 Voladura de varias líneas de barrenos disparada en secuencia e iniciada en el centro.

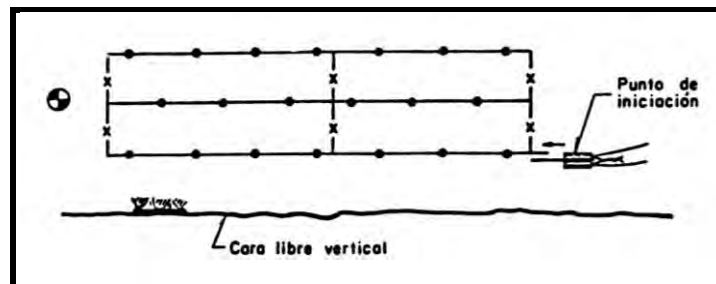


Figura 5.8 Voladura en la que cada línea explota por separado.

Estos conectores son adecuados también en la construcción de zanjas para tuberías de agua y drenaje, permitiendo mejorar la fragmentación, reducir el lanzamiento, la sobreexcavación, el daño a las superficies de la excavación y lograr un fondo más uniforme. En la (Figura 5.9) se muestran dos arreglos de voladuras para la excavación de zanjas.

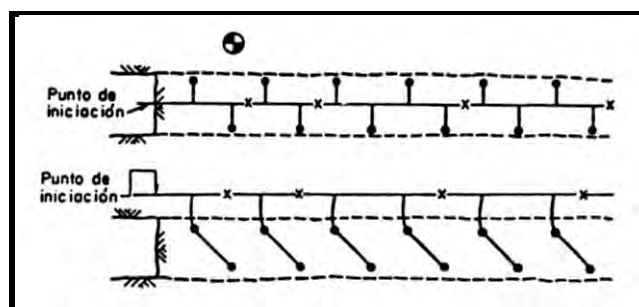


Figura 5.9 Arreglos de voladuras para la excavación de zanjas.

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

Sistemas eléctricos

a) Elementos y normas generales para integrar el sistema

Los sistemas eléctricos de detonación son circuitos que incluyen estopines eléctricos de iniciación y retardo que son activados por el paso de una corriente eléctrica de intensidad suficiente.

El éxito de una voladura empleando un sistema eléctrico de detonación depende de la realización de las cuatro actividades generales siguientes:

- ⊕ Selección y diseño adecuado del circuito de iniciación.
- ⊕ Empleo de una fuente de energía compatible con el circuito seleccionado.
- ⊕ Reconocimiento y eliminación de los riesgos de corrientes eléctricas extrañas.
- ⊕ Balanceo del circuito, conexiones adecuadas y verificación completa del circuito.

Magnitud de la corriente requerida

El encendido simultaneo de un gran número de estopines eléctricos requiere de una corriente eléctrica de fuerza suficiente a fin de que llegue a todos los estopines en unos cuantos milisegundos. El tiempo necesario para calentar un estopín eléctrico a un grado tal que prenda la carga de ignición es función de la intensidad de la corriente.

El fusible de un estopín es de aproximadamente 0.05 milímetros y requiere de 1.5 amperios para producir al iniciación. Este fusible se calienta muy rápido, pero rápidamente también se transfiere calor a los apoyos y a la mezcla de ignición. Por lo tanto, una cierta cantidad de energía eléctrica transferida en 10 milisegundos no es tan eficiente para calentar el alambre del puente, que si fuera transmitida en el menor tiempo.

La transmisión de una cantidad de corriente adecuada a todos lo estopines es verdaderamente importante. Cuando una corriente no es suficiente se producirá la iniciación con pequeñas diferencias de tiempo entre un estopín y otro. Como el sistema está formado por circuitos eléctricos en serie, el hecho de que un estopín dispare antes de la iniciación completa de todos los demás corta el paso de la corriente al circuito y fallan, como consecuencia, uno o más estopines.

Requisitos de seguridad

La maquina explosora estará bajo el control directo del encargado de la operación. Cuando no se esté empleando deberá estar guardada bajo llave y la llave en poder de encargado.

Las líneas guía o líneas de entrada a la fuente de energía no serán tendidas hasta que el circuito esté totalmente conectado y todo el personal se haya trasladado a un lugar seguro. Después de tender las líneas guía se verificara la continuidad del circuito “galvanómetro de voladuras”. También deberán revisarse visualmente para asegurar que no tengan cortes o desgaste importantes en la cubierta aislante de los alambres. El extremo de las líneas guía deberá estar desconectado antes de conectar el otro extremo al circuito de cargas. Cuando las conexiones del circuito se hayan completado se deberá verificar su resistencia mediante “galvanómetro” o un óhmetro de voladuras. La resistencia

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

medida siempre debe ser la calculada, de no ser así, el disparo no deberá ser realizado. Cuando no se obtienen las lecturas correctas se desconectan las líneas guía antes de regresar a la zona de excavación a corregir el error. Debe evitarse poner las terminales descubiertas de los alambres del circuito o de las líneas guía en contacto con el terreno o con algún objeto metálico.

Cuando las lecturas de resistencia son las correctas se saca la maquina explosora de su caja protectora y se conecta a las líneas guía.

Después de efectuar la voladura, la máquina explosora deberá guardarse bajo llave antes de regresar a la zona de la voladura. Nunca deberá dejarse la máquina explosora sin un resguardo seguro.

Líneas guía y líneas de conexión

Las líneas guía como parte esencial del circuito deben mantenerse en buenas condiciones. Se recomienda emplear alambre de cobre del número 10 a 14 bien aislado para circuitos de tamaño regular. Cuando las líneas guía se enrollan después de cada voladura no debe emplearse alambre trenzado porque el riesgo de roturas durante el enrollado es grande. Este tipo de roturas no es fácil de detectar.

La continuidad de las líneas guía debe verificarse con el galvanómetro de voladuras antes de cada voladura y debe reponerse a la menor evidencia de rotura del aislante.

Cuando las líneas guía permanecen instaladas debe verificarse antes de cada voladura que estén libres de defectos.

Las líneas de conexión se forman con alambre de cobre número 16 a 20 con cubierta aislante y sirven para conexiones entre perforaciones y para conectar series individuales a las líneas guía. Casi siempre se dañan con la explosión. Nunca se deben usar las líneas de conexión más de una vez. En la (Figura 5.10) se muestra un esquema de las líneas de guía y de conexión.

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

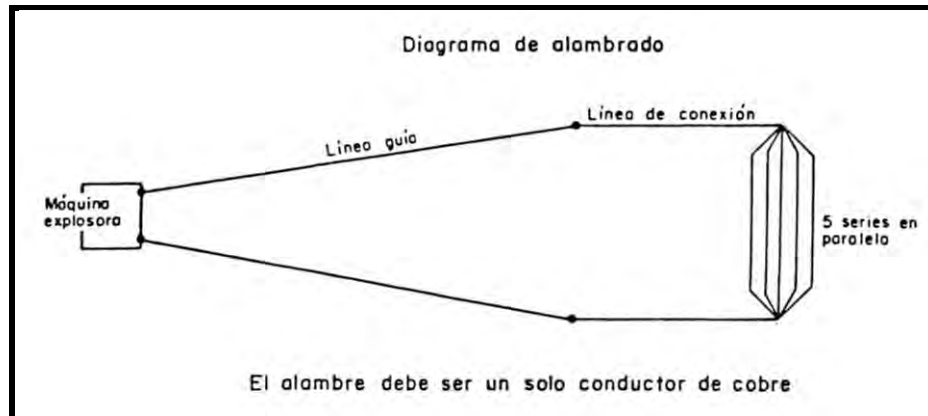


Figura 5.10 Líneas guía y líneas de conexión.

b) Verificación del circuito

Los galvanómetros y óhmetros para voladuras pueden ser empleados para verificar la continuidad y la resistencia de los circuitos.

Nunca deben usarse instrumentos que no hayan sido diseñados especialmente para circuitos eléctricos de sistemas de detonación para evitar, entre otros, el error de la aplicación prematura de una corriente que pueda producir el encendido parcial o total del sistema.

Antes de emplear alguno de estos instrumentos debe asegurarse que la aguja esta en cero cuando las terminales están desconectadas. Si no es así, deben reemplazarse las pilas y hacerse los ajustes necesarios.

El reemplazo de los pilas deberá efectuarse con pilas del tipo especificado por el fabricante del instrumento. El cambio de las pilas no deberá hacerse cerca de los estopines.

Para verificar el circuito es necesario calcular su resistencia. Las Tablas (5.3 a 5.6) proporcionan la resistencia de varios tipos de estopines y de alambre de cobre para líneas guía y de conexión.

La resistencia de un circuito de una serie es igual a la resistencia de un estopín multiplicada por el número de estopines más la resistencia de las líneas de conexión y guías.

Las series en paralelo deberán ser balanceadas en forma tal que cada serie tenga la misma lectura de resistencia en ohms. Generalmente, si las series tienen el mismo número de estopines estarán balanceadas.

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

Tabla 5.3 Resistencia nominal (a 20 °C de temperatura) en ohms de los estopines eléctricos (Du Pont)

Longitud de alambre en pies	Alambre de cobre		Alambre de hierro	
	Estopines instantáneos	Estopines de retardo	Estopines instantáneos	Estopines de retardo
4	1.26	1.16	2.10	2.00
6	1.34	1.24	2.59	2.49
7	-	-	2.84	-
8	1.42	1.32	3.09	2.99
9	-	-	3.34	-
10	1.5	1.40	3.59	3.49
12	1.58	1.48	4.09	3.99
14	1.67	1.57	4.58	4.48
16	1.75	1.65	5.08	4.98
20	1.91	1.81	6.08	5.98
24	2.07	1.97	-	-
30	2.31	2.21	-	-
40	2.15	2.06	-	-
50	2.42	2.32	-	-
60	2.69	2.59	-	-
80	2.71	2.61	-	-
100	3.11	3.01	-	-
120	3.51	3.41	-	-
150	4.11	4.01	-	-
200	5.12	5.02	-	-
250	6.12	6.02	-	-
300	7.13	7.03	-	-
400	9.13	9.03	-	-

Tabla 5.4 Resistencia (a 20 °C de temperatura) en ohms del alambre de cobre (Du Pont).

Calibre AWG Número	Ohms por 100 m
6	0.130
8	0.206
10	0.328
12	0.521
14	0.828
16	1.319
18	2.100
20	3.333
22	5.300

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

Tabla 5.5 Resistencia promedio en ohms de estopines eléctricos marca CIL (Canadian Industries Ltd).

Longitud del alambre en pies	Estopines eléctricos instantáneos y de retardo		Estopines de periodo corto	Estopines "seísmo cap" (para exploración geosísmica)
	Alambre de cobre	Alambre de hierro	Alambre de cobre	Alambre de cobre
4	1.23	2.18	0.77	2.54
6	1.32	2.71	0.85	2.58
8	1.40	3.25	0.94	2.63
10	1.51	3.99	1.02	2.68
12	1.57	4.32	1.11	2.73
14	1.68	5.01	1.19	2.77
16	1.74	5.41	1.23	2.82
20	1.91	6.51	1.44	2.92
24	2.07	7.56	1.61	3.01
30	1.56	-	-	3.15
36	1.71	-	-	3.30
40	1.80	-	-	3.39
50	2.04	-	-	3.63
60	2.28	-	-	3.87
70	-	-	-	4.11
80	-	-	-	4.34
100	3.23	-	-	4.82
150	-	-	-	6.01
250	-	-	-	7.20
Precisión	± 0.25	± 0.45	± 0.20	± 0.70

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

Tabla 5.6 Resistencia y capacidad eléctricas del alambre de cobre para su uso en voladuras

Dimensión y calibre	Ohms por 100 m	Capacidad en amperios
0000	0.0149	2250
000	0.0188	1750
00	0.0237	1500
0	0.0300	1250
1	0.0378	1000
2	0.0476	900
3	0.0600	800
4	0.0757	700
5	0.0955	540
6	0.1204	500
7	0.1518	380
8	0.1915	350
9	0.2415	280
10	0.3045	250
12	0.4840	170
14	0.7696	130
16	1.2240	60
18	1.9460	30
20	3.0940	15
23	6.206	7

En un circuito de series balanceadas en paralelo la resistencia total del circuito será igual a la resistencia de una serie dividida entre el número de series en el circuito.

Para localizar una falla en el circuito con el galvanómetro o el óhmetro de voladuras se procede como se muestra en la (Figura 5.11). Se conecta un extremo del circuito de la terminal “A”. Enseguida, se conecta otro alambre a la terminal “B”. Entonces, con el extremo del cable que parte de la terminal “B” se toca una de las conexiones descubiertas de los estopines emplazados en alguno de los puntos intermedios del circuito. Si el instrumento da una lectura, el tramo del circuito, comprendido entre el punto probado y la terminal “A” está en buenas condiciones. De este modo, con el cable conectado a “B”, deberán tocarse cada una de las conexiones hacia el extremo del circuito, hasta que el instrumento no registre ninguna lectura. En esta forma, se tendrá la certeza de que la falla estará entre los dos últimos puntos probados.

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

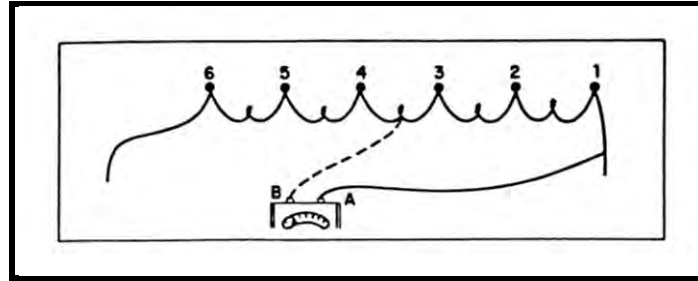


Figura 5.11 Método para detectar fallas en el circuito.

A fin de que la corriente no se pase de una serie a otra en un circuito de series paralelas, la resistencia medida entre series debe ser mayor que veinticinco veces la resistencia de una serie.

Cuando el terreno está húmedo puede proporcionar fugas de corriente en formaciones no conductoras. Las fugas de corriente pueden detectarse por medio del galvanómetro de voladuras con una terminal conectada a un estopín o a una serie de estopines y la otra conectada al terreno mediante un alambre enterrado en una perforación húmeda.

Para evitar la falla del sistema por fugas de corriente deberán tomarse las precauciones siguientes:

- ⊕ Poblar o cargar cuidadosamente la perforación para reducir el riesgo de dañar la cubierta aislante de los alambres.
- ⊕ Asegurarse de que ninguna conexión descubierta toca el terreno.
- ⊕ Evitar los empates de alambres en el interior de la perforación.
- ⊕ Emplear una máquina explosora con capacidad de activar un gran número de estopines.
- ⊕ Mantener el número de estopines del circuito bastante abajo del máximo que la máquina explosora es capaz de disipar bajo condiciones normales de campo.
- ⊕ Emplear líneas guía lo más gruesas que sea posible para suministrar más energía al circuito.

5.1.5 Fragmentación

El término fragmentación se refiere a la granulometría del producto de la voladura. No es exagerado decir que la fragmentación es el factor más importante en voladuras de producción de material de cantera.

La fragmentación óptima que debe producirse con las voladuras tiene un límite superior debido al tamaño mayor de bloques que pueden ser procesados eficientemente en la cantera. Existe un tamaño de bloques que las cargadoras o las trituradoras no pueden aceptar. La demolición de bloques muy grandes es tardado y costoso y detiene el avance de canteras o túneles.

Puede decirse que, en general, al aumentar los tamaños disminuye la eficiencia de los trabajos de rezagado y trituración. Por otra parte, es importante reducir el volumen del polvo.

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

Existen dos grupos de factores que condicionan el grado de fragmentación producido por una voladura: los que se refieren a las características estructurales del macizo rocoso (número de familias, espaciamiento y abertura de fracturas y estratos, resistencia y densidad de la roca intacta, etc.); y los relacionados con la técnica de voladuras, que cubren la distribución y profundidad de los barrenos y el tipo de explosivos utilizado.

La conjunción de ambos grupos de factores para producir la fragmentación deseada es fundamental en el diseño de voladuras.

Se ha demostrado experimentalmente que para una buena fragmentación, la velocidad de detonación del explosivo utilizado debe ser igual o mayor que la velocidad de propagación de la onda longitudinal de la formación. Es por esto que los explosivos lentos, que además producen grandes cantidades de gases, son adecuados en rocas flojas y muy fracturadas.

Dentro del grupo de factores de la técnica de voladuras los dos que tienen mayor influencia son: la carga específica y la perforación específica.

La carga de un barreno se divide en carga de fondo, carga de columna y una parte sin carga (retacado).

La zona de carga de fondo, debido a la concentración de su carga y al confinamiento que ofrece el piso de la cantera, es por lo general, de buena fragmentación.

En la zona de carga de columna la fragmentación es menor debido a que tanto la carga específica como el confinamiento son menores. Por lo tanto, puede ser económico dar a la columna una carga comprendida entre el 50 y el 70% de la carga de fondo.

La zona sin carga es siempre difícil de fragmentar. Cuando no existen restricciones en cuanto al lanzamiento del producto de la voladura, puede mejorarse la fragmentación extendiendo la carga de columna, es decir, reduciendo la zona de retacado. Otro método que aporta resultados favorables es el de barrenos intermedios en esta zona.

Un incremento de la carga específica, manteniendo constante el esquema de perforación, produce un aumento de la fragmentación. Cuando la roca está muy fracturada y se obtienen bloques grandes, un arreglo de barrenación más cerrado con perforaciones de menor diámetro es una solución para mejorar la fragmentación.

En general, con carga específica constante la fragmentación es mayor cuando aumenta la perforación específica. Por ejemplo, cuando disminuye el bordo la fragmentación aumenta.

Como resultado de pruebas de campo de gran escala en granito homogéneo se puede concluir, que con perforación y carga específica constantes, la fragmentación crece a medida que la relación espaciamiento-bordo se incrementa de su valor normal 1.25 hasta alcanzar un valor de 8. El espaciamiento de la primera fila debe ser el normal para evitar una proyección muy fuerte.

Además, para que este esquema sea útil el banco debe tener un ancho mínimo de 10 barrenos. Un diagrama típico es el de la (Figura 5.12).

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

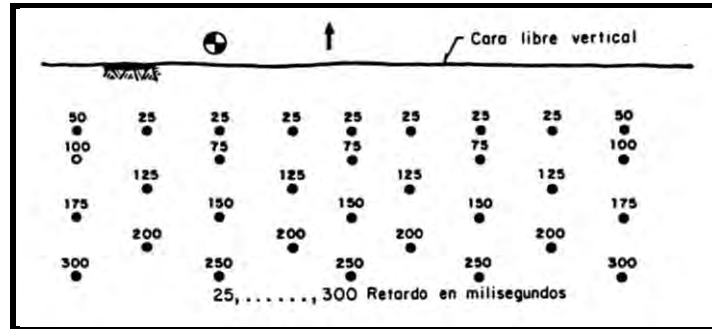


Figura 5.12 Arreglo típico para una buena fragmentación.

En macizos estratificados el frente de explotación debe determinarse teniendo en cuenta la orientación de la estratificación. Cuando la estratificación es horizontal o inclinada se deberá procurar que el frente de explotación tenga cualquiera de las posiciones comprendidas desde la paralela al rumbo de los estratos (con buzamiento hacia el macizo) hasta la posición perpendicular al rumbo mismo de la estratificación (Figura 5.13).

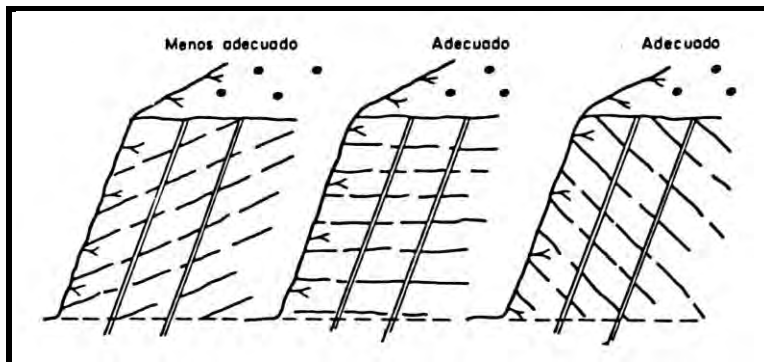


Figura 5.13 Frentes de explotación en medios estratificados.

Si la estratificación tiende a la verticalidad, la posición más adecuada del frente de explotación es paralela a los estratos. En estos casos es frecuente una rotura irregular del fondo. Esa posición no es la más apropiada en todos los casos, ya que a veces se ha obtenido una fragmentación excelente disponiendo el frente perpendicular a los estratos (Figura 5.14).

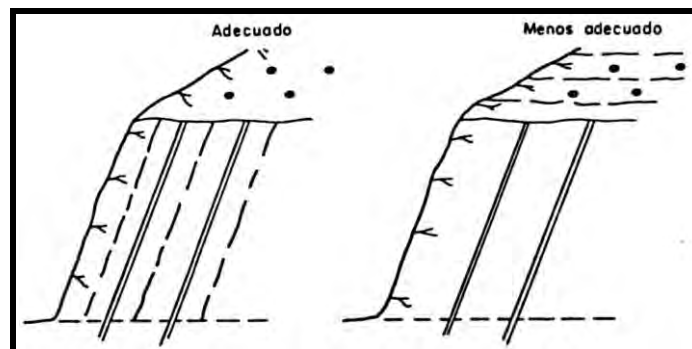


Figura 5.14 frentes de explotación en medios estratificados.

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

Cundo se requiere obtener bloques de gran tamaño para construcción de puertos, escolleras, etc., a calidad de la roca es el factor dominante. Si la roca es homogénea la obtención de los bloques grandes es más sencilla, pero la finalidad es la de lograr menor fragmentación.

En términos generales, puede conseguirse menor fragmentación mediante:

- ⊕ Carga específica baja.
- ⊕ Espaciamiento desfavorable para la rotura (relación espaciamento-bordo menor de 1).
- ⊕ Voladura instantánea.
- ⊕ Voladura de una línea a la vez.
- ⊕ Combinación de estos métodos dependiendo de las circunstancias.

Una carga específica cerca del límite necesario para el fracturamiento del bordo, produce casi siempre grandes bloques. Las voladuras con cargas específicas bajas que oscilan entre los valores de 0.20 a 0.25 kg/m^3 deben realizarse en una sola fila de barrenos a la vez.

Cuando el bordo es considerablemente mayor que el espaciamento se obtiene un efecto análogo al de las voladuras de precorte y se obtienen, en consecuencia, bloques más grandes. Un valor adecuado de la relación espaciamento-bordo es de 0.5.

Las voladuras instantáneas proporcionan también bloques más grandes debido a que la rotura del material entre barrenos es menor.

5.1.6 Efecto de vibraciones

Tipo de ondas sísmicas producidas

Las ondas sísmicas que provienen de una voladura se propagan, fuera de la zona en la que se producen deformaciones permanentes, de tal forma que después del paso de la onda las partículas de la roca regresan a la posición original.

Las principales ondas producidas son las ondas de compresión y las de corte, llamadas ondas tridimensionales.

La onda de compresión se desplaza a través de la roca alternativamente comprimiendo y tensionando a su paso las partículas de roca, moviéndose en el mismo sentido en que comprime y extiende a las partículas.

Las ondas de corte inducen la vibración transversal de las partículas, es decir, en direcciones que forman ángulos de noventa grados con la trayectoria de las ondas de compresión y se mueven a una velocidad aproximadamente igual a dos tercios de la velocidad de las ondas de compresión.

Cuando las ondas tridimensionales inciden en la superficie del terreno se produce un complicado proceso que da lugar a las ondas de superficie bidimensionales. La onda superficial más común es la onda de Rayleigh. Debido a la propagación bidimensional de las ondas de superficie su

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

amortiguamiento es menor que el de las ondas tridimensionales y son, por tanto, causa de las vibraciones más grandes a distancias de varios cientos de metros de las voladuras.

Predicción de los niveles de vibración

El desplazamiento, velocidad y aceleración de las partículas se han podido relacionar con la carga de explosivo y con la distancia a la voladura mediante la ecuación:

$$V = k[(R/W)^{1/2}]^{-n} \quad \text{Ecuación 5.3}$$

Donde

V Velocidad máxima de partículas, en centímetros por segundo

k Constante de transmisión del terreno, que puede determinarse empíricamente. Depende del tipo y calidad de la roca que rodea a la carga explosiva y de la roca del sitio de medición. (La experiencia ha mostrado que las diferencias de niveles de vibración debidas a diferencias en los explosivos comerciales son generalmente menores comparadas con las variaciones causadas por otros factores).

n Constante relacionada con las características geológicas globales entre el sitio de la explosión y el sitio de medición.

R Distancia entre la explosión y los sitios receptores, en metros

W Carga máxima en kilogramos fuerza por periodo de retardo de ocho o más milisegundos

A la cantidad $[(R/W)^{1/2}]$ se le conoce como distancia escalada.

A partir de un gran número de mediciones de campo se han podido determinar los valores de $n = 1.6$ y $k = 115$. Por tanto para estimar la velocidad máxima de partícula de la onda sísmica producida por una voladura puede usarse la ec 1.3 y la gráfica de la figura 1.24. Por ejemplo, el valor típico de la máxima velocidad de partícula producida por una voladura normalmente confinada, con una carga por periodo de retardo de 180 kg a una distancia de 300 m (que corresponde a una distancia escalada de $300/\sqrt{180} = 22.4$) es igual o mayor de 0.8 cm/s, según la gráfica de la (Figura 5.15) y la (Ecuación 5.3).

El procedimiento anterior únicamente permite una estimación útil durante la etapa de diseño de las voladuras y cuando no se dispone de información sísmica del sitio. Pero, no es aplicable en explosiones muy grandes (como las explosiones nucleares y de coyoterías) en las que no es válida la raíz cuadrada de la carga para escalar la distancia ni los valores de las constantes n y K que deberán ser determinados experimentalmente mediante una serie de voladuras de prueba.

En voladuras con cargas muy confinadas como las de la cuña en un túnel, las de trincheras y las de precorte, la máxima velocidad de partículas producida puede ser cinco veces más grande o mayor aún.

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

Las voladuras que constan de varios barrenos por periodo producen menor velocidad de partícula que las de un barreno por periodo. Lo anterior se debe a la distribución espacial de las cargas y a la dispersión en la iniciación de las cargas.

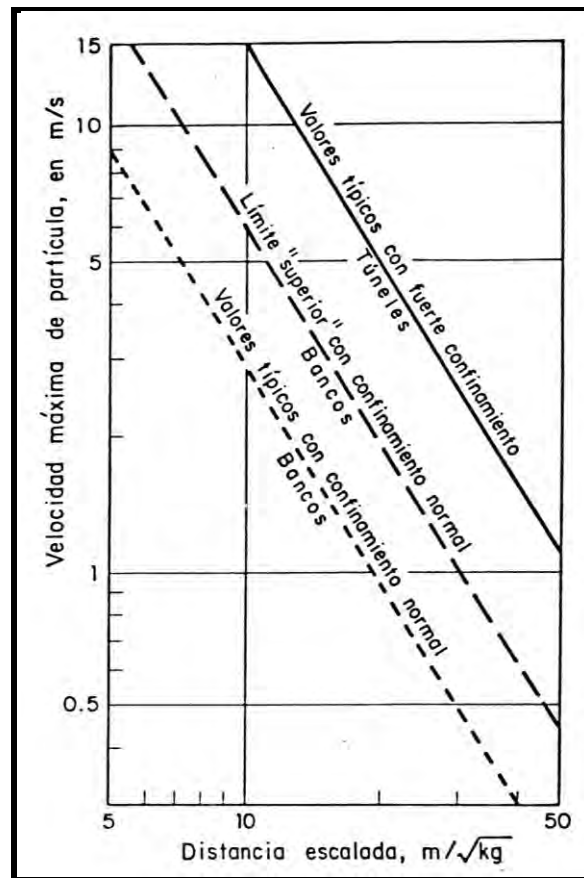


Figura 5.15 Gráfica para obtener la máxima velocidad de partícula que puede producir una voladura.

Medición de las vibraciones

Para la medición de las vibraciones se emplean, generalmente, aparatos que registran el movimiento producido por las voladuras. En el inciso 5.5 se describen los instrumentos comerciales más utilizados.

Efecto de las vibraciones en las estructuras

A fin de establecer cuáles son las cargas aceptables en función de las distancias, debe determinarse en primer término la magnitud de la vibración que los diferentes tipos de estructuras pueden soportar. Debido a que el yeso de los acabados de techos y muros es el material más débil usado en construcciones y debido a la frecuencia de su empleo, la mayor parte del criterio de daños se basa en el comportamiento de este elemento estructural.

En la (Tabla 5.7) se incluye la correlación entre la máxima velocidad de partícula generada en el terreno por la onda sísmica y la magnitud del daño observado en las estructuras.

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

Tabla 5.7 Daños en función de la velocidad de partícula.

Velocidad máxima de partícula en centímetros por segundo	Naturaleza del daño
30	Caídos de roca en túneles sin revestir
20	50 por ciento de probabilidad de daños mayores en los enyesados
14	50 por ciento de probabilidad de daños menores en los enyesados
7 a 8	Valor de frontera de daños causados por voladuras cercanas
5	Valor aceptado para estructuras residenciales según el criterio de la U.S. Bureau of Mines, EUA.

5.2 EXCAVACIÓN DE TÚNELES

5.2.1 Empleo de explosivos

Recomendaciones generales

En la excavación de túneles a diferencia de la excavación de minas, la roca excavada es, en la mayor parte de los casos, considerada como producto de desperdicio. La atención se enfoca al avance rápido, seguro y eficiente de la excavación. La mayor parte de los túneles es de sección transversal circular o de herradura.

Numerosas innovaciones en los equipos de rezagado, acarreo y ventilación han disminuido la duración de los ciclos entre voladuras. En túneles de más de $10 m^2$ de sección se emplean, en la actualidad, jumbos móviles modernos, de orugas o de neumáticos, con un gran número de brazos perforadores que pueden ser desplazados hidráulicamente en el frente de excavación. El diseño de los brazos o de los conjuntos de brazos de un jumbo o de la selección de la maquinaria está a cargo del contratista. En los últimos años se han empleado rezagadoras pesadas y de alta velocidad de varios tipos para las cuales es conveniente proyectar y mantener los accesos y vías de operación para un acarreo rápido y seguro del material de rezagado.

Es conveniente señalar que el concepto que puede causar mayor pérdida de tiempo es la ventilación. La gran mayoría de los túneles avanzan a partir de una sola entrada. De esta manera a través de la misma entrada debe penetrar el aire y salir el humo y los gases producidos por las voladuras y las diferentes máquinas. El aire se introduce hasta el frente, mediante un tubo provisto de un ventilador

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

en su extremo exterior. Para extraer los gases de las voladuras, el ventilador mencionado se hace funcionar en reversa.

Excavación por etapas

Los túneles con sección transversal menor de 10 m^2 normalmente se excavan a sección completa. En túneles más grandes se divide la sección en dos o más partes. Esta división puede hacerse de varias maneras. Actualmente el método más frecuentemente empleado es el que consiste en la excavación de una galería superior y posteriormente dos o más "banqueos" o excavaciones de banco hacia abajo (Figura 5.16).

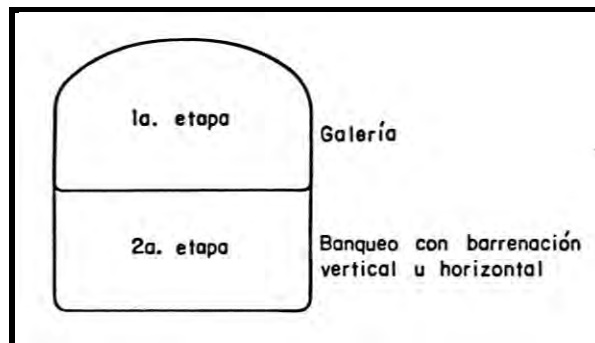


Figura 5.16 Método de excavación de galería superior y banqueo.

El número de bancos depende de la altura del túnel y muchas veces de las condiciones de estabilidad de las paredes. En ocasiones es conveniente anclar las paredes antes de excavar el banco siguiente para evitar desprendimientos de las zonas relajadas de esfuerzos.

El banqueo se hace con barrenación vertical u horizontal. Los bancos de menos de 4 m de altura son desfavorables por sus altos coeficientes de barrenación y carga.

En túneles de claro grande o en roca de mala calidad se sigue el procedimiento de atacar con un túnel piloto y una ampliación (o banqueo) lateral (Figura 5.17). El túnel piloto permite conocer las condiciones de la roca sin abrir el claro completo y colocar anclas y/o concreto lanzado antes de las ampliaciones laterales.

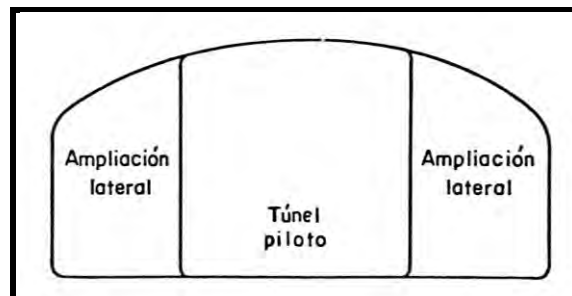


Figura 5.17 Método de excavación de túnel piloto y ampliaciones laterales.

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

El emportalamiento de los túneles debe hacerse con un túnel piloto bajo (Figura 5.18), con ampliaciones laterales y excavación posterior de la bóveda. El túnel piloto debe prolongarse hasta penetrar en roca de mejor calidad.

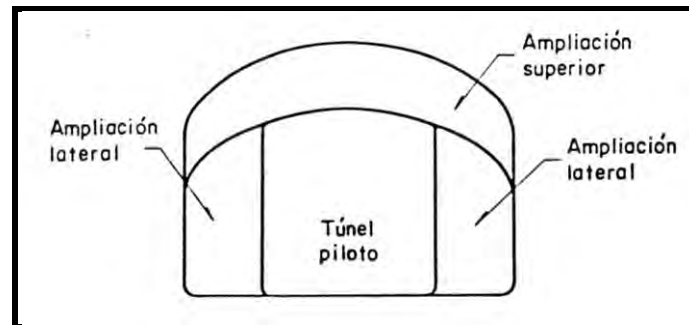


Figura 5.18 Túnel piloto y ampliación lateral y superior.

Cuñas iniciales

En los socavones y túneles el frente de avance es la única cara de liberación de la voladura. Es por este confinamiento de los barrenos cargados, que la carga específica es mayor en los túneles de pequeña sección y túneles pilotos que en los banqueos o en las excavaciones a cielo abierto. A fin de dar mayor eficiencia a la voladura se produce una abertura a todo lo largo del avance previsto, creando así un espacio vacío que permite la expansión y fragmentación de la roca removida por las sucesivas etapas de la voladura. Es obvio que este espacio inicial no es suficiente para acomodar la expansión y movimiento de toda la roca de la voladura completa. Por tanto, la mayor parte de la roca se proyecta hacia la zona previamente excavada. El espacio producido inicialmente se ha denominado "cuña".

Los principales tipos de cuña son dos: la cuña de barrenos paralelos y la cuña en "V". Cada tipo de cuña tiene una variedad de diseños para ajustarse a cada formación particular.

La cuña inicial es la parte más crítica en el diseño de voladuras en túneles.

Es muy difícil determinar un tipo de cuña inicial que resulte el adecuado para el terreno por excavar sin haber efectuado algunas voladuras previas.

a) Cuña de barrenos paralelos o cuña quemada

La cuña de barrenos paralelos consiste de uno o más barrenos vacíos y uno o más barrenos cargados, paralelos unos a otros, que son perforados en el centro del frente, y con la profundidad del tramo de avance fijado. Las perforaciones que rodean la cuña están dispuestas en tal forma que se disparan después de abierta la cuña. Es muy importante para lograr una fragmentación eficiente, que se mantenga el paralelismo de los barrenos de la cuña. Una barrenación inapropiada puede dar lugar a la propagación entre los barrenos, cercanos, destruyendo así la secuencia de detonación prevista y provocando zonas de fragmentación deficiente por exceso de confinamiento.

La cuña quemada es empleada casi exclusivamente en túneles de sección transversal menor de 10 m^2 y permite voladuras más profundas. En túneles reducidos el espacio resulta pequeño para

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

acomodar las máquinas para perforar con cualquier ángulo, lo cual limita la longitud del tramo excavado empleando cuñas en "V".

La cuña quemada queda emplazada en la zona central del frente, pero no exactamente al centro sino que se va cambiando su posición en voladuras sucesivas para evitar que la perforación de la cuña se ejecute en la parte más fracturada del frente. Además, la rotación del sitio de la cuña resulta una medida de seguridad, ya que, la zona de la cuña es el sitio donde con más alta probabilidad pueden quedar explosivos sin disparar. El diseño de la cuña quemada depende de las características de la roca, del tipo de los explosivos empleados y del diámetro de los barrenos. Toda roca tiene un determinado porcentaje de expansión que varía con el tamaño de los fragmentos producidos por la voladura. Por tanto, el diseño de la cuña quemada debe tomar en cuenta un espacio vacío para permitir esta expansión.

Un 15 por ciento del área de influencia de los barrenos que disparan en primer término es el espacio mínimo que ha resultado adecuado para una fragmentación y desalojo apropiados. Este porcentaje varía de acuerdo con la formación rocosa. Sin embargo, a medida que el espacio vacío proporcionado es mayor, mayor es también la probabilidad de que la voladura actúe eficientemente en la longitud total de las perforaciones.

En una cuña con barrenos de 41.3 mm ($1\frac{5}{8}$ pulg) de diámetro con un área de influencia de 225 cm^2 (Figura 5.19) si el espacio vacío está constituido por un barreno central (Figura 5.28 (a)) proporcionará únicamente el 5.9 por ciento para la expansión. Si con la misma área de influencia se dejan vacíos tres barrenos (Figura (5.19 (b))) e l porcentaje para expansión será, entonces, de 17.8 por ciento. La mayor longitud de los tramos de avance que se logran cuando se deja un espacio de expansión suficiente compensa con amplitud el tiempo invertido en la perforación de los barrenos adicionales.

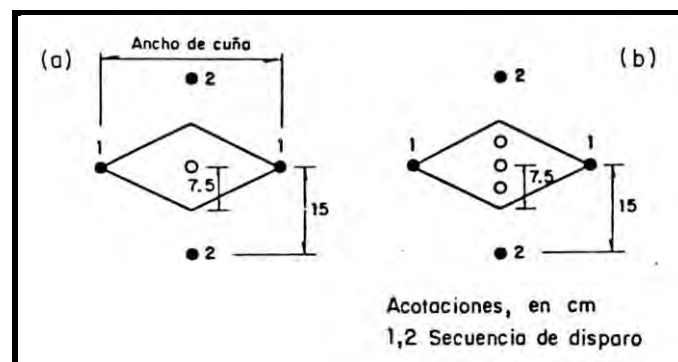


Figura 5.19 Cuña quemada cuadrada: (a) Con un barreno vacío central; (b) Con tres barrenos vacíos.

Para lograr la remoción de la cuña en toda la longitud de la perforación se recomienda cargar el tercio interior del barreno con la mitad de la carga total del barreno. Además para una adecuada expulsión del material fragmentado, la columna de explosivos debe alcanzar casi hasta la boca del barreno con menor densidad en la carga.

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

Si no se reduce la densidad de la carga en la mitad exterior del barreno se corre el riesgo de impedir la acción eficiente de la carga del interior para expulsar el material fragmentado. Cuando este error se comete el avance solo se logra hasta donde la cuña es fragmentada y desalojada.

El tipo de cuña quemada se determina a partir de la experiencia y de acuerdo al tipo de terreno. Las cuñas quemadas de 15 a 25 cm de ancho son, por lo general, las usadas en rocas sanas y rígidas y las de 25 a 35 cm en rocas blandas y laminadas.

A fin de reducir la densidad de explosivos en la zona de la cuña es frecuente emplear espaciadores de madera de 20 cm de longitud. Es también conveniente utilizar un explosivo de densidad baja y un sistema de retardos.

Para establecer cuál es el mejor tipo de cuña quemada para las condiciones de un sitio particular deben probarse varias de las distribuciones usuales.

En la (Figura 5.20) se muestran algunos de los tipos de cuñas usadas actualmente en minas subterráneas. Cuando estos tipos de cuñas quemadas se acompañan con barrenos de alivio (que son los que disparan inmediatamente después de la cuña) emplazados en sitios apropiados, actúan eficientemente en cualquier tipo de roca. Si alguno de estos arreglos no expulsara convenientemente la cuña son recomendables los barrenos de alivio inclinados o barrenos diagonales (Figura 5.21). Los barrenos diagonales se perforan con un cierto ángulo y con una ubicación tal que el extremo interior quede de 20 a 30 cm de distancia de los barrenos de la cuña.

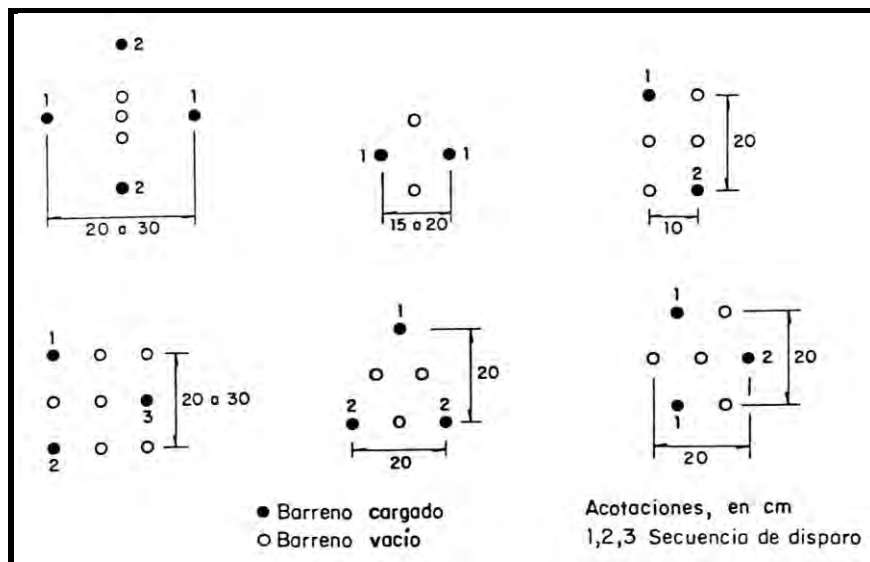


Figura 5.20 Diagramas típicos de cuñas quemadas.

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

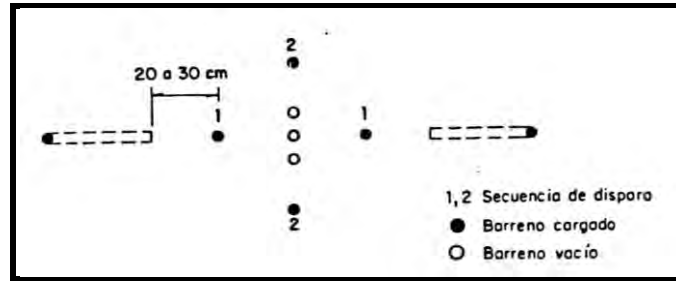


Figura 5.21 Barrenos de alivio inclinados o diagonales.

La perforación de uno o más barrenos vacíos de mayor diámetro (Figura 5.22) es cada vez más frecuente. Este procedimiento permite tramos de avance más largos y menor riesgo de expulsión deficiente de la cuña.

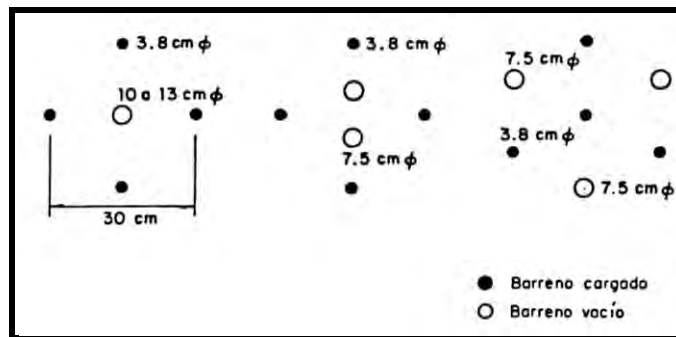


Figura 5.22 Cuñas quemadas con barrenos vacíos de mayor diámetro.

En el método de la cuña quemada se incluye la iniciación con periodos de retardo. Los primeros periodos corresponden a los barrenos de la cuña. Es importante dejar el tiempo suficiente entre el disparo de los barrenos de la cuña y los barrenos de alivio. En la (Figura 5.23) se muestra un arreglo típico para un túnel de 3 por 3 m, utilizando la serie de retardos denominada "Acudet". Cada distribución de barrenos para una voladura debe diseñarse: de manera que cada secuencia de barrenos dispare hacia el espacio previamente vaciado en las secuencias anteriores.

Los barrenos de la cuña y los de alivio se cargan dejando, en general, 30 cm para el retacado. Los barrenos restantes se retacan en un tramo de longitud igual al espaciamiento entre los mismos.

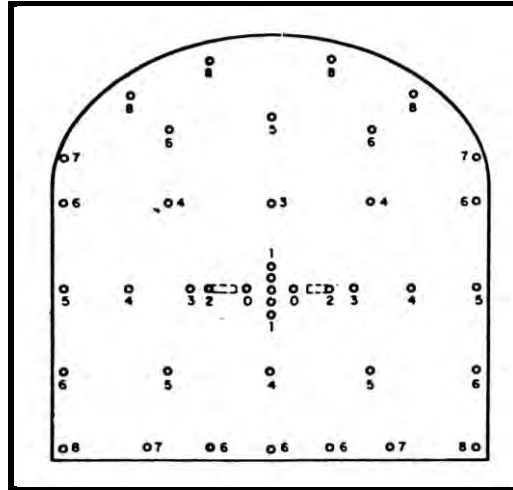


Figura 5.23 Distribución típica de retardos en un frente de 3 por 3 metros.

b) Cuña en V

Este tipo de cuña es el más utilizado en túneles mayores de $20 m^2$, aunque recientemente ha podido notarse una tendencia hacia la cuña paralela.

La cuña en V es simétrica. Esto permite una mejor organización del trabajo en el frente respecto a los tipos de cuñas no simétricas. La cuña en V, por otra parte, no exige una barrenación tan perfecta como la cuña paralela para lograr un avance razonable. El ángulo mínimo recomendable para la cuña es de 60° . Este requisito limita el avance por tronada a la mitad del ancho del túnel (Figura 5.24).

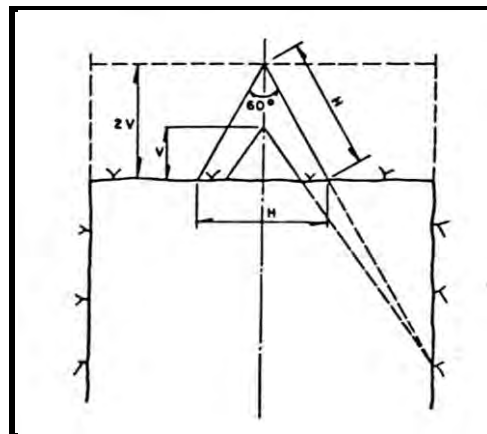


Figura 5.24 Barrenos inclinados de la cuña en V.

La cuña puede estar formada por uno o más pares de barrenos en V perforados en planos paralelos. El número de estos pares de barrenos depende de la estructura o estratificación de la roca. Cuando el avance por tronada es muy grande o en roca muy resistente cada V de barrenos se integra con uno o dos pares de barrenos de menor longitud.

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

Todos los barrenos de la cuña en V deben dispararse simultáneamente para obtener mejores resultados, particularmente en roca muy resistente.

En frentes muy grandes deben emplearse retardos mayores para lograr el desplazamiento y la fragmentación adecuados.

Cálculo de la carga

El cálculo de cargas en túneles es menos sistemático que el de las voladuras de bancos a cielo abierto. Se emplea la información teórica y experimental de las voladuras de banco a cielo abierto, aplicando factores de aumento de carga para ajustarla a la voladura en túneles. Este aumento se debe al mayor confinamiento de las voladuras en túneles, de tal manera que, a medida que el frente de ataque es menor, mayor es el confinamiento. Por tanto, a menores dimensiones del túnel corresponde una mayor carga específica.

A continuación se darán reglas para la estimación de los espaciamientos y de las cargas en las cuñas de barrenos paralelos, en las cuñas en V y en los barrenos que no pertenecen a la cuña.

a) Barrenos que no pertenecen a la cuña

En esta sección se supone que ya está abierta y expulsada la zona de la cuña y se tiene una cavidad de 1.40 por 1.40 m. Este es el espacio generalmente requerido en barrenos para el fracturamiento y expulsión de la roca hacia esa abertura. Si los barrenos son de diámetro mayor de 3 cm puede ser necesario aumentar las dimensiones de la cavidad a 2 por 2 m.

En la (Figura 5.25) se presentan gráficas que permiten calcular la distancia máxima que debe fijarse entre la cavidad y los barrenos según su diámetro.

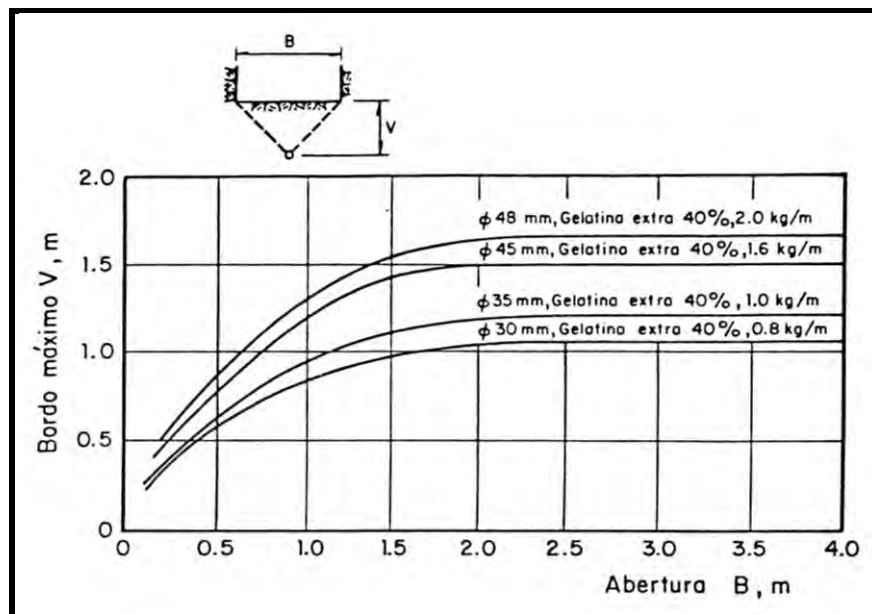


Figura 5.25 Relación entre abertura, B, concentración de carga y bordo máximo, V.

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

Todos los barrenos de la periferia, ya sean del piso, del techo y de los hastiales, deben orientarse de manera que lleguen más allá del contorno (Figura 5.26) y proporcionen espacio para la perforación de la voladura siguiente.

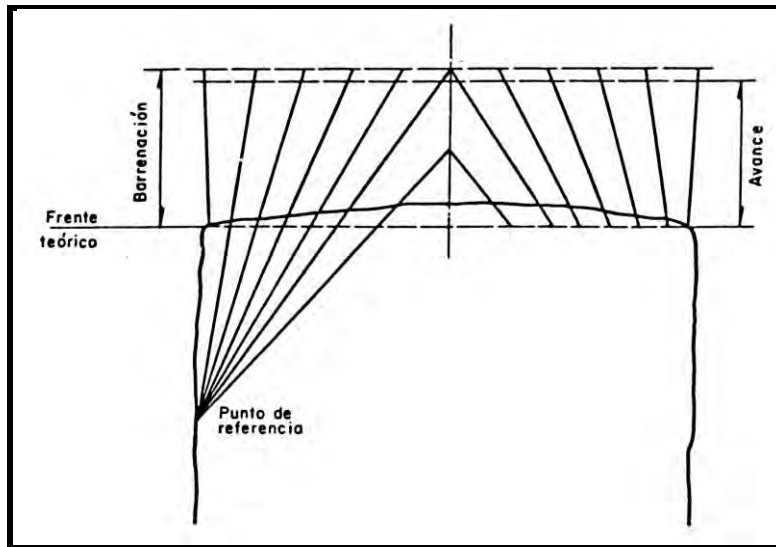


Figura 5.26 Distribución en planta de los barrenos en la cuña y los de fuera de la cuña.

Los principios de cálculo descritos en esta sección están basados en experiencia obtenida de casos particulares.

La (Figura 5.27) muestra el valor de las cargas específicas que se utilizan normalmente en túneles en función del área de la sección transversal de los mismos. Los valores indicados en las Figuras (5.27 y 5.28) son valores promedio; existen ejemplos de valores que se desvían debido a la forma del túnel, condiciones de la roca, etc.

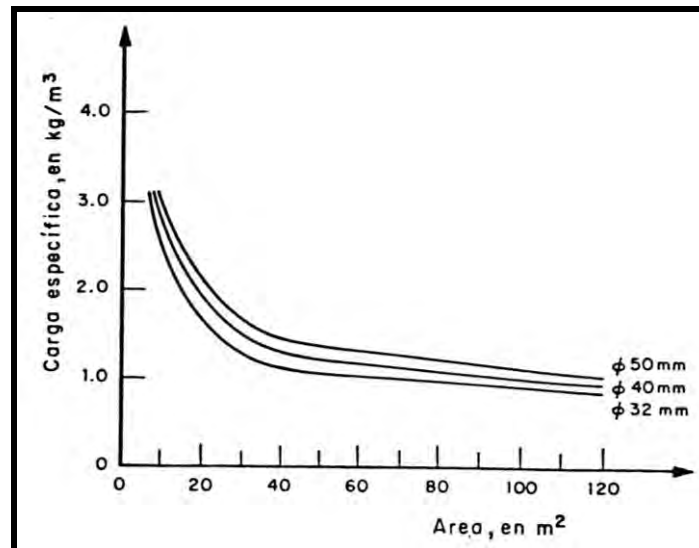


Figura 5.27 Cargas especificadas utilizadas normalmente en túneles.

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

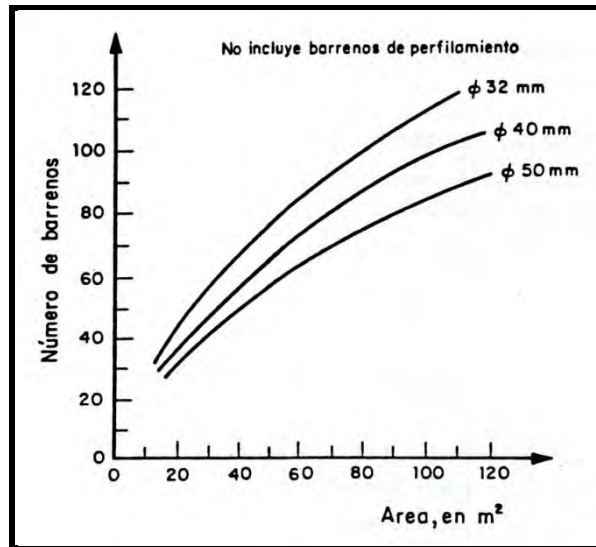


Figura 5.28 Número de barrenos en función del área del frente.

A continuación se dan recomendaciones para el diseño de las cargas y espaciamentos de los barrenos de cada una de las zonas del túnel que se señalan en la (Figura 5.29).

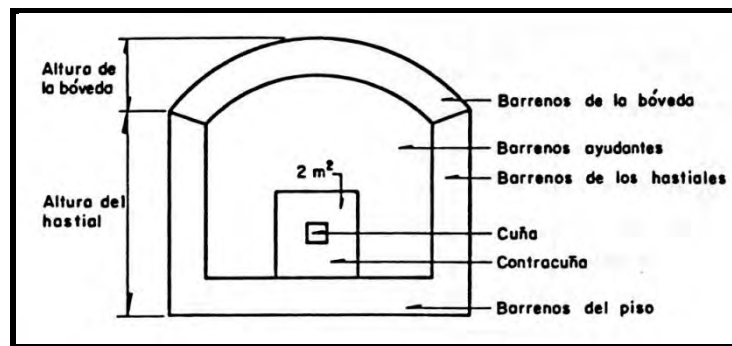


Figura 5.29 Zonas de distribución de los barrenos.

⊕ Barrenos ayudantes con proyección horizontal o hacia arriba

El bordo o distancia entre los barrenos y la cavidad central no debe ser mayor que la mitad de la profundidad del barreno menos veinte centímetros. No deberá tomarse esta condición como base para el cálculo.

El espaciamiento de los barrenos debe ser igual a 1.1 veces el bordo.

La carga de fondo ocupa el tercio inferior del barreno con la carga específica de la (Tabla 5.8).

La concentración de la carga de la columna en kg/m puede tomarse igual a la mitad de la concentración de la carga de fondo. La zona de retaque debe ser igual a la mitad del bordo.

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

Tabla 5.8 Carga especificada de fondo.

Diámetro de los barrenos, en mm	Carga específica, en kg/m^3
30	1.1
40	1.3
50	1.5

En la (Tabla 5.9) se muestran los espaciamientos calculados de acuerdo con las cargas específicas de fondo necesarias, considerando explosivos de peso volumétrico de $1.3 kg/cm^3$ y el diámetro de barrenos de la (Tabla 5.8).

Tabla 5.9 Espaciamientos y bordos en función de los diámetros de los barrenos.

Diámetro de barreno, en mm	Área por barreno, en m^2	Bordo, en m	Espaciamiento, en m
32	0.91	0.90	1.00
35	1.00	0.95	1.05
38	1.15	1.00	1.15
45	1.44	1.15	1.25
48	1.57	1.20	1.30*
51	1.71	1.25	1.35*

* Estos espaciamientos son sólo para túneles de gran diámetro; en el caso de áreas menores su magnitud es menor como se muestra en las gráficas de la (Figura 5.25).

Las concentraciones y cargas de fondo y de columna de la (Tabla 5.10) han sido calculadas a partir de las recomendaciones anteriores, en función del diámetro de los barrenos. Estos datos han sido obtenidos de la práctica e incluyen los errores normales de perforación.

Tabla 5.10 Cargas, espaciamientos y bordos en barrenos ayudantes con proyección horizontal o hacia arriba.

Diámetro barreno, mm	Profundidad barreno, m	Bordo m	Espaciamiento m	Carga de fondo		Carga de columna		Zona de retaque m
				kg	kg/m	kg	kg/m	
33	1.6	0.60	0.70	0.60	1.10	0.30	0.40	0.30
32	2.4	0.90	1.00	0.80	1.00	0.55	0.50	0.45
31	3.2	0.90	0.95	1.00	0.95	0.85	0.50	0.45
38	2.4	1.00	1.10	1.15	1.44	0.80	0.70	0.50
37	3.2	1.00	1.10	1.50	1.36	1.15	0.70	0.50
45	3.2	1.15	1.25	2.25	2.03	1.50	1.00	0.55
48	3.2	1.20	1.30	2.50	2.30	1.70	1.15	0.60
48	4.0	1.20	1.30	3.00	2.30	2.45	1.15	0.60
51	3.2	1.25	1.35	2.50	2.60	1.95	1.30	0.60
51	4.0	1.25	1.35	3.40	2.60	2.70	1.30	0.60

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

⊕ Barrenos de piso

El bordo y el espaciamiento de estos barrenos debe calcularse del mismo modo que los barrenos ayudantes. Sin embargo, debe considerarse en el bordo una corrección debido al emboquille de preparación para la voladura siguiente.

Por ejemplo, con un bordo de 1.00 m y un margen para emboquille de 0.20 m, la segunda fila de barrenos del piso debe estar 0.80 m arriba de la entrada de los barrenos de la primera fila. La zona de retaque debe ser de 0.20 y veces el bordo, es decir, mucho menor que en los barrenos ayudantes y la concentración de la carga de columna se fija hasta de un 70 por ciento de la concentración de la carga de fondo.

En la (Tabla 5.11) se presentan las concentraciones de carga de fondo y de columna, el espaciamiento, el bordo y la zona de retaque para distintos diámetros de barrenos.

⊕ Barrenos ayudantes con proyección hacia abajo

Debido a la ayuda de la gravedad, estos barrenos requieren una menor carga específica que los anteriores. La carga específica de fondo puede ser la de la (Tabla 5.12).

Tabla 5.11 Cargas, espaciamientos y bordos en barrenos de piso.

Diámetro barreno, mm	Profundidad barreno, m	Bordo m	Espaciamiento m	Carga de fondo		Carga de columna		Zona de retaque m
				kg	kg/m	kg	kg/m	
33	1.6	0.60	0.70	0.60	1.10	0.70	0.75	0.10
32	2.4	0.90	1.00	0.80	1.00	1.00	0.60	0.20
31	3.2	0.90	0.95	1.00	0.95	1.30	0.65	0.20
38	2.4	1.00	1.10	1.15	1.44	1.40	1.00	0.20
37	3.2	1.00	1.10	1.50	1.36	1.80	0.95	0.20
45	3.2	1.15	1.25	2.25	2.03	2.60	1.40	0.25
48	3.2	1.20	1.30	2.50	2.30	3.00	1.60	0.25
48	4.0	1.20	1.30	3.00	2.30	4.25	1.60	0.25
51	3.2	1.25	1.35	2.50	2.60	3.20	1.80	0.25
51	4.0	1.25	1.35	3.40	2.60	4.75	1.80	0.25

Tabla 5.12 Carga específica de fondo.

Diámetro de los barrenos, en mm	Carga específica, en kg/m ³
30	1.0
40	1.2
50	1.4

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

El espaciamiento de estos barrenos puede ser de 1.2 veces el bordo. Las demás características son las señaladas para los otros barrenos ayudantes.

En túneles de sección transversal pequeña las cargas deberán aumentarse, el bordo y el espaciamiento disminuirse de acuerdo con las funciones de las graficas que se presentan en las Figuras (5.25, 5.27 y 5.28).

En la (Tabla 5.13) se presentan las cargas, bordos y espaciamientos de estos barrenos. Los espaciamientos indicados son aplicables siempre que la concentración de carga en el fondo alcance, asimismo, el valor señalado. Si la concentración de carga resulta menor, el espaciamiento deberá reducirse para obtener la carga específica requerida.

Los valores de espaciamientos y bordos indicados en la (Tabla 5.13) pueden aumentarse, particularmente cuando la roca es fácil de excavar y cuando los túneles tienen un área de más de 70 m^2 . También es frecuente en estos casos utilizar los espaciamientos señalados pero con menores concentraciones de carga.

Tabla 5.13 Cargas, espaciamientos y bordos en barrenos ayudantes con proyección hacia abajo.

Diámetro barreno, mm	Profundidad barreno, m	Bordo m	Espaciamiento m	Carga de fondo		Carga de columna		Zona de retaque m
				kg	kg/m	kg	kg/m	
33	1.6	0.60	0.65	0.60	1.10	0.30	0.40	0.30
32	2.4	0.90	0.95	0.80	1.00	0.55	0.50	0.45
31	3.2	0.90	0.95	1.00	0.95	0.85	0.50	0.45
38	2.4	1.00	1.10	1.15	1.44	0.80	0.70	0.50
37	3.2	1.00	1.10	1.50	1.36	1.15	0.70	0.50
45	3.2	1.15	1.20	2.25	2.03	1.50	1.25	0.55
48	3.2	1.20	1.30	2.50	2.30	1.70	1.15	0.60
48	4.0	1.20	1.30	3.00	2.30	2.45	1.15	0.60
51	3.2	1.25	1.40	2.50	2.60	1.95	1.30	0.60
51	4.0	1.25	1.40	3.40	2.60	2.70	1.30	0.60

⊕ Barrenos de los hastiales

Las voladuras de los hastiales y de la bóveda corresponden por lo común al tipo de voladuras denominado recorte o poscorte perimetral.

El bordo, considerando el emboquille de preparación para la voladura siguiente, se toma igual a 0.90 veces el bordo de los barrenos ayudantes.

El espaciamiento que mejores resultados ha aportado en la práctica es 1.2 veces el bordo; la longitud de la carga de fondo un sexto de la profundidad del barreno; la zona de retaque la mitad del bordo; y la concentración de la carga de columna de 0.40 veces la carga de fondo. La (Tabla 5.14) está elaborada con las especificaciones anteriores.

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

Tabla 5.14 Cargas, espaciamientos y bordos en barrenos de hastiales.

Diámetro barreno, mm	Profundidad barreno, m	Bordo m	Espaciamento m	Carga de fondo		Carga de columna		Zona de retaque m
				kg	kg/m	kg	kg/m	
33	1.6	0.55	0.70	0.30	1.10	0.45	0.45	0.30
32	2.4	0.80	1.10	0.40	1.00	0.65	0.40	0.40
31	3.2	0.80	1.10	0.50	0.95	0.90	0.40	0.40
38	2.4	0.90	1.20	0.60	1.44	0.85	0.60	0.45
37	3.2	0.90	1.20	0.75	1.36	1.20	0.55	0.45
45	3.2	1.00	1.40	1.10	2.03	1.80	0.80	0.50
48	3.2	1.10	1.45	1.20	2.30	2.00	0.90	0.55
48	4.0	1.10	1.45	1.50	2.30	2.50	0.90	0.55
51	3.2	1.15	1.50	1.40	2.60	2.10	1.00	0.60
51	4.0	1.15	1.50	1.70	2.60	2.70	1.00	0.60

⊕ Barrenos de la bóveda

En estos barrenos la carga de columna se reduce a 0.30 veces la concentración de la carga de fondo. Las demás características son iguales a las de los barrenos de los hastiales.

b) Resumen de las características de los barrenos que no pertenecen a la cuña

Nomenclatura:

V Bordo o separación de la cavidad previamente abierta, en m

V_1 Bordo práctico, en m

H Profundidad del barreno, en m

q Carga específica, en kg/m^3

d Diámetro del barreno, en mm

Q_{bk} Concentración de la carga de fondo, en kg/m

Q_{pk} Concentración de la carga de columna, en kg/m

h_b Altura de la carga de fondo, en m

h_o Longitud del retaque, en m

E Distancia entre barrenos, en m

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

Tabla 5.15 Cargas, espaciamentos y bordos en barrenos de la bóveda.

Diámetro barreno, mm	Profundidad barreno, m	Bordo m	Espaciamento m	Carga de fondo		Carga de columna		Zona de retaque m
				kg	kg/m	kg	kg/m	
33	1.6	0.55	0.65	0.30	1.10	0.35	0.35	0.30
32	2.4	0.80	0.95	0.40	1.00	0.50	0.30	0.40
31	3.2	0.80	0.95	0.50	0.95	0.70	0.40	0.40
38	2.4	0.90	1.10	0.60	1.44	0.70	0.45	0.45
37	3.2	0.90	1.10	0.75	1.36	0.90	0.40	0.45
45	3.2	1.00	1.20	1.10	2.03	1.30	0.60	0.50
48	3.2	1.10	1.30	1.20	2.30	1.45	0.80	0.55
48	4.0	1.10	1.30	1.50	2.30	1.95	0.90	0.55
51	3.2	1.15	1.40	1.40	2.60	1.70	0.80	0.60
51	4.0	1.15	1.40	1.70	2.60	2.25	0.80	0.60

⊕ Barrenos ayudantes con protección horizontal o hacia arriba

d (mm)	q (kg/m ³)
30	1.1
40	1.3
50	1.5
h_b	$H/3$

$$V_1 \leq \frac{H-0.40m}{2} \text{ (Esta es una condición y no es una base de cálculo)}$$

Ecuación 5.4

$$E = 1.1 V$$

Ecuación 5.5

$$Q_{pk} = 0.50 Q_{bk}$$

Ecuación 5.6

$$h_o = 0.50 V$$

Ecuación 5.7

⊕ Barrenos de piso

Las mismas características de los anteriores, excepto

$$Q_{pk} = 0.70 Q_{bk}$$

Ecuación 5.8

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

$$h_o = 0.20 V \quad \text{Ecuación 5.9}$$

- ⊕ Barrenos ayudantes con proyección hacia abajo

Las mismas características de los ayudantes con proyección horizontal o hacia arriba, excepto

$$E = 1.2 V \quad \text{Ecuación 5.10}$$

- ⊕ Barrenos de los hastiales

Las mismas características de los anteriores, excepto

$$V = 0.90 x (\text{bordo de los barrenos anteriores}) \quad \text{Ecuación 5.11}$$

$$Q_{pk} = 0.40 Q_{bk} \quad \text{Ecuación 5.12}$$

$$h_b = H/6 \quad \text{Ecuación 5.13}$$

- ⊕ Barrenos de la bóveda

Las mismas características de los anteriores, excepto

$$Q_{pk} = 0.30 Q_{bk} \quad \text{Ecuación 5.14}$$

c) Cuñas de barrenos paralelos

Debe calcularse la separación entre el barreno vacío central y los barrenos cargados de la cuña de manera que el área del barreno vacío sea cuando menos un 15 por ciento del área de influencia de los barrenos de la cuña que disparan en primer término. La separación así calculada no debe rebasar la que se muestra en la (Tabla 5.16).

Tabla 5.16 Separación entre los barrenos vacíos y cargados de la cuña de barrenos paralelos.

Diámetro del barreno central, mm	Diámetro de los barrenos cargados, mm	Bordo o separación entre barrenos, mm	Distancia entre centros, mm
57	32	40	85
76	32	53	107
76	45	53	113
2 X 57*	32	80	125
2 X 57*	45	80	131
2 X 76*	32	106	160
2 X 76*	45	106	167
100	45	70	143
100	51	70	146
125	51	88	176

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

* Dos barrenos centrales

Las cargas que se presentan en la (Tabla 5.17) son, en general, adecuadas para los barrenos más próximos al barreno central.

Tabla 5.17 Cargas asignadas a los barrenos más próximos al central.

Diámetro de los barrenos, mm	Carga asignada (kg/m)	Diámetro del barreno central, mm
32	0.25	de 57 a 2 X 76
35	0.30	de 76 a 2 X 76
38	0.36	de 76 a 2 X 76
45	0.45	de 2 X 76 a 125
48	0.55	de 2 X 76 a 125
51	0.55	de 2 X 76 a 125

Los barrenos denominados de contracuña, situados fuera de este, son adaptados al área de la sección transversal del túnel.

La carga de los barrenos de la contracuña es muy elevada debido a su gran confinamiento. La (Figura 5.30) muestra la disposición de la contracuña para una cuña de dos barrenos centrales.

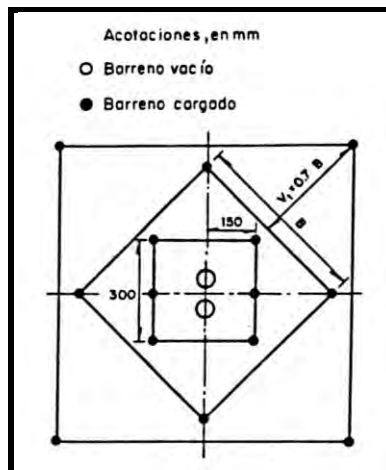


Figura 5.30 Cuña de dos barrenos centrales y contracuña.

En la (Tabla 5.18) se presentan valores de cargas que han dado buenos resultados en barrenos de contracuña.

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

Tabla 5.18 Valores empíricos de carga en barrenos de contracuña.

Bordo o separación entre barrenos m	Carga de fondo kg	Carga de columna en kg/m para diámetros de los barrenos cargados de:			
		32 mm	38 mm	45 mm	48 mm
0.20	0.25	0.30	0.45	0.60	0.75
0.30	0.40	0.30	0.45	0.60	0.75
0.40	0.50	0.35	0.50	0.70	0.80
0.50	0.65	0.50	0.70	1.00	1.15
0.60	0.80	0.50	0.70	1.00	1.15
0.70	0.90	0.50	0.70	1.00	1.15

d) Cuña en V

En esta sección se proporcionan reglas generales para el cálculo de cargas considerando una cuña de vértice interior de 60° . Si este ángulo es menor la carga debe incrementarse.

La dimensión V de la cuña (Figura 5.31) es función de la cantidad de explosivos que pueden cargarse en los barrenos con arreglo a su diámetro. En la (Tabla 5.19) se proporcionan valores que pueden servir de orientación en la determinación de la dimensión y carga de la cuña en V.

En cuñas en V la longitud de la carga de fondo debe ser de cuando menos un tercio de la profundidad del barreno. La carga de columna debe ser igual a la mitad de la carga de fondo. La zona de retaque debe ser un tercio de la dimensión V de la cuña, pero debe ser adaptada al espaciamiento de los barrenos de manera que no haya exceso de carga en la parte de la columna.

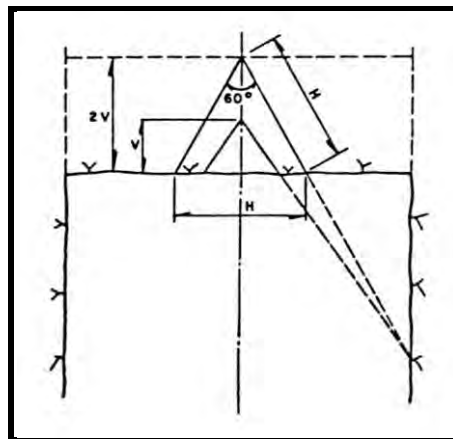


Figura 5.31 Cuña en V.

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

Tabla 5.19 Dimensiones y cargas de la cuña en V.

Diámetro de los barrenos mm	Altura de la cuña m	Bordo V m	Concentración de la carga de fondo kg/m	Número de filas horizontales
30	1.5	1.0	0.9	3
48	1.6	1.2	1.4	3
45	1.8	1.5	2.0	3
51	2.8	2.0	2.6	3

La concentración de la carga de columna es igual al 40% de la concentración de la carga de fondo.

El bordo o separación de barrenos no debe ser superior a $(\text{Profundidad del barreno} - 0.40\text{m})/2$, lo que implica que en voladuras de poca profundidad la separación de barrenos es menor.

Los barrenos de la contracuña se perforan inclinados ((Figura 5.26) para facilitar la remoción total hasta la profundidad de barrenación.

Los barrenos de la cuña y de la contracuña deben iniciarse con estopines de milisegundos a fin de mejorar la interacción entre los barrenos.

Poscorte perimetral

El poscorte perimetral también llamado recorte convencional tiene por objeto proteger la superficie de roca alrededor de la voladura.

Este método consiste en la aplicación de concentraciones de carga reducidas y una mayor densidad de perforación para producir un agrietamiento menor en la superficie perimetral del túnel. Al disparar instantáneamente o con un retardo mínimo entre barrenos se obtiene una acción cortante perimetral que desprende el bordo final con un daño reducido de las paredes (Figura 5.32).

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

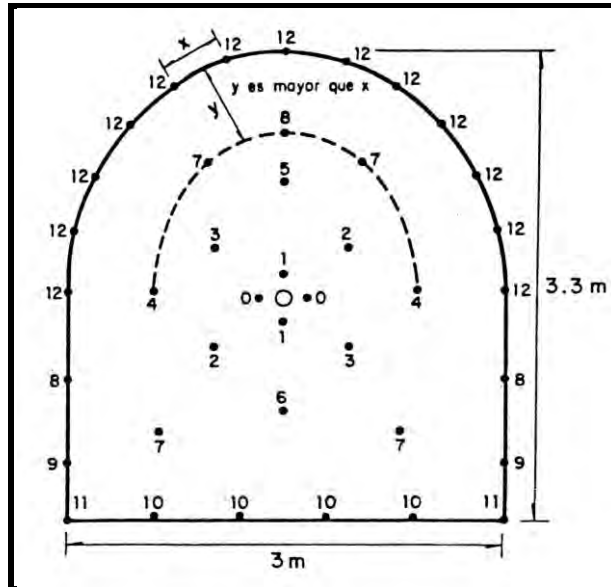


Figura 5.32 Distribución típica de retardos en un túnel.

Estos barrenos se disparan después de los barrenos de piso para asegurar que la roca fragmentada ya ha sido desplazada, ofreciéndoles un espacio de alivio suficiente. Este alivio permite una voladura del bordo final con un sacudimiento mínimo.

En la (Tabla 5.20) se proporcionan valores prácticos recomendados de espaciamientos, bordos y concentraciones de carga promedio para dos diámetros de barreno, utilizando explosivos de 1.2 a 1.3 g/cm³ de peso volumétrico.

Tabla 5.20 Poscorte perimetral.

Diámetro del barreno mm	Espaciamiento m	Bordo m	Concentración total de carga en barreno kg/m
38-45	0.60	0.90	0.18 – 0.38
51	0.75	1.05	0.18 – 0.38

Los Cartuchos largos de diámetro pequeño de explosivos de baja densidad, permiten una distribución adecuada de la carga a lo largo del barreno. Los cartuchos de 20 cm de longitud se han empleado con éxito en voladuras de poscorte perimetral utilizando espaciadores entre cartuchos para reducir la carga total en kg/m; sin embargo, este procedimiento da como resultado concentraciones de carga relativamente altas en distintos puntos.

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

Precorte

En el precorte los barrenos de contorno se disparan antes de efectuar la voladura propiamente dicha. El precorte produce una grieta entre los barrenos de contorno. Esta grieta evita que las ondas de choque de la voladura principal se transmitan en toda su intensidad hacia la pared terminada y minimiza la profundidad de la fragmentación en la roca. Como los barrenos están muy próximos entre sí, las grietas se forman siguiendo las líneas de barrenos, y los mismos barrenos constituyen el inicio del agrietamiento. Esto significa que la inclusión de barrenos vacíos entre los cargados, puede mejorar los resultados.

En la (Tabla 5.21) se indican algunas cargas y espaciamientos en función del diámetro de los barrenos.

Si no existen limitaciones en las vibraciones del terreno se utilizando el encendido instantáneo; por lo contrario, si es necesario limitar la magnitud de las vibraciones del terreno se utilizan microretardos. La formación de grietas resulta menos eficiente que con la iniciación instantánea, a menos que se reduzca el espacio entre barrenos. Si el tiempo de retardo es muy grande no se logra el precorte.

Tabla 5.21 Precorte.

Diámetro del barreno mm	Espaciamiento m	Concentración de carga kg/m
25 – 32	0.20 – 0.30	0.08
25 – 32	0.35 – 0.60	0.18
40	0.35 – 0.50	0.18
51	0.40 – 0.50	0.36
64	0.60 – 0.80	0.38

5.2.2 Procedimientos mecánicos

Máquinas fresadoras

Existen varios tipos de máquinas fresadoras que se emplean para un avance de la excavación de túneles y galerías a sección completa. Dos de los tipos tradicionalmente usados son: el de máquinas con cinceles rodantes montados en la cabeza y el de máquinas con cabezales porta cuchillas.

Las fresadoras del primer tipo mencionado son operadas como una barrena que gira sobre la roca ejerciendo a través de los cinceles rodantes una fuerza importante (Figura 5.33). Según el tipo de roca se puede elegir entre tres clases de cinceles: de botones, dentados o de platillo.

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

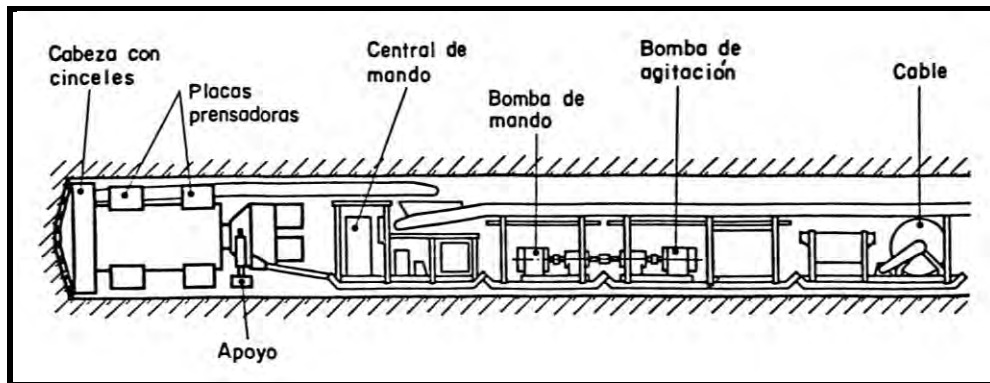


Figura 5.33 Esquema del sistema de excavación con fresadora.

Las máquinas con cabezales portacuchillas cortan la roca mediante cinceles fresadores montados alrededor de discos rotatorios. En tanto que en el sistema con cinceles rodantes la fuerza principal actúa en el sentido del avance, en el sistema de cabezales portacuchillas las cargas principales son en el sentido de la rotación.

Los dos métodos pueden emplearse en roca de blanda a muy dura, competente o temporalmente competente siendo el de portacuchillas el más apropiado para las rocas menos resistentes.

Los diámetros muy grandes no se perforan a sección completa sino con un túnel piloto central de cerca de 1/3 del diámetro final. Posteriormente se continua con una o más máquinas ensanchadoras (Figura 5.34).

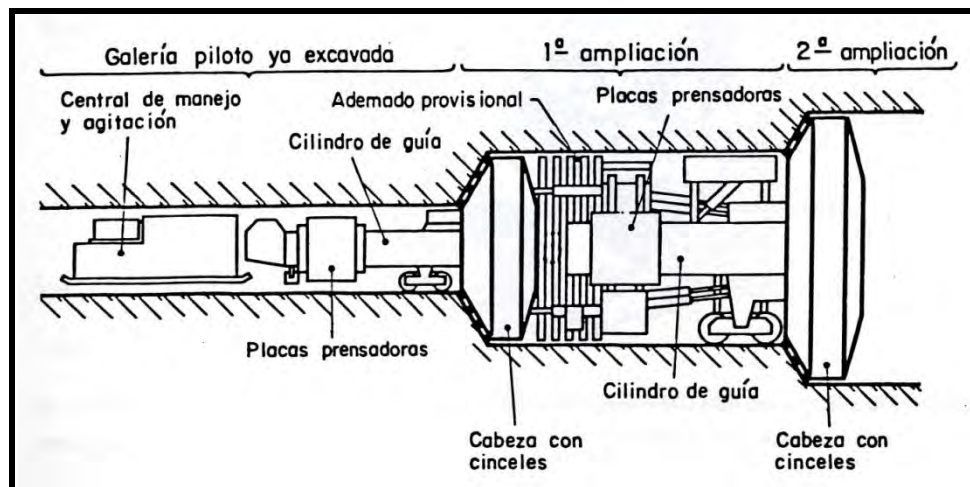


Figura 5.34 Excavación con túnel piloto y dos máquinas ensanchadoras.

El procedimiento con perforación previa de un túnel piloto tiene la ventaja del conocimiento anticipado de las condiciones de la roca que va a ser excavada y la aspiración hacia adelante del polvo producido por las ensanchadoras.

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

Escudos

Este procedimiento de excavación, conocido desde hace mucho tiempo, ha sido desarrollado y modernizado de manera que su empleo es ventajoso en rocas blandas, como margas y areniscas, así como material de cualquier tipo.

El croquis de la (Figura 5.35), de un túnel para autopista, explica el principio simple de la excavación por escudo. Una pieza anular afilada de acero, formando el escudo acoplado a un tubo de acero cilíndrico, se aplica frontalmente contra el terreno por medio de gatos. Los gatos se apoyan sobre el último anillo formado por los segmentos de concreto armado ya montados. Después de una carrera completa del émbolo, se retira el material aflojado, se retraen los gatos y se coloca un nuevo anillo de segmentos de concreto armado sobre el cual pueden ser apoyados de nuevo los gatos, continuando así sucesivamente. El espacio comprendido entre los segmentos de concreto armado y la superficie de la roca excavada se rellena por medio de inyecciones. Como la roca no permanece nunca sin sustentación, este procedimiento es adecuado hasta para suelos sin cohesión.

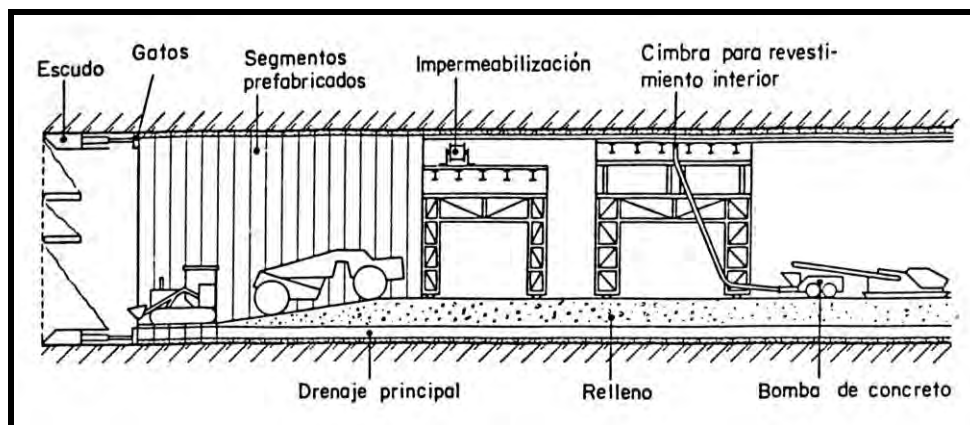


Figura 5.35 Esquema de excavación de un túnel con escudo.

5.3 EXCAVACIÓN DE LUMBRERAS

5.3.1 Empleo de explosivos

El termino lumbrera se emplea para designar las excavaciones verticales o con pendientes de más de 45°.

El método de excavación de una lumbrera a cielo abierto es desde el punto de vista del empleo de explosivos similar al de la excavación en túneles a sección completa con la diferencia de que en lumbreras es necesario utilizar equipos especiales para bajar y subir el equipo de ataque y sacar el material de rezaga. Además, en la excavación de lumbreras existe mayor limitación de espacio y los peligros derivados de los caídos son mayores. Este método se emplea con frecuencia en lumbreras de menos de 60 m de profundidad.

En obras grandes el rezago se efectúa mediante elevadores, montacargas u otros dispositivos.

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

Otro método empleado con frecuencia es el del elevador Alimak con el cual se excava de abajo hacia arriba en secciones no mayores de 2 por 2 m. Las secciones mayores se ensanchan de arriba hacia abajo. El elevador, que es operado eléctricamente o con aire comprimido, consta de una jaula y una plataforma de trabajo que se deslizan a lo largo de unas barras guía fijas a la superficie de la lumbrera por medio de anclas. El trabajo de saneo del frente de avance, la perforación y la carga con explosivos, se llevan a cabo desde una posición protegida de la jaula. Posteriormente el elevador con el personal y el equipo se retiran hacia la galería horizontal inferior donde quedan protegidos durante la voladura. Después de la voladura se ventila y humedece minuciosamente el tramo excavado antes de que los mineros suban de nuevo a prolongar el sistema de barras guía e inicien el tramo siguiente de perforación y de carga con explosivos.

Un método similar al del elevador Alimak es el de la jaula Jora en el cual la jaula de trabajo va suspendida de un cable que pasa a través de un barreno de gran diámetro perforado antes de comenzar la excavación de la lumbrera. Esta perforación puede ser utilizada como parte de la cuña en las voladuras. Los trabajos de perforación y de carga de explosivos se realizan desde el techo de la jaula. El saneo puede ejecutarse en forma segura desde la jaula a través del techo. Antes de cada voladura se desciende el elevador y protege en la galería inferior horizontal y se extrae el cable por el barreno central. Este barreno resulta también una ventaja para la ventilación.

Un sistema nuevo de excavación de lumbreras empleando explosivos cuya aplicación se hace cada vez más frecuente es el de los barrenos a través de toda la longitud de la lumbrera, después de lo cual se procede a excavar por tramos.

El mayor problema de este método es la desviación de las perforaciones. En cambio ofrece mejores condiciones de seguridad en los trabajos de perforación y carga que se efectúan desde un lugar más protegido.

En cuanto a la forma de las voladuras pueden distinguirse dos variantes principales del método:

- ⊕ Voladura hacia un barreno central de gran diámetro
- ⊕ Voladura con cuña en cráter.

a) Voladura con un barreno central de gran diámetro

En la (Figura 5.36) se muestra un plan de perforación para una voladura con barreno central de gran diámetro de una lumbrera de 4 m² de sección trasversal. El barreno central es de 127 mm de diámetro y los barrenos menores de 64 mm de diámetro.

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

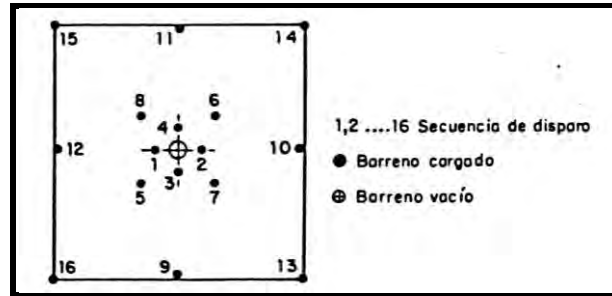


Figura 5.36 Distribución de barrenos en una lumbra de 2 x 2 m.

La voladura se realiza por fases. A fin de que las perforaciones no queden bloqueadas, obstaculizando la continuidad de las voladuras, se debe seguir la secuencia que se muestra en la (Tabla 5.22).

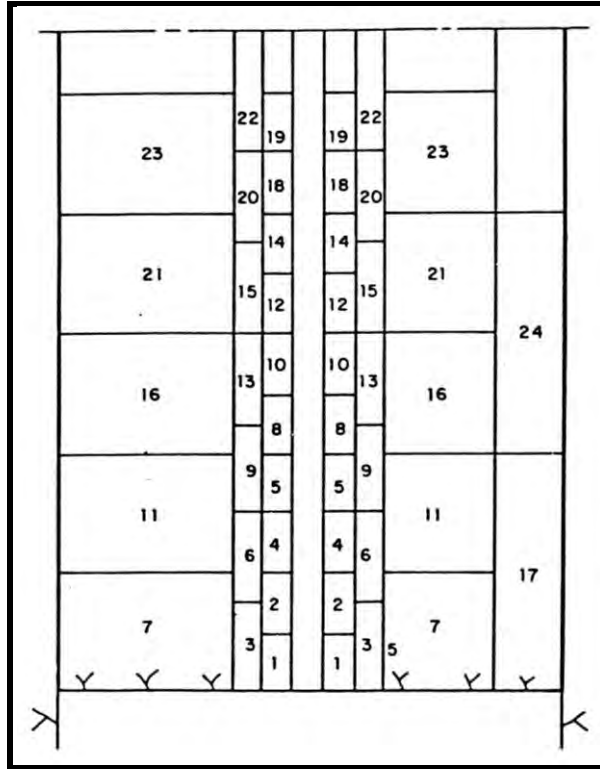
5.22 Secuencia de disparo de los barrenos de la figura 5.36.

Barreno No.	Profundidad de la voladura adecuada, en metros	No. De barrenos por disparo
1-4	2	1
5-8	3	1
9-12	4	4
13-16	8	4

La secuencia de encendido debe ajustarse al error de perforación, de tal manera que los barrenos que resultan con menor bordo son los primeros en disparar.

En la (Figura 5.37) se muestra el orden seguido en las voladuras en el sentido vertical. La carga se efectúa descendiendo los explosivos desde la superficie superior.

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN



5.37 Secuencia de voladuras recomendadas.

Las concentraciones de carga que se emplean en este procedimiento son relativamente altas debido a que los barrenos están abiertos en ambas direcciones lo que hace que disminuya la presión de los gases. En las Tablas (5.23 y 5.24) se presentan las concentraciones de carga comúnmente empleadas en barrenos de cuña y en barrenos ayudantes, para explosivos con peso volumétrico de 1.4 kg/cm^3 y 5000 m/s de velocidad de detonación.

Tabla 5.23 Concentraciones de carga en barrenos de cuña.

Diámetro del barreno, mm	Diámetro del barreno central, mm	Distancia entre centros, mm	Concentración de carga, Kg/m
51	127	210	0.67
64	127	220	1.00
64	152	250	1.00
75	127	230	1.40
75	152	165	1.40

Tabla 5.24 Concentraciones de carga en barrenos ayudantes.

Diámetro del barreno, mm	Bordo máximo, m	Concentración de carga, Kg/m
51	1.00	0.90
64	1.10	1.10
75	1.20	1.20

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

De preferencia el bordo no deberá ser mayor que la anchura de la abertura contra la cual rompe el barreno.

b) Voladura con cuña en cráter

Las voladuras de este tipo rompen hacia la superficie libre inferior de la lumbrera. No es necesario el barreno central de gran diámetro, ni la precisión tan grande en la perforación. Básicamente, la diferencia entre este método y el anterior es la forma de la ampliación o ensanchamiento de la cuña. En este tipo de voladuras, se abre inicialmente la cavidad central de 1 m^2 aproximadamente y a continuación se disparan los demás barrenos en la forma acostumbrada (Figura 5.38).

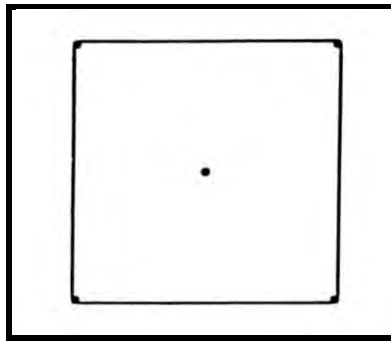


Figura 5.38 Distribución de barrenos de una voladura de cuña en cráter.

Las cargas por barreno mostradas en la (Tabla 5.25) son el resultado de la experiencia en este tipo de voladuras.

Tabla 5.25 Cargas para voladuras de cuñas en cráter.

Díámetro del barreno, mm	Carga por barreno, kg
50	0.80
64	1.35
75	2.60
100	6.10

Es recomendable utilizar un diámetro de barreno más grande en el barreno del cráter que en el resto de los barrenos de la lumbrera.

El poscorte perimetral puede emplearse en la excavación de lumbreras con barrenos profundos. Cuando los barrenos son de gran diámetro no es económico perforarlos demasiado próximos entre sí. En la (Tabla 5.26) se muestran valores de concentraciones de carga para orientar en este tipo de trabajo, para explosivos con peso volumétrico de 1.4 kg/cm^3 y 5000 m/s de velocidad de detonación.

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

Tabla 5.26 Concentraciones de carga para poscorte perimetral en lumbreras.

Diámetro del barreno, mm	Espaciamiento, m	Bordo, m	Concentración de carga, Kg/m
51	0.70	0.90	0.50
64	0.80	1.00	0.70
75	0.90	1.10	0.90

La iniciación instantánea o con pocos retardos es la más eficiente para voladuras de poscorte perimetral.

El precorte se utiliza en excavaciones de lumbreras con barrenos profundos.

Este tipo de voladuras requiere perforaciones con poca desviación. Además, es necesario disparar un lado o parte de un lado a la vez, a fin de evitar la detonación instantánea de cargas muy elevadas.

7.3.2 Procedimientos mecánicos

Existen máquinas fresadoras para la excavación de túneles que pueden también emplearse para la excavación de lumbreras (Figura 5.39). Otro de los procedimientos mecánicos empleados cuando puede perforarse un barreno piloto del extremo superior a una galería o cavidad inferior es el que se esquematiza en la (Figura 5.40). Con este último procedimiento pueden excavar lumbreras de 1.2 a 6.1 m de diámetro en rocas de blandas a muy duras con velocidades de avance promedio de alrededor de un metro por hora.

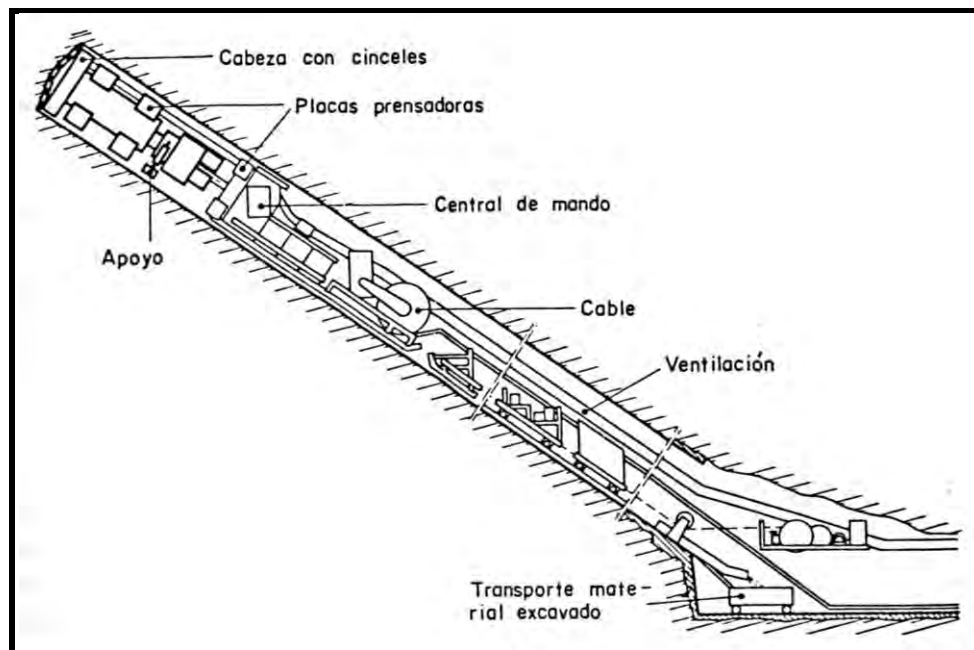


Figura 5.39 Excavación de lumbreras con máquina fresadora.

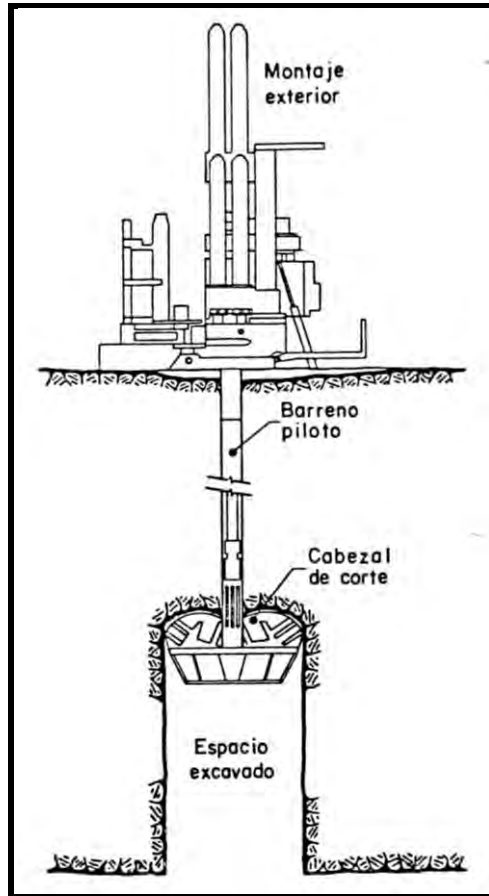


Figura 5.40 Contraprocera con barreno piloto.

5.4 EXCAVACIONES A CIELO ABIERTO

5.4.1 Empleo de explosivos

Cálculo de la carga

- a) Principios básicos para la distribución de la carga en el barreno

La carga en el barreno está constituida por la carga de fondo y la carga de columna. Además el extremo exterior se rellena de arena seca o del producto de la perforación; a esta zona se le denomina de retaque o retacado (Figura 5.41).

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

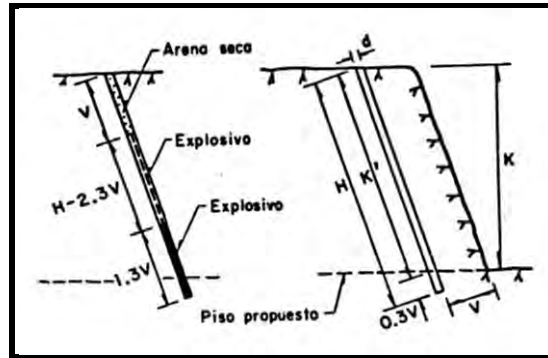


Figura 5.41 Distribución de explosivos en un barreno.

El fondo es la zona más confinada del barreno. Por esto la concentración de la carga es mayor en el fondo del barreno. Es usual que la carga de columna sea del 40 al 50 por ciento de la carga de fondo. En la práctica, esta cifra varía entre 20 y 170 por ciento de acuerdo con la altura del banco y la distribución de explosivos necesaria para una adecuada fragmentación.

En barrenos con echado igual a 70° (inclinación 3:1) se requiere solamente el 90 por ciento de la carga de un barreno vertical y si el echado es de 63° (inclinación 2:1) se requiere, entonces, el 85 por ciento de la carga correspondiente a un barreno vertical. Es decir, que cuando el banco tiene las inclinaciones mencionadas el bordo puede aumentarse del 10 al 15 por ciento. Debido a estas ventajas, los bancos inclinados se recomiendan excepto en rocas estratificadas donde es favorable que los barrenos sean perpendiculares a los estratos.

b) Concentraciones de carga, espaciamientos y bordos

En esta sección se presentan cuatro Tablas (5.27 a 5.30) con espaciamientos y concentraciones de carga y bordos para diferentes alturas de banco.

Estas tablas permiten orientar la distribución de barrenos y cargas durante las primeras voladuras. Están calculadas para un explosivo que puede adquirir un grado de retacado en el fondo de 1.25 g/cm^2 . Si la concentración de carga difiere sensiblemente de este valor, la perforación tendrá que adaptarse para que se obtenga la misma carga de explosivos por metro cúbico de roca excavada.

Los datos de las tablas presentadas a continuación han sido calculados tomando en cuenta las relaciones siguientes:

- ⊕ El bordo máximo es igual a 45 veces el diámetro del barreno.
- ⊕ La sobreperforación o perforación bajo el fondo de proyecto del banco es igual al 30 por ciento del bordo máximo.
- ⊕ La profundidad del barreno es igual a la suma de la altura del banco a la sobreperforación y a cinco centímetros por metro debido a la inclinación 3:1 del barreno.
- ⊕ El bordo práctico es el bordo máximo menos el error de perforación.

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

- ⊕ El error de perforación es igual a 5 cm al emboquillar el barreno a 3 cm por metro de barreno.
- ⊕ El espaciamiento es un 25 por ciento mayor que el bordo práctico.
- ⊕ La concentración de la carga de tondo en kilogramos por metro es igual al cuadrado del diámetro del barreno en milímetros dividido entre mil.
- ⊕ La concentración de la carga de columna en kilogramos por metro es del 40 a l 50 por ciento de la carga de fondo.
- ⊕ La longitud de la carga de fondo es un 30 por ciento mayor que el bordo máximo.
- ⊕ La longitud de la carga de columna es igual a la profundidad del taladro menos la suma de la longitud de la carga de fondo y el tramo de retaque.
- ⊕ El tramo de retacado es igual al bordo práctico. En ciertos casos es igual al bordo máximo.

Si el producto de la voladura queda sobre el propio frente, es necesario aumentar la concentración de la carga de columna hasta 0.7 kg/m, aumentando también la carga específica hasta 0.50 kg/m³. La carga específica de las tablas corresponde a cada barreno. Para el conjunto de barrenos la carga específica es mayor debido a la influencia de los barrenos extremos y puede calcularse mediante la relación:

$$q_{vol} = \frac{q_{barr} \times \text{número de barrenos por fila}}{\text{número de barrenos por fila} - 1} \quad \text{Ecuación 5.15}$$

Tabla 5.27 Espaciamientos y cargas para barrenos de 27 a 34 mm de diámetro. Inclinación del barreno 3:1.

Altura banco m	Prof. Barreno m	Bordo máximo m	Bordo práctico m	Espacia miento m	Carga fondo kg	Carga de columna		Carga total kg/barr.	Carga específica kg/m ³
						kg	Kg/m		
0.5	0.8	0.50	0.50	0.65	0.075	-	-	0.075	0.46
0.8	1.1	0.60	0.60	0.75	0.15	-	-	0.15	0.41
1.0	1.4	0.80	0.80	1.00	0.30	-	-	0.30	0.38
1.2	1.6	0.90	0.90	1.10	0.45	-	-	0.45	0.38
1.5	1.9	1.00	1.00	1.25	0.55	0.10	0.40	0.65	0.35
1.7	2.2	1.00	1.00	1.25	0.60	0.15	0.40	0.75	0.35
2.0	2.5	1.00	1.00	1.25	0.70	0.20	0.40	0.90	0.35
2.5	3.0	1.10	1.10	1.35	1.00	0.30	0.40	1.30	0.35
3.0	3.6	1.20	1.20	1.50	1.60	0.30	0.50	1.90	0.35
3.5	4.1	1.10	1.10	1.35	1.40	1.60	0.50	2.00	0.38
4.0	4.6	1.10	1.10	1.35	1.40	0.60	0.50	2.25	0.38
4.5	5.1	1.05	1.05	1.30	1.30	0.90	0.40	2.20	0.36
5.0	5.6	1.05	1.05	1.30	1.30	1.10	0.40	2.40	0.36
5.5	6.2	1.00	1.00	1.25	1.10	1.40	0.40	2.50	0.36

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

Tabla 5.28 Espaciamientos y cargas para barrenos de 29 a 40 mm de diámetro. Inclinación del barreno 3:1.

Altura banco m	Prof. Barreno m	Bordo máximo m	Bordo práctico m	Espacia miento m	Carga fondo kg	Carga de columna		Carga total kg/barr.	Carga específica kg/m ³
						kg	Kg/m		
0.5	0.8	0.50	0.50	0.65	0.075	-	-	0.075	0.46
0.8	1.1	0.60	0.60	0.75	0.15	-	-	0.15	0.41
1.0	1.4	0.80	0.80	1.00	0.30	-	-	0.30	0.38
1.2	1.6	0.90	0.90	1.10	0.45	-	-	0.45	0.38
1.5	1.9	1.00	1.00	1.25	0.50	0.10	0.40	0.60	0.35
1.7	2.2	1.00	1.00	1.25	0.60	0.15	0.40	0.75	0.35
2.0	2.5	1.10	1.10	1.25	0.70	0.20	0.40	0.90	0.35
2.5	3.0	1.20	1.10	1.35	1.00	0.35	0.50	1.35	0.35
3.0	3.6	1.40	1.25	1.50	1.70	0.35	0.50	2.05	0.36
3.5	4.2	1.58	1.40	1.75	2.50	0.55	0.70	3.05	0.36
4.0	4.7	1.58	1.40	1.75	2.50	0.90	0.70	3.40	0.35
4.5	5.2	1.53	1.35	1.70	2.30	1.25	0.70	3.55	0.35
5.0	5.7	1.53	1.35	1.70	2.30	1.60	0.70	3.90	0.35
5.5	6.2	1.49	1.25	1.55	2.10	1.75	0.60	3.85	0.35
6.0	6.7	1.44	1.20	1.50	1.85	1.95	0.55	3.80	0.35
6.5	7.2	1.44	1.20	1.50	1.85	2.20	0.55	4.05	0.35
7.0	7.8	1.40	1.15	1.40	1.75	2.35	0.50	4.10	0.35
7.5	8.3	1.35	1.05	1.30	1.60	2.10	0.40	3.70	0.36
8.0	8.8	1.35	1.00	1.25	1.60	2.10	0.40	3.70	0.36
8.5	9.3	1.31	1.00	1.25	1.40	2.40	0.40	3.80	4.36

Tabla 5.29 Espaciamientos y cargas para barrenos de 51 mm de diámetro. Inclinación del barreno 3:1.

Altura banco m	Prof. Barreno M	Bordo máximo M	Bordo práctico m	Espacia miento m	Carga fondo kg	Carga de columna		Carga total kg/barr.	Carga específica kg/m ³
						kg	Kg/m		
1.0	1.4	1.00	0.80	1.00	0.40	-	-	0.40	0.50
2.0	2.4	1.00	1.00	1.25	0.55	0.50	0.60	1.05	0.42
3.0	3.6	1.50	1.50	1.65	2.10	0.70	0.70	2.80	0.41
4.0	4.8	2.00	1.80	2.25	5.20	0.40	1.00	5.60	0.35
5.0	6.0	2.30	2.10	2.60	7.80	1.30	1.30	9.10	0.33
6.0	7.0	2.30	2.05	2.55	7.80	2.50	1.30	10.30	0.33
7.0	8.1	2.30	2.00	2.50	7.80	4.00	1.30	11.80	0.34
8.0	9.1	2.30	2.00	2.50	7.80	5.30	1.30	13.10	0.33
9.0	10.2	2.30	1.95	2.40	7.80	6.80	1.30	14.60	0.35
10.0	11.2	2.30	1.90	2.35	7.80	8.20	1.30	16.00	0.36
12.0	13.3	2.30	1.85	2.30	7.80	11.00	1.30	18.80	0.37
14.0	15.4	2.30	1.80	2.25	7.80	13.80	1.30	21.60	0.39

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

Tabla 5.30 Espaciamientos y cargas para barrenos de 75 mm de diámetro. Inclinación del barreno 3:1.

Altura banco m	Prof. Barreno m	Bordo máximo m	Bordo práctico m	Espaciamiento m	Carga fondo kg	Carga de columna		Carga total kg/barr.	Carga específica kg/m ³
						kg	Kg/m		
4	4.8	2.00	1.80	2.25	5.20	2.60	1.20	7.80	0.48
5	6.0	2.50	2.20	2.75	7.80	5.60	2.00	13.40	0.44
6	7.2	3.00	2.60	3.25	15.40	4.70	2.60	20.00	0.39
7	8.5	3.37	3.00	3.75	21.60	5.10	2.80	26.70	0.34
8	9.6	3.37	3.00	3.75	24.60	6.20	2.80	30.80	0.34
9	10.6	3.37	3.00	3.75	24.60	9.00	2.80	33.60	0.33
10	11.7	3.37	2.95	3.70	24.60	12.20	2.80	36.80	0.34
11	12.7	3.37	2.90	3.60	24.60	15.10	2.80	39.70	0.35
12	13.7	3.37	2.90	3.55	24.60	18.10	2.80	42.70	0.35
13	14.8	3.37	2.85	3.55	24.60	21.10	2.80	45.70	0.35
14	15.9	3.37	2.70	3.50	24.60	24.40	2.80	49.00	0.36
15	16.9	3.36	2.80	3.50	24.60	27.20	2.80	51.80	0.35
16	18.0	3.37	2.75	3.45	24.60	30.40	2.80	55.00	0.36
17	19.0	3.37	2.75	3.40	24.60	33.20	2.80	57.80	0.36
18	20.0	3.37	2.70	3.35	24.60	36.10	2.80	60.70	0.37
19	21.1	3.37	2.70	3.30	24.60	38.90	2.80	63.50	0.37
20	22.2	3.37	2.65	3.30	24.60	42.40	2.80	67.00	0.38

Disposición de barrenos

a) Patrones de perforación

Existen muchos patrones de barrenación pero los más frecuentes son el cuadrado, el rectangular y en tres bolillo Figuras (5.42 a 5.44).

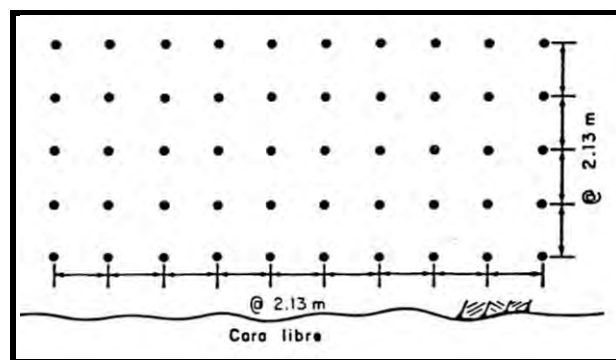


Figura 5.42 Patrón de perforación cuadrado.

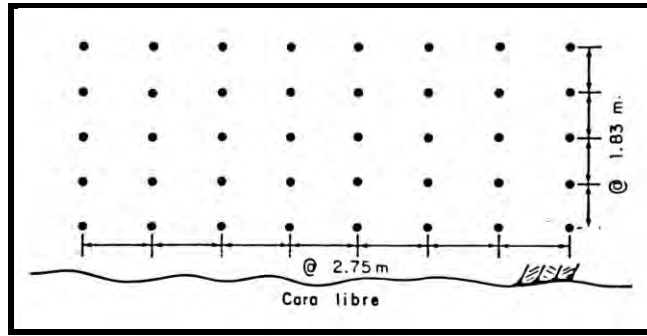


Figura 5.43 Patrón de perforación rectangular.

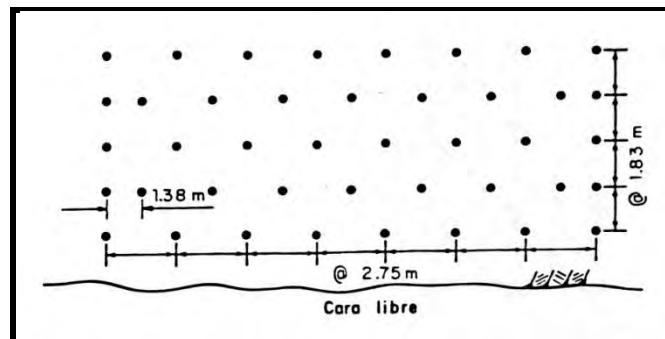


Figura 5.44 Patrón de perforación en tres bolillo.

En cualquiera de los tres patrones de perforación las filas de barrenos son paralelas al frente de explotación.

En el patrón en tres bolillo son a menudo necesarios barrenos adicionales en los extremos del banco para que las caras queden uniformes.

b) Distribución de retardos

En las Figuras (5.45 a 5.53) se presentan ocho distribuciones de retardos con intervalos de 25 milisegundos. Se indica el número de retardo y la dirección del movimiento de las tronadas parciales.

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

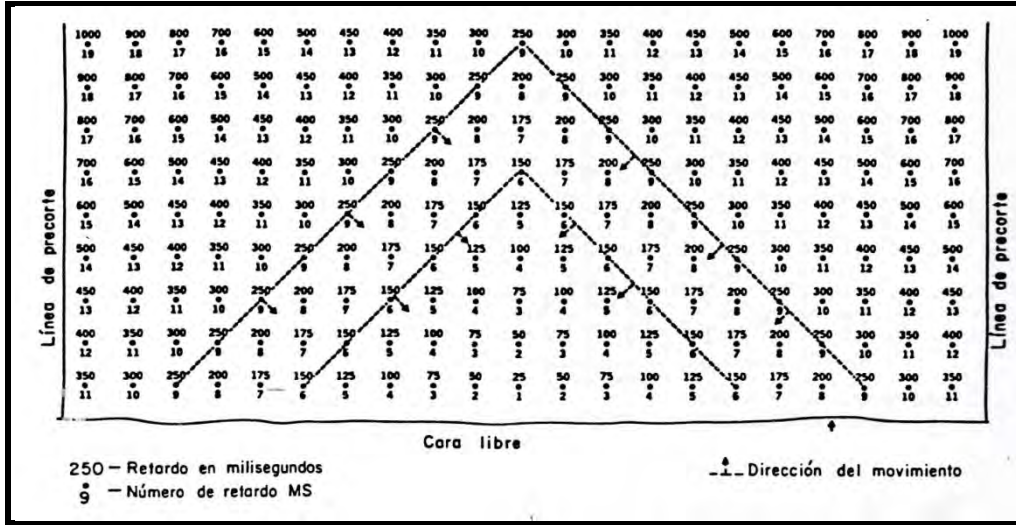


Figura 5.45 Distribución en "V" de nueve filas de veintinueve barrenos cada una.

Los periodos están distribuidos de manera que del N° 1 al N° 8 el incremento es de 25 milisegundos; del N° 8 al N° 15 de 50 milisegundos; y del N° 16 al N° 19 de 100 milisegundos.

La distribución de retardos de la (Figura 5.46) puede adaptarse fácilmente tanto a patrones cuadrados como rectangulares. Dependiendo de la formación y del número de barrenos por fila es a veces conveniente el espacio central con dos barrenos con retardo de 25 milisegundos como se muestra en la (Figura 5.47).

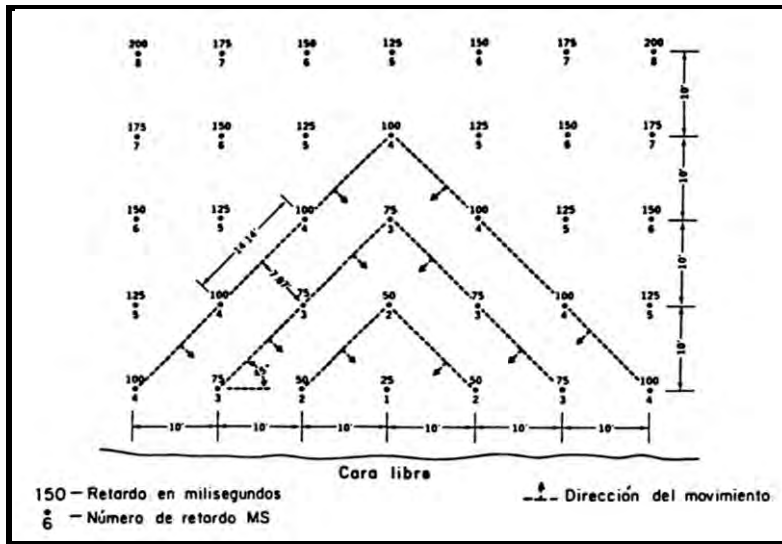


Figura 5.46 Distribución en "V" con cinco filas de siete barrenos cada una.

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

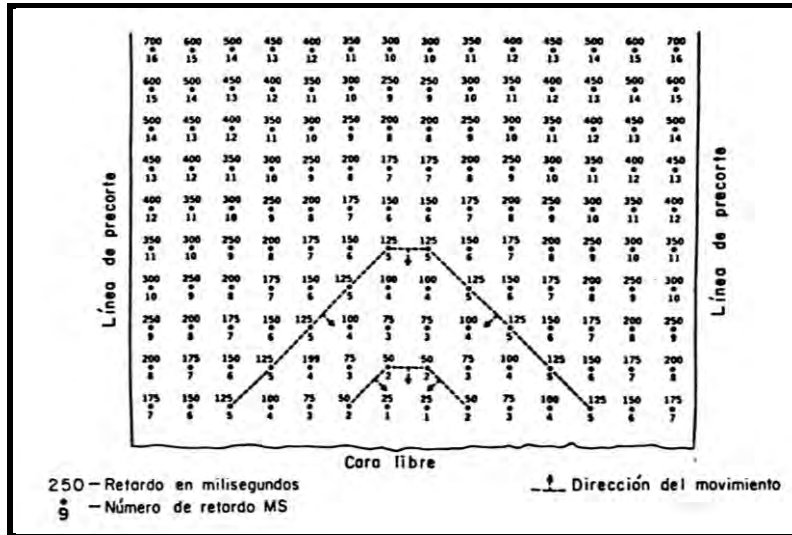


Figura 5.47 Distribución en "V" con dos retardos de 25 milisegundos.

Cuando el banco tiene dos caras libres puede diseñarse una voladura en escalera como la de la (Figura 5.48). En ocasiones, no existe espacio suficiente enfrente del banco para una voladura en "V" o en escalera; entonces, es necesaria una distribución de retardos como la de la (Figura 5.49) que confine el movimiento del material fragmentado en una zona relativamente reducida.

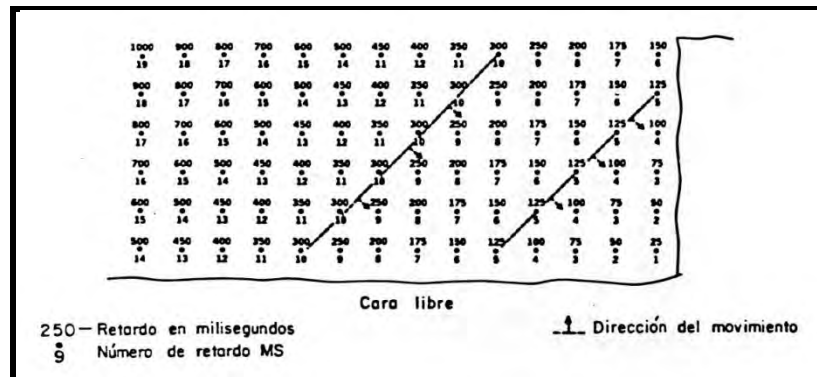


Figura 5.48 Distribución en escalera.

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

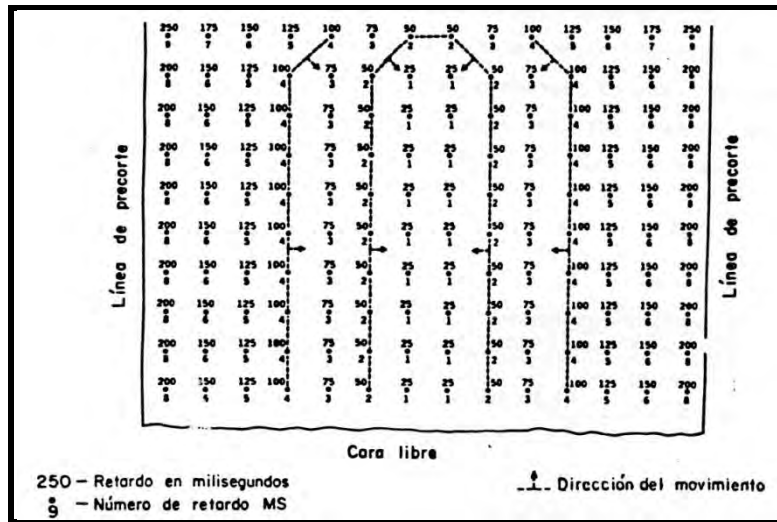


Figura 5.49 Distribución en canal.

La distribución frontal que se ilustra con la (Figura 5.50) proyecta el material a una distancia mayor que las ya mencionadas. Además, producen bloques de tamaño mayor. Se emplea, por lo general, con el patrón de perforación en tres bolillo, a menos que se deseen bloques mayores. En formaciones laminadas resulta eficiente alternar los periodos de la primera fila como se muestra en la (Figura 5.51).

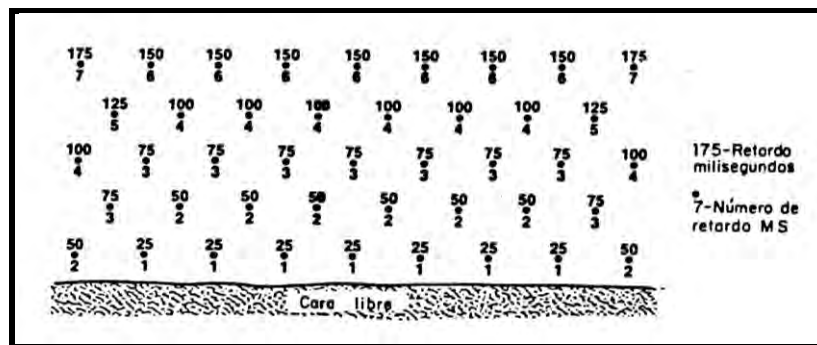


Figura 5.50 Distribución frontal.



Figura 5.51 Primera fila de barrenos con periodos alternados.

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

Para abrir un banco nuevo o para iniciar un nivel inferior en una cantera existente, es necesario diseñar una distribución confinada como las de las Figuras (5.52 y 5.53). En este tipo de distribuciones no existe una superficie de liberación lateral. La cuña inicial se mueve verticalmente hacia arriba. En general, resulta necesario reducir los bordos y espaciamientos de los primeros barrenos para facilitar la apertura de la cavidad inicial de liberación.

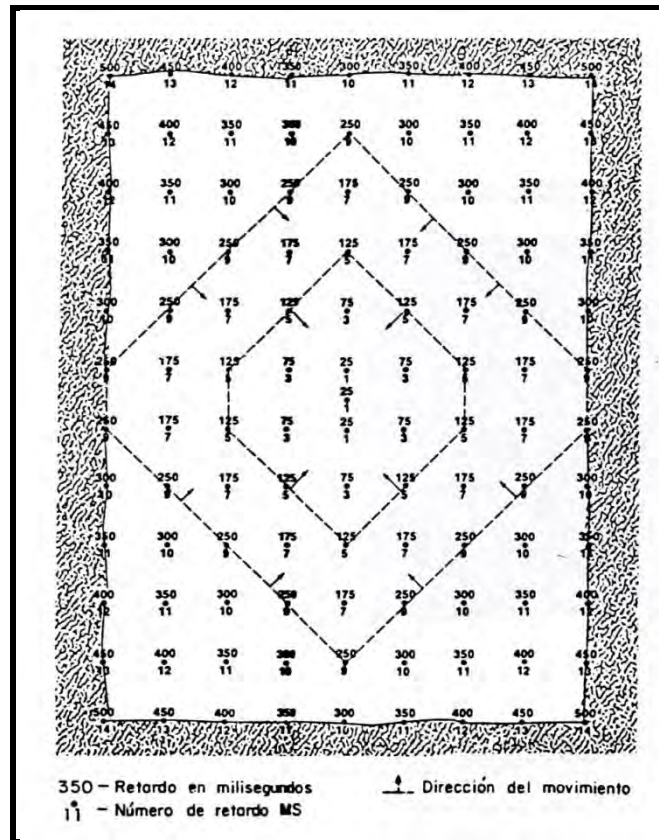


Figura 5.52 Distribución confinada con cuña central.

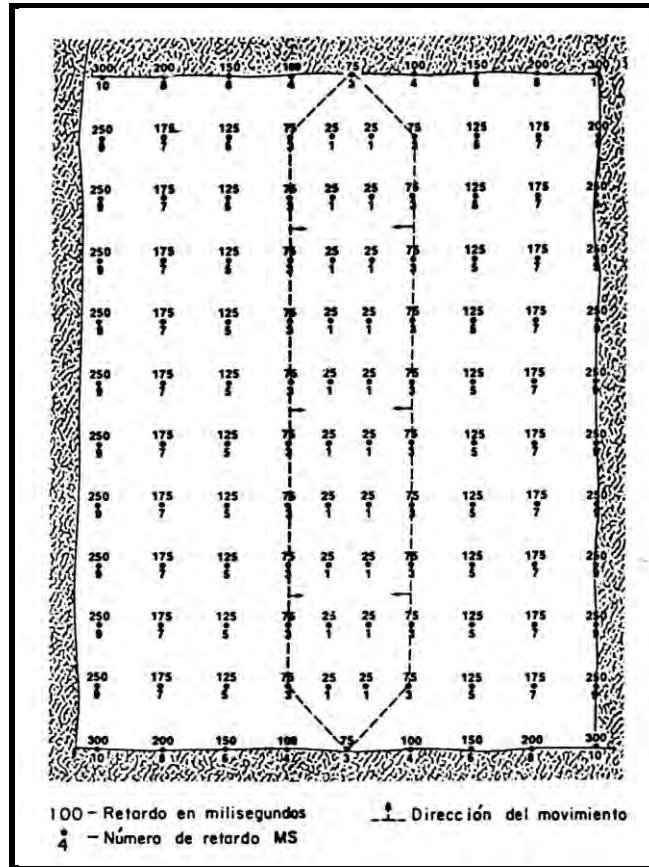


Figura 5.53 Distribución confinada con cuña en canal.

5.5 MONITORIZACIÓN DE VOLADURAS

5.5.1 Métodos de medición de las vibraciones del terreno

Los instrumentos empleados para medir la magnitud de las vibraciones del terreno pueden subdividirse en dos grupos; los mecánicos y los eléctricos.

A continuación se describen dos de los instrumentos mecánicos: el combígrafo y el amplígrafo Nitro Nobel; y uno de los eléctricos: el vibrógrafo Slope Indicator.

Combígrafo Nitro Nobel

Este instrumento consta de un peso suspendido en un resorte conectado a una aguja registradora que marca la vibración sobre una banda de celuloide. Esta banda se desplaza hacia adelante a una velocidad conocida y queda impresa también con las marcas del tiempo. El instrumento funciona de tal manera que la superficie inferior, a la que está sujeta firmemente mediante unos pernos pequeños, es la que recibe la vibración, en tanto que el peso suspendido del resorte se mantiene inmóvil. El movimiento que se registra en la banda de celuloide es amplificado.

CAPITULO 5. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

El combígrafo Nitro Nobel registra la vibración sobre un disco parafinado. La vibración queda trazada como una amplificación de cinco veces y gira a razón de cinco vueltas por minuto. Posee también un registro a largo plazo que funciona permanentemente. Este registro consiste en un disco de ocho hojas de papel de una semana de duración. El tiempo de vibración puede determinarse con un minuto de precisión y se registra solamente la amplitud de la vibración. Este tipo de registro permite obtener información de todas las voladuras realizadas en los sitios que deben protegerse.

Amplígrafo Nitro Nobel

Este instrumento de registro es similar al combígrafo pero sin incluir el registro rápido; esto implica que solamente tiene el registro permanente de la amplitud de las vibraciones. Cuando las amplitudes registradas en este instrumento son muy cercanas al límite superior admisible, el registro de frecuencias debe llevarse a cabo con el cambígrafo. Es muy práctico en la medición de las vibraciones producidas por la hincada de pilotes y de tablestacas o por tránsito de vehículos.

La combinación de combígrafos en los puntos de mayor sensibilidad y de amplígrafos en los demás puntos es muy útil para controlar y comprobar el área que rodea el espacio de una voladura. Las vibraciones del terreno están todo el tiempo bajo control lo cual resulta muy conveniente.

Vibrógrafo Slope Indicator

Este instrumento consta de dos geófonos de tres componentes que detectan las vibraciones y las transforman en impulsos eléctricos que llegan a través de cables a un aparato de registro fotográfico. Cada geófono permite obtener el registro ya sea del desplazamiento, la velocidad o la aceleración de un punto en tres direcciones ortogonales (vertical, radial y transversal a la dirección de la fuente emisora). Los geófonos pueden ser instalados hasta 600 m de distancia de la unidad de registro.

La coordinación entre el personal encargado de la voladura y el operador del vibrógrafo es de gran importancia para no perder el registro completo de la voladura. La unidad de registro debe operarse cerca de la persona que produzca el encendido de la voladura.

CAPITULO 6. INSTRUMENTACIÓN EN MECÁNICA DE ROCAS

6.1 OBJETIVOS

El objetivo fundamental de un sistema de instrumentación y del programa de observaciones es conocer confiable y cuantitativamente el comportamiento de una estructura o masa de roca durante su construcción, su vida útil o cuando se presenta un evento adverso en la misma.

La información obtenida permitirá comprobar si el comportamiento de la estructura, estimado en el diseño, es el que ocurre y que durante la etapa de construcción se alcance la calidad supuesta en el mismo. Cuando alguna de las condiciones anteriores no se satisfacen, la información obtenida con la instrumentación ayuda a fundamentar las medidas correctivas necesarias.

Los objetivos específicos del sistema de instrumentación de una obra deberán definirse en función de las condiciones geotécnicas del sitio. Generalmente, se realizan mediciones de deformaciones y esfuerzos y de su evolución con el tiempo, en los puntos y direcciones más significativos.

Para alcanzar los objetivos anteriores deben utilizarse instrumentos de la precisión y duración requeridas; deberá cuidarse que su instalación y observación las realice personal entrenado para ello.

En la (Tabla 6.1) se resumen los aspectos que deben realizarse y las actividades implicadas para alcanzar los objetivos de una instrumentación.

CAPITULO 6. INSTRUMENTACIÓN EN MECÁNICA DE ROCAS

Tabla 6.1 Definición de objetivos y planeación de un sistema.

ASPECTO	ACTIVIDAD IMPLÍCITA	
ANALIZAR LA INFORMACIÓN GEOLÓGICA BÁSICA	Conocer la geología del sitio con detalle, incluyendo la identificación de las rocas, discontinuidades y estructuras geológicas. Interpretar las condiciones de presión del agua freática	
CONOCER LAS CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO	Estimar las condiciones de esfuerzo y deformación que se desarrollaran. Definir las deformaciones horizontales y verticales permisibles	
DEFINIR LOS OBJETIVOS FUNDAMENTALES DE LA INSTRUMENTACIÓN	a) Determinar el comportamiento de la estructura para las condiciones rutinarias y eventos adversos b) Comprobar que las hipótesis de diseño fueron acertadas c) Verificar que las técnicas de construcción utilizadas sean adecuadas	
DEFINIR LOS OBJETIVOS ESPECÍFICOS DE LA INSTRUMENTACIÓN, INCLUYENDO EL TIEMPO Y FRECUENCIA DE OBSERVACIÓN	a) Medir deformaciones	⊕ Verticales ⊕ Horizontales
	b) Medir esfuerzo	⊕ Cerca de la superficie ⊕ En perforaciones ⊕ Presiones de poro
	c) Medir movimientos	⊕ Sísmicos ⊕ Causados por explosiones ⊕ Causados por maquinaria
	d) Mediciones varias	⊕ Temperatura ⊕ Obras variables significativas

CAPITULO 6. INSTRUMENTACIÓN EN MECÁNICA DE ROCAS

Tabla 6.2 Definición de objetivos y planeación de un sistema (continuación).

ASPECTO	ACTIVIDAD IMPLÍCITA
SELECCIONAR LOS TIPOS DE INSTRUMENTOS QUE SE INSTALARAN	<ul style="list-style-type: none"> a) Conocer experiencias anteriores con los aparatos que podrían adoptarse b) Verificar que el rango, precisión y sensibilidad sean congruentes con las necesidades de la medición c) Especificar las características, marca, serie y tipo de instrumentos d) Diseño de instrumentos no comerciales
DEFINIR LAS ZONAS POR INSTRUMENTARSE	<ul style="list-style-type: none"> a) Identificar las zonas críticas de un sitio b) Definir la localización de instrumentos
INSTALAR CUIDADOSAMENTE LOS INSTRUMENTOS	<ul style="list-style-type: none"> a) Realizar la calibración previa a la instalación b) Recopilar las recomendaciones de instalación c) Instalar los instrumentos bajo supervisión cuidadosa d) Diseñar y construir las protecciones superficiales
REALIZAR EL PROGRAMA DE OBSERVACIONES	<ul style="list-style-type: none"> a) Entrenar al personal encargado de las observaciones b) Calibrar periódicamente los aparatos de medición c) Realizar las mediciones d) Reponer los instrumentos que estén dañados
RECOPIACIÓN DE LA INFORMACIÓN	<ul style="list-style-type: none"> a) Preparar las hojas de registro de la información b) Calcular y graficar la información c) Presentar periódicamente la información recopilada o cuando se advierta alguna señal alarmante en el comportamiento

CAPITULO 6. INSTRUMENTACIÓN EN MECÁNICA DE ROCAS

6.1.1 Terminología

Los términos que más se utilizan para describir las características y comportamiento de un instrumento son:

Precisión: Grado de aproximación que se obtiene en una medición, respecto al valor verdadero; se expresa generalmente como porcentaje.

Repetitibilidad: Diferencia entre una medición y el valor medio de varias mediciones. Se expresa generalmente como porcentaje con signo.

Sensibilidad: Valor mínimo que es capaz de detectar un dispositivo.

Error: Diferencia entre el valor real de una variable y el valor medido. Existen dos clases de errores, el sistemático (del mismo signo) y el aleatorio (de signo variable).

Resolución: valor mínimo que es capaz de medir un instrumento.

Rango: intervalo de valores para los cuales un aparato puede efectuar mediciones confiables.

6.1.2 Factores que afectan la precisión

Los factores que afectan la precisión de las mediciones pueden agruparse los siguientes:

- 1) **Procedimiento de instalación:** Involucra los errores que durante la instalación de los aparatos se cometen y que pueden cambiar la respuesta de los mismos.
- 2) **Accidentes:** durante la construcción pueden ocurrir movimientos de las referencias o daños al instrumento.
- 3) **Errores de observación:** Pueden deberse a que los aparatos para la medición están descalibrados, y a errores de apreciación. La magnitud de estos errores difícilmente se pueden cuantificar.
- 4) **Características interesantes del aparato:** modificaciones de su comportamiento con el tiempo, la influencia de variaciones de la temperatura, desgaste y envejecimiento de los componentes mecánicos y eléctricos. Este tipo de factores pueden cambiar el origen de las mediciones y su precisión; generalmente no son detectables.

6.2 PRINCIPIOS DE MEDICIÓN

Los instrumentos de medición utilizados en mecánica de rocas se basan en los principios de la física y pueden ser mecánicos, eléctricos, ópticos, acústicos y térmicos; en los últimos años se han desarrollado numerosos circuitos electrónicos útiles en instrumentación. Los elementos esenciales de cualquier sistema de medición son el sensor, el transmisor, el amplificador y el captador de señales.

Los principios empleados para la medición se pueden agrupar en forma general como:

- a) Mecánicos: El estímulo exterior lo transforman en desplazamientos de barras membranas, etc., y estos a su vez se amplifican empleando palancas, engranes etc. Generalmente son de construcción simple y de bajo costo, por sus características físicas suelen ser resistentes al intemperismo y al tardo rudo, sin embargo, no tienen gran sensibilidad y son de difícil manejo a control remoto.
- b) Eléctricos y electrónicos: la variable que se debe medir la traducen a una magnitud eléctrica proporcional. Son generalmente de gran sensibilidad, de tamaño reducido y se adaptan fácilmente a manejo a control remoto. Sin embargo, suelen ser muy sensibles a la temperatura y de un costo elevado.
- c) Ópticos: Emplean un sistema óptico para la ampliación de la magnitud medida o emplean las características de birrefringencia de un material (fotoelasticidad) adherido sobre una superficie. Generalmente son desmontables y de una precisión y sensibilidad media. Sin embargo, suelen ser muy sensibles al intemperismo y la temperatura, de costo relativamente elevado y dependen en gran medida de la habilidad del personal encargado de efectuar la observación.

6.3 MEDICIÓN DE DEFORMACIONES SUPERFICIALES

Las mediciones superficiales requieren de la construcción de los puntos de referencia. En la (Tabla 6.3) se encuentran resumidas las características principales de los diferentes puntos que se emplean de acuerdo al tipo de medición que deba realizarse.

CAPITULO 6. INSTRUMENTACIÓN EN MECÁNICA DE ROCAS

Tabla 6.3 Características principales de los puntos de referencia para medición de deformaciones superficiales.

Tipo de uso	Ubicación	Tipo de cimentación	Tipo punto de apoyo	Tipo de protección
Alineación y nivelación	Puntos de medición escogidos	De concreto, desplantadas desde nivel, donde la deformaciones sean representativas	Metálico de acero inoxidable de uso múltiple. Puede ser desmontable	Caja de concreto con tapa
Colimación	Puntos alejados de zonas deformables	Cimentación de concreto desplantada de roca sana o tubo cementado desde roca sana	Metálico, de acero inoxidable, ligado a la cimentación y con referencia para centrado óptico	Caja de concreto con tapa. El punto de medición protegido con caja metálica ahogada en concreto de la cimentación
Banco de nivelación de referencia y base de triangulación	Puntos muy alejados de zonas afectables por la construcción	Desplantada desde la roca. De concreto. El punto de referencia desligado del suelo o roca alterada utilizando ademes	Desligando del suelo o roca alterada por medio de ademes. Rondanas centradas de plástico. Cabeza esférica	Caja de concreto con tapa. El punto de medición protegido con caja metálica ahogada en concreto de la cimentación
Banco auxiliar de nivelación	Cercano a los puntos de medición	Desplantada desde roca. Concreto	Metálico de acero inoxidable semi-esférico	Caja de concreto con tapa
Punto de liga	En trayectoria bancos de nivelación o puntos de medición	Varilla clavada en terreno	Punta redondeada metálica	Sin protección especial
Nivelación de estructuras y cimentaciones	En paredes o techos	Embebidos en lechada expansiva, anclados y pegados en barrenos	Forma de acuerdo al instrumento por emplear. Metálicas de acero inoxidable desmontables	Tapón roscado o caja metálica

CAPITULO 6. INSTRUMENTACIÓN EN MECÁNICA DE ROCAS

Para la medición de deformaciones horizontales y verticales de la roca se recurre a los métodos topográficos que se describen a continuación.

6.3.1 Alineación topográfica

Las deformaciones horizontales superficiales se pueden medir utilizando como referencias líneas de colimación definidas por dos o tres puntos fijos localizados fuera de la zona que sufre deformaciones y miras de observación.

Los puntos de referencia deben ser robustos, localizados fuera de donde fácilmente se pueden dañar y estar adecuadamente protegidos.

Observando con un tránsito en dos posiciones se pueden alcanzar una precisión de ± 2 mm, si la distancia máxima de observación es menor de 100 m. la duración y frecuencia de las observaciones deberán definirse previamente en la etapa de diseño.

Los desplazamientos horizontales se miden con respecto a un eje de referencia, en cuyos extremos se colocan puntos de colimación (Figura 6.1) alineándolos por medio de un tránsito. Los puntos de medición se colocan entre los extremos de este eje, empleando puntos de alineación, (Figura 6.2).

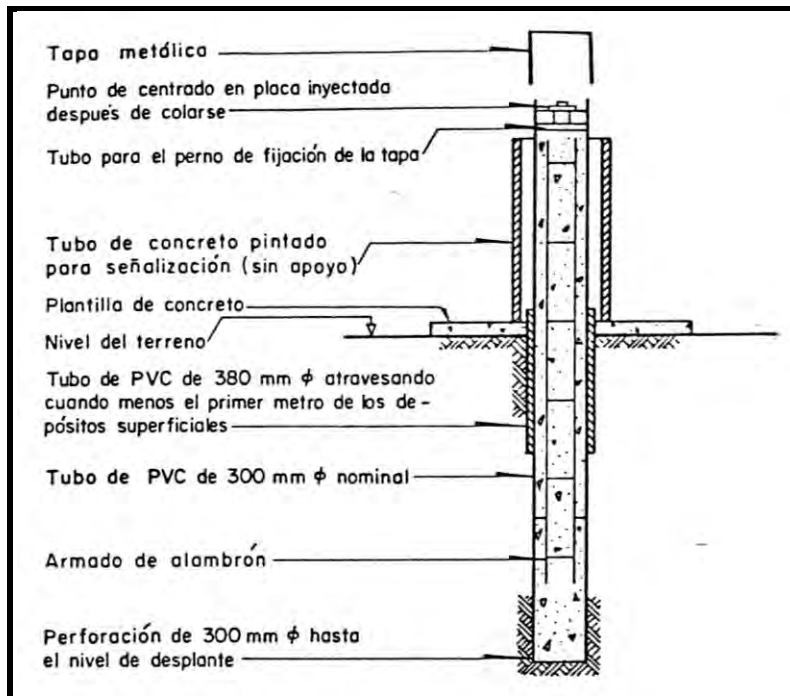


Figura 6.1 Puntos de colimación.

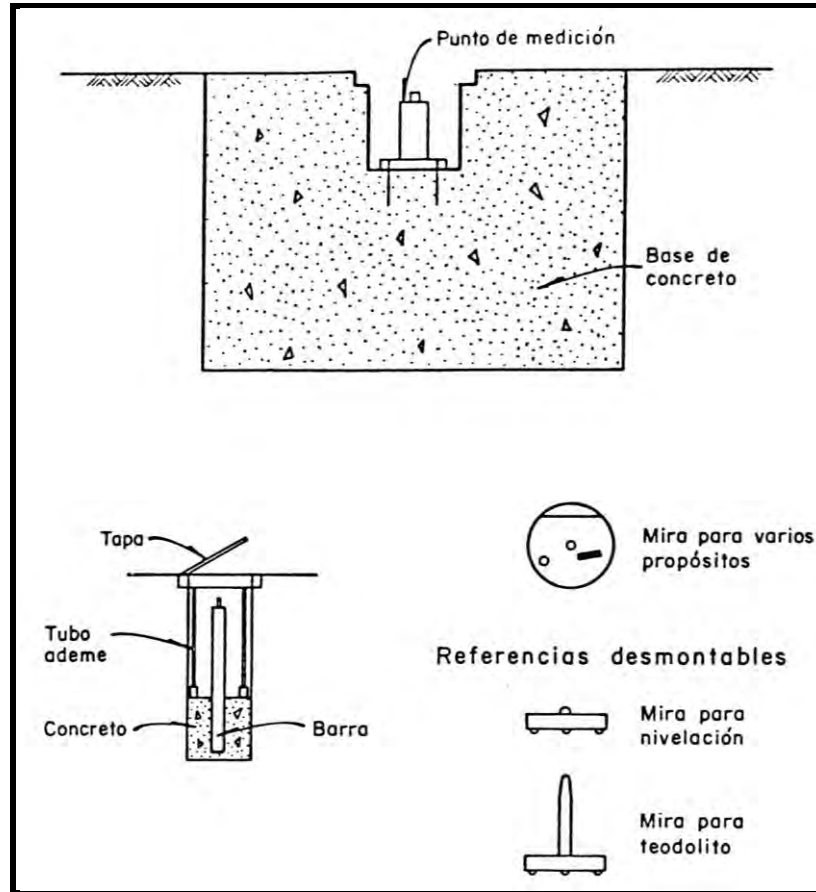


Figura 6.2 Puntos de medición.

Para efectuar la medición se emplea una mira de colimación (Figura 6.3) que se hace coincidir con la línea de vista de un tránsito y que consiste en una base de acero inoxidable de 50 cm de longitud; y que tiene en un extremo una punta cónica y en el otro un tornillo de fijación, colocados transversalmente. Sobre esta base se monta una regla de acero inoxidable graduada en milímetros y un indicador deslizante que tiene incorporada una placa pintada en cuadrícula a dos colores. Un indicador tiene en forma transversal tornillos de fijación a la base que permiten inmovilizarlo una vez que coloca la mira en posición de medición. El conjunto puede tener incorporado un nivel de burbuja para facilitar su nivelación en campo.

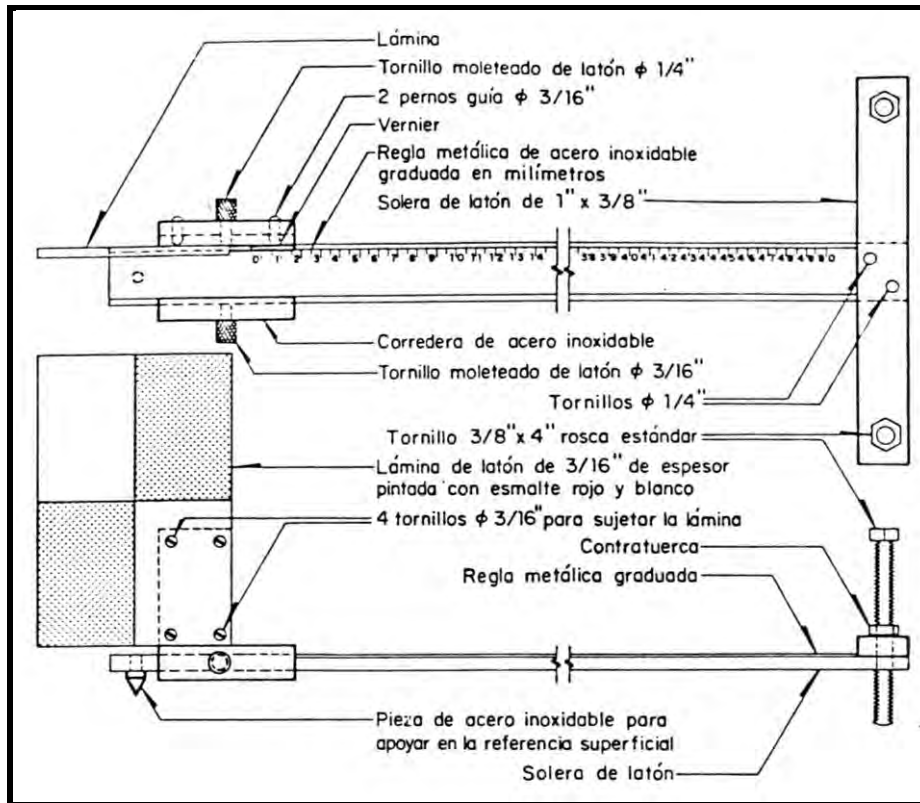


Figura 6.3 Mira de colimación.

6.3.2 Nivelación topográfica

Las deformaciones verticales superficiales de un terreno o una estructura grande se pueden definir realizando nivelaciones topográficas periódicas de una retícula de puntos. La precisión de la nivelación debe ser congruente con la magnitud significativa de deformación que debe medirse. En la (Tabla 6.4), se resumen los tipos de nivelaciones y los errores probables de nivelación. En todos los casos, se requiere que los bancos de nivel sean monumentos robustos bien cimentados y los puntos de referencia deben ser metálicos con superficie redondeada. Por su parte, los puntos de liga podrán ser elementos más ligeros. La nivelación debe realizarla personal experimentado con aparatos adecuadamente corregidos.

Tabla 6.4 Nivelación topográfica.

Nivelación	Error probable (mm)	Distancia máxima entre puntos (m)	Aparato	Estadales
3er orden	± 20	30	Nivel convencional	De madera
2do orden	± 3	30	Nivel auto-nivelable	De madera con nivel
1er orden	± 1	20	Nivel auto-nivelable con micrómetro de placa	De acero invar con nivel

CAPITULO 6. INSTRUMENTACIÓN EN MECÁNICA DE ROCAS

Se requiere un banco de nivelación de referencia (Figura 6.4), que se coloca en zonas no deformables, una serie de bancos de nivelación auxiliares cercanos a las zonas de medición (Figura 6.5), el número necesario de puntos de liga (Figura 6.6) y los puntos de medición superficial (Figura 6.2).

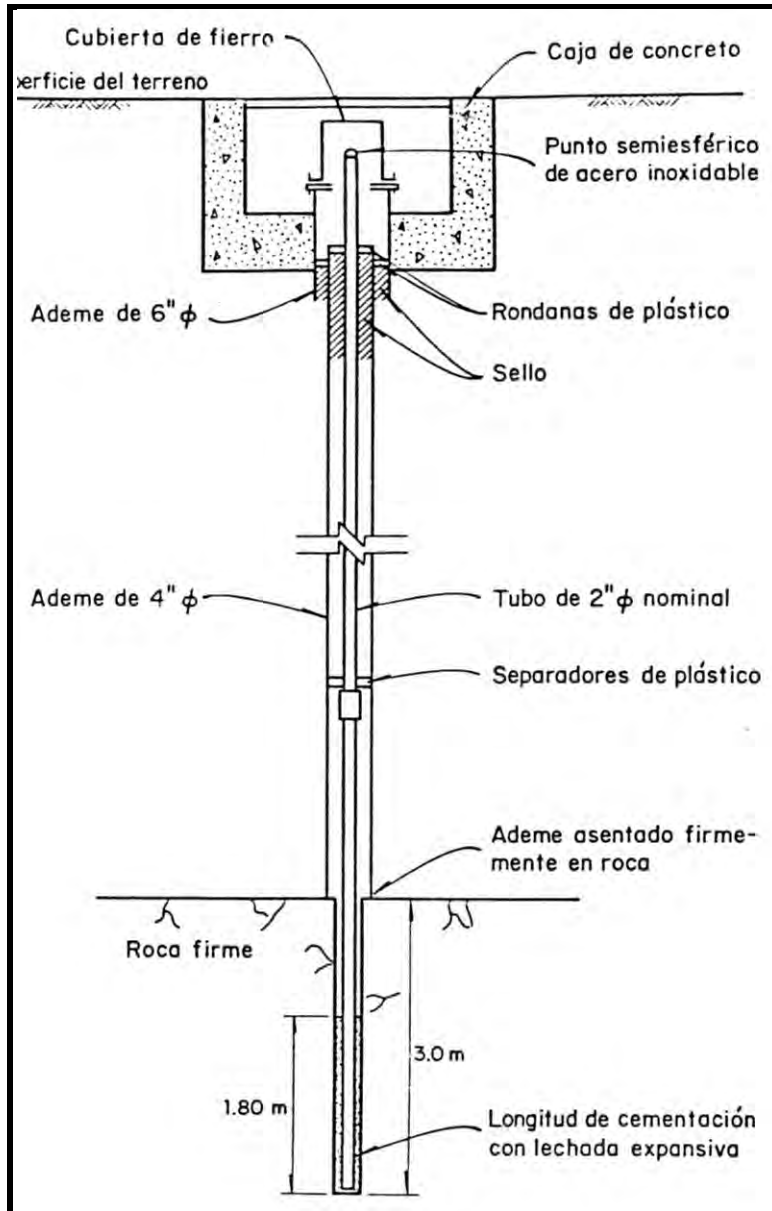


Figura 6.4 Bancos de nivelación fijos o de referencia.

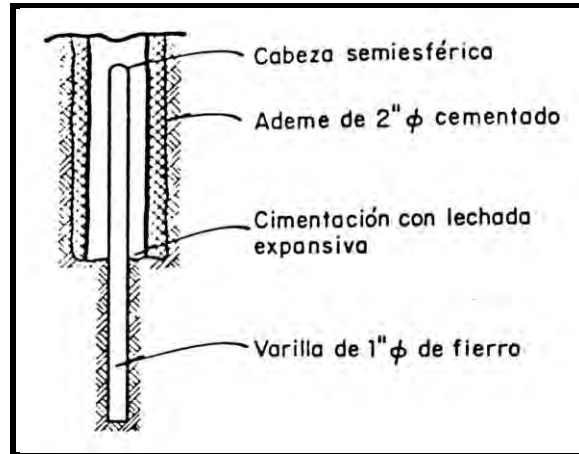


Figura 6.5 Bancos de nivelación auxiliares.

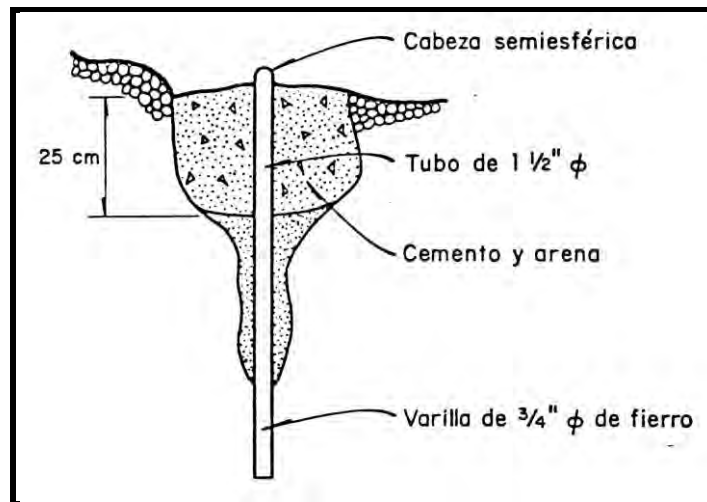


Figura 6.6 Puntos de liga.

6.3.3 Nivelación diferencial

La medición de deformaciones diferenciales de túneles y cimentaciones de estructuras en roca, puede realizarse con un nivel de precisión de agua que opera con el principio de vasos comunicantes. Los puntos de medición son pernos de acero empotrados en las paredes de la estructura o la excavación, distantes entre sí no más de 20 m; la precisión de las mediciones es de ± 3 mm.

Una limitación de este sistema radica en que es muy sensible a las variaciones de temperatura.

CAPITULO 6. INSTRUMENTACIÓN EN MECÁNICA DE ROCAS

Se usa un nivel de agua de precisión (Figura 6.7), que consisten en dos tubos de vidrio de 2.5 cm de diámetro, interconectados con una manguera de plástico reforzado con fibra de vidrio de 1.2 cm de diámetro. Cada tubo se monta sobre una base de duraluminio que tiene en uno de sus extremos, la perforación necesaria para poderse colgar en uno de los puntos de referencia y en el otro, un tornillo de nivelación y un nivel de burbuja. Empotrado a la base se coloca un sistema micrométrico de engrane-cremallera con caratula con graduaciones cada 0.01 cm. El extremo inferior de la cremallera tiene una punta cónica y entra en el extremo superior del tubo de vidrio.

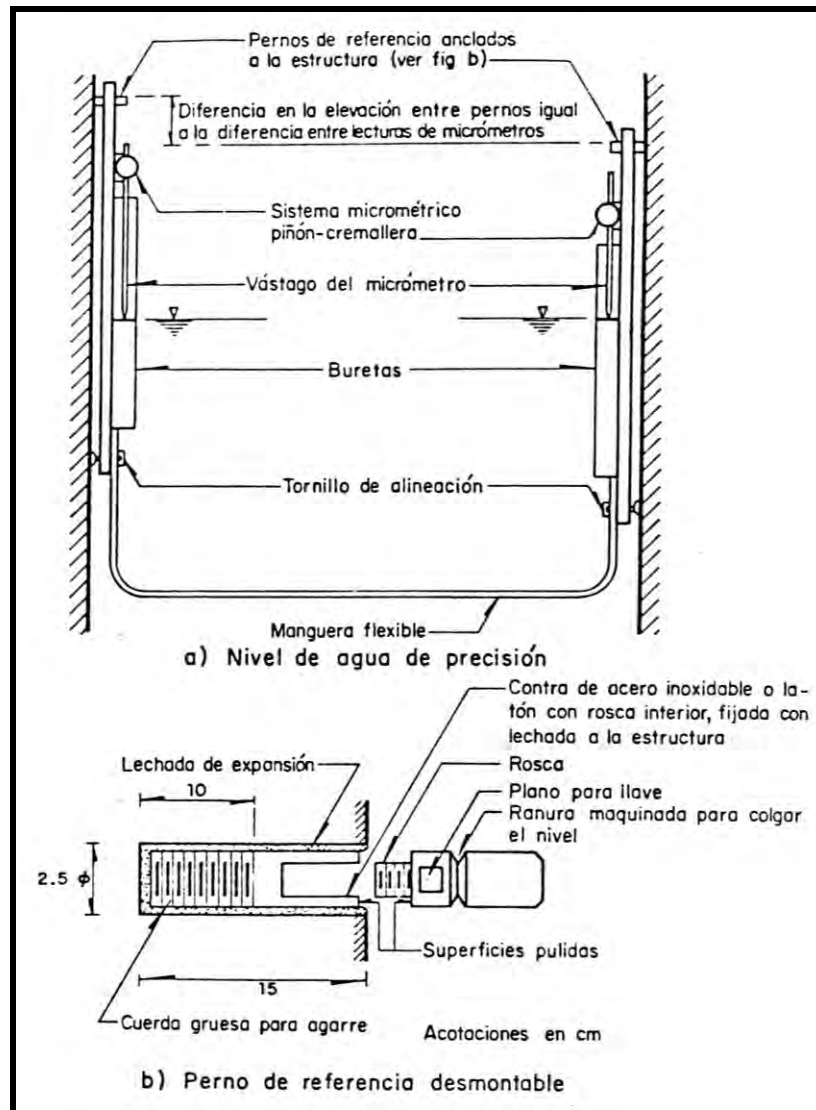


Figura 6.7 Nivel de agua.

6.3.4 Medición de distancias

La medición de distancias necesaria para definir deformaciones entre puntos de referencia, requiere la aplicación de alguno de los métodos descritos en la (Tabla 6.5). Su selección debe hacerse en base a la precisión requerida y la longitud que debe medirse.

CAPITULO 6. INSTRUMENTACIÓN EN MECÁNICA DE ROCAS

Tabla 6.5 Instrumentos para medición de distancias.

Instrumento	Rango	Precisión	Ventajas	Desventajas
Cinta invar	Variable	$\pm \frac{1}{20,000} a \pm \frac{1}{200,000}$	Operación simple y de comparación directa. Barata	Debe emplearse en superficies prácticamente planas. Debe corregirse por pendiente, temperatura y flecha. Se debe emplear sistema para aplicar tensión constante.
Distanciómetro electrónico	20 a 3000 m	$\pm \frac{1}{50,000} a \pm \frac{1}{300,000}$	Preciso, de gran alcance y rápida medición. Se puede emplear en cualquier terreno	La precisión se afecta con las condiciones atmosféricas. Poco preciso si se miden distancias cortas.
Extensómetro de cinta o alambre	0.6 a 50 m	$\pm 0.003 a \pm 0.03 \text{ cm}$	Simple de operar, preciso, portátil. Magnifico para la medición de diámetro en túneles	Precisión limitada por ajustes en la tensión. Se requiere corregir por temperatura.
Extensómetro portátil de barras	0.9 a 7.5 m	$\pm 0.003 a \pm 0.03 \text{ cm}$	Simple, portátil y preciso	Poca longitud de medición. Precisión limitada por la flecha. Se requieren barras de acero invar.

Distanciómetros

Los aparatos electrónicos para la medición de distancias comprendidos entre 100 y 3000 m, generalmente están formados por dos elementos: una consola que tiene incorporados los controles electrónicos, un sistema de alineación a base de un lente tipo teodolito y plomada óptica y un estadal que tiene incorporado un nivel de burbuja y una mira con tres antenas parabólicas.

Extensómetros portátiles

Estos instrumentos están formados por un medidor de distancias, que puede ser eléctrico o mecánico, ligado a una base de longitud conocida, que puede ser un sistema acoplable de barras rígidas de acero, una cinta graduada o alambre delgado construidos de acero invar, Figuras (6.8 y 6.9).

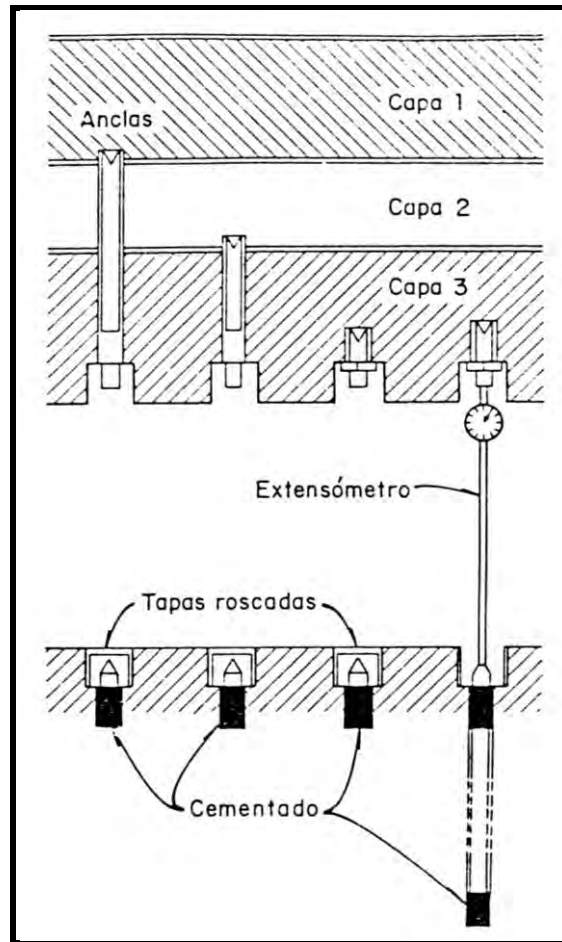


Figura 6.8 Extensómetro portátil de barras rígidas.

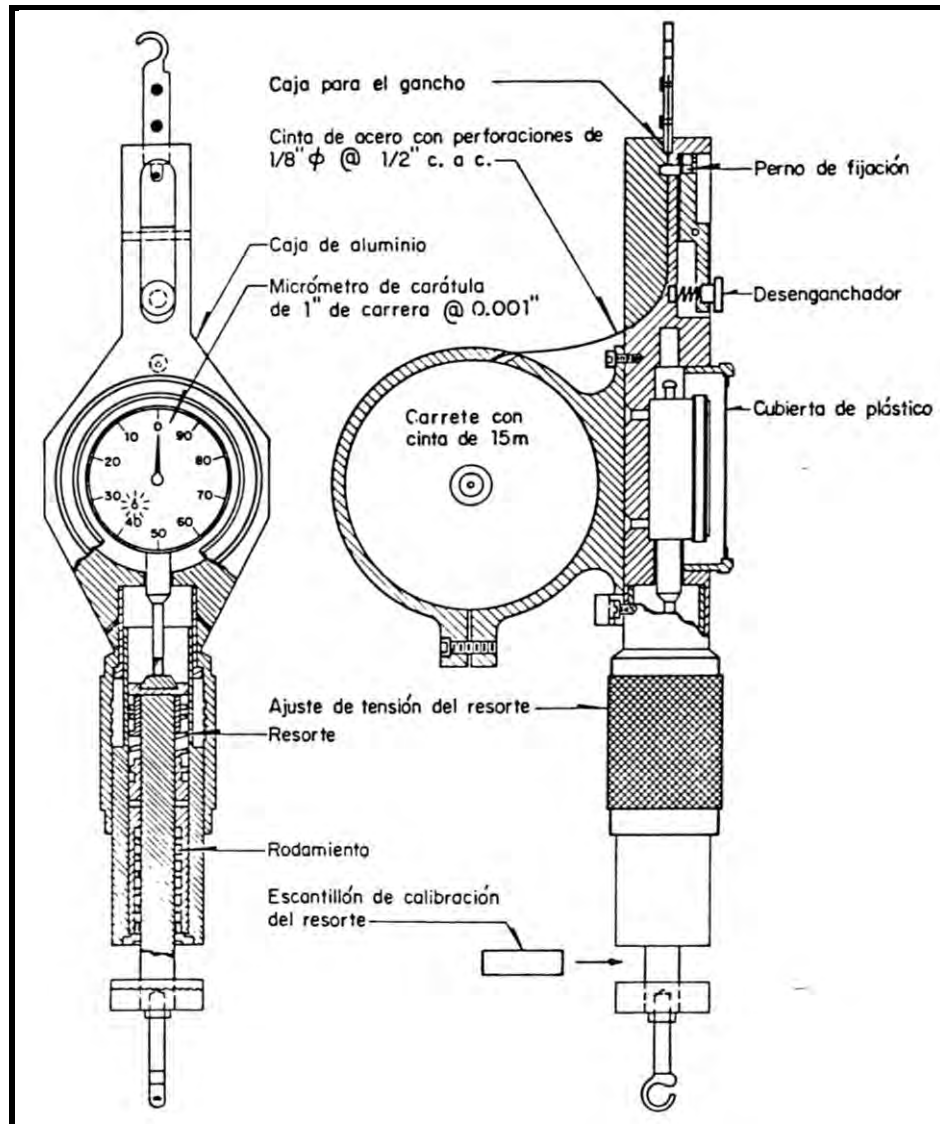


Figura 6.9 Extensómetro portátil de cinta.

6.3.5 Triangulaciones

El empleo de la triangulación como un método para la medición de desplazamientos es recomendable en obras en que los puntos de medición estén en lugares poco accesibles y sea posible establecer una base de triangulación no menor de 250 m.

Se recomienda que para obtener una precisión ± 0.6 a ± 1.2 cm, la base de medición sea medida empleado cintas convencionales a tensión regulada y una medición de ángulo con una aproximación de ± 10 seg.

En el caso de requerir una precisión de ± 0.03 a ± 0.10 cm, se hace necesario medir la base de triangulación con métodos especiales, empleando cinta de acero invar, a tensión controlada y efectuando la corrección correspondiente por flecha, pendiente y temperatura. La medición de ángulo en este caso deberá efectuarse con una aproximación de ± 10 seg.

CAPITULO 6. INSTRUMENTACIÓN EN MECÁNICA DE ROCAS

6.3.6 Método fotogramétricos

Este método puede ser de utilidad, cuando se trata de cubrir grandes áreas: por ejemplo para estudiar zonas en que puedan ocurrir problemas de desplazamientos importantes. La precisión que se puede esperar es del orden de $\pm 1/5,000$ y de acuerdo con la escala de la fotografía.

Este método se emplea en la medición de desplazamientos en zonas muy amplias. Los instrumentos que se usan son complejos y generalmente las mediciones las realizan grupos altamente especializados.

6.4 MEDICIÓN DE DEFORMACIONES INTERNAS

El objetivo fundamental de este tipo de instrumentación es medir las deformaciones que se presentan en el interior de una formación rocosa. Los instrumentos que se usan con mayor frecuencia son los bancos de nivel profundos y los extensómetros fijos.

Estos instrumentos tienen como característica común, que su instalación se hace empleando barrenos dentro de los cuales se fijan uno o varios puntos de medición, que se ligan al exterior utilizando barras rígidas o alambre, cuyos desplazamientos se miden respecto a un punto exterior.

6.4.1 Extensómetros fijos

Se emplean para la medición de deformaciones internas de un macizo rocoso, en cualquier dirección. Estos instrumentos son los más confiables y precisos. En la (Tabla 6.6), se presentan en forma condensada los diferentes tipos de extensómetros y sus características principales.

Se recomienda que se empleen de preferencia extensómetros de barras, con sensor mecánico del tipo micrómetro fijo en la cabeza del instrumento. Se deberá dejar un punto de referencia fija a la cabeza del instrumento que permita establecer, por medio de mediciones externas, el desplazamiento sufrido por esta. Las barras de medición deberán estar ancladas por medios mecánicos o por cementado en la base del instrumento y sin presentar puntos de fricción con las paredes del barreno.

Tabla 6.6 Características principales de los extensómetros fijos.

Tipo de instrumento	Rango	Precisión	Ventajas	Desventajas
Tensionado por peso	Variables	$\pm 0.5 \text{ cm}$	Construcción simple, barato	La precisión está afectada por deformación de los alambres
Extensómetro de barras	15.0 cm	$\pm 0.003 a \pm 0.015 \text{ cm}$	Simple y preciso, fácil de instalar, resistente a daños por explosivos y longitud de anclaje ajustable	Difícilmente adaptable para control remoto. Pocos puntos de medición por barrenos
Alambres de tensión variable	7.5 cm	$\pm 0.005 a \pm 0.015 \text{ cm}$	De 6 a 8 puntos de medición por instrumento, puede ser leído a control remoto	Requiere calibración para alambre con tensión variable, presenta fricción variable e histéresis
Alambres de tensión constante	7.5 cm	$\pm 0.005 a \pm 0.015 \text{ cm}$	De 6 a 8 puntos de medición, puede leerse a control remoto y tiene un factor de calibración constante	La precisión está afectada por fricción e histéresis. Mecánicamente complejo

CAPITULO 6. INSTRUMENTACIÓN EN MECÁNICA DE ROCAS

Los tipos básicos de extensómetros fijos se presentan en la (Figura 6.10). Estos instrumentos consisten en uno o varios puntos de referencia anclados en el interior de un barreno y una cabeza fija en el exterior. Los puntos interiores están conectados a la cabeza exterior por medio de alambres tensados, tubos o barras. Un sensor de deformación mecánico o eléctrico se coloca entre barras o alambres tensados y el cabezal de referencia de tal forma que detecte los desplazamientos relativos que se presentan.

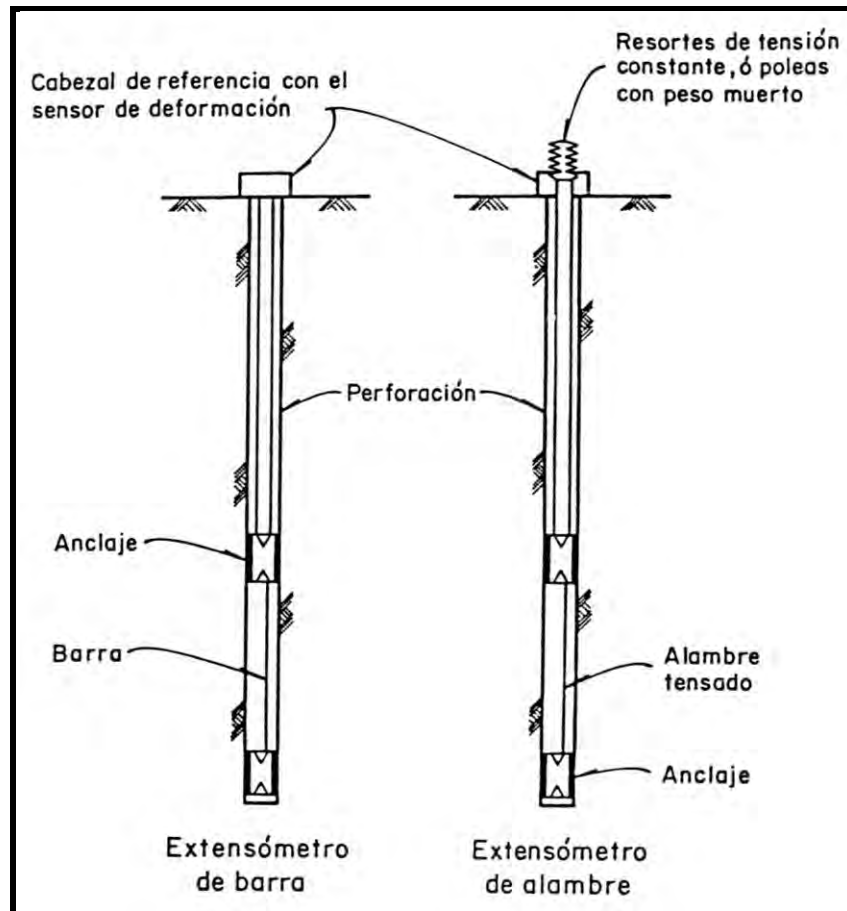


Figura 6.10 Tipos básicos de extensómetros fijos.

Estos aparatos se colocan en perforaciones de 7.5 cm de diámetro (NX). El tipo de anclaje que se emplea depende de las características de la roca, prefiriéndose el procedimiento de cementación con lechadas expansivas para los demás tipos de rocas. Las barras o tubos están dentro de ademes de P.V.C. para evitar la fricción lateral y facilitar la instalación, pues se puede rellenar totalmente el barreno con la lechada expansiva, dejando libre exclusivamente la longitud de anclaje necesaria.

CAPITULO 6. INSTRUMENTACIÓN EN MECÁNICA DE ROCAS

6.4.2 Bancos de nivelación profundos

Se usan para la medición de deformaciones de un macizo rocas, en sentido vertical exclusivamente, empleando como sistema de medición el nivel óptico con placa micrométrica.

Se recomienda su empleo cuando se requiere una precisión de 0.01 cm en la determinación de las deformaciones.

En la (Figura 6.11) se presenta esquemáticamente un instrumento de este tipo. Consiste en una barra de tubo metálico, anclado por cementación con lechadas expansivas al fondo de un barreno de 7.5 cm de diámetro. En la parte superior el tubo o barra tiene una cabeza semiesférica para el apoyo del estadal. Para evitar la fricción lateral con las paredes del barreno, se adema con un tubo de P.V.C., y se colocan rondanas de plástico para centrar las barras o tubos respecto a este.

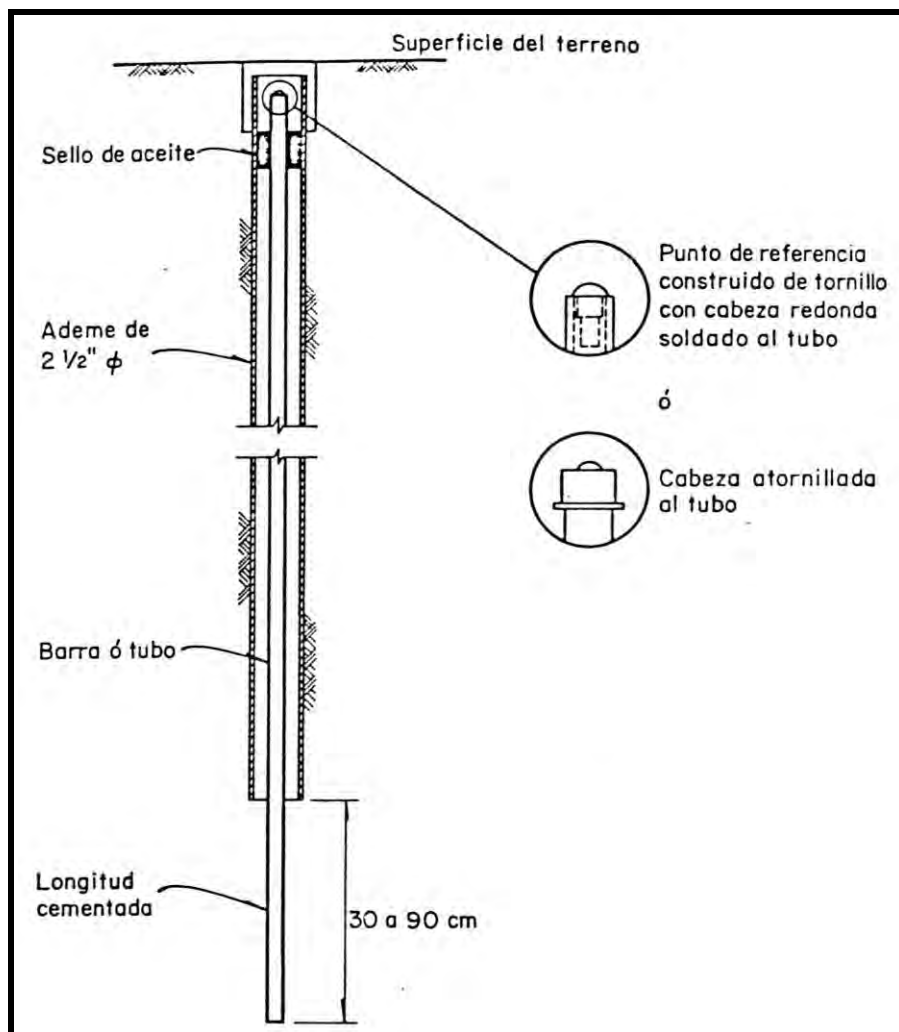


Figura 6.11 Bancos de nivelación profundos.

CAPITULO 6. INSTRUMENTACIÓN EN MECÁNICA DE ROCAS

6.4.3 Inclinómetros

La medición de las deformaciones horizontales en rocas puede efectuarse empleando inclinómetros, se instalan tuberías de guía, cementadas lateralmente en la perforación. La sonda de medición deberá estar instrumentada con acelerómetros colocados ortogonalmente. Los resultados dados por este tipo de aparatos son poco confiables en valor absoluto, pero de suma utilidad para “detectar” tendencias de la deformación del macizo rocoso.

6.5 MEDICIÓN DE CARGAS Y ESFUERZOS

6.5.1 Medición de fuerzas de anclaje

Su objetivo es conocer la fuerza aplicada por un ancla y su variación provocada por cambios del estado de esfuerzos del macizo rocoso en que trabaja. La medición de la fuerza se realiza con celdas de carga que deberán tener comportamiento lineal, estar libres en lo posible del efecto de histéresis; ser capaces de soportar los efectos de explosiones cercanas, del intemperismo por largo tiempo y de cambio de temperatura. Se recomienda que tengan un apoyo esférico que transmita la carga y facilite la instalación en el campo.

Las celdas de carga deberán calibrarse y sujetarse a la verificación de estabilidad, observando durante un periodo no menor de un mes, la variación de su respuesta bajo una carga igual a la que soportara en el campo. Durante esta verificación se recomienda que se someta la celda a condiciones ambientales que simulen las de trabajo.

En la instalación de campo, la celda de carga se debe apoyar según un plano perpendicular al eje del ancla, permitiéndose una variación máxima de $\pm 5^\circ$. La prueba de un ancla consiste en aplicar gradualmente una fuerza de tensión al vástago del ancla hasta lograr que la placa de apoyo se empiece a separar de la superficie de la roca. Se realiza la primera prueba inmediatamente después de la colocación del ancla. Posteriormente, durante su vida útil, se debe seguir un programa de observaciones cuya duración y frecuencia de mediciones dependerá de la rapidez de los cambios que se observen, y del tipo de operaciones constructivas que puedan afectar la zona anclada.

Las anclas en las que se puede medir la fuerza que actúa, son del tipo tensión. Estos elementos están contruidos con un vástago de acero roscado en ambos extremos, un sistema de cuñas expansoras, una placa de apoyo y una tuerca. El anclaje se hace por expansión del las cuñas al penetrar una tuerca especial por roscado del vástago. En la (Figura 6.12), se presenta esquemáticamente una instalación típica de un ancla de tensión.

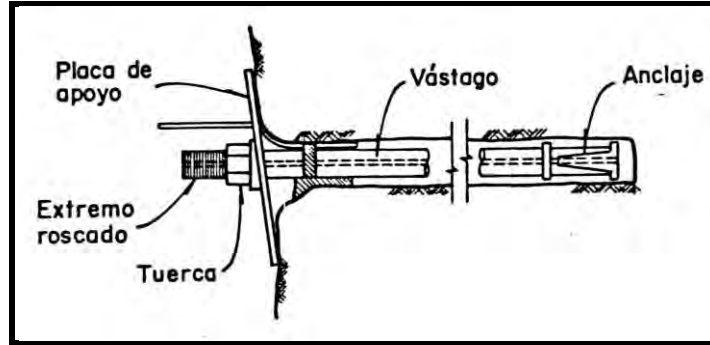


Figura 6.12 Instalación típica de un ancla de tensión.

Celdas hidráulicas

Son las celdas de carga de uso más extendido; esencialmente son gatos hidráulicos de pistón hueco que se puede fijar directamente al vástago del ancla. La medición se realiza aplicando presión hidráulica al gato, hasta equilibrar la tensión que está actuando en el ancla.

Las celdas hidráulicas de carga son las más recomendables por su bajo costo de adquisición, facilidad de operación y confiabilidad de comportamiento a largo plazo.

Descripción: estos dispositivos son gatos hidráulicos con 5 cm de carrera, cuyo cuerpo y pistón son de acero con las superficies de contacto maquinados a espejo; para reducir la fricción. Los empaques que se emplean son generalmente del tipo de copa, con cuerpo de teflón y centro de neopreno (Figura 6.13).

El pistón tiene un agujero central y su base esta roscada para poder atornillarse, empleando una pieza especial, al vástago del ancla.

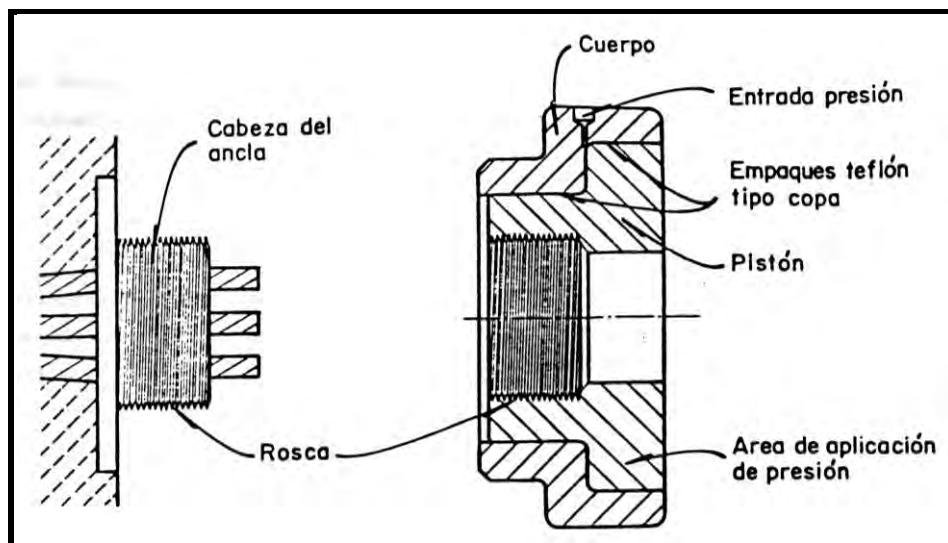


Figura 6.13 Celda hidráulica.

CAPITULO 6. INSTRUMENTACIÓN EN MECÁNICA DE ROCAS

En la parte superior del cuerpo del gato, esta una pequeña base con un tornillo micrométrico, que en un extremo tiene un micro-interruptor eléctrico, que permite establecer un desplazamiento relativo entre el pistón y el cuerpo de calor conocido (Figura 6.14).

La presión de aceite se aplica por medio manual y entra a través de un orificio lateral. La presión aplicada se mide por medio de un manómetro de carátula.

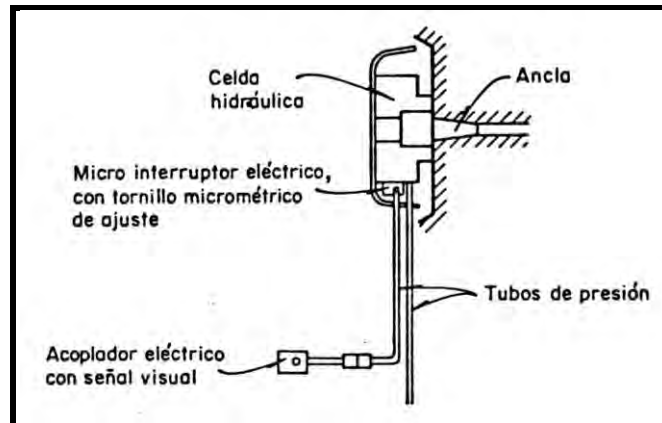


Figura 6.14 Diagrama de instalación-celda-hidráulica.

Celdas con deformómetros eléctricos

Esencialmente son cilindros huecos de acero, instrumentos con deformómetros eléctricos, que forman parte del vástago del ancla o se colocan exteriormente en el sistema de postensado.

Estas celdas de carga se recomiendan solo para efectuar mediciones a control remoto de sistemas de anclaje. Para asegurarse de su buen comportamiento, debe verificarse su estabilidad a largo plazo antes de colocarlas.

Descripción: existen dos tipos de celdas que emplean deformómetros eléctricos. Los primeros consisten en un cilindro hueco que permite el paso del vástago del ancla. El exterior del cuerpo está instrumentado con deformómetros del tipo strain gages formando un puente completo que se compensa por temperatura; esta instalación está protegida por medio de un cilindro metálico delgado. Este tipo de celdas cuenta con un sistema de cuñas en su base que facilita la instalación (Figura 6.15).

Los segundos están constituidos por un cilindro metálico hueco, con extremos roscados al vástago del ancla y que está instrumentado interiormente con deformómetros eléctricos del tipo strain gages formando un puente completo compensado por temperatura (Figura 6.16) o con deformómetros tipo cuerda vibrante (Figura 6.17). Las celdas de este tipo forman parte del vástago del ancla y no son desmontables.

Los deformómetros eléctricos requieren para su lectura de un amplificador exterior portátil o de un sistema de lectura remota.

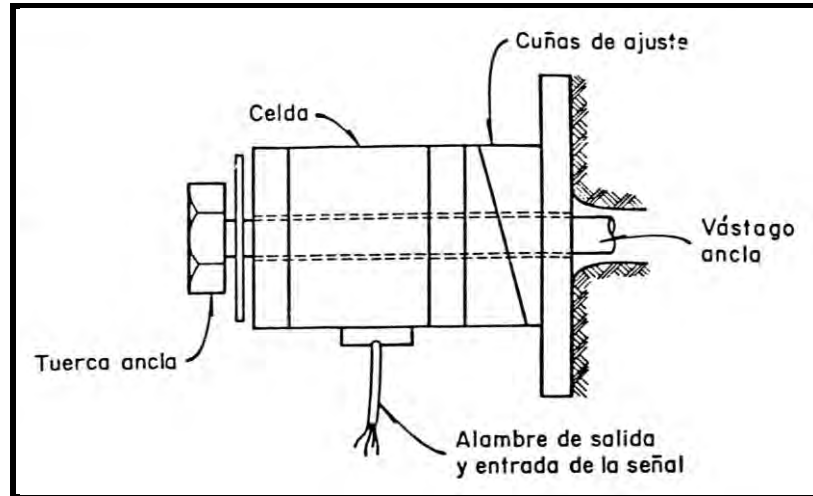


Figura 6.15 Celda de deformómetros eléctricos de instalación.

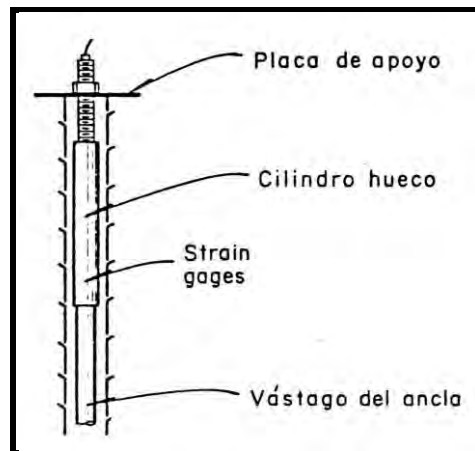


Figura 6.16 Celdas de deformómetros eléctricos del tipo strain gages.

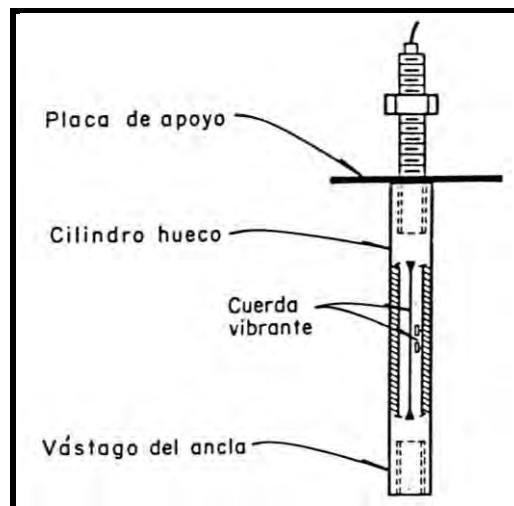


Figura 6.17 Celda de deformómetros eléctricos del tipo cuerda vibrante.

Celdas con deformómetros fotoelásticos

Son cilindros huecos de acero a los que se le adhiere un sensor fotoelástico superficial se colocan generalmente en el sistema de postensado del ancla.

Estas celdas de carga no son recomendables para efectuar mediciones a largo plazo por ser muy sensibles a sufrir cambios importantes por efectos de la temperatura y la humedad.

Descripción: estas celdas están formadas por un cuerpo metálico hueco para permitir el paso del vástago del ancla. Al centro del cuerpo se instala un medidor fotoelástico que lleva incorporado el conjunto de placas polarizadas y espejos que permiten la lectura inmediata del patrón de bandas que se desarrollan, desde una distancia no mayor de 6.0 m, empleando dispositivos ópticos de amplificación, (Figura 6.18).

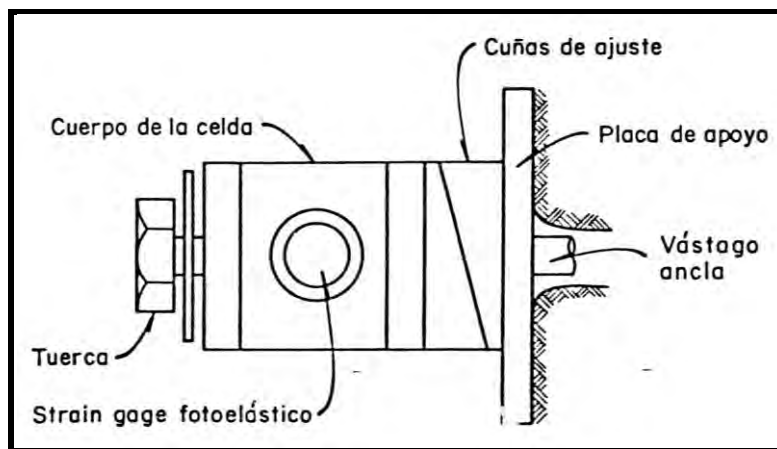


Figura 6.18 Celda con deformómetros fotoelásticos.

6.5.2 Medición de esfuerzos un situ

Estas técnicas de medición se utilizan para estimar el estado de esfuerzos de un macizo rocoso antes y después de una construcción, y para determinar los esfuerzos que se desarrollan en pilares de roca.

Gatos planos

Se emplean para la medición de esfuerzos normales en la zona cercana a la superficie de un macizo rocoso, en la pared de una excavación o un pilar de roca.

El procedimiento consiste en practicar una ranura de 3 cm de espesor y 60 de profundidad en la superficie de la roca y relajar los esfuerzos del sitio; previo al ranurado, se determinan con precisión ± 0.003 mm las distancias entre tres parejas de puntos de referencia localizadas en ambos lados de la ranura. Después del ranurado, se vuelven a medir las distancias entre las tres parejas de puntos; posteriormente se introduce y cementa el gato plano, cuando el cemento se ha endurecido se aplica presión hidráulica hasta que la distancia entre los puntos vuelve a ser la inicial; se considera que esta presión media es igual al esfuerzo normal del sitio.

CAPITULO 6. INSTRUMENTACIÓN EN MECÁNICA DE ROCAS

El gato plano está formado por dos placas de acero de 40 x 40 cm soldadas en su perímetro, se le inyecta aceite a presión con una bomba manual conectada al gato con un tubo flexible. Usualmente se colocan estos gatos, según dos ejes ortogonales para definir los esfuerzos normales al eje del instrumento; es aconsejable poner un tercer gato en otra dirección.

Descripción: consisten en dos placas de acero troquelados, para formar un cuadrado de 60 cm de lado y 1.5 a 2.0 cm de altura, soldados eléctricamente, hacia el exterior se dejan dos tubos de acero de 0.86 cm de diámetro exterior para permitir la inyección de aceite. La aplicación de la presión se hace por medio de una bomba manual. Y en la medición de esta se emplean tres manómetros de caratula interconectados cuyas presiones de trabajo están en relación uno a cinco (Figura 6.19).

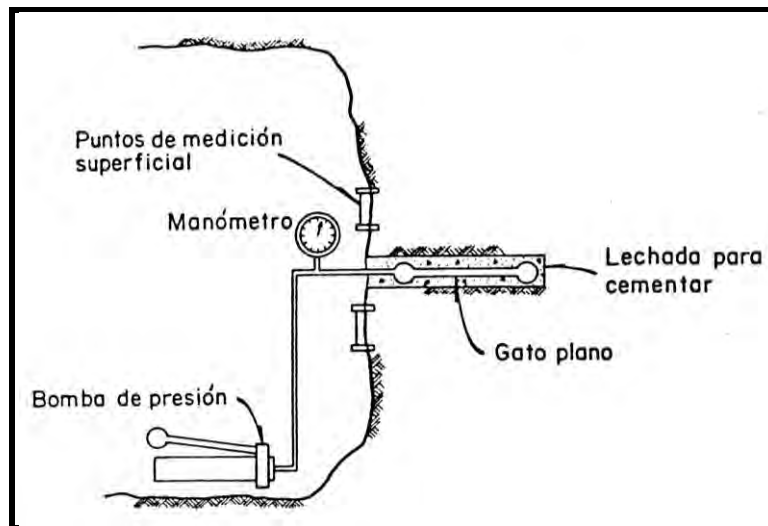


Figura 6.19 Gatos planos.

Para la medición de las deformaciones se emplea un deformómetro tipo Whittemore (Figura 6.20) y los puntos de apoyo para estas mediciones son referencias metálicas con asientos cónicos (Figura 6.21).

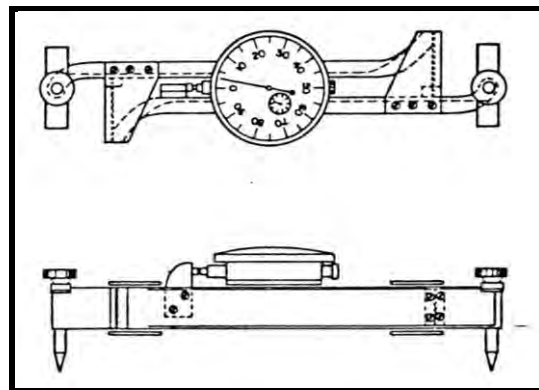


Figura 6.20 Deformómetro tipo Whittemore.

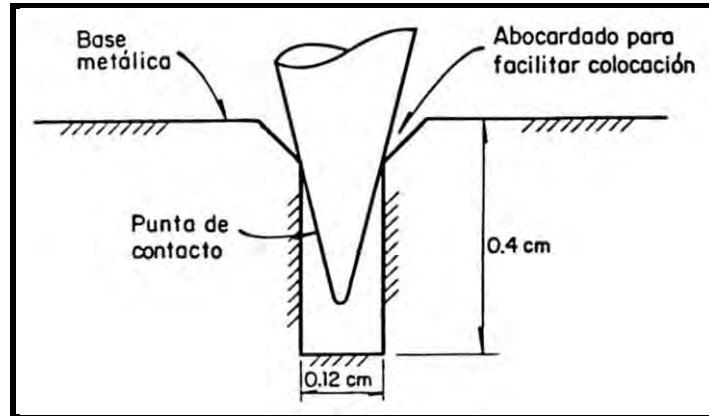


Figura 6.21 Puntos de referencia para medición con aparato tipo Whittemore.

Aparato de Hast

Se utiliza para la medición de esfuerzos normales in situ de un macizo rocoso. El método consiste en colocar una celda de carga sensible en el interior de un barreno de 2.5 cm de diámetro y profundidad de 15 m (hasta ahora). La celda se presfuerza por medios mecánicos desde el exterior, posteriormente se efectúa una sobre barrenación concéntrica de 10.0 cm de diámetro con broca de diamante. El esfuerzo que se relaje, registrado por la celda sensible, se considera igual al esfuerzo normal en ese punto asociado a la dirección de medición; la prueba se realiza en grupos de tres direcciones a cada 60°.

La celda sensible debe ser capaz de registrar confiablemente incrementos de esfuerzos de 1.0 kg/cm². Por su parte el sistema de presfuerzo debe ser suficiente para proporcionar un esfuerzo de 200 kg/cm².

Descripción: el elemento sensor emplea el principio de magneto-estricción y está construido por un cilindro de níquel de 0.6 cm de diámetro y 1.0 cm de alto, recubierto de permaloy, (Figura 6.22). Este elemento sensor está montado dentro de un cuerpo metálico que tiene un lado plano y el otro en forma de navaja. El lado plano de este cuerpo se apoya en un sistema de cuñas que actúa por medio de una barra cónica (Figura 6.23).

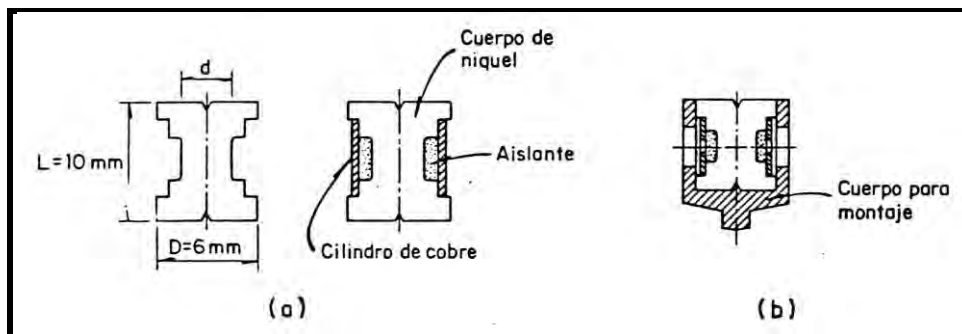


Figura 6.22 Elemento sensor del aparato de Hast.

CAPITULO 6. INSTRUMENTACIÓN EN MECÁNICA DE ROCAS

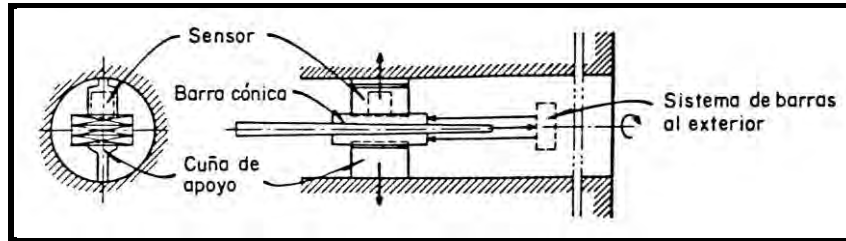


Figura 6.23 Sistema para fijación del aparato Hast.

El sistema formado por sensor y las cuñas actúa desde el exterior por medio de un sistema de barras, que están referenciadas para poder garantizar la orientación correcta de este.

Celdas Glöetzi

Se emplean para la medición de los esfuerzos totales que se desarrollan en el contacto de las estructuras y la roca.

La celda sensible consiste de dos láminas circulares de acero soldadas en su periferia, el espacio interior está lleno de aceite cuya presión se transmite por un tubo al medidor de presión.

En la instalación de esta celda debe cuidarse que se apoyen uniformemente; en el caso de colocarse en ranuras, estas se deben rellenar con cemento con aditivo expansor.

Descripción: el aparato está formado por una celda hueca construida con dos laminas de acero, troqueladas para formar un cilindro de 35 cm de diámetro y de 1 a 2 cm de espesor, soldadas eléctricamente con dos tubos para poder efectuar la conexión al sistema de medición y para realizar la purga. Este cilindro se llena de aceite deaerado y se conecta con un sensor neumático de diafragma formando un sistema cerrado (Figura 6.24).

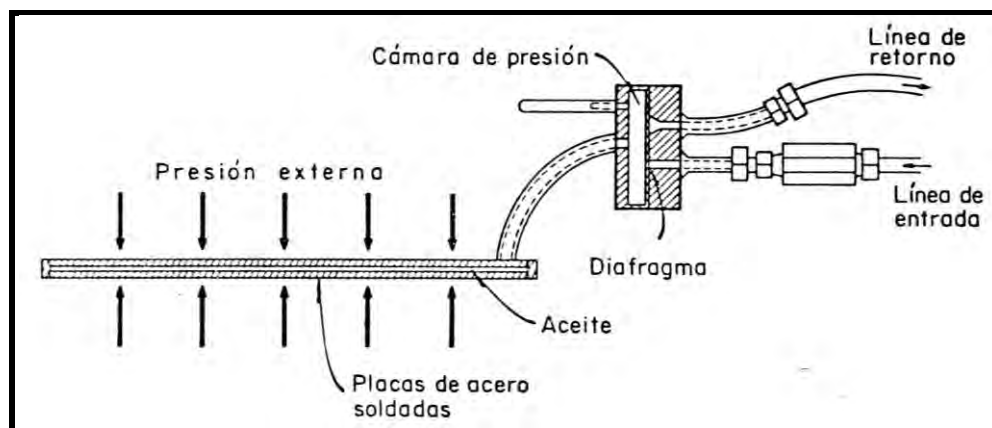


Figura 6.24 Celda Glöetzi.

La lectura de este dispositivo se obtiene equilibrando la presión desarrollada por el aceite del interior de la celda que actúa por un lado del diafragma del sensor por medio de la aplicación de una presión neumática desde el exterior.

CAPITULO 6. INSTRUMENTACIÓN EN MECÁNICA DE ROCAS

Piezómetros

Se emplean para la medición de presión de agua dentro del macizo rocoso. Los sensores que se recomiendan deberán tener un desplazamiento volumétrico máximo durante la medición de 0.5 cm^3 . Estas características pueden lograrse empleando piezómetros de tipo neumático o electroneumático de membrana plana.

La instalación del sistema piezométrico deberá garantizar el sello lateral con las paredes de la perforación, que aisle el sensor dentro de la zona de medición que se elija.

6.6 MEDICIÓN DE VIBRACIONES

La instrumentación para la medición de vibraciones deberá ser empleada para la evaluación del comportamiento de obras sujetas a fenómenos dinámicos, tanto naturales, como sismos, o inducidos, como explosiones, vibración de tuberías y maquinaria.

Para la elección de los instrumentos necesarios se recomienda fijar los intervalos de medición, respecto a frecuencia de vibración, aceleración, velocidad y desplazamiento máximo de los eventos por medir.

Generalidades. Las respuestas dinámicas de los aparatos de medición empleados para la detección de fenómenos transitorios, están condicionados por los sensores. Las características dinámicas de los sensores se eligen en función de las frecuencias naturales de vibración del sistema, la frecuencia de excitación externa y del amortiguamiento. La solución general de un sistema masa-resorte-amortiguamiento sujeta a una vibración armónica forzada queda establecida por la ecuación:

$$X_m - X_B = \frac{(\omega/\omega_n)^2 X_B}{|1 - (\omega/\omega_n)^2| + |2 \zeta (\omega/\omega_n)|} \quad \text{Ecuación 6.1}$$

Donde:

X_m Desplazamiento máximo de la masa del sensor, en metros

X_B Desplazamiento máximo de la base, en metros

ω Frecuencia de vibración armónica, en hertz

ω_n Frecuencia natural de vibración del sensor, en hertz

Factor de amortiguamiento

El factor de amortiguamiento queda definido por:

$$= \frac{C}{2M\omega_n}$$

CAPITULO 6. INSTRUMENTACIÓN EN MECÁNICA DE ROCAS

Donde:

C Amortiguamiento del sensor, en kg-seg/m

M Masa del sensor, en kg-seg²/m

ω_n Frecuencia natural de vibración del sensor, en hertz

En las graficas de la (Figura 6.25) se presenta la solución de la (Ecuación 6.1) para diferentes relaciones de amortiguamiento y de frecuencias. De estas se infiere que las relaciones de amortiguamiento que presentan una respuesta adecuada, se encuentran en el intervalo 0.6 a 0.7 del amortiguamiento crítico.

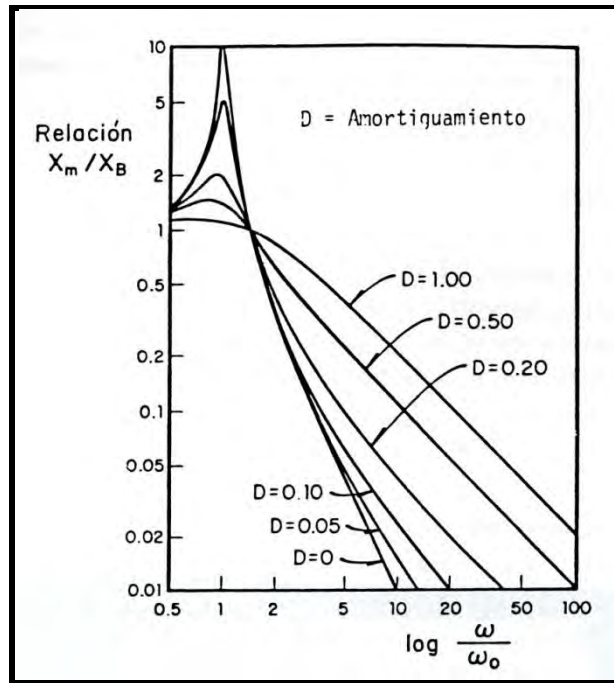


Figura 6.25 Solución gráfica a la ecuación 6.1.

Si la frecuencia natural de vibración del sensor es muy pequeña respecto a la frecuencia de vibración de la base, la ecuación se reduce a:

$$X_m - X_B \doteq 0$$

En este caso, la respuesta del sensor (X_m) corresponde prácticamente al desplazamiento de la base (X_B). Este tipo de respuesta será apropiado para los sensores que deben detectar los desplazamientos o las velocidades de una vibración de las estructuras.

Si, por el contrario, la frecuencia natural del sensor es muy alta, la (Ecuación 6.1), queda reducida a:

$$X_m - X_B \doteq (\omega/\omega_n)^2 X_B$$

CAPITULO 6. INSTRUMENTACIÓN EN MECÁNICA DE ROCAS

Debido a que el desplazamiento de la base es armónico, se puede sustituir en la (Ecuación 6.1) el valor de la aceleración definido como:

$$a_B = \frac{d^2}{dt^2} X_B \sin \omega t = -\omega^2 X_B \sin t$$

Por lo que:

$$X_B = \frac{(a_B)_{\text{máx}}}{\omega^2}$$

De donde:

$$X_m - X_B \doteq (1/\omega_n)^2 (a_B)_{\text{máx}}$$

Esta relación indica que el sensor producirá una señal directamente proporcional a la aceleración de la base.

6.6.1 Sismógrafos

Este tipo de instrumento se emplea para la medición de la velocidad de las partículas inducida por un fenómeno dinámico. La medición se debe efectuar en tres direcciones ortogonales simultáneamente, obteniéndose el registro del evento, como una grafica del tiempo contra la velocidad.

Las características de los sismógrafos que se recomiendan son:

Frecuencia	0.1 a 200 hz
Desplazamiento	2.5×10^{-5} a 2.5×10^{-1} cm
Velocidad	2.5×10^{-5} a 50 cm/s
Aceleración	9.8×10^{-5} a 98.1 cm/s ²

Los aparatos deben tener un sistema doble de registro, uno del tipo grafica en papel y otro de registro electrónico a base de cinta magnética o fotográfica. También es recomendable que el aparato tenga interconstruido un sistema de auto-calibración.

Se recomienda este instrumento para la medición de los efectos sobre estructuras y cimentaciones causadas por explosiones y operación de maquinaria.

Para efectuar una medición de aceleración, el aparato se debe colocar como indica en la (Tabla 6.7).

CAPITULO 6. INSTRUMENTACIÓN EN MECÁNICA DE ROCAS

Tabla 6.7 Recomendaciones para instrumentación de sismógrafos.

Posible aceleración del terreno	Sin fijación externa	Cinta adhesiva	Lechada de cemento	Parcialmente enterrado	Enterrado totalmente	Fijación con tornillos
<0.1 g	R	R	R	R	R	R
<0.3 g	NR	R	R	R	R	R
<1.0 g	NR	NR	R	R	R	R
<1.0 g	NR	NR	NR	NR	R	R

R: Recomendable

NR: No recomendable

Descripción: los sismógrafos constan generalmente de tres sensores colocados ortogonalmente, integrados a un sistema de nivelación que permite la colocación vertical de uno de ellos; están conectados a un circuito electrónico de amplificación y un sistema para registro de datos.

Los sensores pueden ser sistemas de masa-resorte-amortiguamiento con frecuencia natural de vibración y relación de amortiguamiento diseñadas para la medición de velocidades. Los desplazamientos de los sensores producen una señal analógica proporcional a la velocidad, por medio de medidores de deformación (strain gages), de un material piezoeléctrico o un circuito de retroalimentación.

La señal emitida por los sensores se amplifica por medio de un circuito electrónico para adecuarla a la operación del sistema de registro. Generalmente, los sistemas de amplificación tienen un intervalo de sensibilidad variable que permite obtener la amplificación deseada.

Los sistemas de registro de las variables tiempo velocidad, pueden ser fotográficos o de grabación magnética.

Generalmente, estos aparatos incluyen un sistema que permite efectuar la calibración estática, una vez que han sido instalados y previo a la operación.

En la (Figura 6.26) se presentan las respuestas características de sensibilidad frecuencia y sensibilidad-factor de amplificación y, en la (Figura 6.27), una grafica de la componente de velocidad-frecuencia de un sismógrafo sujeto a vibración armónica durante su calibración.

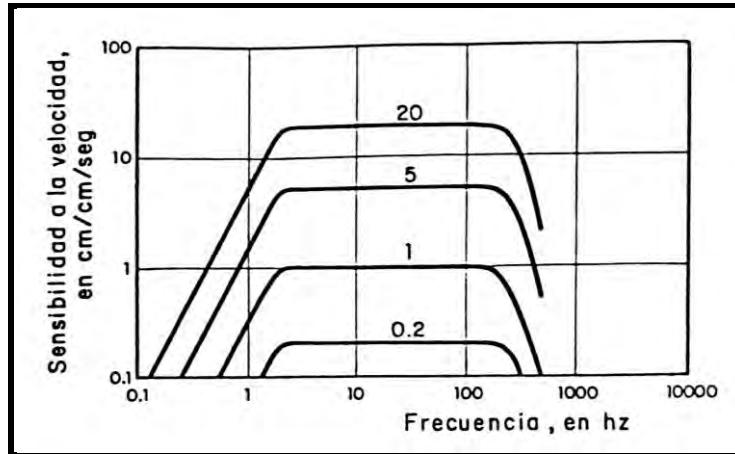


Figura 6.26 Respuesta típica de un sismógrafo a diferentes frecuencias.

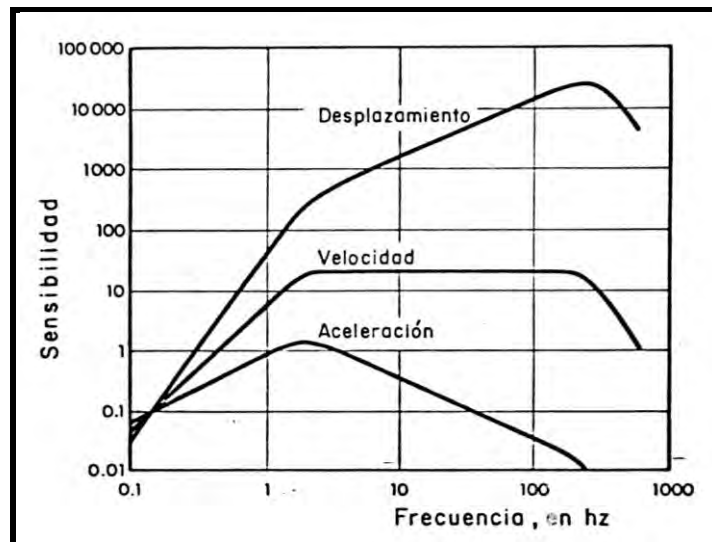


Figura 6.27 Respuesta típica de la magnificación de un sismógrafo.

6.6.2 Acelerógrafos

Se emplean para medir aceleraciones del terreno causadas por un sismo, con el fin de obtener información para evaluar la respuesta dinámica de las estructuras.

Se deben registrar los tres componentes ortogonales de la aceleración correlacionada con el tiempo de ocurrencia, su registro podrá ser fotográfico o electrónico analógico o discreto.

Se recomienda que estos instrumentos tengan un sistema de arranque automático calibrado para operar cuando la aceleración inducida alcance el valor mínimo necesario. En el caso de contarse con varios instrumentos en un sitio, estos deberán estar interconectados para arrancar simultáneamente.

La instalación deberá contar con una fuente de energía continua, a base de una corriente de alimentación alterna o de paneles solares colocados en flotación con un banco de baterías; una referencia por medio de frecuencia radial del tiempo medio del meridiano de Greenwich o un reloj

CAPITULO 6. INSTRUMENTACIÓN EN MECÁNICA DE ROCAS

electrónico de alta precisión. Todo el sistema se debe alojar en una caseta de mampostería con puertas de acceso selladas.

Estos aparatos consisten esencialmente en tres sensores del tipo masa-resorte colocados ortogonalmente, un sistema de amplificación electrónica y otro registro fotográfico o de cinta magnética, un reloj, un dispositivo de arranque y una fuente de energía; todos estos elementos están contenidos dentro de una caja metálica para protección ambiental.

Para registrar apropiadamente, el aparato cuenta con un sistema de nivelación para colocar uno de los acelerómetros en posición vertical. Los sensores regularmente se diseñan para aceleraciones de 1.0, 0.5 y 0.1 g, de acuerdo a la sensibilidad y frecuencias requeridas.

Los aparatos tienen un sistema para registro de datos que puede ser una película fotográfica de 70 mm o 300 mm de ancho, de alto contraste o en forma digitalizada en cinta magnética. El registro fotográfico se hace por medio de una lámpara de luz azul que se refleja por medio de galvanómetros que actúan como un sistema de amplificación.

Cada aparato cuenta con un sistema de arranque electrónico, que actúa para una aceleración calibrada de 0.01 a 0.15 g., de acuerdo a las necesidades del proyecto. La aceleración que produce el arranque puede ser la horizontal, la vertical u omnidireccional. En el caso de contarse con más aparatos cada uno de los arrancadores deberá interconectarse con todos los aparatos para actuar simultáneamente.

El sistema de acoplamiento de tiempo puede ser un radiotransmisor sintonizado con una señal de tiempo, o un reloj electrónico de precisión que se ajusta cada vez que se proporciona mantenimiento al instrumento.

La fuente de alimentación de estos aparatos consiste en baterías recargables conectadas en flotación con una línea de corriente alterna o con paneles solares.

6.6.3 Sismoscopios

Se recomiendan para obtener información complementaria sobre los movimientos sísmicos.

Los datos obtenidos con estos aparatos con dificultad permiten identificar la secuencia del movimiento por la influencia de un segundo modo de vibración.

Se recomienda que se instalen en la proximidad de los acelerómetros con el fin de evaluar las variaciones de las condiciones locales de los suelos.

Este dispositivo consiste en un péndulo capaz de moverse en cualquier dirección horizontal, en la parte inferior tiene un vidrio esférico ahumado, sobre el cual el péndulo graba por medio de una aguja los movimientos que induce un sismo; estos elementos están colocados en un marco rígido, provisto de tornillos para nivelación. El conjunto está protegido con una campana con ventanas transparentes laterales para dar acceso visual al registro.

CAPITULO 6. INSTRUMENTACIÓN EN MECÁNICA DE ROCAS

6.6.4 Detector microsísmico

Este tipo de instrumento capta el ruido subaudible producido por fractura o movimiento de roca. Este ruido puede originarlo una falla en proceso de desarrollo. El instrumento debe ser portátil, tener un geófono capaz de producir una salida mayor de 30 volts/g., un amplificador con salida para audífonos y un sistema de registro permanente de los datos obtenidos del tipo gráfica en papel o de cinta magnética.

Este aparato consiste en un geófono de alta sensibilidad construido con un cristal piezoeléctrico montado en un cantiliver con frecuencia natural de aproximadamente 1000 hz; se comporta como un acelerómetro cuando se excita con frecuencia por debajo de su frecuencia natural. La señal amplificada alimenta al sistema de registro, para obtener la grafica tiempo-aceleración y una salida para detección acústica. Este aparato es capaz de registrar aceleraciones de aproximadamente 0.0003 g.

6.7 DISPOSITIVOS PARA LA OBSERVACIÓN DE BARRENOS

Se introducen sistemas ópticos, cámaras fotográficas y de televisión al interior de un barreno, con objeto de identificar las rocas, fisuras, fracturas y estratos que puede haber en un sitio. Se recomienda que se empleen cuando no ha sido posible una recuperación satisfactoria de muestras.

Estos dispositivos generalmente consisten en un sistema que permite la operación a control remoto, de un aparato óptico, una fuente de iluminación, una brújula y un nivel montados en una sonda que se introduce en un barreno.

6.7.1 Estratoscopio

Instrumento óptico con fuente de luz propia, permite la observación directa de una barreno de hasta de 4 m de longitud. Su retícula graduada permite medir el ancho de una fisura y, por observaciones con el tiempo, determinar los movimientos que pueden presentar.

Este aparato está formado por un sistema óptico de baja resolución con una retícula calibrada y una fuente de luz montados en un tubo telescópicos de 5.0 cm de diámetro y una longitud máxima de expansión de 7.0 m (Figura 6.28). La luz emitida por la fuente se orienta por medio de dos prismas para iluminar el interior del barreno y poderlo observar. La información que se obtiene se puede registrar en una cámara fotográfica colocada en el ocular, la fotografía obtenida es baja resolución.

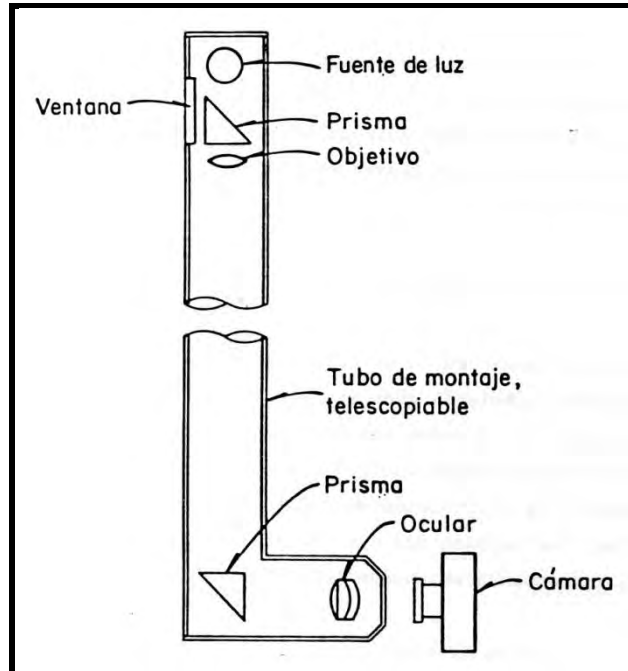


Figura 6.28 Estratoscopio.

6.7.2 Cámara fotográfica

Con este instrumento se obtienen fotografías anulares de las paredes del barreno con referencias de orientación y verticalidad que sirven para identificar las rocas y sus discontinuidades y permiten definir el rumbo y el echado de estas últimas.

El dispositivo es esencialmente una cámara sincronizada para obtener placas fotográficas a cada 3.0 cm de profundidad, tienen una brújula y un nivel. La placa fotográfica registra las características de las paredes del barreno, la orientación azimutal, la profundidad y el nivel.

En una sonda cilíndrica de 5 cm de diámetro exterior están montados, una cámara de distancia focal fija para tomar hasta 200 fotografías, tiene una fuente de luz que ilumina la pared del barreno a través de una ventana cilíndrica; hay también un espejo cónico con eje vertical en el que se refleja la imagen que fotografía la cámara. Tiene también incorporadas una brújula y un nivel que simultáneamente fotografía la cámara.

La sonda se controla desde el exterior con un dispositivo de sincronización que permite obtener fotografías a cada 3 cm de profundidad.

Las palcas fotográficas que se obtienen con este dispositivo están distorsionadas apareciendo como anillo. Para su interpretación tienen que ser proyectadas a una pantalla cónica de cristal despolido. Cuando esta pantalla se observa del exterior, la imagen se proyecta sin distorsiones semejando un espécimen cilíndrico.

6.7.3 Cámara de televisión

Este dispositivo es similar a la cámara fotográfica. Las ventajas adicionales que tiene, es que se puede obtener un registro continuo e inmediato. El instrumento deberá tener incluido un inclinómetro y una brújula, que se registran simultáneamente con la profundidad.

La sonda de observación de este tipo es un tubo de 5 cm de diámetro, tiene una cámara de televisión que gira en el eje de la sonda con un motor síncrono, puede observar las paredes del barreno con lentes cuyo ángulo de visión es hasta 80°; tienen también una brújula y un servoacelerómetro para registrar la orinecían y la inclinación de la observación. El operador puede observar las paredes del barreno y elegir los puntos de mayor interés. Con este instrumento se pueden identificar las rocas y sus discontinuidades.

CONCLUSIONES

CONCLUSIONES

La finalidad de la mecánica de rocas es conocer y predecir el comportamiento de los materiales rocosos ante la acción de fuerzas internas y externas.

Cuando se excava un macizo rocoso o se construyen estructuras sobre las rocas se modifican las condiciones iniciales del macizo rocoso, el cual responde a estos cambios deformándose y/o rompiéndose.

El conocimiento de las tensiones y las deformaciones que puede llegar soportar el material rocoso ante unas determinadas condiciones permite evaluar su comportamiento mecánico y abordar el diseño de estructuras y obras de ingeniería. Las relaciones entre ambos parámetros describe el comportamiento de los diferentes tipos de rocas y macizos rocosos, que depende de las propiedades de los materiales y de las condiciones a que están sometidos en la naturaleza.

Cabe destacar la importancia de las pruebas de laboratorio y de campo, ya que son de vital importancia para el diseño, donde la calidad de las muestras a ensayar y lo representativas que puedan ser de las condiciones del sitio de análisis, nos permite obtener parámetros confiables y por lo tanto diseños seguros y económicos.

En lo que concierne a manejo de explosivos cabe mencionar que se necesita de mucha experiencia ya que la mayor parte de la información que se tiene sobre excavaciones con explosivos ya sea para cimentaciones o para túneles, se ha obtenido de esta manera.

La instrumentación en mecánica de rocas ha avanzado de manera muy rápida y es posible obtener información con más precisión y rapidez. La instrumentación en mecánica de rocas puede evitar muchos problemas durante los procedimientos de excavación por eso es fundamental que exista gente capacitada y con experiencia para la realización de las mediciones.

Para el diseño de cimentaciones y excavaciones, se están dejando de lado los métodos manuales y se está diseñando mediante modelos numéricos ya sea de elemento finito, de diferencias finitas o elementos frontera. Sin embargo el objetivo de esta tesis es solo introducir al alumno que se inicia en este ámbito proporcionándole conceptos generales y recomendaciones de diseño.

Por último se deja abierta la posibilidad de una futura tesis para el modelado de problemas de mecánica de rocas, ya sea un talud o el análisis de una excavación, usando los métodos ya mencionados principalmente elemento finito que es uno de los más utilizados actualmente, no solo para problemas de mecánica de rocas sino para la ingeniería en general, geotecnia y estructuras son los que utilizan estos métodos para el modelado y solución de problemas.

BIBLIOGRAFÍA

BIBLIOGRAFÍA

- ⊕ Abramson L.W. (1996) “Engineering geology Principles”. Slope stability and stabilization methods. Wileyinterscience.
- ⊕ Blyth, F.G.H., Freitas, M.H. (1984) “A Geology for Engineers”, Edward Arnold, London.
- ⊕ Grim R.E.(1962) “Applied clay mineralogy”. Mc Graw-Hill Book Co., Inc, New York.
- ⊕ Mitchell, J.K. (1976) “Fundamentals of Soil Behavior”, John Wiley & Sons. New York.
- ⊕ Nicholson D.T, Hencher S. (1997) “Assessing the potential for deterioration of engineered rock slopes”.
- ⊕ Comisión Federal de Electricidad (1980). “Manual de Diseño de Obras Civiles”. Sección B. Tema 3.
- ⊕ Suárez Días Jaime (1998). “Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales”. Ingeniería de Suelos Ltda.