

01146

6
21



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO

EXCAVACION DE TUNELES EN ROCA
POR EL METODO CONVENCIONAL

T E S I S
PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERIA
(CONSTRUCCION)
P R E S E N T A :
RODOLFO RODRIGUEZ PAXTIAN

DIRIGIDA POR:
ING. FERNANDO FAVELA LOZOYA

CIUDAD UNIVERSITARIA, NOVIEMBRE DE 1996

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN





Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERIA

RECIBI COPIA DE: () TRABAJO ESCRITO
(XXXX) TESIS

DESARROLLADO POR EL ALUMNO: RODOLFO RODRIGUEZ PAXTIAN

PARA PRESENTAR EXAMEN:

() DE ESPECIALIZACION
(XX) DE GRADO

EN INGENIERIA: CONSTRUCCION

	FIRMA	FECHA
PRESIDENTE:	ING. SALVADOR DIAZ DIAZ	16/oct/96
VOCAL:	ING. FERNANDO FAVELA LOZOYA	octubre 15/96
SECRETARIO	ING. JULIO PINDTER VEGA	057-15-96
SUPLENTE:	M EN I. JAIME A. MARTINEZ MIER	16/x/96
SUPLENTE:	DR. J. ABRAHAM DIAZ RODRIGUEZ	16/x/96

APROBACION DEL TRABAJO O DE TESIS POR EL DEPARTAMENTO _____

PROMEDIO EN CREDITOS _____

NEUM*BJS*jac.

DEDICATORIA:

*Todos necesitamos alguien que desee vernos triunfar,
alguien que nos estimule a realizar grandes esfuerzos,
alguien que nos proporcione una razón ajena
a nosotros mismos para lograr el éxito.
Puede ser una madre o un padre que nos amen,
puede ser un amigo que nos inspire,
un jefe que espere mas de nosotros
y nos obligue a superarnos.*

Arthur Gordon

A mi pequeña hija Ana Karen
y a mi esposa Audelia,
razones suficientes para vivir y
seguir adelante.

AGRADECIMIENTOS:

*A la **Fundación ICA**, institución que me brindó el apoyo económico, gracias al cual fue posible realizar estos estudios.*

*A los ingenieros: **Raúl López Roldán** y **Fernando Luna Rojas**, sinceramente y de manera muy especial, por todo su apoyo y en reconocimiento a la gran labor que desempeñan dentro de la **Fundación ICA**.*

*A los ingenieros: **Benito Rodríguez Elizondo** y **Mario Jorge Orozco Cruz**, por la información proporcionada referente a la construcción del **Túnel Acapulco**.*

*A todos mis maestros, por sus enseñanzas y experiencias transmitidas, particularmente a los ingenieros: **Dr. Jorge A. Díaz Rodríguez**, **Fernando Favela Lozoya**, **Jaime Martínez Mier**, **Esteban Figueroa Palacios**, **Julio Pindter Vega** y **Salvador Díaz Díaz**.*

CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	i
OBJETIVOS	ii
ÍNDICE DE FIGURAS	iii
ÍNDICE DE TABLAS	v
1.- ASPECTOS GEOLÓGICOS	
1.1.- GENERALIDADES	1
1.2.- LITOLOGÍA	1
1.2.1.- ROCAS ÍGNEAS	1
1.2.2.- ROCAS SEDIMENTARIAS	5
1.2.3.- ROCAS METAMÓRFICAS	5
1.3.- DISCONTINUIDADES	5
1.3.1.- ESTRATIFICACIÓN	6
1.3.2.- FRACTURAS O DIACLASAS	10
1.3.3.- DISCORDANCIAS	11
1.3.4.- FALLAS	11
1.4.- CONDICIONES GEOHIDROLÓGICAS	12
1.5.- GEODINÁMICA EXTERNA	13
1.6.- GEODINÁMICA INTERNA	13
2.- SISTEMAS DE SOPORTE	
2.1.- GENERALIDADES	15
2.2.- DISEÑO	15
2.2.1.- MÉTODO DE TERZAGHI Y PROTODIAKONOV	17
2.2.2.1.- Criterio de Terzaghi	17
2.2.2.2.- Criterio de Protodiakonov	18
2.2.2.- CLASIFICACIÓN LAUFFER	20
2.2.3.- ÍNDICE DE CALIDAD DE LA ROCA	22
2.2.4.- CLASIFICACIÓN DE BIENIASWKI	23
2.2.5.- MÉTODO DE BARTON	29
2.3.- TIPOS DE SOPORTES	40
2.3.1.- CONCRETO LANZADO	42
2.3.1.1.- Características y propiedades	42
2.3.1.2.- Componentes de la mezcla	44
2.3.1.3.- Refuerzo	46
2.3.1.4.- Técnicas de colocación	50
2.3.1.5.- Posición de lanzado y control del rebote, espesor y filtraciones	52
2.3.2.- MARCOS METÁLICOS	54
2.3.3.- ANCLAS	61
2.3.3.1.- Tipos de anclas	61
2.3.3.2.- Sistema de anclaje con resinas	61
2.3.3.3.- Resistencia de las anclas	63

3.- INSTRUMENTACIÓN	
3.1.- GENERALIDADES	65
3.2.- PLANEACIÓN DE UN SISTEMA DE INSTRUMENTACIÓN	65
3.3.- INSTRUMENTACIÓN DE MACIZOS ROCOSOS	67
3.3.1.- MEDICIÓN DE DEFORMACIONES SUPERFICIALES	67
3.3.1.1.- Alineación topográfica	67
3.3.1.2.- Nivelación topográfica	67
3.3.1.3.- Nivelación diferencial	69
3.3.1.4.- Medición de distancias	73
3.3.1.5.- Triangulaciones	73
3.3.1.6.- Métodos fotogramétricos	74
3.3.2.- MEDICIÓN DE DEFORMACIONES INTERNAS	75
3.3.2.1.- Extensómetros fijos	75
3.3.2.2.- Bancos de nivelación profundos	75
3.3.2.3.- Inclinómetros	77
3.3.3.- MEDICIÓN DE CARGAS Y ESFUERZOS	77
3.3.3.1.- Medición de fuerzas de anclaje	77
3.3.3.2.- Medición de esfuerzos "in situ"	81
3.3.4.- MEDICIÓN DE VIBRACIONES	85
3.3.4.1.- Sismógrafos	85
3.3.4.2.- Acelerógrafos	85
3.3.4.3.- Detector microsísmico	85
3.3.5.- DISPOSITIVOS PARA LA OBSERVACIÓN DE BARRENOS	86
3.3.5.1.- Cámara fotográfica	86
3.3.5.2.- Cámara de televisión	86
3.4.- MEDICIONES COMUNES DURANTE LA CONSTRUCCIÓN	86
3.4.1.- MEDICIONES DE CONVERGENCIAS	88
3.4.2.- DEFORMACIONES EN EL MEDIO QUE CIRCUNDA LA EXCAVACIÓN	90
3.4.3.- DEFORMACIONES EN LA SUPERFICIE (HUNDIMIENTOS)	91
4.- USO DE EXPLOSIVOS	
4.1.- PROPIEDADES	92
4.1.1.- DENSIDAD	92
4.1.2.- VELOCIDAD DE DETONACIÓN	92
4.1.3.- PRESIÓN DE DETONACIÓN	93
4.1.4.- PRESIÓN DE EXPLOSIÓN	93
4.1.5.- POTENCIA	93
4.1.6.- SENSIBILIDAD	94
4.1.7.- SENSITIVIDAD	94
4.1.8.- GASES	94
4.1.9.- ESTABILIDAD	95
4.1.10.- RESISTENCIA AL AGUA	96
4.1.11.- RESISTENCIA A LA CONGELACIÓN	96
4.1.12.- INFLAMABILIDAD	96
4.2.- TIPOS DE EXPLOSIVOS	96
4.2.1.- AGENTES EXPLOSIVOS	96
4.2.2.- ALTOS EXPLOSIVOS	98

4.2.2.1.- Hidrogeles	95
4.2.2.2.- Emulsiones	95
4.3.- DISPOSITIVOS DE INICIACIÓN	100
4.3.1.- FULMINANTES	100
4.3.2.- MECIA DE SEGURIDAD	100
4.3.3.- CORDÓN DETONANTE	100
4.3.4.- INICIADORES NO ELÉCTRICOS (NONEL)	101
4.3.4.- CONECTORES MS	101
4.3.5.- ESTOPÍN ELÉCTRICO	101
4.4.- SISTEMAS DE INICIACIÓN	102
4.4.1.- SISTEMAS NO ELÉCTRICOS	102
4.4.2.- SISTEMAS ELÉCTRICOS	104
4.4.2.1.- Equipo y materiales requeridos	105
4.4.2.2.- Comprobación del circuito	106
4.4.2.3.- Cálculo del circuito	106
4.5.- DISEÑO DE VOLADURAS	110
4.5.1.- CUÑAS INICIALES	111
4.5.1.1.- Cuña de barrenos: paralelo, o cuña quemada	111
4.5.1.2.- Cuña en V	116
4.5.2.- BARRENOS AYUDANTES CON PROYECCIÓN HORIZONTAL O HACIA ARRIBA	117
4.5.3.- BARRENOS DE PISO	117
4.5.4.- BARRENOS AYUDANTES CON PROYECCIÓN HACIA ABAJO	118
4.5.5.- BARRENOS DE LOS HASTIALES	119
4.5.6.- BARRENOS DE LA BOVEDA	119
4.5.7.- PRECORTE PERIMETRAL	119
4.5.8.- PRECORTE	121
4.5.9.- RESUMEN DEL DISEÑO DE LOS BARRENOS PARA LA CUBA	121
4.6.- VIBRACIONES	123
4.6.1.- PREDICCIÓN DE LOS SISTEMAS DE VIBRACIÓN	123
4.6.2.- MEDICIÓN DE LAS VIBRACIONES	123
4.6.3.- EFECTO DE LAS VIBRACIONES EN LAS ACTIVIDADES	123
4.6.4.- MEDIDAS TÉCNICAS PARA REDUCIR LAS INCONVENIENTES DE LAS VIBRACIONES	123

5.- PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

5.1.- GENERALIDADES	124
5.2.- SECUENCIA DE EXCAVACIÓN	124
5.2.1.- SECCIÓN COMPLETA	124
5.2.2.- POR ETAPAS	124
5.2.2.1.- Método de voladuras y cargues	124
5.2.2.2.- Método de etapas múltiples	126
5.3.- SELECCIÓN DEL EQUIPO DE CONSTRUCCIÓN	127
5.3.1.- EQUIPO DE PERFORACIÓN	127
5.3.2.- EQUIPO DE PAZAS Y TRANSPORTES	127
5.3.2.1.- Cintora de	127
5.3.2.2.- Cintora neumática	127
5.3.3.- EQUIPO PARA LOS CARGOS AGRANDOS	128
5.3.3.1.- Camionetas	128
5.3.3.2.- Camión	128

4.2.2.1.- Hidrogeles	98
4.2.2.2.- Emulsiones	98
4.3.- DISPOSITIVOS DE INICIACIÓN	100
4.3.1.- FULMINANTES	100
4.3.2.- MECHA DE SEGURIDAD	100
4.3.3.- CORDÓN DETONANTE	100
4.3.4.- INICIADORES NO ELÉCTRICOS (NONEL)	101
4.3.4.- CONECTORES MS	101
4.3.5.- ESTOPÍN ELÉCTRICO	101
4.4.- SISTEMAS DE INICIACIÓN	102
4.4.1.- SISTEMAS NO ELÉCTRICOS	102
4.4.2.- SISTEMAS ELÉCTRICOS	104
4.4.2.1.- Equipo y materiales requeridos	105
4.4.2.2.- Comprobación del circuito	106
4.4.2.3.- Cálculo del circuito	106
4.5.- DISEÑO DE VOLADURAS	110
4.5.1.- CUÑAS INICIALES	111
4.5.1.1.- Cuña de barrenos paralelos o cuña quemada	113
4.5.1.2.- Cuña en V	116
4.5.2.- BARRENOS AYUDANTES CON PROYECCIÓN HORIZONTAL O HACIA ARRIBA	117
4.5.3.- BARRENOS DE PISO	117
4.5.4.- BARRENOS AYUDANTES CON PROYECCIÓN HACIA ABAJO	118
4.5.5.- BARRENOS DE LOS HASTIALES	119
4.5.6.- BARRENOS DE LA BÓVEDA	119
4.5.7.- POSCORTE PERIMETRAL	119
4.5.8.- PRECORTE	121
4.5.9.- RESUMEN DEL DISEÑO DE LOS BARRENOS FUERA DE LA CUÑA	121
4.6.- VIBRACIONES	123
4.6.1.- PREDICCIÓN DE LOS NIVELES DE VIBRACIÓN	123
4.6.2.- MEDICIÓN DE LAS VIBRACIONES	125
4.6.3.- EFECTO DE LAS VIBRACIONES EN LAS ESTRUCTURAS	125
4.6.4.- MEDIDAS TÉCNICAS PARA REDUCIR LOS NIVELES DE VIBRACIÓN	125

5.- PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

5.1.- GENERALIDADES	127
5.2.- SECUENCIA DE EXCAVACIÓN	128
5.2.1.- SECCIÓN COMPLETA	129
5.2.2.- POR ETAPAS	129
5.2.2.1.- Media sección y banqueo	129
5.2.2.2.- Método de etapas múltiples	130
5.3.- SELECCIÓN DEL EQUIPO DE CONSTRUCCIÓN	132
5.3.1.- EQUIPO DE PERFORACIÓN	132
5.3.2.- EQUIPO DE REZAGA Y TRANSPORTE	135
5.3.2.1.- Sobre vía	135
5.3.2.2.- Sobre neumáticos	136
5.3.3.- EQUIPO PARA CONCRETO LANZADO	136
5.3.3.1.- Lanzadora	136
5.3.3.2.- Compresor	137

6.- EJEMPLO PRÁCTICO: TÚNEL ACAPULCO

6.1.- GENERALIDADES	139
6.1.1.- LOCALIZACIÓN	139
6.1.2.- DATOS DEL PROYECTO	140
6.2.- GEOLOGÍA	141
6.3.- PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS	141
6.3.1.- PORTALES DE ENTRADA Y SALIDA	143
6.3.2.- EXCAVACIÓN EN ROCA CLASIFICADA COMO REGULAR A BUENA	143
6.3.2.1.- Procedimiento constructivo	143
6.3.2.2.- Recursos	149
6.3.3.- EXCAVACIÓN EN ROCA CLASIFICADA COMO MALA A MUY MALA	152
6.3.3.1.- Procedimiento constructivo	152
6.3.3.2.- Recursos	159
6.4.- ANÁLISIS DEL CICLO DE TRABAJO	163
6.4.1.- INFORMACIÓN GENERAL	163
6.4.2.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO	164
6.4.3.- ANÁLISIS PARA LA PRIMER ETAPA (2/3 IZQUIERDOS)	165
6.4.3.1.- Topografía	165
6.4.3.2.- Barrenación	165
6.4.3.3.- Carga y voladura	166
6.4.3.4.- Ventilación	166
6.4.3.5.- Amacize de clave y laterales	166
6.4.3.6.- Rezaga	166
6.4.3.7.- Concreto lanzado	168
6.4.3.8.- Colocación de anclas	168
6.4.3.9.- Tiempo total para la primer etapa	169
6.4.4.- ANÁLISIS PARA LA SEGUNDA ETAPA (1/3 DERECHO)	169
6.4.4.1.- Topografía	169
6.4.4.2.- Barrenación	169
6.4.4.3.- Carga y voladura	170
6.4.4.4.- Ventilación	170
6.4.4.5.- Amacize de clave y laterales	170
6.4.4.6.- Rezaga	170
6.4.4.7.- Concreto lanzado	170
6.4.4.8.- Colocación de anclas	171
6.4.4.9.- Tiempo total para segunda etapa	171
6.5.- INSTRUMENTACIÓN	173
6.5.1.- FRENTE CRUCES	174
6.5.2.- FRENTE FARALLÓN	176
6.5.3.- INTERPRETACIÓN DE LA INSTRUMENTACIÓN	178
CONCLUSIONES	180
REFERENCIAS	182

INTRODUCCIÓN

Los túneles han tenido desde tiempos muy remotos diversos usos para la humanidad, entre ellos se pueden mencionar los siguientes: la explotación de minerales, el transporte de personas y mercancías (túneles carreteros y ferroviarios), el transporte de líquidos (abastecimiento de agua y sistemas de alcantarillados), instalaciones varias (estacionamientos, almacenamiento de combustibles, desechos de plantas nucleares, usos militares, refugios, zonas comerciales, etc.).

La excavación de los túneles en roca se realiza fundamentalmente mediante dos procedimientos: la excavación mecánica y por el método convencional (barrenación y voladuras), en este trabajo se aborda la excavación de los túneles en roca utilizando el segundo procedimiento.

La excavación de túneles en roca por el método convencional es la técnica más utilizada en la mayor parte del mundo, desde tiempos pasados y aún en la actualidad. Ello se debe en parte, a que el progreso de los equipos utilizados con este procedimiento han tenido un mayor desarrollo que los utilizados para la excavación mecánica. Por otro lado, el uso de las máquinas tuneleras está limitado a túneles circulares, por lo que su uso no es recomendable en túneles carreteros y ferroviarios, donde las secciones típicas no son circulares y además son generalmente muy amplias. En estos casos, el intentar realizar la excavación mecánica implica atacar el frente por etapas, excavando primero con la máquina tunelera y haciendo posteriormente las ampliaciones necesarias con el procedimiento convencional.

A diferencia de muchos países europeos, donde los túneles excavados son de gran longitud, en México, la gran mayoría de los túneles en roca son relativamente cortos. Esta situación justifica el hecho de que la excavación tenga que realizarse empleando el procedimiento tradicional, ya que el pretender utilizar equipos mecánicos ocasionaría el no amortizar completamente la inversión inicial. Otro aspecto que favorece el uso de las obras subterráneas en el país, son las difíciles condiciones topográficas, por lo que en el futuro se debe considerar la construcción de estas para acortar distancias y disminuir pendientes, tanto en carreteras como en vías ferroviarias.

En este trabajo se presentan los aspectos que más influyen en el avance de la excavación, resaltando los aspectos geológicos y los procedimientos constructivos. Se incluyen también varias técnicas constructivas actualizadas como son la perforación con jumbos, el uso de las fibras de acero en el concreto lanzado y la utilización de resinas en los sistemas de anclaje. Asimismo, se plantea la importancia de la instrumentación de los túneles, como una herramienta de medición que permite predecir y comprobar el comportamiento del macizo rocoso, a fin de lograr estructuras seguras y económicas.

OBJETIVOS

- Relacionar los aspectos geológicos mas importantes que inciden en la excavación de los túneles en roca.
- Presentar las aplicaciones, ventajas y desventajas de los distintos tipos de soportes temporales utilizados en la construcción de túneles en roca.
- Establecer la importancia de la instrumentación, como una herramienta para evaluar y pronosticar el comportamiento de las estructuras subterráneas.
- Plantear los conceptos teóricos y prácticos que permitan hacer un uso seguro y económico de los explosivos.
- Exponer las aplicaciones de los procedimientos constructivos de túneles en roca por el método convencional, mencionando los factores que mas inciden en el avance de la excavación..

ÍNDICE DE FIGURAS

N°	Título	Página
1.1.-	Descripción de las rocas desde el punto de vista de la ingeniería civil	2
1.2.-	Influencia de la estratificación en el revestimiento de un túnel	7
1.3.-	Posiciones extremas de ataque de un túnel en relación con la orientación de la estratificación	7
1.4.-	Túnel atravesando capas inclinadas	8
1.5a.-	Túnel con estratificación horizontal de gran espesor	9
1.5b.-	Túnel con estratificación horizontal de espesor delgado	9
1.6.-	Túnel situado en anticlinales y sinclinales	10
1.7.-	Túnel cruzando anticlinales y sinclinales	10
2.1.-	Cargas sobre un túnel excavado en arenas	19
2.2.-	Categorías de soporte en función del índice de calidad de la roca (Q)	35
2.3.-	Tipos de soportes en túneles	40
2.4.-	Rangos de aplicación de los sistemas de soportes primarios	41
2.5.-	Curva granulométrica de agregados para concreto lanzado	45
2.6.-	Acelerantes para concreto lanzado	46
2.7.-	Concreto lanzado por vía seca	52
2.8.-	Concreto lanzado por vía húmeda	52
2.9.-	Marcos metálicos típicos	55
2.10.-	Elementos constitutivos de los marcos metálicos	56
2.11.-	Distribución de cargas en marcos continuos	60
2.12.-	Distribución de cargas en marcos con clave y rastras	60
3.1.-	Etapas para elaborar la planeación de un sistema de instrumentación	66
3.2.-	Puntos de colimación	68
3.3.-	Puntos de medición	69
3.4.-	Banco de nivelación fijo	70
3.5.-	Banco de nivelación auxiliar	71
3.6.-	Punto de liga	71
3.7.-	Nivel de agua de precisión	72
3.8.-	Extensómetro portátil de cinta	74
3.9.-	Tipos básicos de extensómetros fijos	76
3.10.-	Instalación de un inclinómetro	77
3.11.-	Celda hidráulica	78
3.12.-	Celda con deformómetros eléctricos tipo strain gages	79
3.13.-	Celda con deformómetros eléctricos del tipo cuerda vibrante	80
3.14.-	Celda con deformómetros fotoelásticos	80
3.15.-	Instalación de gatos planos	82
3.16.-	Celda Glöetzl	83
3.17.-	Piezómetro abierto	83
3.18.-	Piezómetro eléctrico	84
3.19.-	Piezómetro neumático	84
3.20.-	Estación típica de mediciones en un túnel	87
3.21.-	Arreglos típicos para medir convergencias en un túnel	88
3.22.-	Arreglos de extensómetros para medir deformaciones en el medio circundante	90
4.1a.-	Secuencia de detonación típica en túneles	103
4.1b.-	Secuencia de detonación típica en túneles	103

Nº	Título	Página
4.1c.-	Secuencia de detonación típica en túneles	104
4.2.-	Tipos de barrenos en la sección de túnel	111
4.3.-	Carga específica en función del área del frente	112
4.4.-	Número de barrenos en función del área del frente	112
4.5.-	Diagramas típicos de cuñas de barrenos paralelos	114
4.6.-	Obtención de la máxima velocidad de partícula	124
5.1.-	Excavación a sección completa	129
5.2.-	Media sección y banqueo	130
5.3a.-	Método de etapas múltiples	130
5.3b.-	Método de etapas múltiples	131
5.3c.-	Método de etapas múltiples	131
5.3d.-	Método de etapas múltiples	132
5.4.-	Partes de un jumbo de perforación típico	133
5.5.-	Mecanismos de las perforadoras de percusión	133
5.6.-	Ejemplo de la secuencia de barrenación de un jumbo	134
5.7.-	Avance en función de la profundidad de perforación y del diámetro del barreno vacío, en cuñas de barrenos paralelos.	135
5.9.-	Datos técnicos de brazos de lanzado Aliva 305	138
6.1.-	Localización del túnel Acapulco	139
6.2.-	Sección transversal de los túneles gemelos de Acapulco	140
6.3.-	Planta y perfil geológico del túnel Acapulco	142
6.4.-	División de la sección transversal en el frente El Farallón	144
6.5.-	Defasamiento entre las zonas I Y II de la media media sección superior	144
6.6.-	Planta y perfil del sistema de anclaje	148
6.7.-	Detalle de colocación de anclas	149
6.8.-	División de la sección transversal en el frente Las Cruces	153
6.9.-	Excavación de los tercios laterales de la media sección superior	153
6.10.-	Colocación de concreto lanzado reforzado con fibras de acero, en los dos tercios de la media sección superior.	155
6.11.-	Colocación de anclas en los laterales	156
6.12.-	Detalle del anclaje para la media sección superior	157
6.13.-	Excavación de los laterales hasta una profundidad de tres metros	157
6.14.-	Excavación de la porción superior del tercio central	158
6.15.-	Colocación del marco de acero n+1	159
6.16.-	Colocación de anclas en la clave	160
6.17.-	Planta y perfil del procedimiento constructivo	164
6.18.-	Programación del ciclo de trabajo para la media sección superior	172
6.19.-	Medición de convergencias	173
6.20.-	Velocidad de deformación en la convergencia "H", estación Cruces 3	175
6.21.-	Velocidad de deformación en la convergencia "H", estación Cruces 6	175
6.22.-	Velocidad de deformación en la convergencia "H", estación Farallón 4	178
6.23.-	Velocidad de deformación en la convergencia "H", estación Farallón 6	178

ÍNDICE DE TABLAS

Nº	Título	Página
1.1.-	Datos geológicos requeridos para el estudio de una obra subterránea	3
1.2.-	Clasificación de rocas y sus propiedades	4
2.1.-	Clasificación empírica del tunelero	17
2.2.-	Valores de carga de roca, H_p , para túneles soportados con marcos de acero	20
2.3.-	Valores del coeficiente de resistencia, f , para diferentes materiales	21
2.4.-	Tiempo libre de soporte, según Lauffer	22
2.5.-	Relación entre el valor numérico del RQD y la calidad de la roca	23
2.6.-	Recomendaciones para la selección de los sistemas de soporte en función del RQD	24
2.7.-	Resistencia de la roca inalterada según Deere y Miller	26
2.8.-	Clasificación de Deere para el espaciamiento de fisuras	26
2.9.-	Valuación de los parámetros del método CSIR en macizos de roca fisurada	27
2.10.-	Ajuste en la valuación por orientación de fisuras	28
2.11.-	Efecto del rumbo y echado de las fisuras en la excavación de los túneles	28
2.12.-	Clasificación del macizo rocoso en función de la valuación de parámetros	28
2.13.-	Guía para la selección del soporte provisional en túneles someros de 5 a 12 m de diámetro	29
2.14.-	Valor numérico del RQD de Deere	30
2.15.-	Número de sistemas de fisuras, J_n	30
2.16.-	Rugosidad de fisuras, J_r	31
2.17.-	Alteración y relleno de las juntas, J_a	31
2.18.-	Factor de reducción por agua en las fracturas, J_w	32
2.19.-	Condición de esfuerzos, SRF	33
2.20.-	Relación soporte-excavación para diversas excavaciones subterráneas	34
2.21.-	Dimensiones de soportes para macizos rocosos de calidad excelente, extremadamente buena, muy buena y buena (valor de Q de 1,000 a 10)	36
2.22.-	Dimensiones de soportes para macizos rocosos de calidad regular y mala (valor de Q de 10 a 1)	37
2.23.-	Dimensiones de soportes para macizos rocosos de calidad muy pobre (valor de Q de 1.0 a 0,1)	38
2.24.-	Dimensiones de soportes para macizos rocosos de calidad extremadamente mala y excepcionalmente mala (valor de Q de 0.1 a 0.001)	39
2.25.-	Proporcionamiento típico de una mezcla de concreto lanzado con fibras de acero	49
2.26.-	Propiedades de las fibras de polipropileno	50
2.27.-	Propiedades del concreto lanzado con fibras de polipropileno	50
2.28.-	Comparativa entre el concreto lanzado por vía seca vs vía húmeda	53
2.29.-	Rebote en función de la zona de lanzamiento	53
2.30.-	Capacidad de carga para marcos continuos	58
2.31.-	Capacidad de carga para marcos de clave y rastras	59
3.1.-	Nivelación topográfica	68
3.2.-	Instrumentos para medición de distancias	73
3.3.-	Características de los extensómetros fijos	76
3.4.-	Criterios para definir la magnitud de las deformaciones totales	89
3.5.-	Criterios para definir la magnitud de las velocidades de deformación	89
4.1.-	Límites de concentración de gases perjudiciales en túneles	96
4.2.-	Propiedades del anfo	97
4.3.-	Propiedades del godyne y las emulsiones	99
4.4.-	Medidas comerciales del godyne y las emulsiones	99

Nº	Titulo	Página
4.5.-	Características del cordón detonante	101
4.6.-	Resistencia nominal en Ohms de los estopines eléctricos Du Pont	108
4.7.-	Resistencia en Ohms del alambre de cobre Du Pont	109
4.8.-	Separación entre barrenos vacíos y cargados en cuñas de barrenos paralelos	115
4.9.-	Cargas de los barrenos mas próximos al central en cuñas de barrenos paralelos	115
4.10.-	Cargas de los barrenos de contracuña en cuña de barrenos paralelos	115
4.11.-	Dimensiones y carga para barrenos de una cuña en V	116
4.12.-	Bordo, espaciamiento y carga en barrenos ayudantes con proyección horizontal o hacia arriba	117
4.13.-	Bordo, espaciamiento y carga en barrenos de piso	118
4.14.-	Bordo, espaciamiento y carga en barrenos ayudantes con proyección hacia abajo	118
4.15.-	Bordo, espaciamiento y carga en barrenos de los hastiales	119
4.16.-	Bordo, espaciamiento y carga en barrenos de bóveda	120
4.17.-	Bordo, espaciamiento y carga en barrenos de poscorte	120
4.18.-	Espaciamiento y carga en barrenos de precorte	121
4.19.-	Daños causados a las estructura en función de la velocidad de la partícula	125
5.1.-	Intensidad mínima de iluminación para las estructuras subterráneas	128
5.2.-	Requerimientos mínimos de ventilación para las estructuras subterráneas	128
5.3.-	Datos técnicos de brazos de lanzado Aliva 305	137
6.1.-	Consumo de explosivos de 22 voladuras realizadas en el frente El Farallón	146
6.2.-	Consumo de explosivos de 64 voladuras realizadas en el frente Las Cruces	154
6.3.-	Convergencias en el frente Cruces	174
6.4.-	Comparativa entre la magnitud de las convergencias en el frente Cruces	174
6.5.-	Comparativa entre la velocidad de las convergencias en el frente Cruces	175
6.6.-	Convergencias en el frente Farallón	176
6.7.-	Comparativa entre la magnitud de las convergencias en el frente Farallón	177
6.8.-	Comparativa entre la velocidad de las convergencias en el frente Farallón	177

CAPÍTULO 1
ASPECTOS GEOLÓGICOS

1.1.- GENERALIDADES

En este capítulo se presentan los aspectos geológicos más importantes para la localización, diseño y construcción de una obra subterránea. En forma particular, estos estudios aportan información al constructor de túneles acerca de los tipos de estratos que se pueden encontrar durante la excavación, la forma probable de manifestación del agua subterránea, el posible comportamiento del terreno al ser excavado, etc.

El estudio de un macizo rocoso se puede dividir en dos grandes grupos, uno de ellos estudia la roca matriz o roca intacta, en tanto que el otro grupo, estudia el macizo rocoso discontinuo. En general, las propiedades intrínsecas de la roca tales como sus resistencia a la compresión o la permeabilidad tienen menor importancia que sus propiedades en conjunto. A este respecto, el grado de fracturamiento así como la orientación de los sistemas de fracturas son notablemente más importantes para el futuro comportamiento de los túneles. Por esta razón este apartado está enfocado principalmente al estudio de la roca como un medio discontinuo, por lo que el estudio de la roca intacta no se mencionará en lo sucesivo. La figura 1.1. esquematiza de manera general los parámetros de mayor utilidad para la descripción de la roca matriz, así como las principales clasificaciones de los macizos rocosos.

La tabla 1.1 resume los datos geológicos requeridos para el estudio geotécnico completo de una obra subterránea, enseguida se estudian los aspectos geológicos que más inciden durante la excavación de las obras subterráneas.

1.2.- LITOLOGÍA

La litología describe las características físicas y químicas de las rocas y suelos, una información de mucha importancia que proporcionalan estos estudios, es acerca del tipo de roca que se encontrará al excavar el túnel, lo que permite hacer algunas asociaciones de interés sobre posibles problemas al realizar la excavación (caídas, rendimientos, presencia de cavernas, etc.). La tabla 1.2 muestra una clasificación de rocas con sus características y propiedades de mayor interés (4,10,28).

Las rocas se pueden clasificar para su estudio en : rocas ígneas, sedimentarias, y metamórficas, como se muestra a continuación (12,26).

1.2.1.- ROCAS ÍGNEAS

Las rocas ígneas incluyen flujos de lava que han sido expulsados en estado fundido y se han extendido sobre la superficie, solidificándose por enfriamiento rápido y formando una roca cristalina de grano fino, como el basalto. También se forman en grandes masas a profundidad, no necesariamente en estado de fusión total, presentando una textura cristalina y áspera, como el granito.

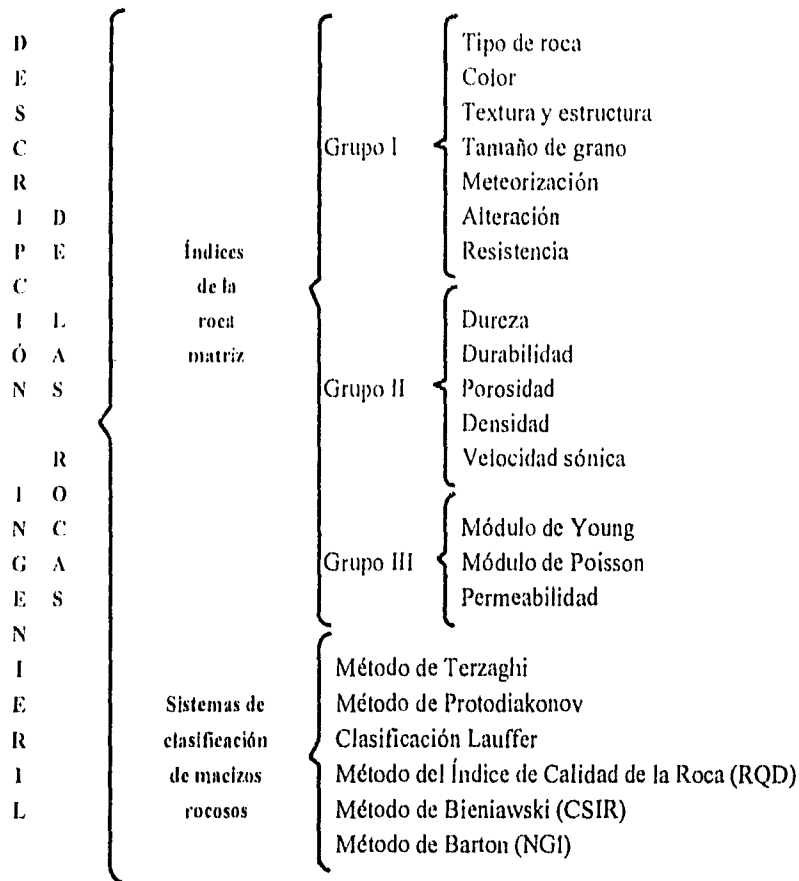


Figura 1.1.- Descripción de las rocas desde el punto de vista de la ingeniería civil.

Fuente: adaptado de AMITOS. Curso Víctor Hardy 1982 (tomo uno).

Normalmente estas rocas son densas, pero se pueden descomponer por intemperización en superficie y a profundidad. Es común utilizar el contenido de sílice para clasificarlas en ácidas y básicas. Las rocas ácidas típicas son de menor peso y de colores claros, como el granito, mientras que las rocas básicas son oscuras y pesadas, como el basalto, la andesita y el gabro.

Tabla 1.1.- Datos geológicos requeridos para el estudio de una obra subterránea

Fuente: AMITOS, curso Víctor Hardy 1987 (tomo uno)

1.- Litología	4.- Geomorfología
1.1.- Suelos	-Génesis de las formas de relieve
-Espesor	-Evolución de las formas de relieve
-Extensión	-Interrelación de las formas de relieve con otros accidentes
-Clasificación	-Topografía
-Composición	-Carsticidad
-Textura	5.- Hidrología
-Estructura	5.1.- Flujo de agua superficial
-Porosidad	5.2. Acuíferos
-Permeabilidad	-Niveles piezométricos
1.2.- Rocas	-Artesianismo y manantiales
-Profundidad de roca sana	-Composición del agua
-Clasificación	-Temperatura del agua
-Textura	-Flujo de agua subterráneo
-Estructura	6.- Geodinámica externa
-Porosidad	-Erosión e intemperismo
-Permeabilidad	-Transporte
-Recuperación	-Acumulación
-Índice de calidad de la roca	-Movimiento en masa del terreno (creep, avalanchas, solifluxión, deslizamientos)
2.- Discontinuidades	-Perturbaciones ciclónicas
2.1.- Fallas y juntas	7.- Geodinámica interna
-Presencia	-Vulcanismo
-Tipo	-Sismicidad
-Frecuencia	-Esfuerzos tectónicos
-Rumbo y echado	-Terreno expansible o extruible
-Características (amplitud, relleno, paredes)	-Terreno explosivo
2.2.- Pliegues	-Presencia de gases y gradiente geotérmico
-Presencia	8.- Materiales de construcción
-Intensidad	-Agregados
-Tipo	-Enrocamientos
-Rumbo	-Suelos finos
2.3.- Discordancias	-Calidad de los materiales
3.- Estratigrafía	-Volumen de los materiales
-Formaciones o unidades litológicas	9.- Modificaciones al medio natural debidas a la acción del hombre
-Espesores	
-Distribución	
-Ambientes de depósito	

Tabla 1.2. Clasificación de rocas y sus propiedades.

Fuente :adaptado de CFE 1979. Manual de diseño de obras civiles. Clasificación de suelos y rocas

Tipo de roca	Roca	Factor de abundancia	Densidad	Porosidad	Resist. a la compresión	Resist. a la tensión	Resist. al corte	
			g/cm ³	(%)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	
Í G N E A S	Volcánicas o Extrusivas	Riolita	1.5	2.4-2.6	4-5	1,500-3,000	150-300	
		Dacita						
	Plutónicas o Intrusivas	Traquita	1.5					
		Andesita	1.6	2.2-2.3	10-15			
		Basalto	1.5	2.8-2.9	0.1-1.0	1,500-3,000	100-300	200-600
		Granito	1.6	2.6-2.9	0.5-1.5	1,000-2,500	70-250	140-500
		Granodiorita						
		Siemita						
		Diorita	1.5					
		Diabasa		2.7-3.5	0.1-0.5	1,000-3,500	150-350	250-600
S E D I M E N T A R I A S	Clásticas o Mecánicas	Conglomerado	1.5					
		Arenisca	1.5	2.0-2.6	5-25	200-1,700	40-250	80-400
		Limonita						
	No clásticas orgánicas y químicas	Lutita	1.35	2.0-2.4	10-30	50-1,000	20-100	30-300
		Caliza	1.6	2.2-2.6	5-20	300-2,500	50-250	100-500
		Marga						
		Tufa						
		Travertino						
		Coquina						
		Dolomita	1.6	2.5-2.6	1-5	300-2,500	150-250	
		Yeso						
		Anhidrita						
		Caliche						
Pedernal		2.5-2.7						
Fosforita								
Carbón					50-500	20-50		
M E T A M Ó R F I C A S	Foliadas	Pizarra	1.5	2.6-2.7	0.1-0.5	1,000-2,000	70-200	150-300
		Filita						
		Esquistos	1.6					
		Gneiss	1.5	2.8-3.0	0.5-1.5	500-2,000	50-200	
	No foliadas	Hornfels						
		Cuarcita	1.55	2.6-2.7	0.1-0.5	1,500-3,000	100-300	200-600
		Mármol	1.6	2.6-2.7	0.5-2.0	1,000-2,500	70-200	
Skarn		2.6-2.7	0.5-2.0	1,000-2,500	70-200			

1.2.2.- ROCAS SEDIMENTARIAS

Las rocas sedimentarias provienen del proceso de desintegración de las rocas ígneas, seguido de su transporte, generalmente a través de medios acuosos o eólicos; su depósito en algún sitio y la subsecuente acción eventual de procesos tectónicos de presión y temperatura.

Cuando los sedimentos no están totalmente consolidados ni cementados, constituyen suelos como las gravas, arenas, limos y arcillas en los cuales el tamaño de partícula y el contenido de agua tienen gran importancia. En forma cementada, las rocas arenosas, como la arenisca, están constituidas principalmente por cuarzo y son correspondientemente duras; las rocas arcillosas tienen minerales de arcilla y son suaves y de grano fino, formado lutitas. La mayoría de las calizas son de origen orgánico marino, típicamente de grano fino y están bien cementadas; su característica especial de ser solubles en aguas ácidas puede dar por resultado el agrandamiento de las juntas y la formación de cavernas.

1.2.3.- ROCAS METAMÓRFICAS

Las rocas metamórficas provienen de la transformación de las rocas ígneas y sedimentarias, a causa de procesos intensos de presión y temperatura.

En general, las rocas metamórficas son de estructura masiva, pero con planos de debilitamiento que pueden ocasionar problemas inesperados.

1.3.- DISCONTINUIDADES

El tipo de las discontinuidades proporciona información acerca de cualquier tipo de interrupción o cambio de la continuidad del macizo rocoso (planos de fracturas, estratificación, fallas, foliación, contactos litológicos, etc.). Su importancia radica en que los problemas más difíciles durante la construcción de un túnel provienen de las discontinuidades, especialmente cuando éstas no se conocen; su presencia pueden llegar a requerir un cambio completo en el procedimiento de construcción original. Las discontinuidades forman los principales planos potenciales de deslizamiento, tanto de bloques aislados, como de masas de roca de gran tamaño y pueden formar posibles conductos de agua al interior del túnel. Se puede afirmar que las discontinuidades presentes en una masa rocosa son las responsables del comportamiento mecánico de la misma.

Las discontinuidades se describen según las siguientes características: densidad, orientación e inclinación, número de familias, espaciamiento, continuidad, abertura, morfología y relleno.

Los principales tipos de discontinuidades son la estratificación, las fracturas o diaclasas, las discordancias y las fallas (4,10,19,28).

1.3.1.- ESTRATIFICACIÓN

Este tipo de discontinuidad define los planos de inclinación, la distribución y el espesor de los estratos del macizo rocoso. La inadecuada posición del túnel con respecto a los planos de estratificación, así como la inclinación de éstos, pueden ocasionar distintos tipos de problemas durante la construcción: inestabilidad, filtraciones, menor efectividad de los explosivos y deslizamientos. La estabilidad del techo y las paredes estarán en función de la orientación e inclinación de los estratos con respecto al eje del túnel.

Los elementos básicos para describir la estratificación son el espesor, el buzamiento y el rumbo. El buzamiento y el rumbo definen, respectivamente, la pendiente descendente del plano de un estrato y la orientación de una línea a nivel en ángulo recto con la pendiente máxima que se encuentra en el plano del estrato. El ángulo de buzamiento mide la inclinación local a la que se han visto sometido los estratos por el movimiento del terreno, generalmente como parte de un patrón de plegamiento para formar anticlinales y sinclinales.

La presión total sobre un túnel, así como su distribución, depende de la posición de los planos de estratificación, la figura 1.2 muestra varias de estas posiciones. En los casos de los incisos a, b, y c el revestimiento estaría sujeto a presiones verticales más o menos uniformes; mientras que en el caso de los incisos d y f, los estratos oblicuos producen una concentración de presiones en uno de los lados del túnel; finalmente, en el inciso e, la presión se presenta en la clave del túnel (26).

Se pueden considerar dos posiciones extremas para atacar un túnel en relación con la orientación de la estratificación, una de ellas es llevar el túnel paralelo a la estratificación. Este caso es conveniente si la formación atravesada presenta una buena calidad geomecánica (figura 1.3a); sin embargo, puede ser desventajosa cuando favorece la formación de bloques.

En el otro caso, el túnel es llevado en forma perpendicular u oblicuo a la dirección de las capas (figura 1.3b); esta situación es desfavorable debido a que se pueden encontrar varios tipos de rocas con diferentes propiedades e inclinaciones, lo que puede ocasionar problemas de estabilidad, entrada de agua o cambios de dureza. Por otro lado, esta forma de atacar el túnel puede resultar favorable para la formación de cuñas.

La forma de ataque de un túnel con respecto a la inclinación de los estratos, debe tomar en cuenta las siguientes consideraciones (4,10,28):

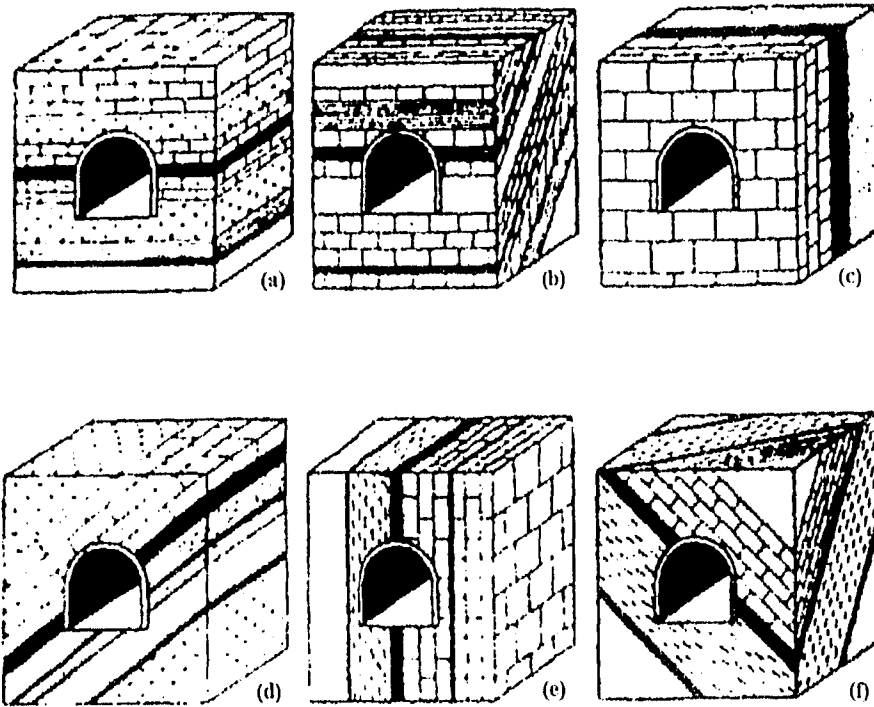
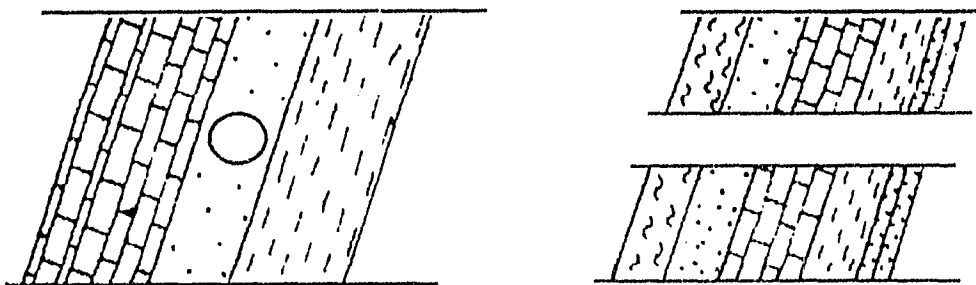


Figura 1.2.- Influencia de la estratificación en el revestimiento de un túnel.
Fuente: Krynine, 1961. Principios de geología y geotecnia para ingenieros



1.3a.- Túnel paralelo al rumbo

1.3b.- Túnel perpendicular al rumbo

Figura 1.3.- Posiciones extremas de ataque de un túnel en relación con la orientación de la estratificación . Fuente: AMFOS. Curso Victor Hardy 1987 (tomo uno)

- Si la estratificación es inclinada pueden presentarse problemas de inestabilidad, sobre todo si la roca se encuentra alterada, fisurada o con intercalaciones de rocas competentes con incompetentes, si existen fuertes esfuerzos verticales u horizontales naturales del macizo, o por la presencia de esfuerzos tectónicos. La figura 1.4 muestra el sentido de ataque correcto para mejorar la estabilidad del frente.
- En el caso de rocas horizontales, la estabilidad del túnel es función del espesor de las capas, el fracturamiento y de la resistencia a la tensión de la roca, así como de la variación del contenido de agua; ya que su acumulación en el techo aumenta la carga, pudiendo ocasionar sobreexcavación. Las rocas estratificadas horizontales son estables cuando son de gran espesor, cuando son delgadas y están afectadas por fracturas dan lugar a desprendimientos del techo (figuras 1.5a y 1.5b).

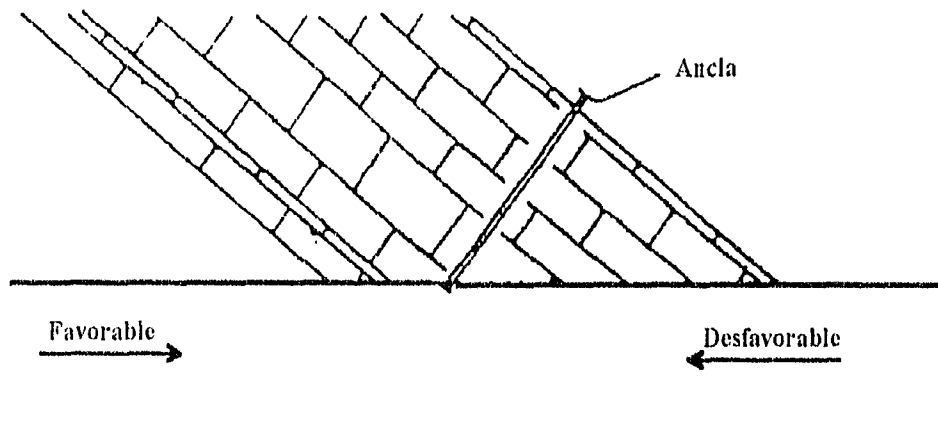


Figura 1.4.- Túnel atravesando capas inclinadas

Fuente: AMITOS. Curso Víctor Hardy 1987 (tomo uno)

- La situación estructural de las capas es significativa, ya que cuando un túnel es construido en un anticlinal existe mayor estabilidad, puesto que la presión vertical sobre el techo es menor que la que ejerce un sinclinal (figura 1.6a). Además, si la formación rocosa es permeable, en el caso de los sinclinales el agua fluirá hacia el interior del túnel (1.6b), mientras que en los anticlinales (1.6a), el agua escurrirá por los costados.

Es necesario tomar en cuenta, que en los anticlinales, los estratos superiores presentan roca de menor calidad que los estratos inferiores, por lo que es aconsejable tratar de situar el túnel a una profundidad tal que los efectos indeseables se minimicen.

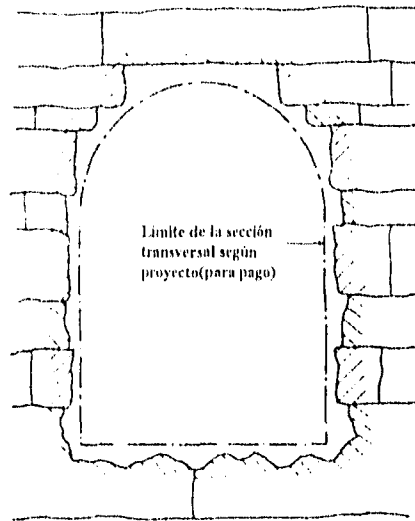


Figura 1.5a.- Túnel con estratificación horizontal de gran espesor

Fuente: AMITOS. Curso Víctor Hardy 1987 (tomo uno)

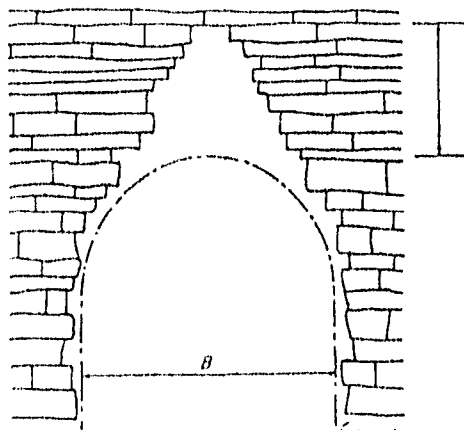


Figura 1.5b.- Túnel con estratificación horizontal de espesor delgado

Fuente: AMITOS. Curso Víctor Hardy 1987 (tomo uno)

- Cuando el eje longitudinal del túnel es perpendicular al rumbo de los estratos en una formación ondulada con anticlinales y sinclinales, las presiones probables, y por tanto, la tendencia al deslizamiento de los bloques al interior varía a lo largo del túnel (26). Los tramos desfavorables son las entradas y salidas, y los tramos favorables son las zonas centrales, tratándose de anticlinales; este efecto se invierte para el caso de los sinclinales (figura 1.7).

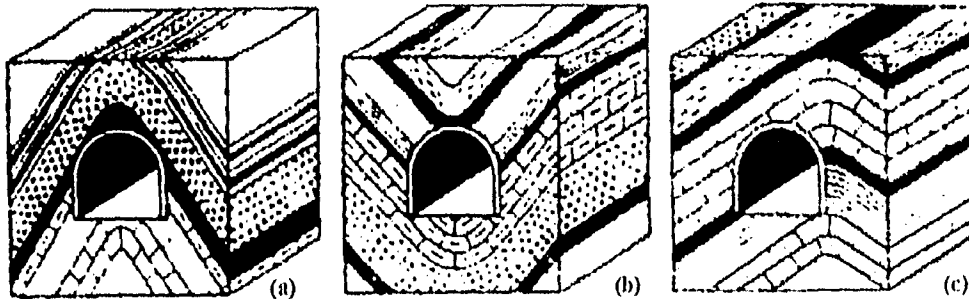


Figura 1.6.- Túnel situado en anticlinales y sinclinales.
Fuente: Krynine, 1961. Principios de geología y geotecnia para ingenieros

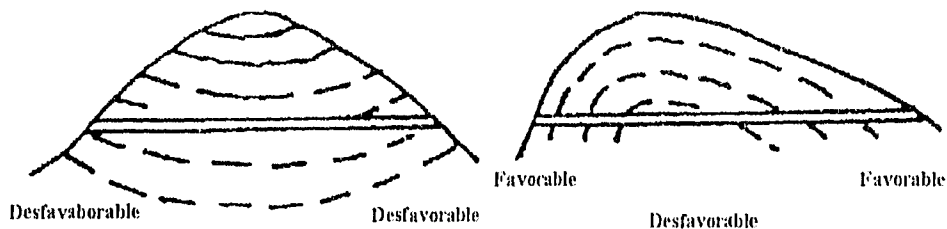


Figura 1.7.- Túnel cruzando anticlinales y sinclinales
Fuente: Krynine, 1961. Principios de geología y geotecnia para ingenieros

1.3.2.- FRACTURAS O DIACLASAS.

Las diaclasas son en su mayoría estratos perpendiculares a los planos de estratificación ; su espaciamiento puede ser de varios metros o ser tan pequeño como para fragmentar la roca.

Las fracturas en las rocas pueden estar rellenas de arcillas o de depósitos cristalinos . El tipo de relleno de las diaclasas es importante porque dependiendo de éste se pueden presentar filtraciones que pueden originar problemas de estabilidad de la roca .

La presencia de fracturas o diaclasas puede causar serios problemas de estabilidad, ya que comúnmente se presentan asociadas en uno o varios sistemas, con diversas direcciones e inclinaciones, que pueden dar origen a bloques inestables.

1.3.3.- DISCORDANCIAS

Una discordancia se caracteriza por una interrupción de la secuencia de los estratos por una superficie de erosión que queda enterrada por una nueva sucesión de estratos conformables. La discordancia puede estar acompañada de un profundo intemperismo en los estratos inferiores.

1.3.4.- FALLAS.

Las fallas son superficies de fractura donde ha ocurrido un movimiento cortante relativo de la masa de roca adyacente . El grado de desplazamiento puede ser tan grande o tan pequeño como para no diferenciarse de una diaclasa .

Al momento de detectar una falla, ésta debe considerarse como un problema potencial en la estabilidad de un túnel, las siguientes recomendaciones intentan reducir los efectos adversos de éstas durante la construcción:

- Es necesario conocer la posición y longitud de las fallas respecto al túnel, ya que se pueden generar presiones anormales en las paredes o en la clave, o bien, se pueden formar planos de deslizamiento.
- Es importante determinar si la falla es inactiva o activa y su relación con el comportamiento sísmico. Una falla activa, en presencia de sismos, puede ocasionar que el túnel quede sometido repentinamente a fuertes esfuerzos cortantes.
- Cuando por necesidades de proyecto sea necesario atravesar una falla, es conveniente hacerlo lo más perpendicular posible a esta, para acortar la zona de problemas. En el caso de que la falla quede paralela al eje del túnel, esta debe quedar lo mas alejado posible.
- Por lo general, las grandes fallas están asociadas con fallas secundarias o con zonas de fracturas, que pueden tener varios metros de ancho, lo cual puede ocasionar problemas de estabilidad o de sobreexcavación.
- En ocasiones, las zonas de falla están formadas por materiales alterados o faltos de cohesión con tendencia a fluir dentro del túnel y que pueden confundirse con arena. Si el relleno esta formado por materiales expansivos, se producirán presiones sobre los revestimientos.

- Cuando el relleno de la falla está formado por materiales impermeables, esto puede obstaculizar el paso del agua de uno al otro lado de la falla, produciendo fuertes cargas hidrostáticas sobre el túnel. En caso de que el relleno esté formado por materiales permeables, la falla se convierte en una vía de acceso de agua, dificultando los trabajos de excavación.

1.4.- CONDICIONES GEOHIDROLÓGICAS

La presencia de agua en el interior de la excavación representa uno de los principales problemas en las obras subterráneas ya que dificulta las actividades de excavación (limita el uso de explosivos no resistentes al agua, dificulta el lanzamiento del concreto, implica la colocación de drenes y formación de cárcamos, etc.), con frecuencia reduce la estabilidad del techo, además de que representa una carga adicional que debe ser considerada para el diseño de los sistemas de soporte.

El agua puede penetrar en forma de gotas sobre el techo del túnel, goteo que puede ser de intensidad variable, constituyéndose en ocasiones en una verdadera lluvia. También puede presentarse en cualquier punto de la excavación en forma de chorro, cuando el agua se encuentra a gran presión y esta limitada por una roca impermeable y delgada.

La construcción de un túnel puede variar el régimen geohidrológico de un lugar (movimiento, dirección y velocidad del agua en el macizo rocoso). Por esta razón, si un túnel es excavado en rocas permeables y además éste se encuentra por debajo del nivel freático, la presencia de agua en su interior es bastante probable, debido a ello, es recomendable ubicar el túnel por encima del nivel freático.

En túneles bajo el agua, el mayor peligro que se puede presentar es el de inundación por fallas del terreno inmediatamente o poco después del frente. En caso de ruptura de éste, el agua que entra del río o mar, tiende a formar un canal que incrementa su volumen gradualmente, aunque después puede disminuir por la obstrucción del material arrastrado. Algunas medidas preventivas para estos casos consisten en la reducción de la permeabilidad mediante la inyección de selladores o la colocación de un delantal de arcilla en el lecho del río.

El agua de los manantiales en túneles de montaña puede descargar a presión y temperaturas altas, pero es probable que el gasto disminuya en un tiempo relativamente corto, según se agote el acuífero.

Un túnel generalmente produce abatimiento del nivel freático vecino a él y esto hace aumentar los esfuerzos efectivos y el peso del material circundante, de donde resultan asentamientos no reversibles. Si el revestimiento del túnel es impermeable, el nivel freático podrá recuperarse; en caso contrario, el túnel será un dren permanente. La primer condición conduce a la necesidad de que los revestimientos soporten adicionalmente presiones hidrostáticas, en tanto que la segunda, exige tomar precauciones para que el túnel funcione efectivamente como un dren, sin perder su utilización principal.

1.5.- GEODINÁMICA EXTERNA

Este tipo de estudios está referido a los fenómenos de erosión y movimientos masivos del terreno desarrollados externamente a la corteza terrestre. Estos movimientos pueden ser flujos, deslizamiento superficial y avalanchas, ocasionados por los agentes modificadores del medio natural (agua, viento, temperatura). Esta situación es de importancia en túneles carreteros cercanos a las laderas , pues es en éstas zonas donde los fenómenos de geodinámica externa son más frecuentes .

El intemperismo ocasiona que la roca disminuya la calidad de sus propiedades mecánicas, los lugares donde más se desarrolla este normalmente coincide con zonas de deficiencias mecánicas (fracturas y fallas) las que comúnmente están cerca de la superficie; razón por lo que las zonas de los portales de los túneles son las más afectadas. El espesor de la capa de intemperismo puede variar desde unos cuantos centímetros hasta unos 20 o' 30 metros.

1.6.- GEODINÁMICA INTERNA

Se refiere a los modificadores del medio natural que se originan en superficie y bajo ella, como la existencia de esfuerzos internos, la sismicidad, las rocas expansivas, la presencia de gases y las altas temperaturas.

Las excavaciones subterráneas destruyen el estado de equilibrio existente, estableciendo un nuevo estado de esfuerzos. El tipo de esfuerzo de mayor importancia es el vertical, y es aproximado a la presión directa del material que sobreyace al túnel. La cuantificación de los esfuerzos es importante para diseñar el revestimiento adecuado y prever problemas de inestabilidad.

En el caso de túneles profundos y en terrenos donde existan rocas de naturaleza arcillosa (como tobas, lutitas y pizarras), llegan a presentarse deformaciones al poco tiempo o inmediatamente después de abierta la obra, las cuales tienen relación con la liberación de presiones del macizo rocoso. Estos hinchamientos o deformaciones hacia el interior de la obra son notables sobretodo cuando las rocas arcillosas tienen entre sus componentes minerales bentoníticos en contacto con agua. A veces estos materiales están localizados en fallas, donde además del hinchamiento de los materiales se presenta un aporte considerable de agua. La anhidrita en presencia de agua se transforma en yeso, con un aumento de volumen de hasta un 20% , generando presiones sobre el revestimiento del túnel.

CAPÍTULO 2
SISTEMAS DE SOPORTE

2.1.- GENERALIDADES

Durante la excavación de un túnel la distribución original de esfuerzos es alterada súbitamente, lo que provoca movimientos del material que rodean la excavación hacia el interior del túnel. Si las propiedades mecánicas del material en la periferia de la excavación no soportan la nueva distribución de esfuerzos, los desplazamientos se incrementan y tienden a cerrar el espacio formado, a menos que se coloquen elementos estructurales en contacto con la masa rocosa. Estos elementos estructurales constituyen los sistemas de soporte del túnel y su objeto es garantizar su estabilidad y operacionalidad.

Los sistemas de soporte son elementos necesarios en la mayoría de los túneles, indispensables en túneles construidos en terrenos blandos, y frecuentes en túneles en rocas. Se colocan con dos fines: estructuralmente para contener y soportar el terreno expuesto, y operacionalmente para proporcionar una superficie interna que sea adecuada para las funciones del túnel.

2.2.- DISEÑO

Para el diseño de una obra subterránea es necesario conocer tanto el estado natural de esfuerzos sobre ésta, como los que se presentan en la vecindad de la excavación.

El estado natural de esfuerzos o esfuerzos residuales son los existentes en la masa rocosa, previos a la excavación. Dicho estado de esfuerzos depende de una serie de factores que no son siempre conocidos a priori, tales como, la actividad tectónica, las condiciones estructurales de la roca, las condiciones geohidrológicas, etc.

Como primer aproximación, se puede suponer que el esfuerzo vertical σ_v en un punto, dentro de la masa rocosa, es igual al peso del material que sobreyace a dicho punto, es decir (23):

$$\sigma_v = \gamma h$$

La determinación del esfuerzo horizontal σ_h resulta a menudo ser un problema mas difícil. En algunos casos se supone que es una función del esfuerzo vertical y de la relación de Poisson ν . Según las relaciones de la teoría de la elasticidad :

$$\sigma_h = k_0 \sigma_v$$

donde, $k_0 = \nu / 1 - \nu$

El coeficiente k_0 varía entre 0 y 1 para los valores extremos de la relación de Poisson (0 y 0.5). La experiencia actual indica que, en las rocas no puede establecerse en forma general la diferencia entre los esfuerzos vertical y horizontal como es común para los suelos; existen casos reales como el que se da en las formaciones rocosas plegadas, donde los esfuerzos horizontales pueden ser mayores que los esfuerzos verticales, por lo que, se puede concluir que en un macizo rocoso puede existir cualquier distribución de esfuerzos, distinta de la hipótesis planteada anteriormente. Sin embargo, se puede establecer en forma general, que el esfuerzo lateral varía entre 0.5 y 2 veces del esfuerzo vertical.

Las cargas sobre los sistemas de soporte se pueden determinar considerando el estado de esfuerzos alrededor de la cavidades. La evaluación de estos esfuerzos es, en general, un problema de difícil solución.

Existen varias teorías para determinar los esfuerzos en la vecindad de las excavaciones, si el terreno se considera como un medio continuo, entonces es posible aplicar las teorías de la mecánica del medio continuo, es decir, las teorías de la elasticidad o de la plasticidad (29). Existen además los métodos numéricos y analíticos, ambos de gran complejidad y dificultad para suministrar la información necesaria para sus análisis. Por otro lado, debido a que las hipótesis que plantean estos métodos rara vez se cumplen en la realidad, los resultados obtenidos se deben tomar como una guía, que debe ser verificada en campo. Tomando en cuenta esta situación, estos métodos de análisis no serán tratados en lo sucesivo.

Existen por otra parte una serie de métodos semiempíricos, que también intentan resolver este problema pero de una forma mas sencilla y que consideran al macizo rocoso como un medio discontinuo sujeto a efectos del agua, de la estratificación, de las fallas, rellenos, etc.

Estos métodos empíricos o semiempíricos son, en esencia, sistemas de clasificación del macizo rocoso extraordinariamente simplificados, en los que se hacen intervenir algunos fenómenos que tienen que ver con la estabilidad de la excavación. Son fuente de acceso al proyectista, de la experiencia encontrada por otros sobre las condiciones de la roca y las necesidades de refuerzo.

Los sistemas de clasificación que se tratarán proporcionan lineamientos para la selección del soporte primario (temporal), el cual se coloca siempre muy próximo al frente de avance y generalmente consiste en la colocación de anclas, marcos de acero, concreto lanzado o alguna combinación entre ellos.

Uno de los primeros sistemas de clasificación utilizados es la "clasificación empírica del tunelero"; dicha clasificación incluye diez categorías que se muestran en la tabla 2.1.

Tabla 2.1.- Clasificación empírica del tunelero

Fuente: AMITOS.Curso Víctor Hardy 1992

Categoría	Descripción del material
1	Duro (hard)
2	Firme (firm)
3	Graneo lento LENTO (slow raveling)
4	Graneo rápido (fast raveling)
5	Extrusión lenta (squeezing)
6	Expansivo (swelling)
7	Corrida cohesiva (cohesive running)
8	Corrida (running)
9	Extrusión rápida (very soft squeezing)
10	Fluyente (flowing)

Enseguida se presentan los métodos semiempíricos más utilizados para el diseño de los soportes temporales en las excavaciones subterráneas.

2.2.1.- MÉTODO DE TERZAGHI Y PROTODIAKONOV

2.2.1.1.-Criterio de Terzaghi (1946)

Este criterio es empleado en túneles del orden de 5 a 10 m de diámetro. Considera que la excavación es realizada con explosivos y el sistema de soporte es mediante marcos metálicos apoyados en la roca. El método es aplicado para determinar la carga que actúa sobre el marco metálico, debida al peso de un cierto volumen de material suelto o desprendido en la parte superior del túnel. Para su uso se definen los siguientes estados de la roca (4,14):

- Roca dura e intacta (intact rock). Cuando este tipo de roca es excavada con explosivos, pueden caer del techo desgajes de roca durante varias horas o varios días después de la voladura, situación conocida como desprendidos; también es posible que ocurra la separación espontánea y violenta de láminas de roca de las paredes o del techo (chasquido).
- Roca dura estratificada (stratified rock) . Está constituida por capas unitarias con poca o ninguna resistencia a la separación a lo largo del plano de unión entre los estratos. También son comunes los desprendidos en este tipo de rocas.
- Roca masiva moderadamente fisurada (moderately jointed rock) . Presenta fisuras y ramaleos, pero los bloques entre las juntas están soldados o tan íntimamente unidos, que las paredes verticales no necesitan refuerzo. En este tipo de roca también se pueden presentar desprendimientos o chasquidos.

- Roca fragmentada y fisurada (blocky and seamy rock) . Es una roca cuyos fragmentos se encuentran totalmente separados unos de otros, por lo mismo puede necesitar ademes laterales en las paredes.
- Roca fragmentada pero químicamente sana. Tiene la apariencia de ser producto de una trituradora, si la mayoría de los fragmentos tienen el tamaño de una arena y no ha habido recementación, la roca triturada que está abajo del nivel de aguas freáticas tiene las propiedades de una arena saturada.
- Roca que se extruye bajo carga (squeezing rock) . Es una roca que se deforma lentamente hacia el interior del túnel sin aumento perceptible de volumen, en este tipo de roca esta involucrada la presencia de partículas de minerales micáceos de baja expansividad.
- Roca expansiva (swelling rock) . Avanza en el túnel debido a su propia expansión. Esta característica está limitada a las rocas que contienen minerales arcillosos como la montmorillonita.

Terzaghi propuso una escala de valores de cargas de roca señalada en la tabla 2.2, basándose en lo que él llamó "el efecto de el arco del suelo" encima del túnel, a partir de pruebas realizadas en arena sin cohesión. La carga de roca H_p , se da en m de roca sobre el techo del túnel, con ancho B (en m) y altura H (en m) a una profundidad mayor de 1.5 (B + H)*. Los valores de la carga H_p se refieren a la altura del rectángulo e_f, f_1 de la figura 2.1, el peso que gravita directamente sobre los marcos corresponde a la zona c, d_1 y las partes laterales e, c_1 y d, d_1 que se apoyan en las zonas en forma de cuña, las cuales tienden a deslizarse al interior del túnel, ejerciendo presión lateral sobre los marcos .

2.2.1.2.- Criterio de Protodiakonov

El peso del material suelto que se apoya sobre los soportes se estima por medio de la fórmula (4,11,14):

$$C = 2/3 BH\gamma$$

donde,

C= carga vertical total

γ = peso volumétrico del material

B = ancho del túnel

H = $B/2f$ = altura de la zona de desprendimiento

* Se supone que el techo del túnel se encuentra abajo del nivel freático, en caso contrario, los valores indicados en los casos cuatro a seis de la tabla 2.2 , pueden disminuirse en un 50%.

f = coeficiente de resistencia (tabla 2.3) , con los siguientes valores:
 $f = \tan \phi$, para suelos puramente friccionantes
 $f = \tan \phi + c/\sigma_c$, para suelos cohesivos
 $f = \sigma_c/100$, en rocas
 c = cohesión del material del techo
 ϕ = ángulo de fricción interna del material del techo
 σ_c = resistencia a la compresión no confinada del material del techo.

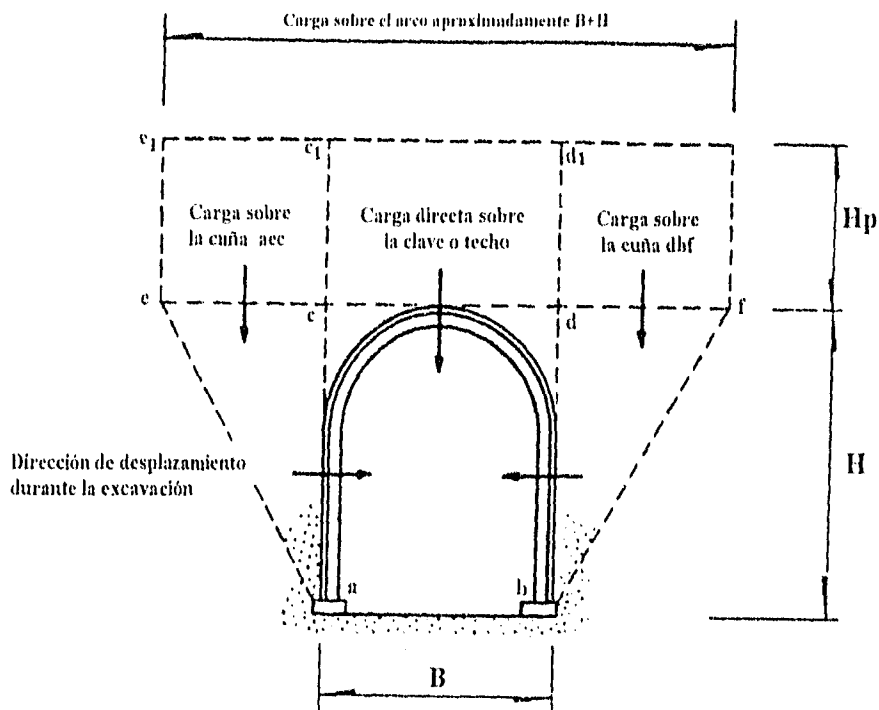


Figura 2.1.- Cargas sobre un túnel excavado en arenas
 Fuente: CFE, 1979. Manual de diseño de obras civiles. Obras subterráneas

Tabla 2.2.- Valores de carga de roca, H_p , para túneles soportados con marcos de acero
Fuente: CFE, 1979. Manual de diseño de obras civiles. Obras subterráneas

Estado de la roca	Carga de roca H_p , en m	Recomendaciones
1.- Dura e intacta	cero	Sólo de necesitará refuerzo escaso si se presentan desprendidos o chasquidos.
2.-Dura pero fuertemente estrofiada o esquistosa	0 a 0.5 B	Refuerzo escaso más que nada como protección contra desprendimientos
3.-Masiva , ligeramente fracturada	0 a 0.25B	La carga puede variar en forma errática de un punto a otro.
4.-Fracturada y fisurada moderadamente .	0.25 B a 0.35 (B + H)	No hay presión lateral
5.- Muy fracturada y fisurada	(0.35 a 1.10) (B+H)	Poca o ninguna presión lateral
6.- Totalmente fragmentada, pero químicamente inalterada.	1.10 (B + H)	Presiones laterales considerables. Los efectos de las infiltraciones hacia el piso del túnel requieren apoyo continuo para las partes bajas de los marcos, o bien, marcos circulares.
7.- Se extruye bajo carga a profundidad moderada	(1.10 a 2.20) (B+H)	Considerable presión lateral , se requiere plantilla apuntalada, es preferible usar marcos circulares.
8.- Se extruye bajo carga, a gran profundidad	(2.10 a 4.5) (B + H)	
9.- Roca expansiva	Hasta 76 m , independientemente del valor (B + H)	Marcos circulares indispensables. En casos extremos, usar soportes flexibles.

2.2.2.- CLASIFICACIÓN LAUFFER (1958)

Lauffer propuso una clasificación basada en el tiempo de sostén del claro activo de túnel. El tiempo de sostén, es el lapso durante el cual una excavación será capaz de mantenerse abierta sin ademe; mientras que el claro activo, es la porción (sin ademe) mas grande entre el frente y la parte ademada del túnel (21,36) .

Lauffer pensó que el tiempo de sostén para un claro activo cualquiera esta relacionado con las características de la roca , como se pude apreciar en la tabla 2.4. En esta tabla, las letras corresponden a la clase de roca, A corresponde a una roca muy buena, es el equivalente de la roca tenaz e inalterada de Terzaghi y G corresponde a una roca muy blanda, mas o menos como la comprimida o expansiva de Terzaghi.

Tabla 2.3.- Valores del coeficiente de resistencia, f, para diferentes materiales

Fuente: Rico y Del Castillo, 1990. La ingeniería de suelos en las vías terrestres (volumen dos)

Categoría	Grado de resistencia	Descripción	Peso volumétrico kg/m ³	Resist. a la comp. kg/cm ²	f
I	El más alto	Rocas sanas de resistencia excepcionalmente alta como cuarcita densa, basalto y otras.	2,800 3,000	2,000	20
II	Muy alto	Granito sano, cuarzo porfiridita, areniscas y calizas altamente resistentes.	2,600 2,700	1,500	15
III	Alto	Granito y materiales similares. Areniscas y calizas muy resistentes. Cuarzo y conglomerados consolidados.	2,500 2,600	1,000	10
IIIa	Alto	Calizas, granitos intemperizados. Pirritas. Arenisca consolidada y mármol.	2,500	800	8
IV	Moderado	Arenisca normal	2,400	600	6
IVa	Moderado	Areniscas arcillosas	2,300	500	5
V	Medio	Pizarras arcillosas. Areniscas y calizas de menor resistencia. Conglomerados sueltos.	2,400 2,800	400	4
Va	Medio	Varias pizarras y esquistos. Mármol compacto	2,400 2,600	300	3
VI	Moderadamente blando	Lutitas blandas y calizas blandas, yeso, Mármol común, arenisca fracturada, grava y boleos cementados, suelo petrificado	2,200 2,600	200	2
VIa	Moderadamente blando	Terreno de grava, lutitas fracturadas y fisuradas, gravas y boleos compactados, arcilla consolidada	2,200 2,400	150	1.5
VII	Blando	Arcilla compactada. Terreno arcilloso Basalto cohesivo	2,000 2,200	---	1
VIIa	Blando	Barro suelto, loess, grava	1,800 2,000	---	0.8
VIII	Suelo	Suelos con materia vegetal, turbas barro suave y arena húmeda	1,600 1,800	---	0.6
IX	Suelos granulares	Arena, grava fina	1,400 1,600	---	0.5
X	Suelos plásticos	Terreno limoso, loess "modificado" y otros suelos en condición líquida.	---	---	0.3

Tabla 2.4.- Tiempo libre de soporte, según Laufer

Fuente: adaptado de AMITOS, 1985. Reunión conjunta. Los túneles carreteros

Clase	Descripción del material	Longitud sin soporte	Tiempo sin derrumbarse
A	Roca sana	4 m	20 años
B	Roca algo fracturada	4 m	6 meses
C	Roca fracturada	3 m	1 semana
D	Material desmenuzable	1.5 m	5 horas
E	Material muy desmenuzable	0.8 m	20 minutos
F	Suelo de empuje inmediato	0.4 m	2 minutos
G	Suelo de empuje instantáneo	0.15 m	10 segundos

2.2.3.- ÍNDICE DE CALIDAD DE LA ROCA , RQD (DEERE, 1964).

En 1964, Deere propuso un índice cuantitativo de la calidad de la roca, basado en la recuperación de núcleos con perforación de diamante. Se le conoce como el índice de calidad de la roca (Rock Quality Designation, RQD). Esta normalmente aceptado que el RQD se obtiene a partir de núcleos de cuando menos 50 mm de diámetro, recuperado con una perforadora de diamante de doble barril (4,14).

El RQD se define como el porcentaje de núcleos que se recuperan del largo total del tramo muestreado en piezas enteras de 100 mm o más, por tanto (21,36):

$$RQD(\%) = 100 \times (\text{longitud de núcleos de la muestra mayores de 100 mm} / \text{largo del tramo muestreado})$$

La tabla 2.5 muestra los valores propuestos por Deere para establecer la relación entre el valor numérico RQD y la calidad de la roca. En la tabla 2.6 se indican algunas recomendaciones para la selección de los sistemas de soporte en función del RQD.

El uso de este método esta limitado a obras subterráneas con las siguientes especificaciones:

- Túneles de 6 a 12 m de diámetro
- Túneles de sección circular o de herradura, de altura aproximadamente igual al ancho
- Niveles de esfuerzo que no alcanzan la resistencia a compresión de la roca
- Soportes instalados muy cerca del frente, los marcos metálicos y las anclas colocados a una distancia de 0.6 a 1.2 m de distancia del frente y el concreto lanzado inmediatamente después de realizar la excavación.

Tabla 2.5.- Relación entre el valor numérico del RQD y la calidad de la roca

Fuente: Hoek, 1985. Excavaciones subterráneas en roca.

RQD	Calidad de la roca
< 25%	Muy mala
25% - 50%	Mala
50% - 75%	Regular
75% - 90%	Buena
90% - 100%	Muy buena

El criterio del RQD no considera los rellenos delgados de arcilla o de material meteorizado en las fracturas, así como su abertura y orientación con respecto a la forma de ataque del túnel, esto ocasiona que la roca se clasifique con un valor de RQD alto, pero que sin embargo, sea inestable. El no considerar los rellenos de las discontinuidades, puede ocasionar alguno o varios de los siguientes problemas :

- Las grietas, fisuras, y a veces fallas menores pueden sellarse gracias a la precipitación de soluciones de cuarzo o calcita. En este caso, la discontinuidad puede quedar "soldada". Estas discontinuidades pueden, sin embargo, volverse a romper, formando nuevas superficies.
- Las arcillas expansivas pueden causar serios problemas por la expansión libre y la pérdida consecuente de resistencia, o por la presión expansiva cuando están confinadas, expansión que se transmite contra el ademe o revestimiento del túnel.
- La arcilla inerte en juntas y fallas representa un material muy débil que puede quedar comprimido o lavado, es un material susceptible de aflojarse y formar lodo por los cambios ambientales.
- Un material que se ha alterado en otro material de menor cohesión (tipo arena) puede fluir e irrumpir en un túnel inmediatamente después de la excavación.

2.2.4.-CLASIFICACIÓN DE BIENIASWKI (CSIR, 1973)

Este sistema de clasificación es propuesto por Bieniawski, a través del South African Council for Scientific and Industrial Research (Consejo de África del Sur para la Investigación Científica e Industrial, CSIR), dicho sistema integra los factores del RQD y la influencia de los rellenos arcillosos y de la meteorización (21).

Este método es recomendado para el diseño de soportes de túneles excavados con explosivos, cercanos a la superficie y de 5 a 12 m de diámetro (11,34).

Tabla 2.6.- Recomendaciones para la selección de los sistemas de soporte en función del RQD. Fuente: CFE, 1979. Manual de diseño de obras civiles. Obras subterráneas

Calidad de la roca	Método Constructivo	Sistemas de soporte		
		Marcos metálicos ²	Anclas ³	Concreto lanzado
Excelente ¹ RQD > 90	Perforadora integral	Ninguno o ligero, carga de roca de (0 a 0.2) B	Ninguna	Ninguno o aplicaciones locales
	Convencional	Ninguno o ligero, carga de roca de (0 a 0.3) B	Ninguna	Ninguno aplicación local de 5 a 7.5 cm .
Buena ¹ 75 < RQD < 90	Perforadora integral	Ocasionalmente marcos ligeros colocados entre 1.5 y 2m. Carga de roca de (0 a 0.4) B	Ocasionalmente anclas separadas a 1.5 a 2 centro a centro.	Aplicación local ocasional de 7.5 cm
	Convencional	Marcos colocados a 1.5 ó 2 m. Carga de roca de (0.3 a 0.6) B	Plantilla de anclas separadas a 1.5 a 2 centro a centro	Aplicación local ocasional de 7.5 cm
Regular 50 < RQD < 75	Perforadora integral	Marcos ligeros a medianos colocados a 1.5 ó 2 m . Carga de roca de (0.4 a 1) B	Plantilla de anclas separadas a 1.2 a 2 centro a centro	5 a 10 cm en la clave
	Convencional	Marcos ligeros a medianos colocados a 1.5 a 2 m . Carga de roca de (0.6 a 1.3) de B	Plantilla de anclas separadas a 0.9 a 1.5 centro a centro	10 cm o más en la clave y paredes
Mala ² 25 < RQD < 50	Perforadora integral	Marcos circulares medianos separados entre 0.90 y 1.2 m. Carga de roca de (1 a 1.6)B	Plantilla de anclas de 0.9 a 1.5 m, centro a centro.	10 a 15 cm en la clave y paredes, combinado con anclas.
	Convencional	Marcos circulares medianos a pesados separados entre 0.90 y 1.2 m. Carga de roca (1 a 1.6)B	Plantilla de anclas de 0.6 a 1.2 m, centro a centro.	15 cm o más en la clave y paredes, combinado con anclas
Muy mala ³ RQD < 25	Perforadora integral	Marcos circulares medianos a pesados separados a 0.6 m. Carga de roca de (1.6 a 2.2) B	Plantilla de anclas de 0.6 a 1.2 m, centro a centro.	15 cm o más en toda la sección, combinado con marcos medianos.
	Convencional	Marcos circulares pesados colocados a 0.6 m. Carga de roca de (2 a 2.8) B	Plantillas de anclas de 0.9 m centro a centro.	15 cm o más en toda la sección, combinado con marcos medianos o pesados.
Muy mala ⁴ (roca que fluye o expansiva)	Perforadora integral	Marcos circulares muy pesados colocados a 0.6 m. Carga de roca mayor a 75m	Plantillas de 0.6 a 0.9 m, centro a centro	15 cm o más combinado con marcos pesados.
	Convencional	Marcos circulares muy pesados colocados a 0.6 m. Carga de roca mayor a 75m	Plantillas de 0.4 a 0.6 m centro a centro	15 cm o más combinado con marcos pesados.

Notas a la tabla 2.6:

- 1.- En roca buena y excelente, el soporte requerido es en general mínimo, pero puede depender de la geometría de las fracturas, del diámetro del túnel y de la orientación relativa de las fracturas.
- 2.- El retaque de madera usualmente es nulo en roca excelente y varía entre un 25% en roca buena y 100% en roca muy mala.
- 3.- La necesidad de colocar malla usualmente es cero en roca excelente y ocasional en roca buena, hasta 100% en roca muy mala.
- 4.- B= ancho del túnel.

Bieniawski propuso cinco parámetros básicos para la clasificación de los macizos fisurados :

- Resistencia de la roca inalterada. Bieniaswki emplea la clasificación de la resistencia a la compresión uniaxial de la roca que proponen Deere y Miller y que se señala en la tabla 2.7.
- RQD (índice de calidad de la roca, según Deere).
- Espaciamiento de fisuras. El término fisura, en este caso, se utiliza para toda clase de discontinuidades como fallas, planos de estratificación y otros planos de debilidad. Bieniaswki utiliza la clasificación propuesta por Deere, mostrada en la tabla 2.8.
- Estado de las fisuras. Este parámetro toma en cuenta la separación o abertura de las fisuras, su continuidad, la rugosidad de su superficie, el estado de las paredes y la presencia del relleno en las fisuras.
- Condiciones del agua subterránea. Se intenta medir la influencia del flujo de aguas subterráneas sobre la estabilidad de las excavaciones en términos del caudal observado que penetra a la excavación.

En la tabla 2.9 se integran los cinco parámetros de este sistema de clasificación con la valuación de cada uno de ellos.

La valuación general del macizo rocoso se obtiene de la suma de valores de todos los parámetros, a la que se le debe hacer un ajuste por concepto de orientación de las fisuras, que se logra aplicando las correcciones señaladas en la tabla 2.10. En la tabla 2.11 se explica mas ampliamente el efecto del rumbo y echado en la excavación de los túneles .

En la tabla 2.12 se muestra la clasificación y tiempo de sostén del macizo rocoso en función de la valuación de los cinco parámetros.

El procedimiento de aplicación del método y la selección del soporte es el siguiente (14):

- a.- Se determinan los cinco parámetros y se les asigna un valor de acuerdo con la tabla 2.9
- b.- Se suman los puntos de los cinco parámetros y se determina la clasificación y calidad del macizo rocoso tomando en cuenta la tabla 2.12.
- c.- Se selecciona el tipo de soporte que proporciona la tabla 2.13, tomando en consideración la clasificación del macizo rocoso determinada en el punto anterior.

Tabla 2.7.- Resistencia de la roca inalterada según Deere y Miller

Fuente: Hoek,1985.Excavaciones subterráneas en roca

Descripción	Resistencia la compresión uniaxial	Ejemplos de rocas
Resistencia muy baja	10-250 kg/cm ²	Yeso, sal de roca
Resistencia baja	250-500 kg/cm ²	Carbón, limonita, esquisto
Resistencia media	500-1,000 kg/cm ²	Arenisca, pizarra, lutita
Resistencia alta	1,000-2,000 kg/cm ²	Mármol, granito, gneis
Resistencia muy alta	> 2,000 kg/cm ²	Cuarcita, gabro, basalto, dolerita

Tabla 2.8.- Clasificación de Deere para el espaciamiento de fisuras

Fuente: Hoek,1985.Excavaciones subterráneas en roca

Descripción	Espaciamiento de fisuras	Apreciación de la roca
Muy separado	> 3 m	Sólida
Separado	1m a 3 m	Masiva
Medianamente cerca	0.3 m a 1 m	Bloques junteados
Cerca	50 mm a 300 mm	Fracturada
Muy cerca	< 50 mm	Triturada y molida

Tabla 2.9.- Valuación de los parámetros del método QASIR en macizos de roca fisurada. Fuente: Hoek, 1985. Excavaciones subterráneas en roca

Parámetro		Escala de valores				
Resistencia de roca inalterada	Índice de la carga de punta	> 8 Mpa	4-8 Mpa	2-4 Mpa	1-2 Mpa	Para estos valores es preferible la prueba de la resistencia a la comp. uniaxial
	Resist. a comp. uniaxial	> 200 Mpa	100-200 Mpa	50-100 Mpa	20-50 Mpa	10-25 Mpa 3-10 Mpa 1-3 Mpa
Valuación		15	12	7	4	2 1 0
Calidad de corazonces, RQD		90-100%	75-90%	50-75%	25-50%	<25%
Valuación		20	17	13	8	3
Espaciamiento de juntas		> 3 m	1-3 m	0.3-1m	0.1-0.30m	<50 mm
Valuación		30	25	20	10	5
Estado de las fisuras		Sup. muy rugosas, sin continuidad, sin separación. Paredes de roca dura	Sup. algo rugosas, separación <1mm Paredes de roca dura	Sup. algo rugosas, separación <1 mm. Paredes de roca suave.	Superficies pulidas o resquebrajadas. Esp. o separación de 1-5 mm. Fisuras continuas	Relleno blando > 5 mm o fisuras abiertas > 5mm. Fisuras continuas
Valuación		25	20	12	6	0
Aguas subterráneas	Infiltración por 10 m de túnel	Ninguna		<25 litros/min	25-125 litros/min	> 125 litros/min
	Relación : (presión de agua) / (Esfuerzo principal mayor)	Cero		0.0-0.2	0.2-0.5	>0.5
	Situación general	totalmente seco		Solo húmedo (agua de intersticios)	Ligeramente húmedo (agua)	Serios problemas de agua
Valuación		10		7	4	0

Tabla 2.10.- Ajuste en la valuación por orientación de fisuras

Fuente: Hoek, 1985. Excavaciones subterráneas en roca

Orientación del rumbo y echado de las fisuras		Muy favorables	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy desfavorable
Valuación	Túneles	0	-2	-5	-10	-12
	Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-2	-25	-50	-60

Tabla 2.11.- Efecto del rumbo y echado de las fisuras en la excavación de túneles

Fuente: Hoek, 1985. Excavaciones subterráneas en roca

Rumbo perpendicular al eje del túnel				Rumbo paralelo al eje del túnel		Echado de 0-20° independiente del rumbo
Excavación en el sentido del rumbo		Excavación en contra del rumbo				
Echado 40°-90°	Echado 20°-45°	Echado 40°-90°	Echado 20°-45°	Echado 40°-90°	Echado 20°-45°	
Muy favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy desfavorable	Regular	Desfavorable

Tabla 2.12.- Clasificación del macizo rocoso en función de la valuación de parámetros.

Fuente: adaptado de Hoek, 1985. Excavaciones subterráneas en roca

Clasificación	I	II	III	IV	V
Valuación	100-81	80-61	60-41	40-21	< 20
Descripción	Roca muy buena	Roca buena	Roca regular	Roca mala	Roca muy mala
Tiempo medio de sostén	10 años para claro de 5 m	6 meses para claro de 4 m	1 semana para claro de 3 m	5 horas para claro de 15 m	10 minutos para claro de 0.5 m
Cohesión de la roca	> 300 kg.Pa	200-300 kg.Pa	150-200 kg.Pa	100-150 kg.Pa	< 100 kg.Pa
Angulo de fricción	> 45°	40°-45°	35°-40°	30°-35°	< 30°

Tabla 2.13.- Guía para la selección del soporte provisional en túneles someros de 5 a 12 m de diámetro. Fuente: CFE, 1979. Manual de diseño de obras civiles. Obras subterráneas

Clase de macizo rocoso	Diferentes sistemas de soporte para excavaciones con perforación y voladura.		
	Principalmente anclas	Principalmente concreto lanzado	Principalmente marcos de acero
I	En general no requiere soporte		
II	Espacio entre anclas de 1.5 a 2.0 m, ocasionalmente malla metálica.	5 cm de concreto lanzado en la clave	No económico
III	Espacio entre anclas de 1.0 a 1.5 m, además malla metálica y 3 cm de concreto lanzado en la clave o donde se necesite.	10 cm y 5 cm de concreto lanzado en clave y paredes respectivamente, ocasionalmente malla metálica y anclas, donde sea necesario.	Marcos ligeros separados entre 1.5 y 2.0 m
IV	Espaciamiento entre anclas de 0.5 a 1.0 m, malla metálica y de 3 a 5 cm de concreto lanzado en clave y paredes.	15 cm y 10 cm de concreto lanzado en clave y paredes respectivamente, con malla metálica y anclas espaciadas entre 3 y 1.5 m.	Marcos medianos separados 0.7 y 1.5, con 5 cm de concreto lanzado en la clave
V	No recomendable	20 cm y 15 cm de concreto lanzado en clave y paredes respectivamente, con malla de alambre, anclas y marcos ligeros.	Marcos pesados separados a 0.7 m y 7.5 cm de concreto lanzado lo mas pronto posible

Nota: Las anclas se consideran de 20 mm de diámetro, cubiertas con resina y de un largo de 0.5 del ancho del túnel

2.2.5.- MÉTODO DE BARTON (NGI, 1974)

Este método esta basado en una gran cantidad de casos tipo de estabilidad en excavaciones subterráneas, es propuesto por Barton, Lien y Lunde del Norwegian Geotechnical Institute (Instituto de Geotecnia de Noruega, NGI). El método esta basado en el valor numérico del índice de calidad de túneles, Q, que se esta definido mediante la siguiente ecuación (4,14,21,34,36) :

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

donde,

RQD= índice de calidad de la roca de Deere

J_n = número de sistemas de fisuras (joint set number)

J_r = número de rugosidad de las fisuras (joint roughness number)

J_a = número de alteración de las fisuras (joint alteration number)

J_w = factor de reducción por agua en la fisuras (joint water reduction factor)

SRF= factor de reducción de esfuerzos (stress reduction factor)

Este método puede aplicarse a túneles con claros mayores de 15 m, no toma en cuenta la orientación de las discontinuidades y para la selección del sistema de soporte solo considera anclas y concreto lanzado.

La clasificación de parámetros y el valor numérico de cada uno de los términos de la ecuación anterior se indican en la tablas 2.14 a 2.19.

Tabla 2.14.- Valor numérico del RQD de Deere

Fuente: Hoek,1985. Excavaciones subterráneas en roca

Descripción	RQD
A.- Muy mala	0-25%
B.- Mala	25-50%
C.- Regular	50-75%
D.- Buena	75-90%
E.- Excelente	90-100%

Notas:

- 1.-Para un RQD<10%, se le otorga un valor nominal de 10, aplicable a Q.
- 2.- Intervalos de RQD múltiplos de 5 (85, 95,100) son suficientemente precisos.

Tabla 2.15.- Número de sistemas de fisuras, Jn

Fuente: Hoek,1985. Excavaciones subterráneas en roca

Descripción	Jn
A.- Masivo, sin o con pocas fisuras	0.5-1
B.- Un sistema de fisuras	2
C.- Un sistema de fisuras mas una fisura aislada	3
D.- Dos sistemas de fisuras	4
E.- Dos sistemas de fisuras mas una aislada	6
F.- Tres sistemas de fisuras	9
G.- Tres sistemas de fisuras mas una aislada	12
H.- Cuatro o más sistemas de fisuras, fisuración intensa, etc.	15
I.- Roca triturada, granular tipo suelo.	20

Notas:

- 1.- Para cruces en túneles utilizar (3 x Jn)
- 2.- Para portales utilizar(2 x Jn)

Tabla 2.16.- Rugosidad de fisuras, Jr

Fuente: Hoek,1985. Excavaciones subterráneas en roca

Descripción	Jr
a.- Contacto en roca con roca en las juntas	
b.- Contacto en las juntas antes de 10 cm de desplazamiento de corte	
A.- Juntas sin continuidad	4
B.- Rugosas o irregulares, onduladas	3
C.- Tersas, corrugación suave	2
D.- Reliz de falla (slicenside) o superficie de fricción ondulada	1.5
E.- Rugosas o irregulares pero planas	1.5
F.- Lisas y planas	1
G.- Reliz de falla (slicenside) o superficie de fricción plana	0.5
c.- Sin contacto de roca al existir un desplazamiento de corte de 10 cm	
H.- Zona que contiene minerales arcillosos, arenas, grava o roca triturada de espesor suficiente para impedir el contacto roca con roca	1

Nota: Sumar uno si el espaciamiento medio del sistema de juntas es mayor de 3 m.

Tabla 2.17.- Alteración y relleno de las juntas, Ja

Fuente: Hoek,1985. Excavaciones subterráneas en roca

Descripción	Ja	ϕ_r
a.- Cuando existe contacto entre roca y roca en las juntas		
A.- Relleno resistente, duro, inablandable, impermeable	0.75	
B.- Paredes inalteradas, solo con manchas de superficie	1	25°-35°
C.- Paredes ligeramente alteradas, con recubrimientos de minerales que no pierden resistencia como partículas arenosas, roca triturada sin arcilla.	2	25°-30°
D.- Recubrimientos limosos, o arenoso-arcillosos, pequeñas partículas de arcilla que no pierden resistencia al deformarse.	3	20°-25°
E.- Recubrimientos que pierden resistencia al deformarse como caolinita, mica, clorita, talco, yeso, grafito, etc., y pequeñas cantidades de arcillas expansivas (recubrimientos sin continuidad con espesor \leq 1-2 mm)	4	8°-16°
b.- Contacto en las paredes al existir un desplazamiento de 10 cm en la junta		
F.- Partículas arenosas, roca desintegrada sin arcilla	4	25°-30°
G.- Rellenos continuos de minerales arcillosos muy consolidados e inablandables de menos de 5 mm de espesor.	6	16-24°
H.- Rellenos continuos de minerales arcillosos con preconsolidación media a baja de menos de 5 mm de espesor.	8	8°-16°
I.- Rellenos continuos de arcillas expansivas-montmorillonita con espesor menor de 5 mm. El valor Ja depende del porcentaje de partículas expansivas y de la factibilidad de entrar en contacto con agua.	8-12	6°-12°
c.- Sin contacto de las paredes al existir desplazamiento de corte		
K, L, M Zonas o bandas de roca desintegrada o triturada y arcilla (ver la descripción de arcilla en G,H,I respectivamente)	6-8 ó 8-12	6°-24°
N.- Zonas o bandas de limo o arena arcillosas (no pierde resistencia al deformarse)	5	
O,P, R. Zonas o capas gruesas continuas arcillosas(ver la descripción de arcilla en G,H,I respectivamente)	10-13 ó 13-20	6°-24°

Nota: Los valores del ángulo de fricción residual, ϕ_r , se indican como una guía aproximada de las propiedades mineralógicas de los productos de alteración, si es que están presentes.

Tabla 2.18.- Factor de reducción por agua en las fracturas, J_w

Fuente: Hoek, 1985. Excavaciones subterráneas en roca

Descripción	J_w	Presión del agua, hg/cm ²
A.- Excavación seca o poca infiltración, < 5 l/min localmente	1	< 1
B.- Infiltración o presión medianas con lavado ocasional de los rellenos	0.66	1-2.5
C.- Gran infiltración o presión alta en roca competente con juntas sin relleno	0.5	2.5-10
D.- Gran infiltración a presión alta, lavado importante de rellenos.	0.33	
E.- Infiltración o presión excepcionalmente altas con las voladuras, disminuyendo con el tiempo	0.2-1	> 10
F.- Infiltración o presión excepcionalmente altas en todo momento.	0.1-0.05	> 10

Notas:

- 1.- Los factores C a F son estimaciones aproximadas, el valor de J_w debe aumentar, si se instalan drenes.
- 2.- Los problemas especiales causados por la presencia de hielo, no se toman en consideración.

En base a casos reales estudiados, los sistemas de soporte se ajustaron al índice de calidad de la roca y a la dimensión del túnel que rige la estabilidad, el claro o el diámetro para el techo; y la altura, para las paredes. La dimensión utilizada se modifica dividiendo su valor entre el ESR (excavation suport ratio), la tabla 2.20 se presentan los valores de este factor, obtenido de casos reales.

Para seleccionar el tipo de soporte se procede de la siguiente forma :

- a).-Se determinan las características de la masa rocosa y se selecciona el valor de participación de los seis parámetros (tablas 2.14 a 2.19) involucrados para obtener el valor de Q.
- b).-Se estima el valor de ESR de la tabla 2.20
- c).-Se calcula la dimensión equivalente de la siguiente manera:

$$\text{Dimensión equivalente} = (\text{Ancho de la excavación, diámetro o altura} / \text{ESR})$$

- d).-Con los valores de Q y el cociente determinado en el punto anterior, se define un punto en la figura 2.2.
- e).-Con el número de la figura 2.2, se define el soporte entre las categorías de las tablas 2.21 a 2.24.

Tabla 2.19.- Condición de esfuerzos, SRF.

Fuente: Hoek, 1985. Excavaciones subterráneas en roca

Descripción	SRF
a.- Zonas de debilidad que intersecan la excavación y que pueden ser la causa de que el macizo se desestabilice cuando se construye el túnel.	
A.- Múltiples zonas de debilidad que contengan arcilla o roca químicamente desintegrada, roca circundante muy suelta a cualquier profundidad.	10
B.- Zonas de debilidad aisladas que contengan arcilla o roca químicamente desintegrada a una profundidad de excavación < 50 m.	5
C.- Zonas de debilidad aisladas que contengan arcilla o roca químicamente desintegrada a profundidad de excavación > 50 m.	2.5
D.- Múltiples zonas de fracturas en roca competente sin arcilla, roca circundante suelta a cualquier profundidad.	7.5
E.- Zonas de fracturas aisladas en roca competente sin arcilla, profundidad de la excavación < 50m	5
F.- Zonas de fracturas aisladas en roca competente sin arcilla, profundidad de excavación > 50 m.	2.5
G.- Fisuras abiertas sueltas, fisuración intensa a cualquier profundidad.	5

Descripción	σ_c/σ_1	σ_t/σ_1	SRF
b.- Roca competente, con esfuerzos altos			
H.- Esfuerzos reducidos cerca de la superficie	> 200	> 13	2.5
I.- Esfuerzo mediano	200-10	13-0.66	1
J.- Esfuerzo grande, estructura muy cerrada	10-5	0.66-0.33	0.5-2
K.- Desprendido moderado de la roca en roca masiva	5-2.5	0.33-0.16	5-10
L.- Desprendido intenso de roca en roca masiva	< 2.5	< 0.16	10-20

Descripción	SRF
c.- Roca compresiva, flujo plástico de roca incompetente bajo la influencia de presiones altas.	
M.- Presiones compresivas moderadas	5-10
N.- Presiones compresivas altas	10-20
d.- Roca expansiva, acción química expansiva dependiendo de la presencia de agua.	SRF
O.- Presiones expansivas moderadas	5-10
P.- Presiones expansivas altas	10-20

Notas:

- 1.- Reducir en (a) el valor del SRF del 25% al 50% si las zonas de debilidad importantes tienen influencia en la excavación, pero no la intersecan.
- 2.- σ_1 y σ_3 , son los esfuerzos principales mayor y menor, y σ_c y σ_t , son la resistencia a la compresión y tensión respectivamente.
- 3.- Cuando $5 < \sigma_1/\sigma_3 < 10$, se recomienda reducir σ_c y σ_t al 80% y cuando $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, se debe reducir σ_c y σ_t al 60%.
- 4.- En H se sugiere aumentar el valor de SRF de 2.5 a 5 cuando la profundidad del túnel sea menor que su claro.

f).-La longitud de las anclas se define como:

$$L = 2 + \frac{0.15B}{ESR}$$

donde,

B= ancho de la excavación

g.-El límite superior para excavaciones sin soporte se puede encontrar con la siguiente expresión:

$$\text{Claro máximo sin soporte} = 2 (ESR) Q^{0.4}$$

h.-La presión que soporta el ademe, se determina a partir de la siguiente ecuación:

$$P_{\text{techo}} = 2 \frac{Q^{-1/3}}{J_r}$$

Si el número de familias de discontinuidades es menor de tres, la expresión anterior se transforma en:

$$P_{\text{techo}} = \frac{2}{3} J_n^{-1/2} J_r^{-1} Q^{-1/3}$$

Tabla 2.20.- Relación soporte-excavación para diversas excavaciones subterráneas.

Fuente: Hoek,1985. Excavaciones subterráneas en roca

Tipo de excavación	ESR
A.- Excavaciones mineras temporales	3-5
B.- Pozos verticales	
B.1.- Sección circular	2.5
B.2.- Sección rectangular o cuadrada	2.0
C.- Excavaciones mineras permanentes, túneles para hidroeléctricas (excepto para altas presiones), túneles pilotos, derivaciones y portales para grandes excavaciones.	1.6
D.- Almacenes, plantas de tratamiento de aguas, carreteras pequeñas y túneles ferroviarios, túneles de acceso, etc.	1.3
E.- Casas de máquina, carreteras grandes, túneles ferroviarios, portales, intersecciones, cámaras para la defensa civil, etc.	1.0
F.- Estaciones nucleares subterráneas, estaciones de ferrocarril, fábricas, etc.	0.8

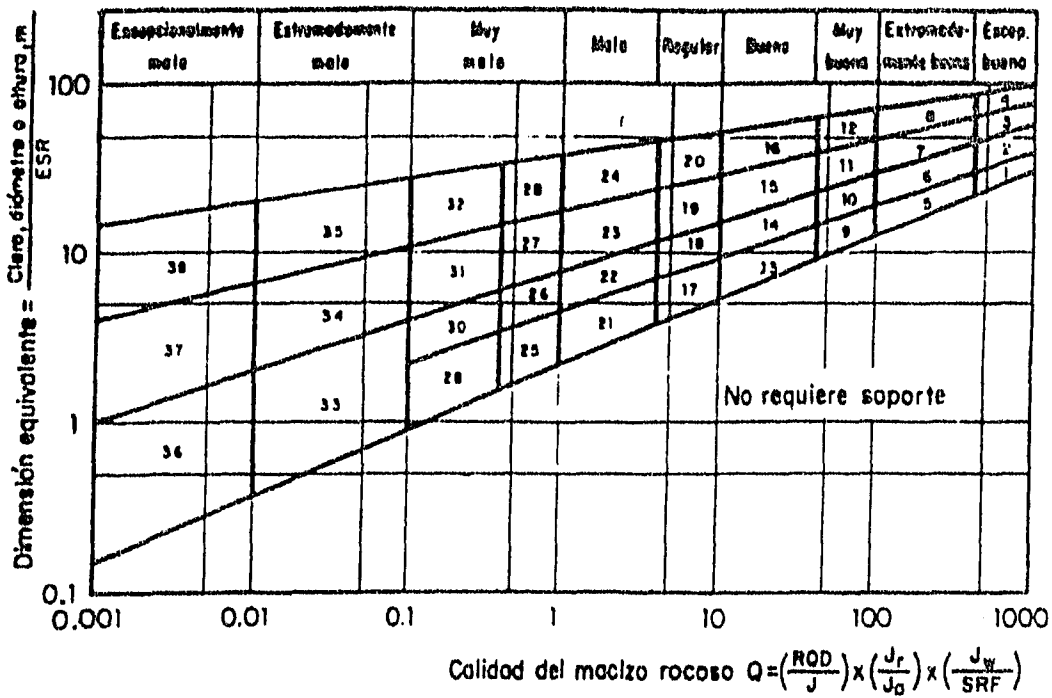


Figura 2.2.- Categorías de soporte en función del índice de calidad de la roca (Q)

Fuente: CFE, 1979. Manual de diseño de obras civiles. Obras subterráneas

Tabla 2.21.- Dimensiones de soportes para macizos rocosos de calidad excelente, extremadamente buena, muy buena y buena (valor de Q de 1,000 a 10).

Fuente: CFE, 1979. Manual de diseño de obras civiles. Obras subterráneas

Categoría de soporte	Q	Factores condicionales			P kg/cm (aprox)	Claro/ ESR (m)	Tipo de soporte
		RQD/ Jn	Jr/ Ja	Claro/ ESR (m)			
1*	1,000-400	-	-	-	<0.01	20-40	sb(utg)
2*	1,000-400	-	-	-	<0.01	30-60	sb(utg)
3*	1,000-400	-	-	-	<0.01	46-80	sb(utg)
4*	1,000-400	-	-	-	<0.01	65-100	sb(utg)
5*	400-100	-	-	-	0.05	12-30	sb(utg)
6*	400-100	-	-	-	0.05	19-45	sb(utg)
7*	400-100	-	-	-	0.05	30-65	sb(utg)
8*	400-100	-	-	-	0.05	48-88	sb(utg)
9*	100-40	≥20	-	-	0.25	8-5-19	sb(utg)
		<20	-	-			B(utg) 2.5-3 m
10*	100-40	≥30	-	-	0.25	14-30	B(utg) 1.5-3 m
		<30	-	-			B(utg) 1.5-2 m + clm
11*	100-40	≥30	-	-	0.25	23-48	B(tg) 2-3 m
		<30	-	-			B(tg) 1.5-2 m + clm
12*	100-40	≥30	-	-	0.25	40-72	B(tg) 2-3 m
		<30	-	-			B(tg) 1.5-2 m + clm
13	40-10	≥10	≥1.5	-	0.5	5-14	sb(utg)
		≥10	<1.5	-			B(utg) 1.5-2 m
		<10	≥1.5	-			B(utg) 1.5-2 m
		<10	<1.5	-			B(utg)1.5-2m+S2-3cm
14	40-10	≥10	-	≥15	0.5	9-23	B(tg) 1.5-2m + clm
		<10	-	≥15			B(tg)1.5-2m +S(mr)5-10cm
		-	-	<15			B(utg)1.5-2m+clm
15	40-10	>10	-	-	0.5	15-40	B(tg)1.5-2m+clm
		≤10	-	-			B(tg)1.5-2m +S(mr)5-10 cm
16	40-10	>15	-	-	0.5	30-65	B(tg)1.5-2m +clm
		≤15	-	-			B(tg)1.5-2m +S(mr)10-15cm

*Estimación hecha por el autor, los casos disponibles son insuficientes para una estimación real del soporte requerido.

Claves de las tablas:

sb= anclaje en zonas

B= anclaje sistemático

(utg) = anclaje sin tensión, con inyección

(tg) = anclaje con tensión (expansor tipo

concha en rocas competentes, inyección

después del tensado en rocas de mala

calidad)

S= concreto lanzado

(mr) = malla reforzada

clm= malla de cadena

CCA= concreto colado

(sr) = acero reforzado

Tabla 2.22.- Dimensiones de soportes para macizos rocosos de calidad regular y mala (valor de Q de 10 a 1). Fuente: CFE, 1979. Manual de diseño de obras civiles. Obras subterráneas

Categoría de soporte	Q	Factores condicionales			P kg/cm (aprox)	Claro/ ESR (m)	Tipo de soporte
		RQD/ Jn	Jr/ Ja	Claro/ ESR (m)			
17	10-4	>30	-	-	1	3.5-9	sb(utg)
		$\geq 10, \leq 30$	-	-			B(utg)1-1.5m
		<10	-	≥ 6			B(utg)1-1.5m+S 2-3cm
18	10-4	<10	-	<6	1	7-15	S 2-3 cm
		>5	-	≥ 10			B(tg) 1-1.5 m+clm
		>5	-	<10			B(utg) 1-1.5 m+clm
		≤ 5	-	≥ 10			B(tg) 1-1.5 +S 2-3 cm
19	10-4	≤ 5	-	<10	1	12-29	B(utg)1-1.5cm+ S 2-3cm
		-	-	≥ 20			B(tg)1-2m+S(mr)10- 15cm
		-	-	<20			B(tg)1-1.5m+S(mr)5- 10cm
20*	10-4	-	-	≥ 35	1	24-52	B(tg)1-2m+S(mr)20- 25cm
		-	-	<35			B(tg)1-2m+S(mr)10- 20cm
21	4-1	≥ 12.5	≤ 0.75	-	1.5	2.1-6.5	B(utg) 1m+S 2-3cm
		<12.5	≤ 0.75	-			S 2.5-5 cm
		-	>0.75	-			B(utg) 1 m
22	4-1	>10,<30	>1	-	1.5	4.5-11.5	B(utg)1m+clm
		≤ 10	>1	-			S 2.5-7.5 cm
		<30	≤ 1	-			B(utg)1m+S(mr)2.5- 5cm
		≥ 30	-	-			B(utg) 1 m
23	4-1	-	-	≥ 15	1.5	8-24	B(tg)1-1.5+S(mr)10- 15cm
		-	-	<15			B(utg)1-1.5m+S(mr)5- 10cm
24	4-1	-	-	≥ 30	1.5	18-46	B(tg)1-1.5m+S(mr)15- 30 cm
		-	-	<30			B(tg)1-1.5 m+ S(mr) 10-15 cm

*Estimación hecha por el autor, los casos disponibles son insuficientes para una estimación real del soporte requerido.

Tabla 2.23.- Dimensiones de soportes para macizos rocosos de calidad muy pobre (valor de Q de 1 a 0.1). Fuente: CFE, 1979. Manual de diseño de obras civiles. Obras subterráneas

Categoría de soporte	Q	Factores condicionales			P kg/cm (aprox)	Claro/ ESR (m)	Tipo de soporte
		$\frac{J_r}{J_n}$	$\frac{J_r}{J_a}$	Claro/ ESR (m)			
25	1.0-0.4	>10	>0.5	-	2.25	1.5-4.2	B(utg) 1m + mr o clm
		≤ 10	>0.5	-			B(utg) 1m+S(mr) 5cm
		-	≤ 0.5	-			B(tg) 1m+S(mr) 5 cm
26	1.0-0.4	-	-	-	2.25	3.2-7.5	B(tg) 1m+S(mr) 5-7.5cm
		-	-	-			B(utg) 1m+S 2.5-5 cm
27	1.0-0.4	-	-	≥ 12	2.25	6-18	B(tg) 1m+S(mr) 7.5-10 cm
		-	-	< 12			B(utg) 1m+S(mr) 5-7.5 cm
		-	-	> 12			CCA 20-40cm+B(tg) 1m
		-	-	< 12			S(mr) 10-20cm+B(tg) 1m
28*	1.0-0.4	-	-	≥ 30	2.25	15-38	B(tg) 1m+S(mr) 30-40 cm
		-	-	$\geq 20, < 30$			B(tg) 1m+S(mr) 20-30 cm
		-	-	< 20			B(tg) 1m+S(mr) 15-20 cm
		-	-	-			CCA(sr) 30-100cm+B(tg) 1m
29*	0.4-0.1	≤ 8	> 0.25	-	3	1-3.1	B(utg) 1m+S2-3cm
		≤ 8	> 0.25	-			B(utg) 1m+S(mr) 5cm
		-	≤ 0.25	-			B(tg) 1m+S(mr) 5cm
30	0.4-0.1	≤ 8	-	-	3	2.2-6	B(tg) 1m+S2.5-5cm
		≤ 8	-	-			S(mr) 5-7.5cm
		-	-	-			B(tg) 1m+S(mr) 5-7.5 cm
31	0.4-0.1	> 8	-	-	3	4-14.9	B(tg) 1m+S(mr) 5-12.5 cm
		≤ 8	-	-			S(mr) 7.5-25cm
		< 12	-	-			CCA 20-40cm+B(tg) 1m
		-	-	-			CCA(sr) 30-50cm+B(tg) 1m
32	0.4-0.1	-	-	≥ 20	3	11-34	B(tg) 1m+S(mr) 40-60cm
		-	-	< 20			B(tg) 1m+S(mr) 20-40cm
		-	-	-			CCA(sr) 40-120cm+B(tg) 1m

Tabla 2.24.- Dimensiones de soportes para macizos rocosos de calidad extremadamente mala y excepcionalmente mala (valor de Q de 0.1 a 0.001).

Fuente: CFE, 1979. Manual de diseño de obras civiles. Obras subterráneas

Categoría de soporte	Q	Factores condicionales			kg/cm (aprox)	Claro/ ESR (m)	Tipo de soporte
		RQD/ Jn	Jr/ Ja	Claro/ ESR (m)			
33*	0.1-0.01	≥2	-	-	6	1.0-3.9	B(tg)1m+S(mr) 2.5-5 cm
		<2	-	-			S(mr) 5-10 cm
		-	-	-			S(mr) 7.5-15 cm
34	0.1-0.01	≥2	≥0.25	-	6	2.0-11	B(tg)1m+S(mr)5-7.5cm
		<2	≥0.25	-			S(mr) 7.5-15cm
		-	<0.25	-			S(mr) 15-25 cm
35	0.1-0.01	-	-	≥15	6	6.5-28	B(tg)1m+S(mr)30-100cm
		-	-	≥15			CCA(sr)60-100cm +B(tg)1m
		-	-	<15			B(tg)1m+S(mr)20-75cm
		-	-	<15			CCA(sr)40-150cm +B(tg)1m
36*	0.01-0.001	-	-	-	12	1.0-2.0	S(mr)10-20cm
		-	-	-			S(mr)10-20cm +B(tg)0.5-1.0m
37	0.01-0.001	-	-	-	12	1.0-6.5	S(mr)20-60 cm
		-	-	-			S(mr)20-60cm +B(tg)0.5-1m
38	0.01-0.001	-	-	≥10	12	4.0-2.0	CCA(sr)100-300cm
		-	-	≥10			CCA(sr)100-300 cm+ B(tg)1m
		-	-	<10			S(mr)70-200cm
		-	-	<10			S(mr)70-200cm+ B(tg) 1m

*Estimación hecha por el autor, los casos disponibles son insuficientes para una estimación real del soporte requerido.

El tipo de soporte que ha de usarse para las categorías uno a ocho depende de la técnica de la voladura. Mediante voladuras cuidadosas se puede hacer innecesario el soporte, en cambio, en voladuras sin cuidado pueden obligar a la aplicación de concreto lanzado, especialmente donde la altura de la excavación es mayor de 25 m.

2.3.- TIPOS DE SOPORTES

En la excavación de túneles es común distinguir dos sistemas de soportes: el soporte primario y el soporte secundario. El término "soporte primario" se usa con frecuencia en el sistema británico para referirse a la función del ademe estructural permanente, y el de "soporte secundario", para el tratamiento subsiguiente. Esto es apropiado para la gran mayoría de los procedimientos de construcción de túneles en terrenos blandos, pero no lo es para el caso de los túneles en roca, donde se puede colocar un tipo de soporte único, que cumpla con las dos funciones a la vez (2,32). En el sistema Americano se usa el término "ademe del terreno" para designar a los soportes estructurales, los que se clasifican como "permanentes" cuando son especificados e incorporados desde los cálculos del diseño; y como "temporales", cuando los proporciona el contratista según sean necesarios para la seguridad de la construcción. Para este trabajo se adopta la clasificación de los sistemas de soportes de túneles mostrada en la figura 2.3 (2).

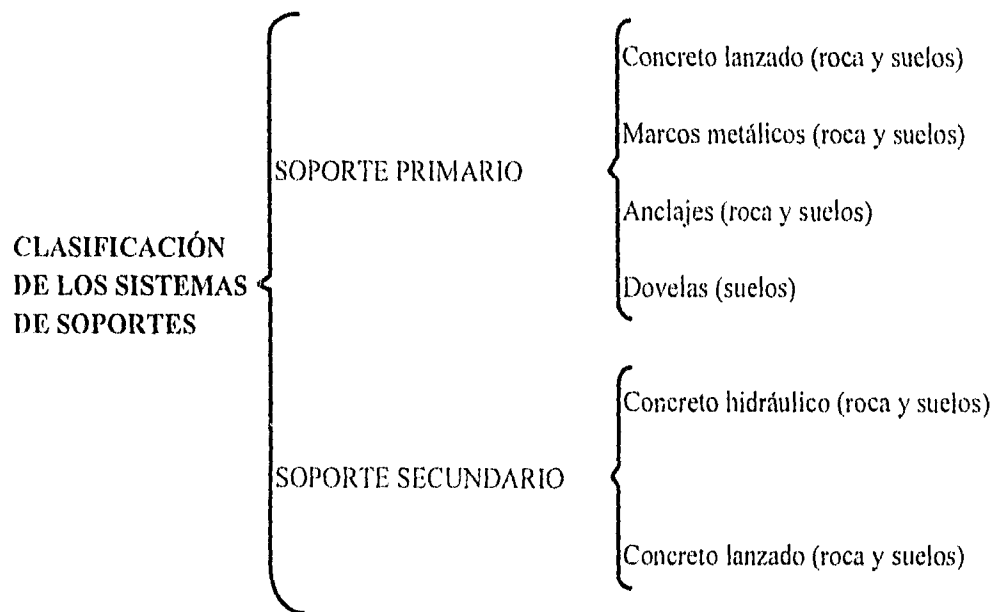


Figura 2.3.- Tipos de soportes en túneles

Fuente: adaptado de AMITOS. Curso Víctor Hardy 1993

El soporte primario es utilizado en excavaciones de terrenos con baja capacidad de autosoporte o alto grado de intemperización. Se considera que el soporte es primario o temporal, cuando este es colocado inmediatamente después de realizar la excavación de un tramo de túnel. Su objetivo es proporcionar un factor de seguridad adecuado en tanto se coloca el soporte definitivo.

En la figura 2.4 se presenta una correlación entre las características del material excavado en un túnel y los tipos de soportes primarios, lo cual proporciona una idea preliminar de sus rangos de aplicación.

REVESTIMIENTO PRIMARIO	CLASIFICACION SEGUN LAUFER												
	A	B	C	D	E	D	E	F	E	F	G	F	G
	CLASIFICACION DEL TUNELERO												
	Duro	Firme	Granco lento	Granco rápido	Extrusión lenta	Expansivo	Corrida cohesiva	Corrida	Extrusión rápida	Fluyente			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10				
Por resistencia intrínseca del material													
Anclas													
Concreto lanzado													
Concreto lanzado y anclas													
Marcos metálicos y retaque de madera													
Anillos metálicos y retaque de madera *													
Dovelas de concreto *													
Dovelas de placas de acero *													
Dovelas de hierro fundido *													

* Requieren escudo

Recomendable
 Moderadamente recomendable
 Poco recomendable

Figura 2.4.- Rangos de aplicación de los sistemas de soporte primarios

Fuente: AMITOS. Curso Víctor Hardy 1993

El soporte definitivo o secundario se coloca sobre el soporte temporal y sus características están definidas por el funcionamiento y la vida útil con que se haya proyectado el túnel. Es posible colocarlo al término de la excavación del túnel o bien, realizarlo simultáneamente con la excavación.

Durante la vida útil del túnel, el soporte definitivo debe cumplir con los siguientes requisitos de diseño:

- Garantizar la integridad estructural
- Garantizar la impermeabilidad y las tolerancias de deformación
- Evitar asentamientos excesivos en la superficie
- Proteger las edificaciones cercanas
- Prever los efectos negativos de futuras excavaciones en superficie
- Cubrir los requisitos relacionados con la operación del túnel: conducción hidráulica, transporte, etc.

En túneles para conducción de agua se requiere tener una sección constante y una superficie lisa, de manera que no se generen turbulencias o fricciones indeseables, lo que hace conveniente la aplicación de concreto hidráulico para formar el revestimiento.

Un túnel excavado por el procedimiento convencional normalmente presenta secciones diferentes de un punto a otro, por esta razón, realizar el revestimiento con concreto hidráulico y cimbra metálica puede presentar serios problemas asociados con la sobre excavación, por lo que puede resultar más económico realizar el revestimiento por medio de concreto lanzado.

A continuación se estudian los sistemas de soporte temporales mas utilizados en la excavación de túneles en roca, estos por cierto, están muy íntimamente ligados al proceso de excavación.

2.3.1.- CONCRETO LANZADO

2.3.1.1.- Características y propiedades

El concreto lanzado esta definido en la norma del ACI-506-66 como " un mortero o concreto conducido a través de una manguera y proyectado neumáticamente a alta velocidad sobre una superficie" (11) La fuerza del chorro que se impacta sobre la superficie, es la responsable de la compactación del material.

A pesar de que el concreto lanzado se considera como un tipo de soporte en obras subterráneas, su función principal es mantener la estabilidad de la excavación hasta que se desarrolle en la masa rocosa una distribución de esfuerzos que sea inferior a la resistencia de la propia masa rocosa.

Para colocar el concreto lanzado se requiere excavar un menor volumen de roca que para la colocación de marcos de acero de una resistencia equivalente . Se pueden mencionar las siguientes desventajas del concreto lanzado: la primera es que debe tenerse presente que el terreno no puede seguirse viendo físicamente después del lanzado, por lo que los levantamientos geológicos deben hacerse inmediatamente después de la excavación. La segunda esta relacionada con su adherencia, que es muy baja o nula en arenas sueltas y en terrenos muy húmedos.

Las funciones del concreto lanzado se pueden resumir así (11,16) :

- Sellar la superficie rocosa, deteniendo el flujo del agua y evitando así el arrastre de partículas del relleno de las discontinuidades; servir de unión entre los bloques al penetrar en juntas y fisuras, e impedir los desprendimientos que se pueden presentar por la pérdida de humedad de la superficie expuesta.
- Mantener la propia resistencia de la roca evitando movimientos superficiales y locales de los bloques pequeños, propiciando así una distribución de esfuerzos y arqueado a través de los mismos bloques detenidos por la capa de concreto lanzado.

Las principales características del concreto lanzado son las siguientes (3):

- Alta compacidad como consecuencia de la alta velocidad (90-120 m/s) con la que se proyecta la mezcla.
- Baja relación agua / cemento (0.35 a 0.50 en peso, y que es mas baja que la de un concreto convencional) y alto contenido de cemento, lo que da por resultado una mezcla plástica, densa y poco permeable.
- Lo anterior hace que el concreto lanzado, aún tierno, muestre buena resiliencia y durabilidad ante voladuras próximas y alta adaptabilidad a la redistribución de esfuerzos.

Las propiedades del concreto lanzado dependen fundamentalmente de la composición de la mezcla, de la relación agua/cemento, de la experiencia del lanzador, de la velocidad de impacto, de la textura, geometría, inclinación y tratamiento dado a la superficie de aplicación. Algunas propiedades de interés son las siguientes (3,11):

a.- Aspecto .

La superficie del concreto lanzado es rugosa y esta depende del tamaño máximo del agregado y de la habilidad y experiencia del lanzador.

b.- Adherencia.

Es recomendable que la superficie a cubrir sea consistente, este limpia de polvo, limos y arcilla; y no estar excesivamente húmeda. Mientras mas rugosa sea la superficie, se logrará una mejor adherencia, sobre roca sana y limpia esta varía de 1.0 hasta 20 kg/cm².

En superficies muy húmedas se pueden presentar problemas de adherencia, por lo que para estos casos se recomienda utilizar un aditivo acelerante de fraguado "instantáneo". Cuando se aplica en superficies poco consistentes, es decir en zonas donde el material pueda desprenderse por el impacto o por el peso propio del concreto (arenas, arcillas, roca alterada), puede ser muy útil colocar sobre la superficie "tela de gallinero".

c.- Contracción

Al perder, por rebote, parte del agregado grueso y agua, la mezcla de concreto lanzado presenta una relación A/C más baja que la de un concreto convencional y un contenido de cemento proporcionalmente más alto. Podría pensarse por ello que la contracción por fraguado es mayor, y si lo es; pero al colocarse el concreto lanzado a alta velocidad de impacto y por capas, los poros no son continuos y las fisuras de contracción no se extienden a todo el espesor, sino que quedan confinadas en cada capa.

d.- Peso volumétrico

El contenido de cemento y la porosidad determinan la densidad aparente, que varía de 2,100 a 2,200 kg/m³. El concreto lanzado generalmente contiene mas cantidad de finos y cemento que un concreto tradicional, por lo que su porosidad es menor.

e.- Resistencia a la compresión .

La resistencia a la compresión simple , para mezcla normales, varía de 300 kg/cm² a 500 kg/cm², a los 28 días de edad; estos valores varían mucho con la calidad de los componentes de la mezcla, en especial con los agregados empleados. La inclusión de acelerantes de fraguado y resistencia, es práctica común en las obras subterráneas, con lo que se produce un incremento de la resistencia a edad temprana, y por consiguiente una estabilización rápida. Sin embargo, con el empleo de estos aditivos las resistencias a edades tardías se ven disminuidas, por lo que la proporción del aditivo, en peso del cemento, se debe mantener en un rango del 2 al 4% , y excepcionalmente subirse hasta un 6% en roca muy húmeda o poco firme.

Las propiedades mecánicas del concreto lanzado en las excavaciones subterráneas relacionadas con la falla estructural, son la adherencia y las resistencias al corte, a la tensión pura y a la flexión. La resistencia a la compresión simple no es tan importante en revestimientos provisionales, cuya función es la estabilización inmediata, sin embargo, esta propiedad es un buen indicador de las otras propiedades, ya que si esta tiende a subir, las demás tendrán el mismo comportamiento.

2.3.1.2.- Componentes de la mezcla

Los ingredientes del concreto lanzado son los mismos que los del concreto convencional y están sujetos, en general, a las mismas normas de control de calidad, sin embargo, existen algunas variantes en la dosificación y el manejo que deben ser tomadas en consideración (2,3,5).

a.-Cemento

El concreto lanzado puede ser fabricado con cualquier tipo de cemento portland; este puede ser tipo I, II ó III y en casos donde el concreto lanzado esté en contacto con aguas con sulfatos en concentraciones perjudiciales, se debe usar un cemento tipo V. La relación entre cemento y agregados debe ser del orden de 1:4. La cantidad de cemento utilizada normalmente varía entre 300 y 400 kg/m³.

b.- Agregados .

La densidad de sólidos de los agregados varía de 2.55 a 2.65 y el módulo de finura de la arena entre 2.5 y 3.0. La figura 2.5 proporciona la curva granulométrica de agregados necesaria para la elaboración del concreto lanzado.

Las máquinas modernas manejan con facilidad agregados gruesos de hasta 1" (25 mm), aunque para la mayoría de las aplicaciones se usa un tamaño máximo de 3/4"(19mm), en mangueras de 2" de diámetro.

La humedad propia de los agregados es muy importante. En el caso del lanzado por vía seca, si esta es menor del 3% se tiene el problema de polvo excesivo; si es mayor del 6-8% puede provocar obstrucciones en las máquinas y los conductos de transporte, un porcentaje adecuado es del orden del 5%.

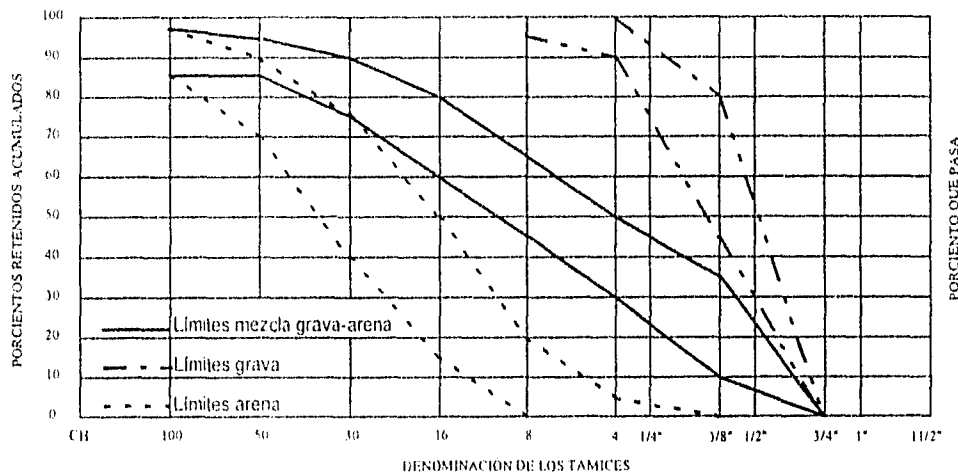


Figura 2.5.- Curva granulométrica de agregados para concreto lanzado

Fuente: AMITOS. Curso Víctor Hardy 1993

c.- Agua

El agua debe cumplir con las mismas normas para un concreto normal y debe ser suministrada a una presión 1 a 1.5 kg/cm², mayor que la presión del aire. La relación agua/cemento para el concreto lanzado debe ser de 0.35 a 0.50.

Para el lanzado por vía seca la dosificación del agua es controlada por el lanzador; esto no ocurre con el lanzado por vía húmeda. Las propias condiciones de lanzado del procedimiento por vía seca, hace que la dosificación varíe mucho: poca agua produce mucho polvo, en tanto que, el exceso de agua evita que el concreto se pegue a la pared.

d.-Aditivos.

Los tipos de aditivos más comúnmente usados son los retardantes y los acelerantes de fraguado. Algunos superacelerantes producen el fraguado inicial a los 3 minutos y el fraguado final antes de los 12 minutos. La dosificación del acelerante varía entre el 2 al 6% del peso de cemento, el porcentaje más alto se emplea cuando se desea obtener una adhesividad o una resistencia temprana inmediata, ya sea en aplicaciones en presencia de filtraciones de agua, o bien, para engrosar capas delgadas de concreto previamente aplicado.

En el concreto lanzado por vía húmeda es común emplear fluidificantes, que permiten elaborar mezclas con revenimientos altos. Para este procedimiento de lanzado se recomienda usar acelerantes a base de aluminatos, o bien, incorporar humo de sílice. Los acelerantes a base de silicato de sodio no son recomendables debido a que presentan una reacción tan rápida que la compactación resulta inadecuada. La figura 2.6 presenta diferentes acelerantes utilizados para los dos métodos de lanzado.

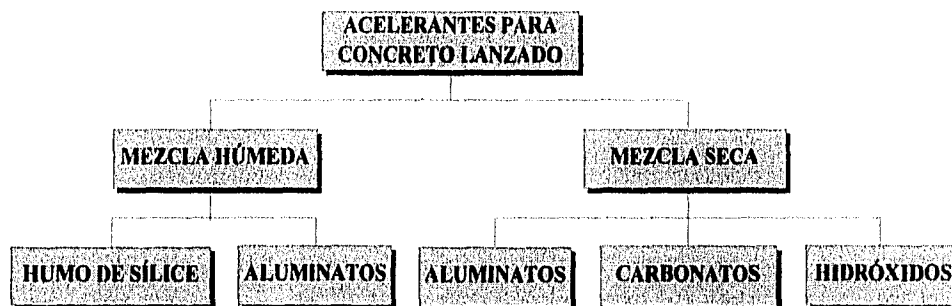


Figura 2.6.- Acelerantes para concreto lanzado

Fuente: AMTOS. Curso Víctor Hardy 1993

2.3.1.3.- Refuerzo

Como un concreto reforzado normal, en el concreto lanzado se emplea acero de refuerzo para resistir esfuerzos estructurales o de temperatura. Los tipos de refuerzo más comunes son las mallas metálicas y las fibras de acero o de polipropileno (2,3).

a.- Mallas metálicas

Por lo general se usa una tela de malla de acero soldada eléctricamente, las mallas más usuales son las siguientes:

50 x 50 mm x 13 ó 12 swg, suministrada en rollos de 1.8 o 2.4 m de ancho

100 x 100 mm x 9 ó 8 swg, suministrada en rollos o en láminas de 2.1 x 2.4 m

Las varillas torcidas, varillas corrugadas y malla cerrada de alambre para gallinero no se recomiendan por que tienden a incrementar el rebote.

b.- Con fibras

Anteriormente era usual combinar la malla de acero electrosoldada con el concreto lanzado; sin embargo, actualmente este material esta casi desplazado por el uso de fibras. Esto en parte porque la malla requiere una mayor cantidad de personal para su colocación que la necesaria para adicionar la fibra a la mezcla del concreto. Por otro lado, cuando el terreno presenta muchas irregularidades, la colocación de la malla sobre la superficie se dificulta, teniendo que utilizar un mayor espesor de concreto para cubrirla.

Los tipos de fibras mas conocidas son las de acero, las de vidrio y las de polipropileno. Se pueden encontrar en el mercado fibras de diferentes tipos, formas y tamaños. El parámetro numérico que se utiliza para caracterizarlas es la llamada relación de aspecto, la cual se define como la longitud de la fibra entre su diámetro equivalente. A su vez el diámetro equivalente es el diámetro de un círculo con igual área que el área transversal de la fibra. La relación de aspecto de las fibras mas comunes varía de 30 a 150 para longitudes de 0.25 a 3 pulgadas. Los diámetros mas comunes para los distintos tipos de fibras son los siguientes:

Acero:	0.010 a 0.030 pulgadas
Vidrio:	0.0002 a 0.0006 pulgadas
Polipropileno:	0.0008 a 0.015 pulgadas

De los tres tipos de fibras mencionados, los más utilizados en túneles son las fibras de acero y las de polipropileno; debido a ello sólo se estudiaran estos dos tipos.

- **fibras de acero**

El concreto lanzado con fibras de acero es un concreto lanzado convencional al cual se le añaden fibras de acero hasta en un 2% del volumen total de la mezcla. Para su aplicación se emplean los equipos convencionales y el lanzado también puede aplicarse por vía seca o húmeda.

El empleo de las fibras de acero incrementa la resistencia a la flexión, ductilidad y dureza del concreto, permitiendo en algunos casos eliminar el uso de la malla electrosoldada. El uso de fibras de acero puede presentar desventajas relacionadas con el desgaste del equipo y mangueras, así como el bloqueo ocasional de "nido de pájaro", que es difícil de eliminar.

Existen tres procesos para la fabricación de fibras de acero:

- Mediante el corte de paquetes de alambre
- Corte de láminas de acero
- Acero de fundición

La mayoría de las fibras que se utilizan en el concreto lanzado tienen dimensiones que fluctúan entre 1" y 1 3/16" de longitud por 0.016 pulgadas de diámetro; esto permite que sean manejables y poder ser lanzadas con mangueras de 2" de diámetro.

Las fibras de acero al carbón así como las de acero inoxidable pueden soportar temperaturas de hasta 815 °C y 1,650 °C respectivamente. Se ha comprobado que las fibras de acero al carbón resisten importantemente la corrosión sin que se afecten sus propiedades de resistencia a la flexión.

Se han realizado distintos tipos de estudios para analizar las propiedades del concreto lanzado con fibras de acero, los siguientes resultados experimentales muestran algunas comparativas de este comparado con un concreto sin fibras.

- Resistencia a la compresión. Se han obtenido resistencias a la compresión entre los 290 y los 517 kg/cm² con el uso de fibras. Sin embargo estas resistencias han resultado en algunos casos menores en un 10 ó 20% que sin el uso de fibras, y en otros casos, 50% mayores. Lo anterior es debido a que la adición de fibras puede generar problemas con la compactación del concreto.

- Dureza. La cantidad de energía que se requiere para provocar la falla del concreto lanzado con fibra hasta su completa separación, puede variar de 10 a 50 veces más que la que se necesita para un concreto lanzado sin fibras.

- Resistencia a la extracción. En pruebas realizadas de acuerdo a la norma ASTM C900 se demostró que el uso de fibras incrementa la resistencia a la extracción en un 79% aproximadamente.

Actualmente prevalecen mezclas con agregados entre 3/8 y 3/4 de pulgada y consumos de fibras entre 39 a 157 kg/m³. El proporcionamiento típico de una mezcla con fibra se muestra en la tabla 2.25, la cantidad de fibra en los proporcionamientos corresponde a la cantidad antes del lanzado, ya que después del lanzado la cantidad de fibras disminuye por efecto del rebote, generalmente es mayor el rebote de fibra que el de el agregado. La máxima cantidad de fibras en las mezclas, depende del tamaño y cantidad de agregados y del cociente entre la longitud sobre el diámetro (l/d) de las fibras.

Tabla 2.25.- Proporcionamiento típico de una mezcla de concreto lanzado con fibras de acero. Fuente: AMITOS. Curso Víctor Hardy 1992

Material	Agregado fino (kg/m ³)	Agregado grueso (kg/m ³)
Cemento	446-558	445
Arena (1/4" máximo)	1,679-1,483	880-697
Grava (3/8")		700-875
Fibra de acero	39-157	39-150
Aditivo acelerante	variable	variable
Agua / cemento (por peso)	0.40-0.45	0.40-0.45

La longitud de la fibra que se ha preferido es de 1", en general entre mas corta es la fibra, es mas fácil el mezclado y lanzado, y el rebote disminuye, sin embargo, las propiedades de resistencia disminuyen, este comportamiento es opuesto para el caso de las fibras largas.

El mezclado de los materiales es similar al utilizado para mezclas sin fibras, pero se deben cuidar los siguientes aspectos:

-En el mezclado por vía seca se presenta la tendencia a la formación de grumos, por lo que es conveniente vaciar las fibras a través de una criba o algún equipo mezclador que las separe. Se ha observado que manteniendo una tierra física en los equipos eléctricos se reduce la formación de grumos.

-En el mezclado por vía húmeda también se presenta la tendencia a la formación de grumos, por lo que el vaciado de la fibra en la revoladora se debe hacer en forma paulatina o mediante el uso de una banda transportadora. Una buena práctica para evitar este problema consiste en vaciar la fibra sobre la banda transportadora del agregado fino. También es recomendable colocar una malla sobre la tolva de la bomba de concreto para detener los grumos.

- **Con fibras de polipropileno**

Las fibras de polipropileno son químicamente inertes, no sufren corrosión, tienen una alta resistencia a los ácidos minerales, ácidos básicos y sales inorgánicas; son muy estables y no absorben agua, tienen una alta resistencia a la tensión, son mas económicas, actúan como inhibidoras del agrietamiento del concreto, su adición a el concreto hace que la mezcla se vuelva mas densa y con mayor cohesión, lo que permite aplicar capas más gruesas en cada pasada.

En el mercado existe una gran variedad de formas de este tipo de fibras: planas, redondas, torcidas, con botones en los extremos, lisas, etc. Los mejores resultados se han obtenido con las formas torcidas y con las de botones en los extremos, ya que se ha visto que dicha geometría incrementa la adherencia del concreto. La tabla 2.26 muestra algunas propiedades de tres marcas comerciales de este tipo fibras:

Tabla 2.26.- Propiedades de las fibras de polipropileno

Fuente: AMITOS. Curso Victor Hardy 1992

Propiedad	Dura Fiber	Fibermesh	Hi-Tech
Absorción	Ninguna	Ninguna	Ninguna
Gravedad específica	0.90	0.90	1.30
Longitud de la fibra		1/2" a 2"	1/4" a 2 1/2"
Punto de ignición	1,100 °F	1,100 °F	1,000 °F
Conductividad térmica	Baja	Baja	Baja
Conductividad eléctrica	Baja	Baja	Baja
Resistencia a sales y ácidos	Alta	Alta	Alta
Punto de fundición	330 °F	340 °F	500 °F

Los resultados mostrados en la tabla 2.27 de pruebas de laboratorio hechos por FIBERMESH, muestran que en general las resistencias a la tensión, a la flexión y a la compresión del concreto con fibras, son superiores a las de un concreto sin fibras.

Tabla 2.27.- Propiedades del concreto lanzado con fibras de polipropileno

Fuente: AMITOS. Curso Victor Hardy 1992

	Resistencia a la compresión		Resistencia a la flexión		Resistencia a la tensión	
	7 días	28 días	7 días	28 días	7 días	28 días
CONTROL	140 kg/cm ²	269 kg/cm ²	18 kg/cm ²	25 kg/cm ²	12 kg/cm ²	19 kg/cm ²
FIBERMESH	157 kg/cm ²	292 kg/cm ²	20 kg/cm ²	27 kg/cm ²	13 kg/cm ²	20 kg/cm ²
PORCENTAJE	+12.1	+8.5	+11.1	+8.0	+8.3	+5.5

El mezclado de los materiales es igual al que se utiliza para una mezcla sin fibras y este se puede hacer por vía seca o húmeda, en ambos casos las fibras se deben vaciar dentro de la revolvedora en forma paulatina y ser mezcladas durante cinco minutos con los agregados. La cantidad recomendada de fibras de polipropileno, en volumen, varía en un rango de 0.1% (0.9 kg/m³) a 0.3% (2.7 kg/m³).

2.3.1.4- Técnicas de colocación

El concreto lanzado puede colocarse mediante dos técnicas: la vía seca y la vía húmeda, como se explica a continuación (2,3,5,7,11):

a.- Concreto lanzado por vía seca

Con este sistema el transporte de la mezcla seca se efectúa por medio de aire a presión, desde la máquina hasta la boquilla, la inyección del agua esta a 2-3 metros antes de la boquilla o justamente en la misma. Esta técnica es recomendada para producciones de hasta $10 \text{ m}^3/\text{h}$.

En este caso el agua se añade mediante un anillo repartidor situado inmediatamente antes de la boquilla de lanzado, al final de la manguera. El lanzador regula la cantidad de agua, uniformidad, polvo y rebote del chorro que sale de la boquilla. La figura 2.7 muestra un esquema del concreto lanzado por este método.

Con este procedimiento se mezclan el cemento y los agregados en proporciones de 1:4 a 1:5 sin adición de agua, pudiendo hacerse la mezcla al pie de la máquina lanzadora o bien suministrarse premezclada. La mezcla seca se transporta en tuberías y mangueras a una presión neumática de 3 a 5 kg/cm^2 y el agua se añade a una presión de 4 a 6 kg/cm^2 . El aditivo se añade en polvo esparciéndolo sobre la mezcla seca, o bien, se incorpora en forma líquida con el agua mediante una bomba dosificadora.

Las mezclas secas pueden transportarse a distancias mayores que las mezclas húmedas, y el problema de taponamientos es menos frecuente, el rebote puede ser del orden del 30% variando en función de la destreza del operador y de la superficie de aplicación.

b.- Concreto lanzado por vía húmeda

El proceso por vía húmeda se prefiere en aquellos casos donde se requieran altos rendimientos (5 a 25 m^3/h) y con suministros poco variables, como el caso de los revestimientos definitivos. Con este proceso se disminuye el rebote (10-20%) y se produce menos polvo que con el método de lanzado por vía seca.

Las máquinas de proceso húmedo por lo general consumen de 1/2 a 1/3 del aire comprimido que requieren las máquinas para vía seca, para capacidad equivalente; sin embargo requieren de mayor energía para bombear la mezcla. La figura 2.8 muestra un esquema de la técnica del lanzado con mezcla húmeda.

En México existe mayor experiencia de lanzado por vía seca, sin embargo, el concreto lanzado por vía húmeda ha ganado terreno en los últimos años, debido al avance tecnológico de los equipos de lanzado y el uso de nuevos tipos de acelerantes. El proceso de lanzado por vía húmeda requiere un mayor número de instalaciones que el de la mezcla seca, por lo que no es aconsejable usarlo en túneles de diámetro pequeño. La tabla 2.28 presenta una comparativa entre ambos procedimientos.

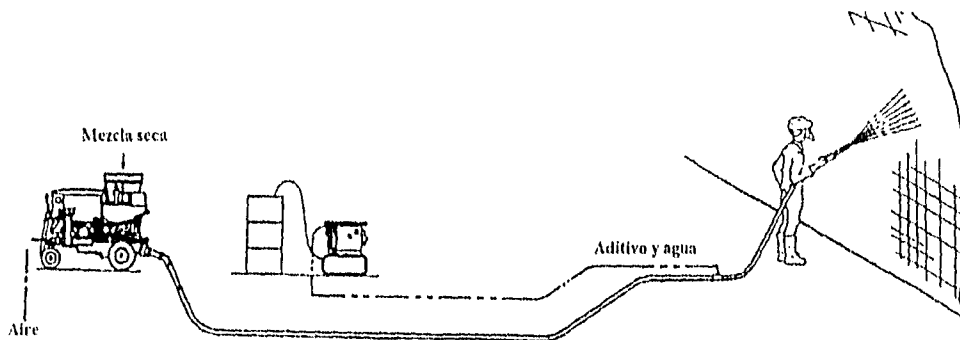


Figura 2.7.- Concreto lanzado por vía seca

Fuente: AMITOS. Primer congreso mexicano de ingeniería de túneles y obras subterráneas, 1995.

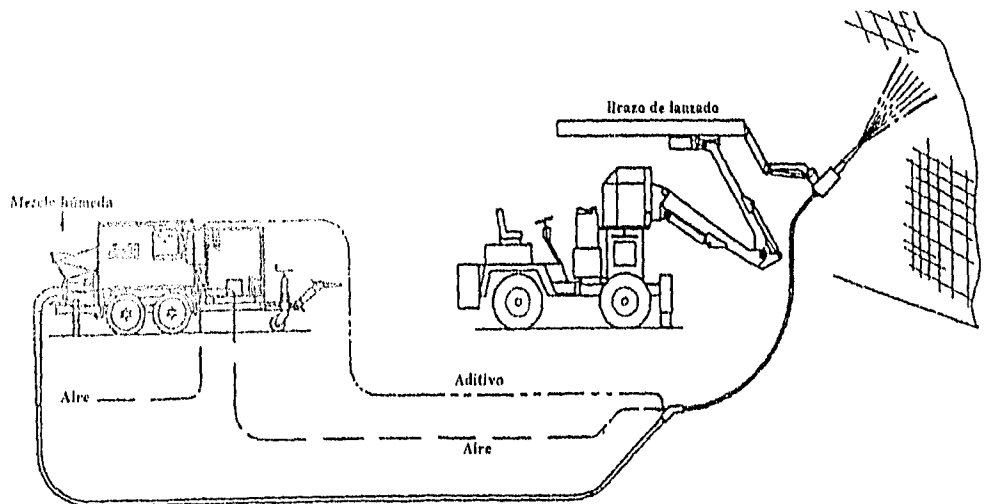


Figura 2.8.- Concreto lanzado por vía húmeda

Fuente: AMITOS. Primer congreso mexicano de ingeniería de túneles y obras subterráneas, 1995.

2.3.1.5.- Posición de lanzado y control del rebote, espesor y filtraciones

Se deben seguir las siguientes recomendaciones para lograr una correcta colocación del concreto lanzado (5):

a.- Posición de lanzado.

Para efectuar el lanzado, la posición de la boquilla con respecto a la superficie es prácticamente normal; la distancia de lanzado recomendada varía de 0.60 a 1.5 m. La distancia de lanzado óptima se considera de 1 m, distancias mayores incrementan el rebote.

Tabla 2.28.- Comparativa entre el concreto lanzado por vía seca vs vía húmeda

Fuente: adaptado de Hoek, 1985. Excavaciones subterráneas en roca

Concepto	Mezcla seca	Mezcla húmeda
Resistencia a la compresión	Más alta, menos uniforme	Más baja, más uniforme
Adherencia	Buena, aún en zonas de filtraciones	Mala en materiales muy húmedos
Rebote	Alto	Bajo
Polvo	Alto	Muy poco
Consumo de aire	Alto	Más bajo
Rendimiento	Bajo	Alto
Mantenimiento de equipo	Más sencillo	Más complicado, emplea sistemas hidráulicos.

b.- Control del rebote.

El rebote es el concreto que habiendo salido de la boquilla no se fijó a la superficie sobre la cual se proyectó, un ligero exceso de agua durante la aplicación de la primera capa puede contribuir a la reducción del rebote, debido a ello, las secciones gruesas tienen porcentajes de rebote menores que las secciones delgadas.

El rebote depende en gran parte de la habilidad del lanzador y varía en función de la zona de lanzamiento. La tabla 2.29 proporciona una guía de los porcentajes de rebote en función de la zona de lanzamiento.

Tabla 2.29.- Rebote en función de la zona de lanzamiento

Fuente: AMITOS. Curso Víctor Hardy 1987 (parte dos)

Superficie	Rebote (%)
Pisos y losas	5 al 15
Muros	15 al 30
Bóvedas y plafones	25 al 30

c.- Control de espesores.

Con objeto de controlar adecuadamente los espesores del concreto colocado es conveniente, antes de iniciar el lanzado, fijar pequeñas anclas colocadas convenientemente en la roca, las cuales servirán para este fin.

d.- Control de filtraciones.

En los sitios donde se presenten flujos de agua, estos deben canalizarse mediante drenes de plástico o de fierro. En las zonas donde la cantidad de agua es pequeña, de tal forma que no se justifique el uso de drenes, se debe adecuar la dosificación del aditivo y del agua hasta lograr la adherencia del concreto.

2.3.2.- MARCOS METÁLICOS

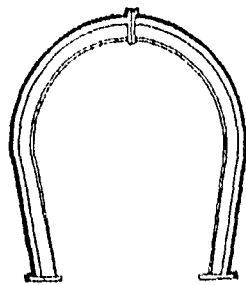
Los marcos metálicos son perfiles tipo H o I rolados o rectos, formados por dos o más piezas en función del tamaño del túnel, son empleados en materiales que varían desde roca moderadamente fracturada hasta arena suelta, y su aplicación regularmente se combina con el uso de concreto lanzado y anclas. En la práctica los perfiles son colocados a distancias comprendidas entre 0.50 y 1.5 m , y los más usuales son los de 15 y 20 cms (6" a 8") por su facilidad a ser rolados (2,5).

Los marcos de acero tienen la ventaja de ser una estructura tradicional, por lo que generalmente existe personal técnico y obrero capaz de colocarlos. Por otro lado, estos elementos pueden ser utilizados en condiciones adversas del terreno, como en el caso de presencia de flujos de agua considerables, que impidan el uso de otros tipos de soportes, una desventaja puede ser su costo, que es relativamente alto.

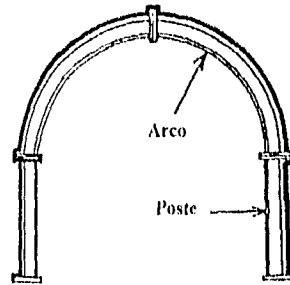
En masas rocosas relativamente competentes y siempre que las cargas puedan ser transmitidas al piso a través de muros laterales, pueden emplearse marcos constituidos por dos o más piezas en arco en la bóveda apoyados en los muros laterales. En rocas de mala calidad, muy fracturadas o expansivas los marcos circulares son los más adecuados debido a su habilidad para resistir cargas en cualquier dirección. Los marcos en herradura con presiones laterales importantes, necesitan de tornapuntas para resistir estas presiones y prevenir el bufamiento del piso. La figura 2.9 muestra distintos marcos metálicos utilizados en las excavaciones subterráneas.

Los elementos asociados con los marcos, considerando todas la combinaciones posibles, son los siguientes (figura 2.10) :

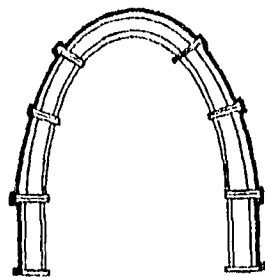
- a.- Arco o clave. Es la parte superior del marco
- b.- Rastra. Elemento de apoyo en la superficie del terreno o que sirve de unión entre el arco y los postes.
- c.- Postes. Es la parte inferior del marco, sobre la que se apoya el arco
- d.- Tornapunta. Elemento de cierre inferior
- e.- Tensores. Redondo de acero roscado
- f.- Separadores. Polín de madera colocado entre marco y marco.
- g.- Retaque de madera. Se coloca en forma de cuña entre el espacio formado por el marco y la roca.



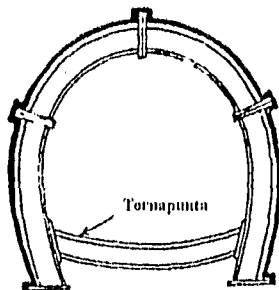
Sección herradura



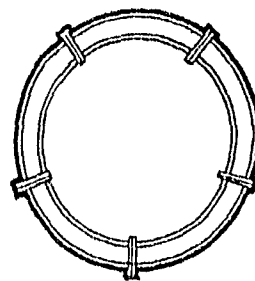
Sección portal



Sección parabólica



Sección con tornapunta



Anillo

Figura 2.9.- Marcos metálicos típicos

Fuente: adaptado de CICM. Túneles y obras subterráneas 1990 (parte uno)

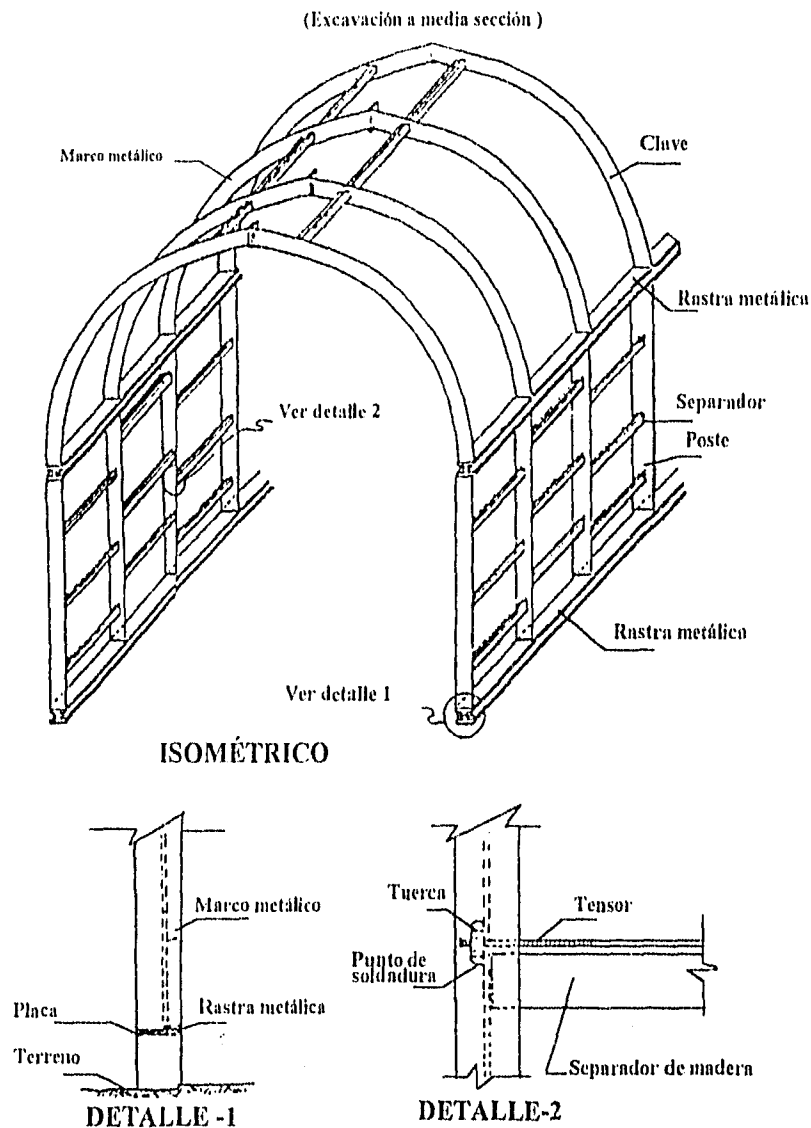


Figura 2.10.- Elementos constitutivos de los marcos metálicos

Fuente: CICM. Túneles y obras subterráneas 1990 (parte uno).

El procedimiento constructivo típico, para túnel atacado en media sección superior y con banqueo en la media sección inferior es mostrado mas abajo. Con este procedimiento es necesario apoyar los arcos superiores en rastras metálicas, estas deben ser moduladas para recibir una o mas piezas curvas según la separación entre marcos y el avance por voladura. El perfil utilizado para las rastras normalmente es el mismo perfil utilizado en el todo el marco para asegurar la continuidad con el alma y patines de las piezas curvas con las rectas; la conexión de la rastra al arco puede hacerse con tornillos y/o con soldadura .

Para el adecuado funcionamiento de los marcos metálicos, es necesario colocar piezas de madera entre la roca y el marco, la madera absorbe parte de los esfuerzos inducidos por la masa rocosa, y asegura la continuidad del conjunto. Se debe tener presente que cuando la sobreexcavación es muy grande, realizar esta actividad requiere de un tiempo muy considerable. En general el exceso de excavación depende en gran medida de los procedimientos constructivos utilizados y en menor escala del tipo de roca encontrada durante la excavación. Un estudio realizado por el USBR, ha estimado que el porcentaje de sobreexcavación mas frecuente varía de un 9 a un 15% (fuera de la línea de pago), aunque este porcentaje puede alcanzar valores de 0 a 56% en otros casos.

Los marcos van unidos entre sí por medio de tensores de varilla con tuerca y se colocan entre ellos separadores de madera. En ocasiones resulta conveniente ligar los marcos con largueros metálicos soldados, esto proporciona una estructura continua tridimensional con una extraordinaria capacidad de soporte.

El procedimiento constructivo puede resumirse de la siguiente manera:

- a.- Excavación de la media sección superior
- b.- Colocación de rastras
- c.- Colocación de las dos secciones superiores del marco, fijando los tres puntos de unión con tornillos y/o soldadura.
- d.- Colocación de tensores y separadores entre marcos contiguos
- e.- Colocación de madera de retaque. Es la madera que sirve para "acufiar" el marco contra el terreno, con el objeto de lograr que las cargas de la roca se transmitan a el soporte.
- f.- Excavación de la media sección inferior(banqueo)
- g.- Colocación de rastras
- h.- Colocación y sujección de los postes (parte inferior del marco).
- i.- Colocación de separadores y tensores entre marcos contiguos
- j.- Colocación de madera de retaque

La capacidad de carga para marcos continuos (figura 2.11) y marcos formados por clave y rastras (2.12) se presenta en las tablas 2.30 y 2.31 respectivamente (14).

Tabla 2.30.- Capacidad de carga para marcos continuos. Fuente: CFE, 1979. Manual de diseño de obras civiles. Obras subterráneas

Perfil		Ancho medido en la superficie externa del revestimiento															
		14'-0"	16'-0"	18'-0"	20'-0"	22'-0"	24'-0"	26'-0"	28'-0"	30'-0"	32'-0"	34'-0"	36'-0"	38'-0"	40'-0"	42'-0"	44'-0"
Peralte nominal Ancho y tipo de patin	peso/ pie	Espaciamento máximo medido entre cuñas de apoyo															
		40"	42"	44"	46"	48"	50"	52"	54"	56"	58"	60"	62"	64"	66"	68"	70"
4" I	7.7	2,750	2,470														
4"x4" H	13.0	4,780	4,310	3,910	3,570												
5" I	10.0	4,030	3,620	3,280	2,990												
5"x5" poste	16.0	6,920	6,220	5,630	5,130												
5"x5" H	18.9	7,860	7,060	6,390	5,820												
6" I	12.5	5,590	5,030	4,540	4,130	3,790											
6" I	17.2	7,100	6,380	5,770	5,260	4,830	4,450										
6"x4" perfil ligero	12.0	5,510	4,940	4,460	4,060	3,730											
6"x4" perfil ligero	16.0	7,540	6,760	6,110	5,510	5,100	4,710										
6"x6" poste	15.3	7,450	6,670	6,030	5,490	5,030	4,650										
6" x 6" H	20.0	9,550	8,560	7,740	7,050	6,460	5,960	5,530	5,140								
6" x 6" H	25.0	11,500	10,570	9,570	8,710	7,980	7,360	6,830	6,350	5,930							
7" I	15.3			5,990	5,450	4,990	4,610										
8" I	18.4			7,640	6,950	6,370	5,880										
8" I	23.0			9,100	8,290	7,600	7,010	6,500	6,040	5,640	5,280	4,960	4,670				
8"x4" perfil ligero	15.0			6,320	5,750	5,270	4,860										
8" x 8" H	34.4			14,950	13,610	12,460	11,500	10,670	9,920	9,250	8,670	8,150	7,680	7,270	6,880	6,530	6,210
8" x 5 1/4" W.F *	17.0			7,310	6,680	6,120	5,650	5,240									
8" x 5 1/4" W.F *	26.0			8,730	7,950	7,250	6,710	6,230	5,780	5,400							
8" x 6 1/2" W.F	24.0			10,600	9,650	8,830	8,150	7,560	7,020	6,560	6,170	5,770	5,440	5,150	4,880		
8" x 6 1/2" W.F	28.0			12,450	11,260	10,310	9,520	8,830	8,200	7,650	7,170	6,740	6,360	6,020	5,760		
8" x 8" W.F	31.0			13,820	12,590	11,530	10,640	9,860	9,160	8,560	8,020	7,530	7,100	6,720	6,360	6,040	5,750
8" x 8" W.F	35.0			15,640	14,250	13,110	12,040	11,160	10,370	9,690	9,070	8,530	8,040	7,600	7,200	6,830	6,500
8" x 8" W.F	40.0			17,870	16,270	14,890	13,750	12,740	11,840	11,050	10,360	9,740	9,130	8,680	8,220	7,800	7,420
8" x 8" W.F	48.0				19,640	17,990	16,600	15,390	14,290	13,360	12,510	11,760	11,090	10,390	9,840	9,340	8,890
8" x 8" W.F	58.0					21,700	20,030	18,560	17,240	16,110	15,110	14,210	13,400	12,660	12,000	11,390	10,830
8" x 8" W.F	67.0					25,100	23,190	21,500	19,970	18,650	17,470	16,420	15,480	14,650	13,880	13,160	12,540
10" I	25.4					9,610	8,860	8,210	7,630	7,130	6,680	6,280	5,920	5,600	5,340	5,040	4,800
10" I	35.0					12,520	11,540	10,740	9,940	9,290	8,700	8,170	7,710	7,290	6,900	6,550	6,230
10" x 5 1/4" W.F.	21.0					8,220	7,580	7,020	6,520	6,090	5,710	5,370	5,060	4,790	4,550	4,310	4,100
10" x 5 3/4" W.F.	25.0					9,870	9,120	8,450	7,860	7,340	6,880	6,470	6,100	5,790	5,490	5,210	4,960
10" x 8" W.F	33.0					13,130	12,080	11,210	10,430	9,740	9,130	8,580	8,090	7,650	7,250	6,890	6,560
10" x 8" W.F	39.0					15,630	14,420	13,360	12,410	11,590	10,870	10,210	9,640	9,120	8,640	8,210	7,810
10" x 8" W.F	45.0					18,100	16,680	15,450	14,370	13,420	12,580	11,830	11,160	10,550	10,000	9,500	9,040
10" x 10" W.F.	49.0					18,290	16,970	15,770	14,750	13,820	12,990	12,250	11,580	10,980	10,430	9,930	
10" x 10" W.F	54.0						20,200	18,750	17,410	16,270	15,260	14,340	13,500	12,790	12,130	11,520	10,960
10" x 10" W.F	66.0						24,950	22,900	21,280	19,870	18,630	17,520	16,520	15,620	14,810	14,070	13,390
12" x 8" W.F.	45.0									14,170	13,280	12,490	11,790	11,150	10,570	10,050	9,560
12" x 10" W.F.	53.0									16,870	15,820	14,880	14,040	13,280	12,600	11,960	11,400
12" x 12" W.F.	65.0									20,780	19,500	18,350	17,290	16,370	15,530	14,750	14,050

Tabla 2.31.- Capacidad de carga para marcos de clave y rastras. Fuente: CFE,1979. Manual de diseño de obras civiles. Obras subterráneas

Perfil		Ancho medido en la superficie externa del revestimiento															
		12'-0"	14'-0"	16'-0"	18'-0"	20'-0"	22'-0"	24'-0"	26'-0"	28'-0"	30'-0"	32'-0"	34'-0"	36'-0"	38'-0"	40'-0"	42'-0"
Peralte nominal Ancho y tipo de patin	peso/ pie	Espaciamiento máximo medido entre cuñas de apoyo															
		40"	42"	44"	46"	48"	50"	52"	54"	56"	58"	60"	62"	64"	66"	68"	70"
4" I	7.7	2,750	2,470														
4"x4" H	15.0	4,780	4,310	3,910	3,570												
5" I	10.0	4,030	3,620	3,280	2,990												
5"x5" poste	16.0	6,920	6,220	5,630	5,130												
5"x5" H	18.9	7,860	7,060	6,390	5,820												
6" I	12.5	5,390	5,030	4,540	4,130	3,790											
6" I	17.2	7,100	6,380	5,770	5,260	4,830	4,450										
6"x4" perfil ligero	12.0	5,510	4,940	4,460	4,060	3,730											
6"x4" perfil ligero	16.0	7,540	6,760	6,110	5,510	5,100	4,710										
6"x6" poste	15.5	7,450	6,670	6,030	5,490	5,030	4,650										
6" x 6" H	20.0	9,550	8,560	7,740	7,050	6,460	5,960	5,530	5,140								
6" x 6" H	25.0	11,800	10,570	9,570	8,710	7,980	7,360	6,830	6,350	5,930							
7" I	15.3			5,990	5,450	4,990	4,610										
8" I	18.4			7,640	6,950	6,370	5,880										
8" I	23.0			9,100	8,290	7,600	7,010	6,500	6,040	5,640	5,280	4,960	4,670				
8"x4" perfil ligero	15.0			6,320	5,750	5,270	4,860										
8" x 8" H	34.4			14,950	13,610	12,460	11,500	10,670	9,920	9,250	8,670	8,150	7,680	7,270	6,880	6,530	6,210
8" x 5 1/4" W.F.	17.0			7,310	6,680	6,120	5,650	5,240									
8" x 5 1/4" W.F.	20.0			8,730	7,950	7,250	6,710	6,230	5,780	5,400							
8" x 6 1/2" W.F.	24.0			10,600	9,650	8,830	8,150	7,560	7,020	6,560	6,170	5,770	5,440	5,150	4,880		
8" x 6 1/2" W.F.	28.0			12,450	11,260	10,310	9,520	8,830	8,200	7,650	7,170	6,740	6,360	6,020	5,700		
8"x8" W.F.	31.0			13,820	12,590	11,530	10,640	9,860	9,160	8,560	8,020	7,530	7,100	6,720	6,360	6,040	5,750
8"x8" W.F.	35.0			15,640	14,250	13,110	12,040	11,160	10,370	9,690	9,070	8,530	8,040	7,600	7,200	6,830	6,500
8"x8" W.F.	40.0			17,870	16,270	14,890	13,750	12,740	11,840	11,050	10,360	9,740	9,180	8,680	8,220	7,800	7,420
8"x8" W.F.	48.0				19,640	17,990	16,600	15,390	14,290	13,360	12,510	11,760	11,090	10,390	9,840	9,340	8,890
8"x8" W.F.	58.0					21,700	20,030	18,560	17,240	16,110	15,110	14,210	13,400	12,660	12,000	11,390	10,830
8"x8" W.F.	67.0					25,100	23,190	21,500	19,970	18,650	17,470	16,420	15,480	14,650	13,880	13,160	12,540
10" I	25.4					9,610	8,860	8,210	7,630	7,130	6,680	6,280	5,920	5,600	5,340	5,040	4,800
10" I	35.0					12,520	11,540	10,740	9,940	9,290	8,700	8,170	7,710	7,290	6,900	6,550	6,230
10" x 5 1/4" W.F.	21.0					8,220	7,580	7,020	6,520	6,090	5,710	5,370	5,060	4,790	4,530	4,310	4,100
10" x 5 3/4" W.F.	25.0					9,870	9,120	8,450	7,860	7,340	6,880	6,470	6,100	5,790	5,490	5,210	4,960
10"x8" W.F.	33.0					13,130	12,080	11,210	10,430	9,740	9,130	8,580	8,090	7,650	7,250	6,890	6,560
10"x8" W.F.	39.0					15,630	14,420	13,360	12,410	11,590	10,870	10,210	9,640	9,120	8,640	8,210	7,810
10"x8" W.F.	45.0					18,100	16,680	15,450	14,370	13,420	12,580	11,830	11,160	10,550	10,000	9,500	9,040
10" x 10" W.F.	49.0						18,290	16,970	15,770	14,730	13,820	12,990	12,250	11,580	10,980	10,430	9,950
10"x10" W.F.	54.0						20,200	18,750	17,410	16,270	15,260	14,340	13,500	12,790	12,130	11,520	10,960
10"x10" W.F.	66.0						24,950	22,900	21,280	19,870	18,630	17,520	16,530	15,620	14,810	14,070	13,390
12" x 8" W.F.	45.0									14,170	13,280	12,490	11,790	11,150	10,570	10,050	9,560
12" x 10" W.F.	53.0									16,870	15,820	14,880	14,040	13,280	12,600	11,960	11,400
12" x 12" W.F.	63.0									20,780	19,500	18,330	17,290	16,370	15,530	14,750	14,050

Notas a las tablas 2.30 y 2.31:

- 1.- W.F.(wide flange): patín ancho
- 2.- La capacidad carga de los marcos esta dada en libras / pie de ancho del túnel
- 3.- La resistencia máxima para los marcos continuos es de 24,000 lb/plg².
- 4.- La resistencia máxima tanto para marcos continuos como para los de clave con rastras es de 24,000 lb/plg².

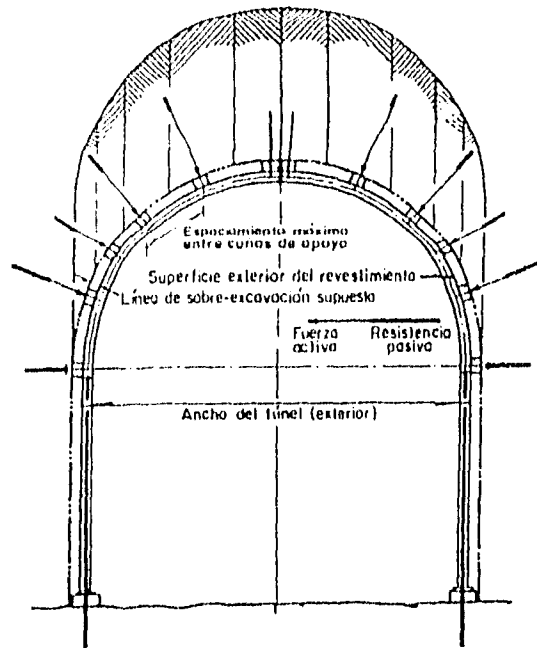


Figura 2.11.- Distribución de cargas en marcos continuos
 Fuente: CFE, 1979. Manual de diseño de obras civiles. Obras subterráneas

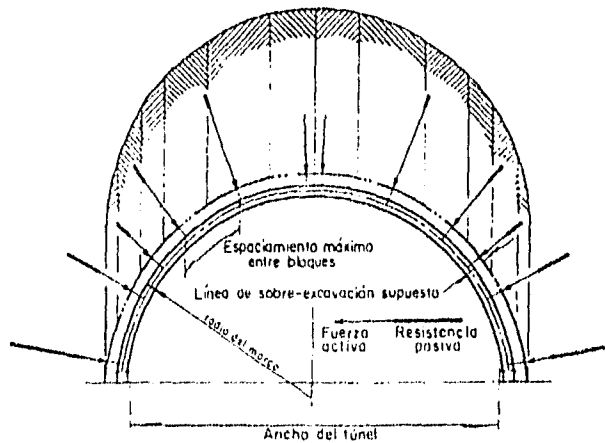


Figura 2.12.- Distribución de cargas en marcos con clave y rastras
 Fuente: CFE, 1979. Manual de diseño de obras civiles. Obras subterráneas

2.3.3.- ANCLAS

Las anclas son utilizadas para soportar el peso de bloques inestables que tienden a separarse y para proporcionar resistencia al corte y a la tensión al macizo rocoso.

2.3.3.1.- Tipos de anclas

a.- Anclas de tensión

Las anclas de tensión ayudan a incrementar el esfuerzo normal en las discontinuidades de la masa rocosa, aumentando en consecuencia su resistencia al corte. Esta función es importante especialmente en la excavación de obras subterráneas donde, por medio de las anclas, es posible convertir masas rocosas incompetentes en medios autosoportables.

Existen dos tipos de anclas de tensión: en uno de ellos el extremo queda ahogado en un cementante que se introduce antes que el ancla (embutidos o salamis de resina, lechada, mortero), en el otro tipo; el extremo que queda dentro del barreno es anclado por medio de un expansor (16).

b.- Anclas de fricción

En estas anclas el espacio anular comprendido entre la barra de acero y la roca se rellena en su toda su longitud con una mezcla cementante. La función de las anclas de fricción es similar a las barras de acero del concreto armado, es decir, constituyen el elemento de soporte de los esfuerzos de tensión que la roca es incapaz de resistir. En este caso el elemento de relleno puede ser una lechada de cemento, un mortero de cemento o resinas.

2.3.3.2.- Sistema de anclaje con resinas

Los sistemas de anclaje con resinas son relativamente novedosos en el país, a diferencia de los sistemas de anclajes tradicionales, donde el material cementante es una lechada o mortero de cemento, en este tipo de anclaje el sellado del barreno es a base de resinas, material que permite una estabilización del macizo rocoso en cuestión de minutos e inclusive hasta en segundos.

Algunas características de las resinas son las siguientes:

- **Presentación de la resina.** La resina poliéster está presentada generalmente en cartuchos de plástico que se fabrican en seis diámetros diferentes y en tres tiempos gel. La longitud del cartucho estándar es de 12 pulgadas, aunque también existen de mayor longitud para facilitar su rápida instalación. Las resinas están integradas por dos componentes básicos que son : un mortero con resina poliéster y su catalizador.

- **Ventajas.** Entre las ventajas de las resinas se pueden mencionar las siguientes:
 - a).-Rapidez. Este tipo de resina permite estabilizar paredes y techo de túneles en cuestión de minutos.
 - b).-Permanencia. Las resinas brindan protección a las anclas contra la acción de la corrosión y al efecto del agua ácido-básica, así como contra el agua de mar o subterránea.
 - c).-Vibraciones. Los anclajes con resinas son inmunes a la vibración y no requieren de postensado, aún en sitios cercanos a las voladuras.
- **Tiempos de colocación.** Existe gran variedad de tiempos de colocación de resina para diferentes situaciones, el tiempo estándar es de uno a dos minutos, para casos de instalación de anclajes con barras a tensión y de relleno total, están disponibles resinas con tiempos de colocación de 15 a 30 minutos. Estos tiempos están estandarizados para condiciones de temperatura de 12.7 a 15.5 °C.

El tiempo gel de una resina es el intervalo de tiempo requerido para que esta cambie su consistencia de viscosa líquida a gelatinosa, existen resinas que proporcionan tiempos gel de hasta 30 segundos.

En general la selección del tiempo gel depende de las condiciones de temperatura que predominen durante la aplicación de la resina. La etapa inicial de endurecimiento de las resinas es sensible a los cambios de temperatura, por regla general, se establece que las temperaturas ambiente cálidas mayores a 24°C aceleran el proceso de endurecimiento y temperaturas menores de 24 °C retardan dicho proceso.

- **Usos en túneles.** Los sistemas de anclajes a base de estas resinas pueden funcionar a tensión y sin tensión. En el primer caso, la resina hace contacto con la barra en el fondo del barreno, y el resto puede mantenerse habilitada para ser enroscada a tensión. El relleno en la parte superficial se puede hacer con lechada de cemento o con una resina de colocación lenta. En el segundo caso, los sistemas de anclaje utilizan resina en toda la longitud del barreno, pudiendo ser esta de colocación lenta o rápida, para esta situación es recomendable una longitud de barreno menor de 11.6 m.

Una característica distintiva de los anclajes con resina es que a diferencia de los anclajes mecánicos, que tienen un nivel de esfuerzo predeterminado, la longitud de resina en el interior del barreno se puede ajustar para proveer el esfuerzo de anclaje requerido. Rocas suaves requieren de una mayor longitud de resina, en tanto que en rocas duras la cantidad necesaria es menor.

- **Procedimiento constructivo.** El procedimiento constructivo general para este sistema de anclaje es el siguiente:

a).-Perforación del barreno. Esta actividad se hace con el equipo convencional (perforadoras de piso, track drill, jumbos) usado en la barrenación para las voladuras de roca. Para lograr la máxima resistencia de anclaje entre el ancla y la roca, la diferencia de diámetros entre el barreno y el ancla debe ser la mínima posible.

b).-Colocación de los cartuchos de resina en el barreno. Los cartuchos pueden ser colocados tanto arriba como abajo de la vertical. Barrenos verticales hacia arriba, requieren de separadores entre los cartuchos (cubierta plástica en forma de sombrero), para asegurar que los cartuchos no se salgan.

c).-Introducción del ancla al barreno. La barra es introducida girándola en el barreno, esta debe ser corrugada, ya que las protuberancias y la rotación permiten la mezcla de los componentes de la resina, iniciándose con esto el proceso de endurecimiento. En roca, es posible utilizar un diámetro de barras de hasta 1 3/8", de 16.7 m de largo y de aproximadamente 136 kg de peso.

En el caso de las anclas de tensión, una vez que la barra ha sido colocada, se procede a dar tensión contra una placa de soporte, para aplicar fuerza de compresión a la roca y contrarrestar las fuerzas naturales que tienden a separar los bloques de roca.

Para las barras sin tensión, también se coloca una placa de soporte en la entrada del barreno, pero esta tiene como fin ayudar a controlar cualquier desplazamiento de la roca. Este tipo de ancla no es tensada, ya su funcionamiento se basa en el principio de que el ancla será sometida a tensión en el momento que se presente cualquier movimiento en el macizo rocoso. Este sistema es recomendado en roca fracturada y donde se presenten esfuerzos de corte y tensión importantes.

También es posible combinar los dos sistemas de anclaje anteriores, es decir, colocar barras tensadas y rellanas completamente con resina y mortero.

2.3.3.3.- Resistencia de las anclas

Para poder establecer el diámetro, longitud y número de anclas necesarias para estabilizar una excavación subterránea, es indispensable conocer la resistencia de estos elementos. El procedimiento convencional para determinar dicha resistencia, es mediante la prueba de extracción, la cual consiste en aplicar una prueba que tiende a extraer el ancla de su sitio de colocación.

En general, la resistencia en anclas de tensión y fricción, siempre y cuando el expansor y el relleno sean adecuado, esta dado por la resistencia de la varilla. Sin embargo, para el caso de las anclas de tensión debido a las limitaciones de fabricación y colocación de los expansores, la resistencia a la extracción esta determinada por el grado de empotramiento que pueda lograrse con el expansor en la roca (33).

CAPÍTULO 3
INSTRUMENTACIÓN

3.1.- GENERALIDADES

Los túneles son obras con un alto grado de incertidumbre; los estudios exploratorios previos son insuficientes para anticiparse a cambios repentinos que se presentan durante la construcción. Ante esta situación, la instrumentación del macizo rocoso durante la construcción es de suma importancia; sus resultados pueden emplearse como elementos para realizar cambios al proyecto original adecuándolo a las condiciones reales y de esta manera proporcionar seguridad y economía a las excavaciones subterráneas. En términos generales la instrumentación puede ser utilizada para alcanzar los siguientes objetivos (35):

- Determinación de las propiedades del macizo rocoso
- Medidas de control de seguridad para el personal y equipo
- Comparación del comportamiento real del macizo rocoso contra el pronosticado en el diseño.
- Revisar la eficiencia de los sistemas de soporte

Una de las aplicaciones de mayor interés de la instrumentación es la retroalimentación al diseño. La efectividad de los sistemas de soporte se puede juzgar por la tendencia de sus deformaciones. A este respecto se pueden tener dos posibles comportamientos (37):

- Cuando en el sistema de soporte se detecta que las deformaciones se estabilizan en un lapso de tiempo corto, se puede decir que dicho soporte es adecuado para asegurar la permanencia de la excavación, aunque esta información no es suficiente por sí misma para determinar si los factores de seguridad del revestimiento son excesivamente altos.
- En el otro extremo se tienen aquellos sistemas de soportes donde las deformaciones registradas son relativamente altas y sus velocidades son uniformes e inclusive crecientes con el tiempo, este caso indica que el soporte colocado no tiene la rigidez o resistencia suficiente para lograr la estabilidad del túnel.

3.2.- PLANEACIÓN DE UN SISTEMA DE INSTRUMENTACIÓN

Los objetivos específicos del sistema de instrumentación se definen en función de las condiciones geotécnicas del proyecto en estudio. La figura 3.1 indica las actividades que deben considerarse para elaborar la planeación de un sistema de instrumentación, dichas actividades deben considerarse como una guía general que debe ser adecuada con las necesidades de cada proyecto (2,8,13).

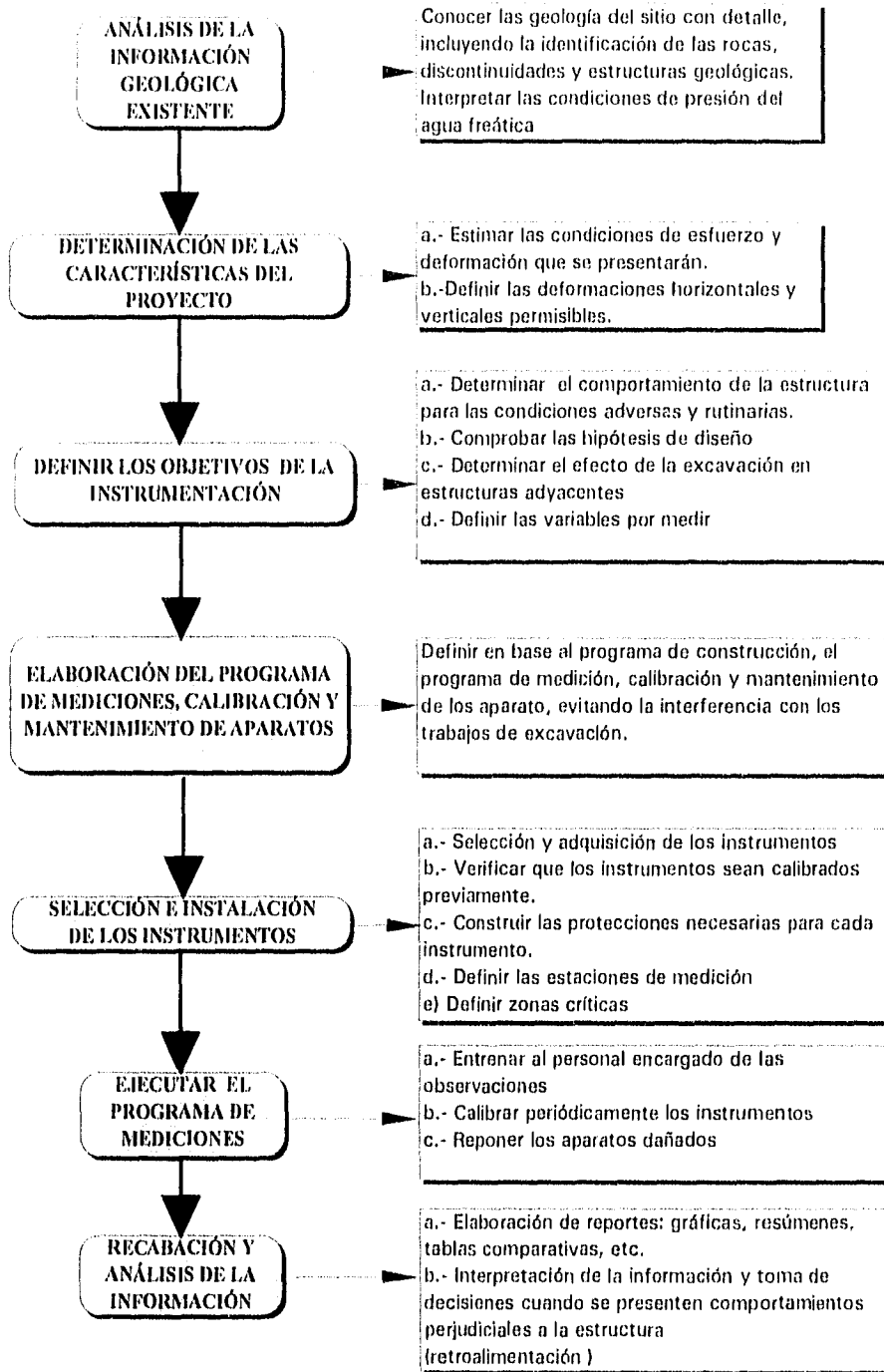


Figura 3.1.- Etapas para elaborar la planeación de un sistema de instrumentación
 Fuente: adaptado de CFE, 1979. Manual de diseño de obras civiles. Instrumentación en mecánica de rocas

Los programas de medición varían en función de cada etapa del proyecto, durante la etapa de diseño es necesario realizar algunas mediciones para conocer los esfuerzos primarios y el posible comportamiento del túnel durante su fase de construcción, pero es en esta segunda etapa donde generalmente se lleva a cabo un programa intensivo de mediciones, decreciendo nuevamente durante la operación.

3.3.- INSTRUMENTACIÓN DE MACIZOS ROCOSOS

Se pueden realizar distintos tipos de mediciones en función de las necesidades de la obra y dependiendo de la etapa del proyecto, en este apartado se pretende dar una idea general de la instrumentación de los macizos rocosos (13,20), y en el siguiente, se particulariza sobre la instrumentación durante la etapa de construcción.

3.3.1.- MEDICIÓN DE DEFORMACIONES SUPERFICIALES

Las deformaciones horizontales y verticales de la roca se realizan con varios métodos topográficos, entre ellos la alineación topográfica, la nivelación topográfica, la nivelación diferencial, la medición de distancias, las triangulaciones y los métodos fotogramétricos.

3.3.1.1.- 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 de estudio.

Los desplazamientos horizontales se miden con respecto a un eje de referencia, en cuyos extremos se colocan monumentos del tipo colimación (figura 3.2) alineándolos por medio de un tránsito. Los puntos de medición se colocan entre los extremos de este eje, empleando monumentos del tipo alineación (figura 3.3). Para efectuar la medición se emplea una mira de colimación que se hace coincidir con la línea de vista de un tránsito.

3.3.1.2.- Nivelación topográfica

Las deformaciones verticales superficiales de un terreno se pueden definir realizando nivelaciones topográficas periódicas sobre una retícula de puntos. Se requiere de un banco de nivelación fijo o de referencia (figura 3.4), que se coloca en zonas no deformables, una serie de bancos de nivelación auxiliares cercanos a la zona de medición (figura 3.5), el número de puntos de liga necesarios (figura 3.6) y los puntos de medición superficial (figura 3.3).

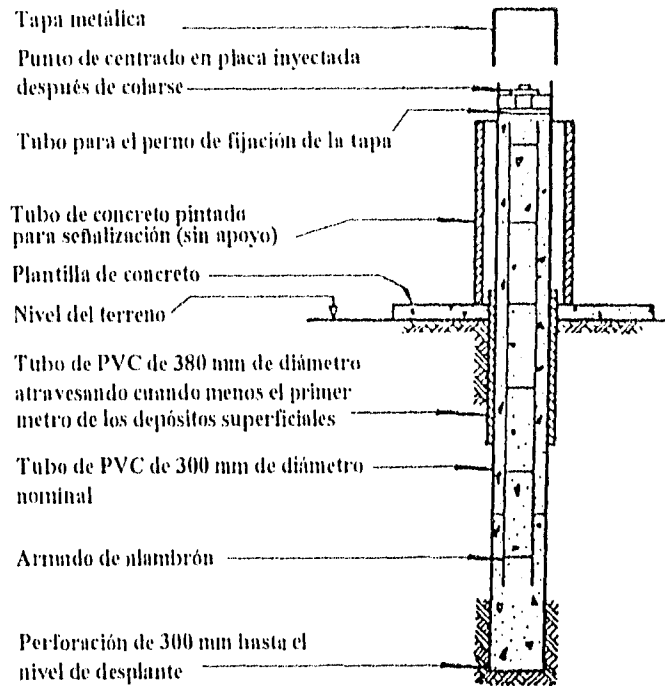


Figura 3.2.- Puntos de colimación

Fuente: CFE, 1979. Manual de diseño de obras civiles.
Instrumentación en mecánica de rocas

Los aparatos topográficos que se usan son del tipo auto nivelables y con micrómetro de placa incorporado. La precisión de la nivelación debe ser congruente con la magnitud de la deformación por medirse; en la tabla 3.1 se resumen los tipos nivelaciones y sus errores probables.

Tabla 3.1.- Nivelación topográfica

Fuente: CFE, 1979. Manual de diseño de obras civiles. Instrumentación en mecánica de rocas

Nivelación	Error probable (mm)	Distancia max. entre puntos (m)	Aparato	Estadales
3er orden	± 20	30	Nivel convencional	De madera
2° orden	± 3	30	Nivel autonivelable	De madera con nivel
1er orden	± 1	20	Nivel autonivelable con micrómetro de placa	De acero invar con nivel

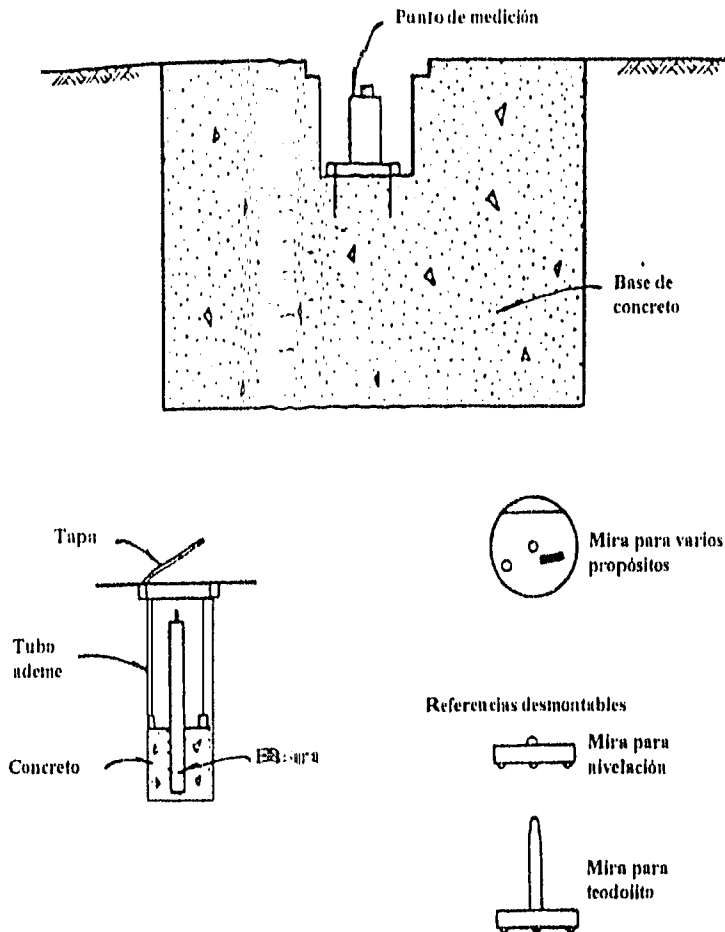


Figura 3.3.- Puntos de medición

Fuente: CFE, 1979. Manual de diseño de obras civiles.
Instrumentación en mecánica de rocas

3.3.1.3.- Nivelación diferencial

La medición de deformaciones diferenciales en túneles, puede realizarse con un nivel de precisión de agua (figura 3.7) que opera con el principio de vasos comunicantes. Los puntos de medición son pernos de acero empotrados en las paredes de la excavación a distancias menores de 20 m, obteniéndose una precisión de las mediciones de ± 0.3 mm. Una desventaja de este sistema es que es muy sensible a los cambios de temperatura.

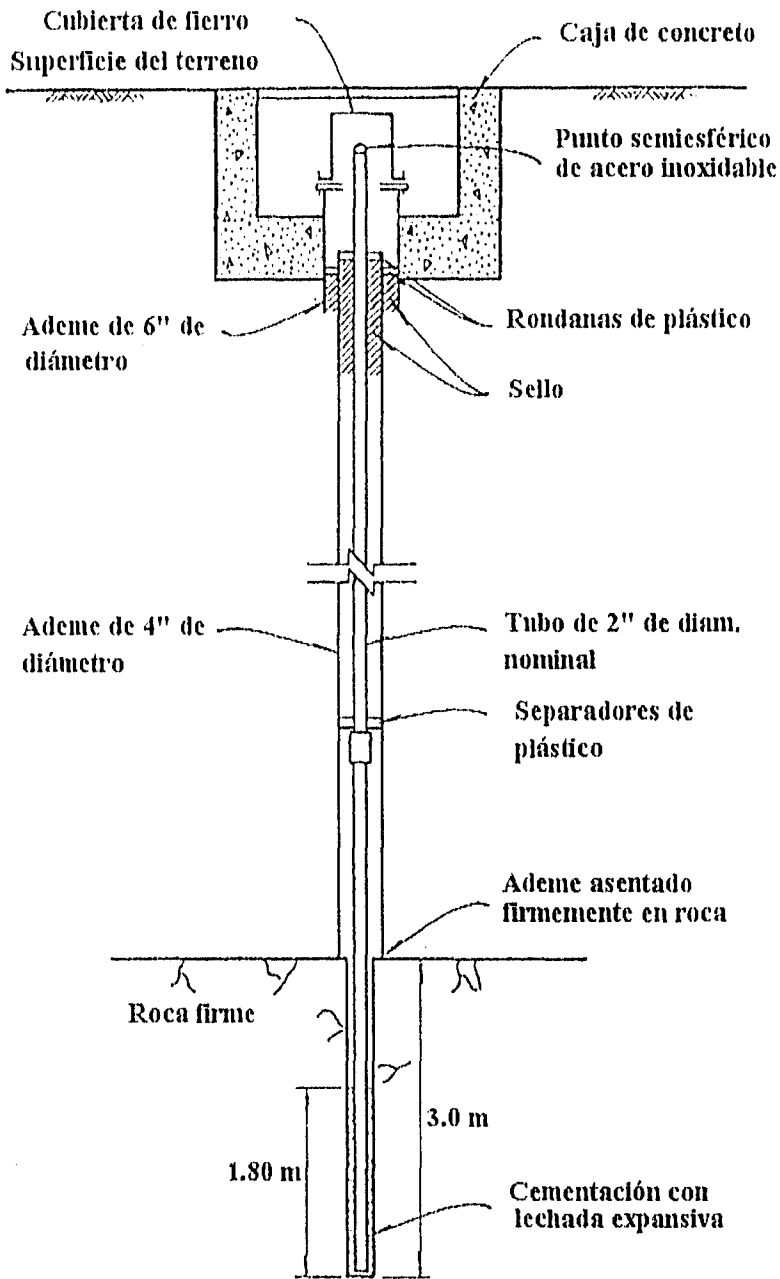


Figura 3.4.- Banco de nivelación fijo
Fuente: CFE,1979. Manual de diseño de obras civiles.
Instrumentación en mecánica de rocas

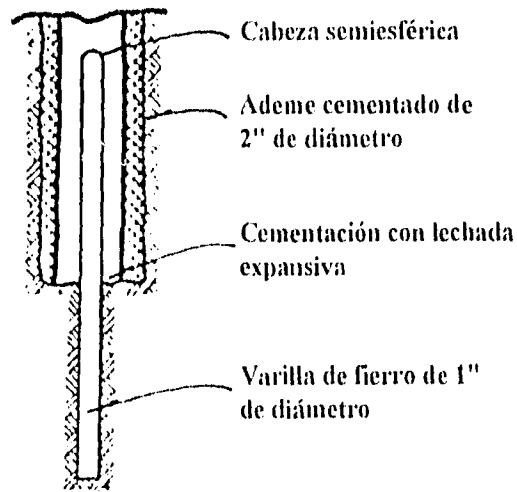


Figura 3.5.- Banco de nivelación auxiliar
Fuente: CFE, 1979. Manual de diseño de obras civiles.
Instrumentación en mecánica de rocas

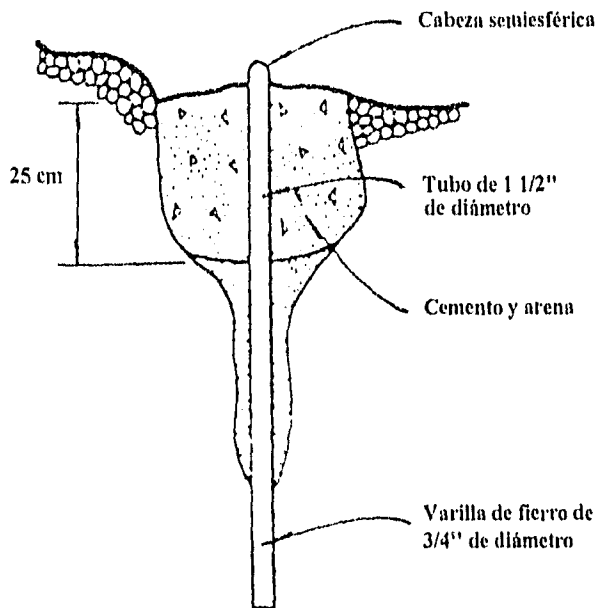


Figura 3.6.- Punto de liga
Fuente: CFE, 1979. Manual de diseño de obras civiles.
Instrumentación en mecánica de rocas

El nivel de agua consiste de dos tubos de vidrio de 2.5 mm de diámetro, interconectados con una manguera de plástico reforzado con fibra de vidrio de 1.2 mm de diámetro, la perforación necesaria para poder colgarse en los puntos de referencia, un tornillo de nivelación y un nivel de burbuja. Empotrado en la base se coloca un sistema micrométrico de engrane -cremallera con carátula de graduaciones cada 0.01 cm.

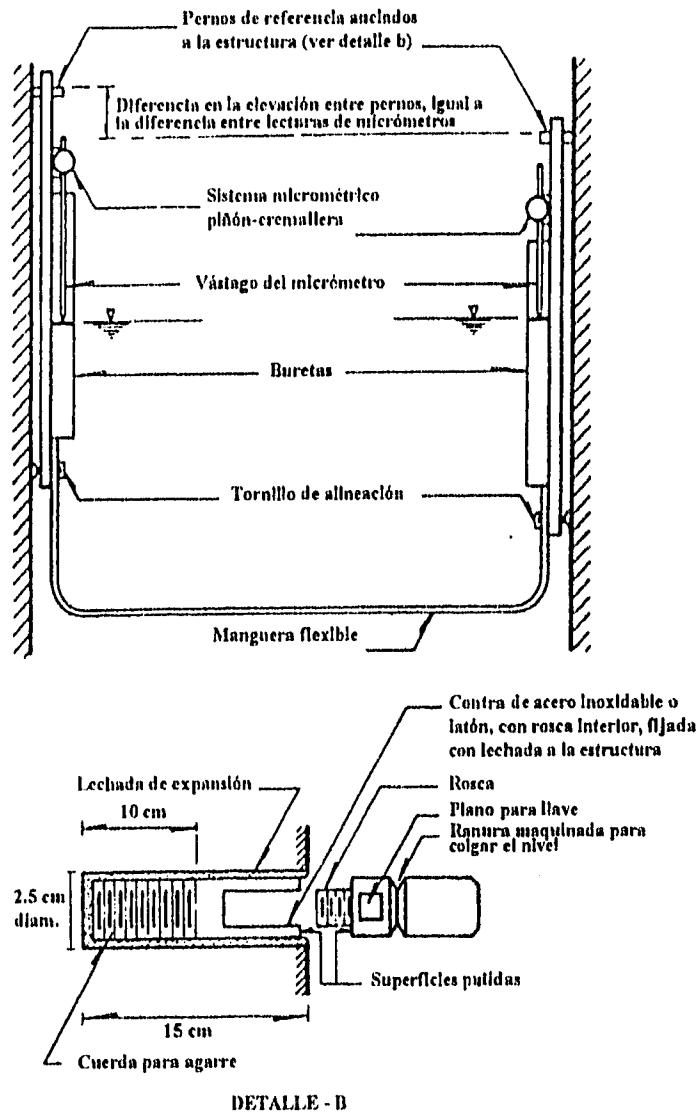


Figura 3.7.- Nivel de agua de precisión
 Fuente: CFE, 1979. Manual de diseño de obras civiles.
 Instrumentación en mecánica de rocas

3.3.1.4.- Medición de distancias

La medición de distancias necesaria para definir deformaciones entre puntos de referencia, requiere de la aplicación de alguno de los procedimientos presentados en la tabla 3.2.

Los distanciómetros electrónicos para la medición de distancias comprendidos entre 100 y 3,000 m , generalmente están formados por los siguientes elementos : una consola que tiene incorporados los controles electrónicos, un sistema de alineación a base de un lente tipo teodolito, plomada óptica, un estadal que tiene incorporado un nivel de burbuja y una mira con tres antenas parabólicas.

Los extensómetros portátiles (figura 3.8) 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 y una cinta graduada o alambre delgado de acero invar.

Tabla 3.2.- Instrumentos para medición de distancias

Fuente: CFE, 1979. Manual de diseño de obras civiles. Instrumentación en mecánica de rocas

INSTRUMENTO	RANGO	PRECISIÓN	VENTAJAS	DESVENTAJAS
Cinta invar	variable	$\pm 1/20,000$ a $\pm 1/200,000$ Medición de 1er orden	Operación simple y de comparación directa	No recomendable para lugares accidentados. Debe corregirse por pendiente, temperatura y flecha. Es necesario aplicar tensión constante.
Distanciómetro electrónico	20 a 3,000 m	$\pm 1/50,000$ a $\pm 1/300,000$	Preciso, de gran alcance y rápida medición. Se puede emplear en cualquier terreno.	La precisión se afecta por las condiciones atmos- féricas. Poco preciso para distancias cortas.
Extensómetro de cinta o alambre	0.6 a 50 m	± 0.003 a ± 0.03 cm	Simple de operar, portátil y preciso. Magnifico para la medición de diámetros en túneles.	Precisión limitada por ajustes en la tensión. Se requiere corregir por temperatura.
Extensómetro portátil de barras	0.9 a 7.5 m	± 0.003 a ± 0.03 cm	Simple, portátil y preciso.	Poca longitud de medi- ción. Precisión limitada por la flecha. Se requieren barras de acero invar

3.3.1.5.- Triangulaciones

El empleo de la triangulación como método para la medición de desplazamientos es recomendable en obras donde los puntos de medición estén en lugares poco accesibles y sea posible establecer una base de triangulación mayor de 250 m.

Para obtener una precisión de ± 0.6 a ± 1.2 cm, se recomienda que la base de medición sea medida empleando cintas convencionales y una medición de ángulo con una aproximación de ± 10 seg. En caso de requerir una precisión de ± 0.03 a ± 0.10 cm, la base de la triangulación se deberá medir con cinta invar a tensión, y efectuando la corrección correspondiente por flecha, pendiente y temperatura. La medición del ángulo en este caso, debe efectuarse con una aproximación de ± 3 seg.

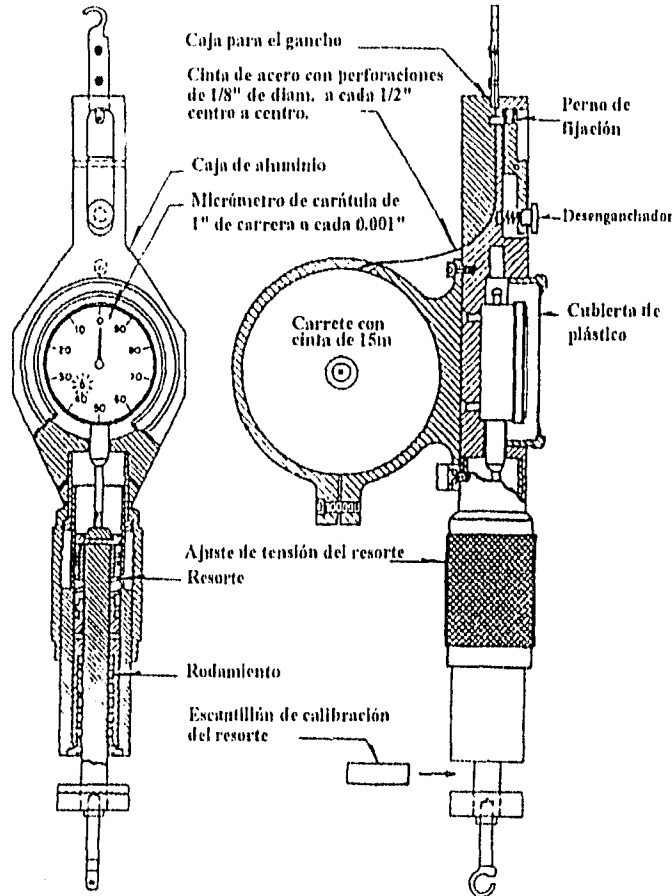


Figura 3.8.- Extensómetro portátil de cinta

Fuente: CFE, 1979. Manual de diseño de obras civiles.

Instrumentación en mecánica de rocas

3.3.1.6.- Métodos fotogramétricos

Este método es de utilidad cuando se trata de cubrir grandes áreas en las que puedan ocurrir problemas de desplazamientos importantes. La precisión que se puede alcanzar, de acuerdo con la escala de la fotografía, es del orden de $\pm 1/5,000$.

3.3.2.- MEDICIÓN DE DEFORMACIONES INTERNAS

El objetivo de este tipo de instrumentación es medir las deformaciones que se presentan en el interior de una masa rocosa. Los instrumentos que se usan con mayor frecuencia son los bancos de nivel profundos y los extensómetros fijos. Ambos instrumentos requieren para su instalación la perforación de barrenos dentro de los cuales se fijan uno o varios puntos de medición, que se ligan al exterior utilizando barras rígidas o alambres, cuyos desplazamientos se miden con respecto a un punto exterior. Para medir las deformaciones horizontales se utilizan los inclinómetros.

3.3.2.1.- Extensómetros fijos

Son los instrumentos más confiables y precisos y son utilizados para medir deformaciones internas en cualquier dirección. La tabla 3.3 presenta las características de los principales tipos de extensómetros.

Los tipos básicos de extensómetros fijos se presentan en la figura 3.9, dichos instrumentos consisten de 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 las barras o los alambres tensados y el cabezal de referencia de tal forma que detecte los desplazamientos relativos que se presentan.

Estos instrumentos se colocan en perforaciones de 7.5 cm de diámetro (NX). El tipo de anclaje empleado depende de las características de la roca, prefiriéndose el procedimiento de cementación con lechadas expansivas, para rocas intemperizadas o suaves; y el anclaje por medio de anclas expansivas, para los demás tipos de rocas.

Se recomienda que se empleen preferentemente extensómetros de barra, con sensor mecánico del tipo micrómetro fijo en la cabeza del instrumento. Se debe dejar un punto de referencia fijo en la cabeza del instrumento que permita establecer, por medio de mediciones externas, el desplazamiento sufrido por esta. Las barras de medición no deben presentar puntos de fricción con las paredes del barreno.

3.3.2.2.- Bancos de nivelación profundos

Son usados para medir deformaciones en el sentido vertical exclusivamente, empleando como sistema de medición un nivel óptico con placa micrométrica. Su uso es recomendado para cuando no requiere una precisión mayor de 0.01 cm en la determinación de las deformaciones.

Tabla 3.3.- Características de los extensómetros fijos

Fuente: CFE, 1979. Manual de diseño de obras civiles. Instrumentación en mecánica de rocas

Instrumento	Rango	Precisión	Ventajas	Desventajas
Tensionado por peso	variables	± 0.5 cm	Construcción simple, barato	La precisión esta afectada por la deformación de los alambres
Extensómetro de barra	15.5 cm	± 0.003 a ± 0.015 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	± 0.005 a ± 0.015 cm	De seis a ocho 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	± 0.005 a ± 0.015 cm	De seis a ocho puntos de medición, puede leerse a control remoto y posee un factor de calibración constante.	La precisión esta afectada por fricción e histéresis. Mecánicamente complejo.

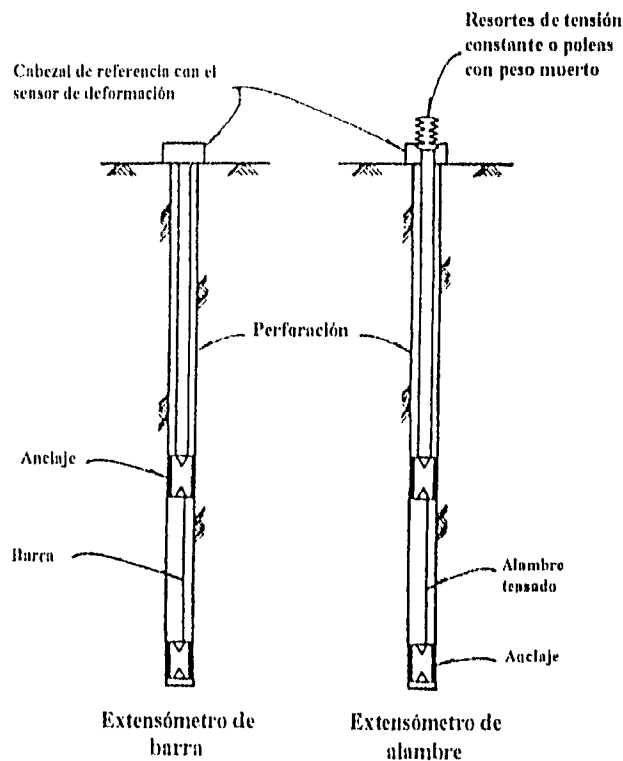


Figura 3.9.- Tipos básicos de extensómetros fijos

Fuente: CFE, 1979. Manual de diseño de obras civiles
Instrumentación en mecánica de rocas

3.3.2.3.- Inclinómetros

Estos instrumentos pueden utilizarse para medir deformaciones horizontales en la roca, instalados en tuberías guías, cementadas lateralmente en la perforación para evitar los deslizamientos verticales. Los resultados obtenidos son poco confiables en términos absolutos, pero resultan de utilidad para detectar "tendencias" de la deformación del macizo rocoso, la figura 3.10 muestra el principio de medición de un inclinómetro (2).

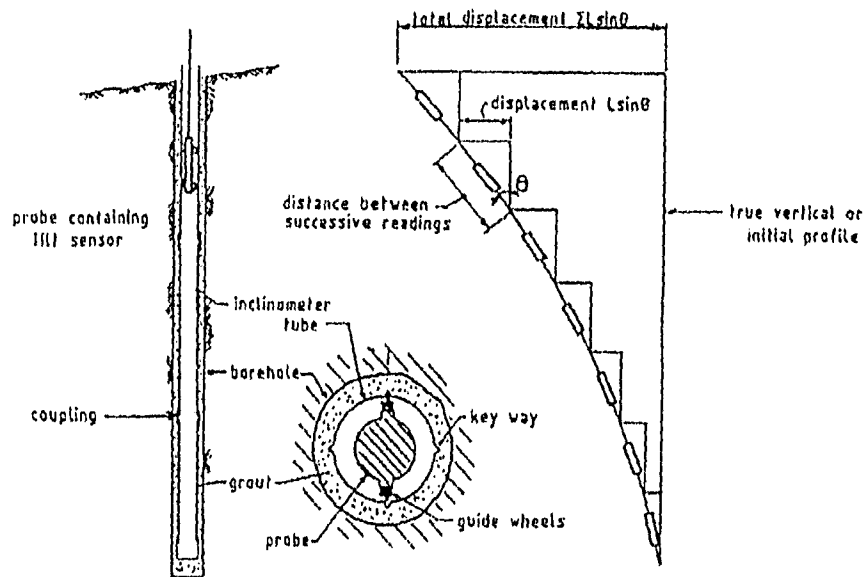


Figura 3.10.-Instalación de un inclinómetro

Fuente: De Schrijver, P. 1993. Tunnels et ouvrages souterrains

3.3.3.- MEDICIÓN DE CARGAS Y ESFUERZOS

3.3.3.1.- Medición de fuerzas de anclaje

El objetivo de este tipo de mediciones es conocer la fuerza aplicada por una ancla y su variación provocada por cambios del estado de esfuerzos del macizo rocoso en el que trabaja, este tipo de prueba es aplicable a las anclas de tensión.

La determinación de la fuerzas de anclaje se puede obtener mediante celdas de carga, estas deben 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 soportará en el campo, tratando en lo posible, simular las condiciones reales de trabajo.

Para instalar la celda en el campo, esta se debe apoyar en un plano perpendicular al eje del ancla, permitiéndose una variación máxima de $\pm 5^\circ$. La prueba de una 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. La primer prueba se realiza inmediatamente después de la colocación del ancla. Posteriormente, durante su vida útil, se debe seguir un programa de observaciones previamente establecido.

Las celdas para medir las fuerzas de anclaje pueden ser de tipo hidráulico, con deformómetros eléctricos o con deformómetros fotoelásticos.

a.- Celdas hidráulicas

Las celdas hidráulicas de uso más extendido son esencialmente gatos hidráulicos de pistón hueco, que se pueden fijar directamente al vástago del ancla (figura 3.11). La medición se realiza aplicando presión hidráulica al gato, hasta equilibrar la tensión que está actuando en el ancla.

Estos dispositivos son gatos hidráulicos de 5 cm de carrera, cuyo cuerpo y pistón son de acero, con las superficies de contacto maquinados a espejo para reducir la fricción. El pistón tiene un agujero central y su base esta roscada para poder atornillarse al vástago del ancla.

Las celdas hidráulicas de carga son las mas recomendables por su bajo costo de adquisición, facilidad de operación y confiabilidad de comportamiento a largo plazo.

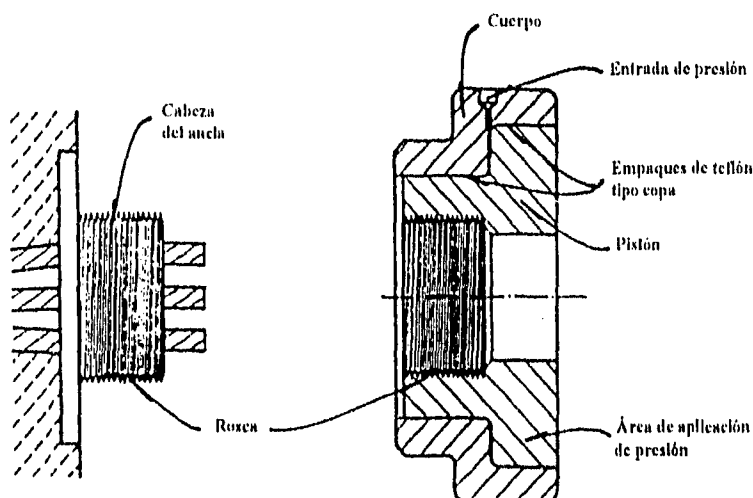


Figura 3.11.- Celda hidráulica

Fuente: CFE, 1979. Manual de diseño de obras civiles.

Instrumentación en mecánica de rocas

b.- Celdas con deformómetros eléctricos

Las celdas con deformómetros eléctricos son recomendadas para efectuar mediciones de sistemas de anclaje a control remoto.

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 con un cilindro metálico delgado y cuenta con un sistema de cuñas en sus base para facilitar su instalación (figura 3.12).

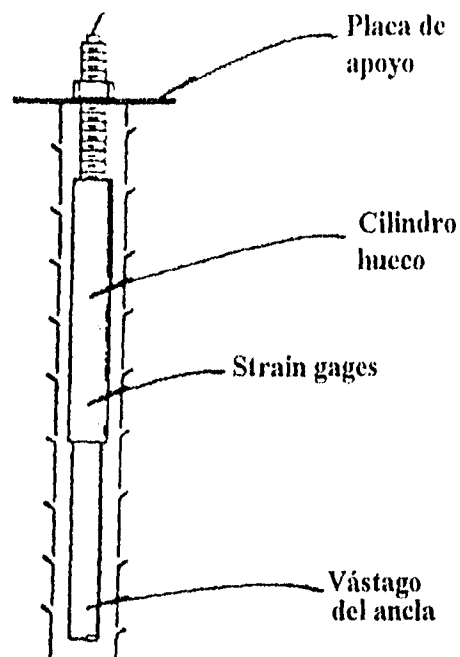


Figura 3.12.- Celda con deformómetros eléctricos tipo strain gages

Fuente: CFE, 1979. Manual de diseño de obras civiles. Instrumentación en mecánica de rocas

El segundo tipo de celdas están constituidos por un cilindro metálico hueco, con extremos roscados al vástago del ancla y que está instrumentado interiormente con deformómetros eléctricos tipo strain gages o con deformómetros tipo cuerda vibrante. Las celdas de este tipo forman parte del vástago del ancla y no son desmontables (figura 3.13).

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

c.- Celdas con deformómetros fotoelásticos

Son cilindros huecos de acero a los que se les adhiere un sensor fotoelástico superficial, se colocan generalmente en el sistema de postensado del ancla (figura 3.14). Estas celdas no son recomendables para efectuar mediciones a largo plazo por ser muy sensibles a los efectos de la temperatura y la humedad.

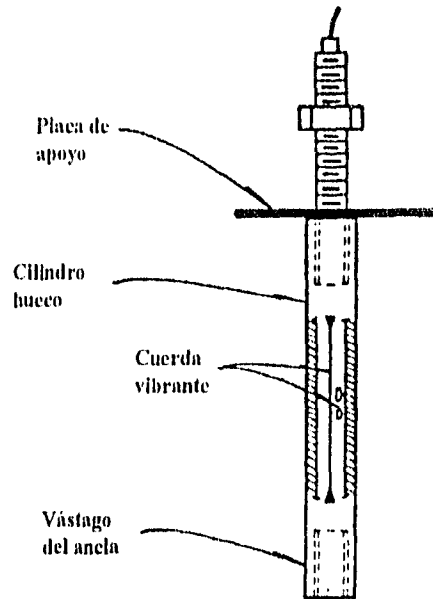


Figura 3.13.- Celda con deformómetro eléctrico del tipo cuerda vibrante
Fuente: CFE, 1979. Manual de diseño de obras civiles. Instrumentación en mecánica de rocas

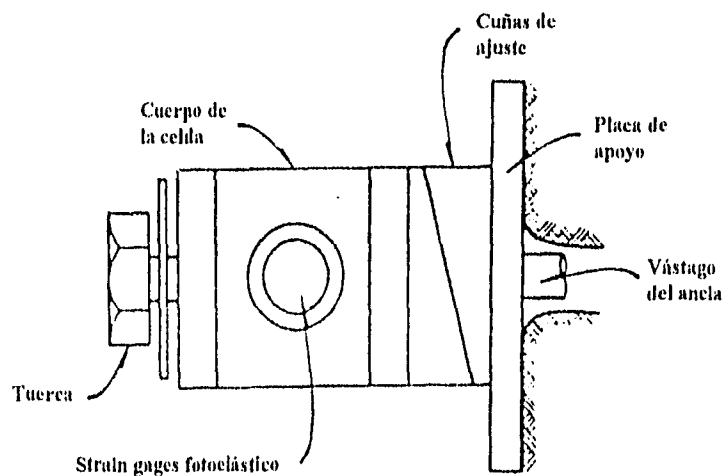


Figura 3.14.- Celda con deformómetros fotoelásticos
Fuente: CFE, 1979. Manual de diseño de obras civiles. Instrumentación en mecánica de rocas

3.3.3.2.- Medición de esfuerzos “in situ”

Estas técnicas son útiles para determinar el estado de esfuerzos de un macizo rocoso antes y después de la construcción, y para conocer los esfuerzos que se desarrollan en pilares de roca. Los instrumentos más comúnmente usados son los gatos planos, las celdas Glöetzl y los piezómetros.

a.- Gatos planos

Se emplean para la medición de esfuerzos normales en la zona cercana a la superficie del macizo rocoso, en la pared de una excavación o en un pilar de roca.

El procedimiento de instalación consiste en practicar una ranura de 3 cm de espesor y 60 cm de profundidad, y relajar esfuerzos en el sitio previamente al ranurado. Se miden con una precisión de ± 0.003 mm las distancias entre tres parejas de puntos de referencia localizados 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 ha endurecido se aplica presión hidráulica hasta que la distancia en los puntos vuelva a ser igual a la inicial, se considera que esta presión es igual al esfuerzo normal en el sitio. Usualmente se colocan estos gatos en dos ejes ortogonales para definir esfuerzos normales al eje del instrumento, aunque es aconsejable colocar un tercer gato en otra dirección.

Los gatos planos consisten en dos placas cuadradas de acero de 60 cm de lado y 1.5 a 2.0 cm de altura con dos tubos de acero de 0.86 cm de diámetro para permitir la inyección de aceite (figura 3.15).

b.- Celdas Glöetzl

Son utilizadas 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.

El aparato está formado por una celda hueca construida con dos láminas de acero soldadas eléctricamente, para formar un cilindro de 35 mm de diámetro y de uno a dos cm de espesor; y de dos tubos para efectuar la conexión al sistema de medición y para realizar la purga. Este cilindro se llena de aceite desaerado y se conecta con un sensor neumático de diafragma formando un sistema cerrado (figura 3.16).

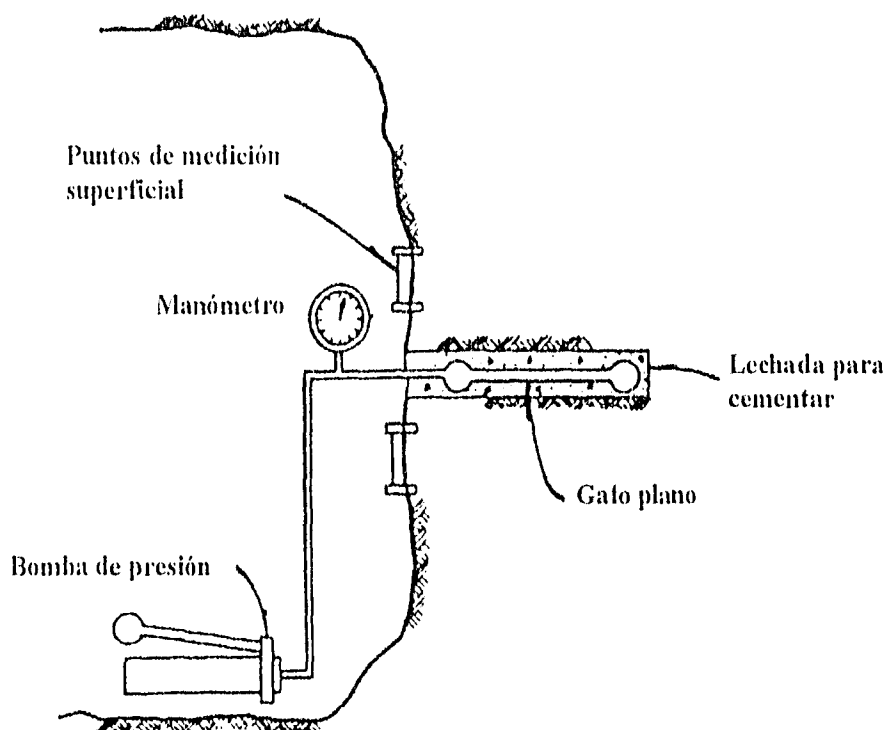


Figura 3.15.- Instalación de gatos planos

Fuente: CFE, 1979. Manual de diseño de obras civiles.
Instrumentación en mecánica de rocas

c.- Piezómetros

Se emplean para medir la presión de agua dentro del macizo rocoso. Los sensores que se recomiendan deben tener un desplazamiento volumétrico máximo durante la medición de 0.5 cm^3 , característica que puede lograrse si se utilizan piezómetros de tipo neumático o electroneumático de membrana plana.

Durante la instalación del sistema piezométrico se debe garantizar el sello lateral con las paredes de la perforación, para que el sensor quede aislado dentro de la zona de medición.

El piezómetro original es el tipo abierto (figura 3.17), diseñado por A. Casagrande, también existen de tipo neumático (figura 3.18) y eléctrico (figura 3.19) (6).

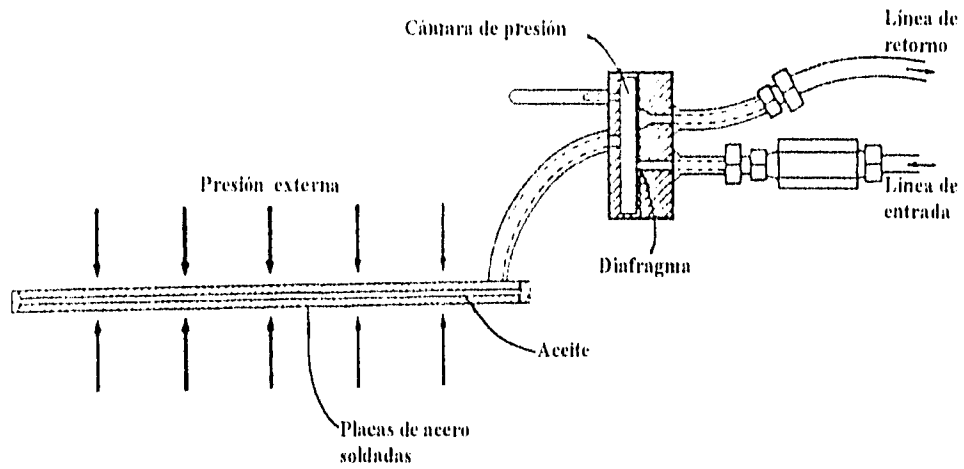


Figura 3.16.- Celda Glöetzl

Fuente: CFE, 1979. Manual de diseño de obras civiles.
Instrumentación en mecánica de rocas

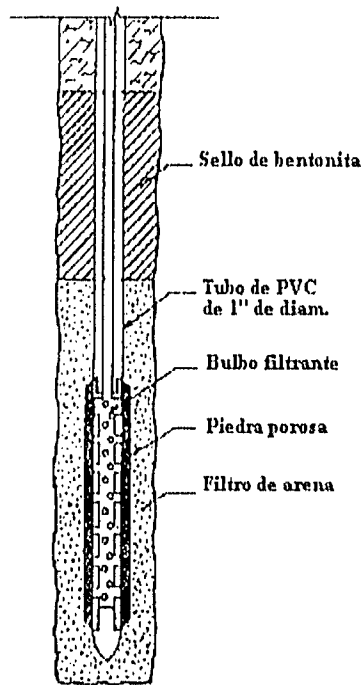


Figura 3.17.- Piezómetro abierto

Fuente: AMITOS. Curso Víctor Hardy 85 (parte dos)

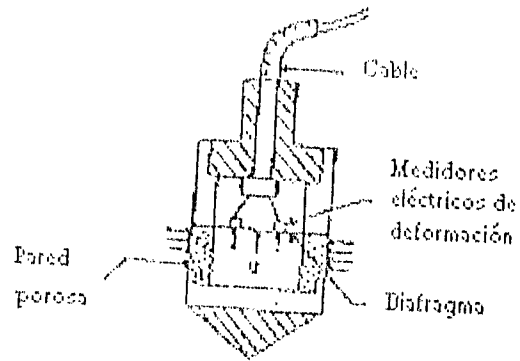


Figura 3.18- Piezómetro eléctrico
Fuente: AMITOS. Curso Víctor Hardy 85 (parte dos)

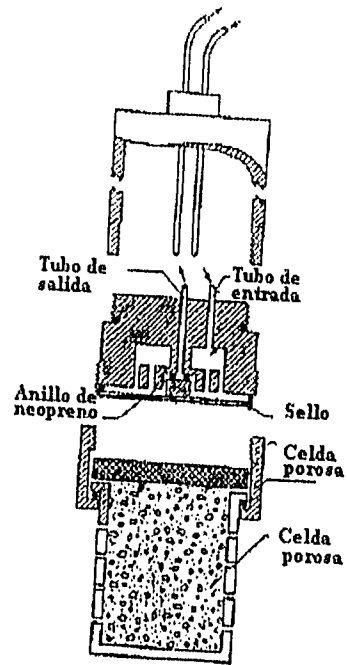


Figura 3.19.- Piezómetro neumático
Fuente: AMITOS. Curso Víctor Hardy 85 (parte dos)

3.3.4.- MEDICIÓN DE VIBRACIONES

La instrumentación para la medición de vibraciones se emplea para evaluar el comportamiento de obras sujetas a fenómenos dinámicos e inducidos, tales como sismos y voladuras .

Para la elección de los instrumentos es aconsejable fijar los intervalos de medición respecto a la frecuencia de vibración, aceleración, velocidad y desplazamiento máximo de los eventos por medir.

3.3.4.1- Sismógrafos

Este instrumento se emplea para la medición de la velocidad de las partículas inducida por un fenómeno dinámico, en el caso de túneles, las voladuras de roca. La medición debe efectuarse simultáneamente en tres direcciones ortogonales, obteniéndose el registro del evento, como una gráfica del tiempo contra velocidad.

Se recomienda que los sismógrafos reúnan las siguientes características: frecuencia de 0.1 a 200 hz, desplazamiento de 2.5×10^{-5} a 2.5×10^{-1} cm, velocidad de 2.5×10^{-5} a 50 cm/s y aceleración de 9.8×10^{-5} a 98.1 cm/s^2 .

Los aparatos deben tener un sistema de registro doble, uno del tipo gráfico y otro de registro electrónico a base de cinta magnética o fotográfico.

3.3.4.2.- Accelerógrafos

Son instrumentos utilizados para medir las aceleraciones del terreno causadas por sismos, con el fin de obtener información para evaluar el comportamiento dinámico de las estructuras.

Se deben registrar los tres componentes ortogonales de la aceleración correlacionada con el tiempo de ocurrencia, su registro puede ser fotográfico, electrónico analógico o discreto.

La instalación debe contar con una fuente de energía continua y una referencia por medio de frecuencia radial del tiempo medio del meridiano de Greenwich, o con un reloj electrónico de alta precisión.

3.3.4.3.- Detector microsísmico

Este tipo de instrumento capta el ruido subaudible producido por una fractura , el movimiento de una roca o por una falla en proceso de desarrollo. El instrumento debe ser portátil, contar con un geófono capaz de producir una salida mayor de 30 volts/g, un amplificador de salida para audífonos y un sistema de registro permanente de los datos obtenidos del tipo gráfica en papel o de cinta magnética.

3.3.5.- DISPOSITIVOS PARA LA OBSERVACIÓN DE BARRENOS

Cuando la recuperación de muestras no es satisfactoria , se recomienda introducir en los barrenos sistemas ópticos capaces de identificar las rocas, así como sus fisuras, fracturas y estratificación.

Estos dispositivos generalmente consisten de 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.

3.3.5.1.- Cámara fotográfica

El dispositivo es una cámara sincronizada para obtener placas fotográficas a cada 3.0 cm de profundidad. Con la placa fotográfica se registran las características de las paredes del barreno, la orientación azimutal y la profundidad.

En una sonda cilíndrica de 5 cm de diámetro están montados, una cámara de distancia focal fija para tomar hasta 200 fotografías, se cuenta además con una fuente de luz que ilumina la pared del barreno a través de una ventana cilíndrica y con un espejo cónico con eje vertical en el que se refleja la imagen que fotografía la cámara. Tiene también incorporados una brújula y un nivel que simultáneamente fotografía la cámara.

Las placas fotográficas que se obtienen están distorsionadas, para su interpretación deben ser proyectadas a una pantalla cónica de cristal despolido.

3.3.5.2.- Cámara de televisión

Es un dispositivo similar a la cámara fotográfica, pero tiene la ventaja de que proporciona un registro continuo e inmediato; el instrumento incluye un inclinómetro y una brújula.

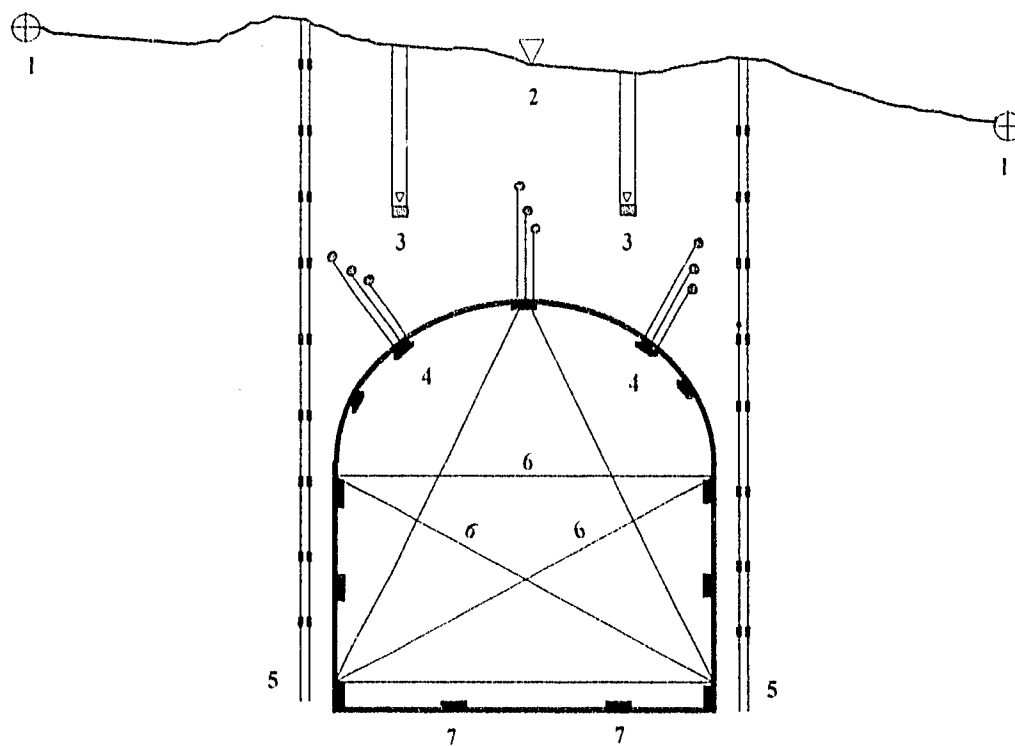
La sonda de observación de este equipo es un tubo de 5 cm de diámetro, tiene una cámara de televisión que gira en el eje de la sonda con un motor síncrono, se pueden observar las paredes del barreno con lentes cuyo ángulo de visión es de hasta 80°; el operador puede ver las paredes del barreno y elegir los puntos de mayor interés.

3.4.- MEDICIONES COMUNES DURANTE LA CONSTRUCCIÓN

Los medios clásicos de instrumentación en un túnel son la determinación de los esfuerzos "in situ" durante la etapa de diseño, información que es utilizada fundamentalmente para diseñar los sistemas de soporte. La determinación de la presión hidráulica es de particular interés en proyectos hidroeléctricos, donde el movimiento del agua dentro del macizo rocoso es muy importante.

Durante la etapa de construcción es común realizar medidas de convergencia (cierre de la excavación), medición de deformaciones internas, mediciones del movimiento vertical del terreno y mediciones de las vibraciones, cuando el túnel atraviesa poblados, vías de ferrocarril o cualquier otro sitio donde las vibraciones puedan resultar perjudiciales. La figura 3.20 muestra una estación de medición típica, la instrumentación señalada puede variar en función de las necesidades de cada proyecto.

En general la medición de los desplazamientos constituye uno de los métodos más efectivos para controlar el comportamiento de la roca durante la excavación de los túneles.



- (1) Banco de nivel fijo. (2) Banco de nivel auxiliar. (3) Banco de nivel semi-profundo.
 (4) Extensómetros de barra. (5) Inclinómetros. (6) Líneas de convergencias.
 (7) Celdas de presión hidráulica

Figura 3.20.- Estación típica de mediciones en un túnel

Fuente: adaptado de AMITOS, 1985. Reunión conjunta. Los túneles carreteros

3.4.1.- MEDICIONES DE CONVERGENCIAS

Se denominan convergencias a los desplazamientos que ocurren en el perímetro de la excavación de un túnel hacia su interior. Al realizar este tipo de mediciones resulta mas importante conocer la velocidad de deformación y el tiempo en que se estabiliza la excavación, que el conocimiento de la magnitud total de las convergencias.

En las secciones de convergencia suelen instalarse generalmente tres puntos fijos de medición, cuando la sección transversal es pequeña, y cinco puntos o más, para secciones mayores, distribuidos en la clave, paredes y guarniciones (figura 3.21).

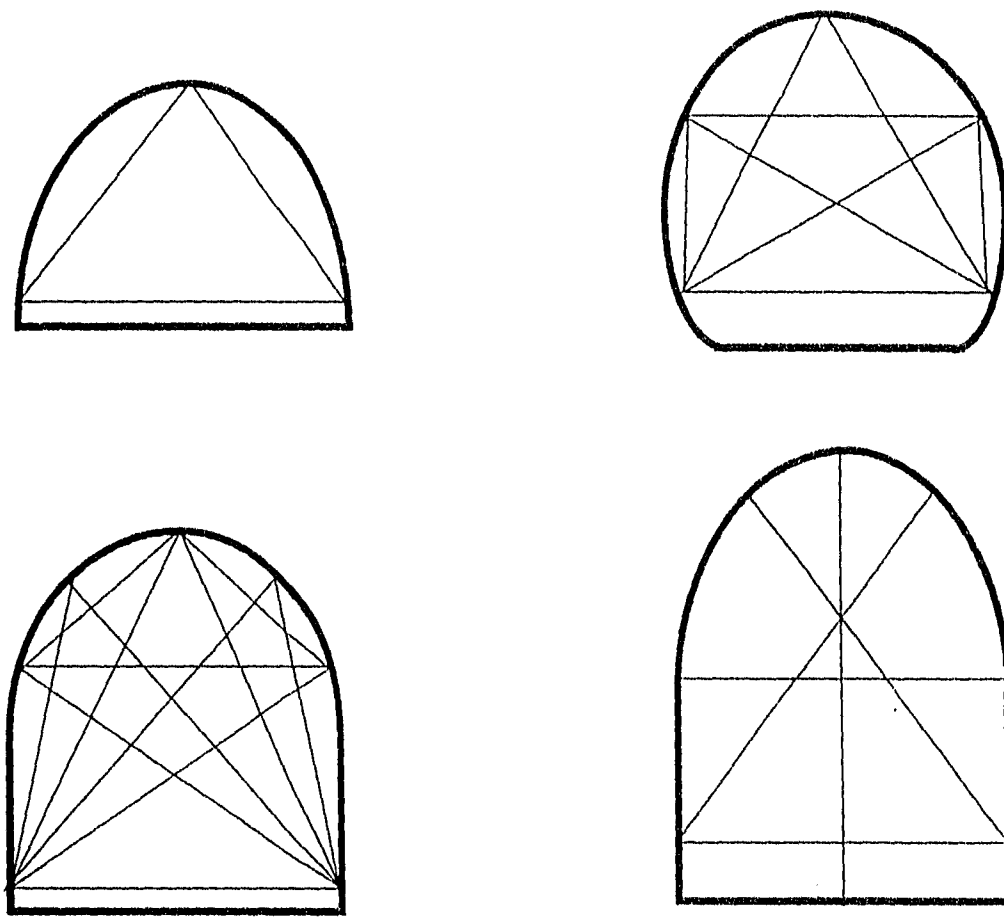


Figura 3.21.- Arreglos típicos para medir las convergencias en un túnel
 Fuente: adaptado de SMSS,1982. Instrumentación y mediciones en túneles

Los valores de las deformaciones de convergencia son, por lo general, de magnitud pequeña y se desarrollan en el transcurso de varios días, semanas o meses. En base a esta consideración, conviene establecer que los aparatos para medir convergencias requieren una precisión de campo no mayor de ± 3 centésimas de mm. Los instrumentos idóneos para realizar estas mediciones son aquellos que utilizan alambre invar tensionado a valor constante y que cuentan con dispositivos de medición de deformaciones y de ajuste de las tensiones

Un criterio que puede ser tomado a manera de guía en la toma de decisiones para definir la magnitud y velocidades de las deformaciones de convergencias se muestra en la tablas 3.4 y 3.5 respectivamente.

Tabla 3.4.- Criterios para definir la magnitud de las deformaciones totales

Fuente: EDAC, Ingenieros, S.A.

Magnitud	Valor	
Muy pequeña	< 1mm	< (1/10,000) D
Pequeña	1-5 mm	(1/10,000) D a (5/10,000) D
Mediana	5- 20 mm	(5/10,000) D a (2/1,000) D
Grande	20-50 mm	(5/1,000) D a (2 /1,000) D
Muy grande	> 50 mm	> (5/1,000) D

Tabla 3.5.- Criterios para definir la magnitud de las velocidades de deformación

Fuente: EDAC, Ingenieros, S.A.

Magnitud	Valor
Insignificante	< 0.03 mm/día
Apreciable	0.03 mm/día a 0.08 mm/día
Considerable	0.08 mm/día a 0.20 mm/día
Significativa	0.20 mm/día a 0.50 mm /día
Preventiva	0.50 mm/día a 1.20 mm/día
Preocupante	1.20 mm/día a 3.00 mm/día
Contingente	3.00 mm/día a 8.00 mm/día
Alarmante	8.00 mm/día a 20.00 mm/día

3.4.2.-DEFORMACIONES EN EL MEDIO QUE CIRCUNDA A LA EXCAVACIÓN

La determinación de las deformaciones en la periferia de una excavación subterránea (convergencias) generalmente proporciona un panorama muy útil de su comportamiento deformacional. Sin embargo, para complementar e interpretar adecuadamente dichos resultados, es necesario medir las deformaciones en el medio circundante a la excavación. Estas mediciones se llevan a cabo realizando barrenos donde se colocan extensómetros de barra con una cabeza fija en el exterior de la masa rocosa y una punta libre en el interior de la excavación. Al extremo móvil normalmente se tiene acceso desde el interior del túnel y por tanto es posible medir sus desplazamientos relativos con respecto a un plano de referencia. Es común que en un mismo barreno se coloquen tres o más extensómetros a diferentes profundidades con sus respectivas puntas móviles en la superficie libre de la excavación.

Las mediciones de extensómetros deben de iniciarse tan pronto como la excavación lo permita y lo más cerca del frente. Las mediciones se hacen desde el interior de la excavación en líneas de varias direcciones (figura 3.22) y colocando las cabezas fijas a profundidades que varían de 2 a 8 metros. En túneles someros, es posible instalar extensómetros desde la superficie, las que normalmente se llevan acabo solo en la dirección vertical.

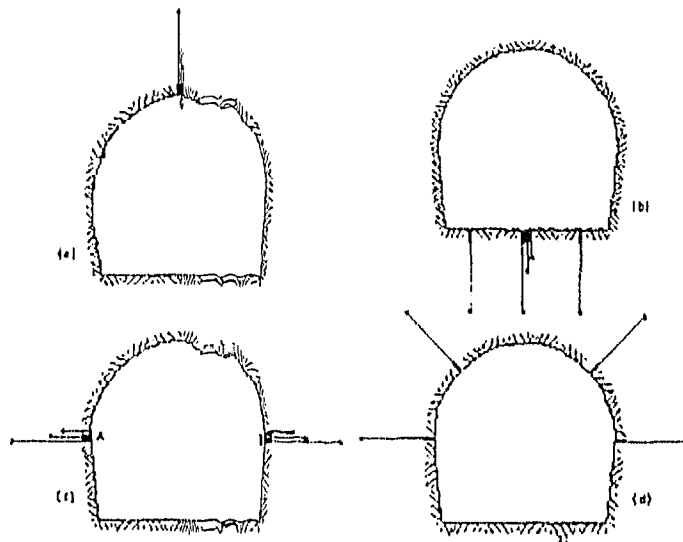


Figura 3.22.- Arreglos de extensómetros para medir las deformaciones en el medio circundante. Fuente: adaptado de S&S, 1982. Instrumentación y mediciones en túneles

El orden de magnitud de estas deformaciones es menor que el de las deformaciones de convergencia, por lo que se requieren instrumentos con sensibilidad de por lo menos una centésima de milímetro. Se recomienda que de preferencia se utilicen sistemas de medición mecánicos, en lugar de eléctricos, pues estos últimos se ven afectados por la humedad existente en el túnel.

3.4.3.- MEDICIÓN DE DEFORMACIONES EN LA SUPERFICIE (HUNDIMIENTOS)

La medición de hundimientos es menos común en túneles excavados roca que los excavados en terrenos blandos, particularmente si estos atraviesan grandes poblaciones. En túneles someros resulta muy importante medir las deformaciones verticales mediante nivelaciones topográficas en secciones transversales (perpendiculares al eje del túnel)

La excavación de un túnel puede ocasionar hundimientos en la superficie libre cuya magnitud esta regida por: la naturaleza y las propiedades mecánicas del terreno, las fluctuaciones piezométricas dentro de la masa, la geometría y profundidad del túnel y por los procedimientos constructivos.

La medición de hundimientos en la superficie se lleva a cabo con bancos de nivelación superficiales y bancos profundos apoyados en capas firmes y empleando niveles fijos.

Las referencias fijas en el terreno se colocan siguiendo el eje del túnel en toda en su longitud y en secciones transversales a dicho eje. La distancia entre referencias es variable, sin embargo, distancias de 5 a 10 m en los dos sentidos pueden resultar apropiadas. La extensión de las líneas transversales hacia ambos lados del eje del túnel depende de las dimensiones y de los hundimientos que se prevean, aún cuando parece ser que la influencia abarca hasta cinco diámetros a cada lado del eje.

CAPÍTULO 4
USO DE EXPLOSIVOS

Para comprender como trabaja el explosivo en la roca, es necesario conocer tanto las propiedades de la roca como las de los explosivos. Las propiedades de las rocas fueron estudiadas en el capítulo uno, por lo que en este capítulo se exponen las principales características y propiedades de los explosivos, las cuales tienen importancia desde el punto de vista de su selección y como factor importante para el diseño de las voladuras de roca.

4.1.- PROPIEDADES

Los explosivos tienen características individuales que requieren ser conocidas para determinar su utilidad potencial para una aplicación específica. Estas propiedades son las siguientes:

4.1.1.- DENSIDAD

La densidad de los explosivos varía en un rango que va desde un mínimo de 0.4 hasta un máximo de 1.4 a 2.0 g/cm³ (18). 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 (15). Cuando se trabaja bajo el agua es necesario utilizar explosivos que no floten, es decir, se deben emplear explosivos con densidad mayor que la unidad.

Un término comúnmente asociado es la densidad de carga, la cual es usada para determinar la cantidad de explosivo por usar en una barrenación a un diámetro específico. La densidad de carga se puede calcular así (25):

$$d_e = \left(\frac{SG_e \times D_e \times \pi}{4000} \right)$$

donde ,

d_e = densidad de carga, en kg/m

SG_e = densidad del explosivo, en g/cm³

D_e = diámetro del explosivo, en mm

4.1.2.- VELOCIDAD DE DETONACIÓN

Es la velocidad a la que la reacción de detonación se extiende a través de una columna de explosivo, ya sea en el cartucho o en el barreno. La velocidad de detonación puede ser confinada o no confinada, normalmente los explosivos se usan con cierto grado de confinamiento. La velocidad de detonación de los explosivos comerciales varía entre 1,524 y 7,620 m/s (5,25).

Existe el error generalizado de considerar mas eficaz un explosivo cuando mayor es su velocidad de detonación, lo que no siempre es cierto. En rocas blandas (arcillas, yesos, caliches, etc.) los explosivos de baja velocidad proporcionan buenos resultados, en tanto que en rocas duras y densas (taconita, granito, etc.) es aconsejable utilizar un explosivo de alta velocidad (5,9).

4.1.3.- PRESIÓN DE DETONACIÓN

La presión de detonación depende de la velocidad de detonación y de la densidad y es una medida de la presión de la onda de detonación. Usualmente no se considera como una propiedad, pero es muy importante en la selección del explosivo. La relación entre la velocidad de detonación, la densidad y la presión es compleja, la siguiente expresión proporciona una aproximación entre dichas variables (5,15):

$$P = 45.9 \times 10^{-7} \left(\frac{DC^2}{1 + 0.8D} \right)$$

donde,

P = presión de detonación, en kg/cm²

D = densidad

C = velocidad de detonación, en m/s

4.1.4.- PRESIÓN DE EXPLOSIÓN

No debe confundirse con la presión de detonación , la presión de explosión es la presión que ejercen los gases producto de la explosión inicial, los cuales pasan a través de las grietas impulsando las rocas. La presión de explosión tiene un valor del doble de la presión de detonación.

4.1.5.- POTENCIA

Para fines comerciales, una medida de la fuerza relativa relacionada con la fuerza absoluta del valor del anfo es utilizada en todo el mundo. Es por esto que, la fuerza del valor de los explosivos comerciales es expresada en relación al anfo de densidad 0.81 g/cc. En estas condiciones se definen dos tipos de potencias de los explosivos, la potencia relativa al peso (RWS: Relative Weight Strength) y la potencia relativa al volumen (RBS: Relative Bulk Strength), que para el anfo tienen un valor de 100. De esta manera, el RWS y el RBS se definen de acuerdo con las siguientes expresiones (9):

$$RWS = \left(\frac{AWS \text{ explosivo}}{AWS \text{ anfo}} \right) 100$$

El AWS es la medida absoluta de la cantidad de energía disponible (en calorías) en cada gramo de explosivo.

$$RBS = \left(\frac{ABS \text{ explosivo}}{ABS \text{ anfo}} \right) \times 100$$

El ABS es la cantidad absoluta de energía (en calorías) disponible en cada centímetro cúbico de explosivo. El ABS se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$ABS = AWS \times \text{densidad del explosivo}$$

El RWS se define como la fuerza de un explosivo comparado con un peso igual de anfo, por ejemplo, el godyne CCF de RWS = 115, tiene un 15% más de energía que un peso igual de anfo.

El RBS se define como la fuerza de un explosivo comparado con un volumen igual de anfo, por ejemplo, el CCF de RBS = 157, tiene un 57% más de energía que un volumen igual de anfo.

4.1.6.- 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 1/4" x 8") de la otra mitad, teniendo los extremos cortados frente a frente, con las mitades envueltas en papel y realizando la explosión sin confinamiento (15,18).

4.1.7.- SENSITIVIDAD

Es la propiedad que permite que los explosivos sean detonados por los iniciadores convencionales como: cordón detonante, fulminante, estopín eléctrico, noneles, etc.

4.1.8.- GASES

Un explosivo con balance de oxígeno adecuado, producirá una concentración mínima de gases nocivos, y ocasionará la máxima liberación de energía.

Los explosivos al detonarse producen vapor de agua, dióxido de carbono y nitrógeno que en general no son tóxicos. Además se generan otros gases venenosos como el monóxido de carbono y los óxidos de nitrógeno, a estos gases se les conoce como emanaciones (15). Las emanaciones deben cuidarse en excavaciones subterráneas, en trabajos a cielo abierto no representan problemas. La presencia de agua en los barrenos puede también contribuir a la generación de emanaciones durante la detonación.

Los gases nitrosos NO y NO₂ se producen cuando existe exceso de oxígeno disponible, dichos gases son fácilmente detectables por su color café-rojizo. Por otro lado la falta de oxígeno produce monóxido de carbono (CO), gas mortal que desafortunadamente no es detectado ni por su olor o color (5). El gas más común en los túneles probablemente sea el metano, el cual es comúnmente encontrado en estratos con contenido orgánico y en las cercanías de los mantos carboníferos, se inflama con facilidad al mezclarse con el aire en concentraciones de 5% o mayores. El ácido sulfhídrico (H₂S) puede aparecer también como un producto de la descomposición orgánica y es altamente tóxico (27).

El Instituto de productores de Explosivos (IPE) , en cooperación con el departamento de Minas de los EUA ha establecido una clasificación de gases basada en la emisión en m³ de gases nocivos (monóxido de carbono, óxido de nitrógeno y sulfuro de hidrógeno) por cartucho de estándar de 200 g, según lo siguiente (2):

Clase 1: de 0.00 a 4.5×10^{-3} m³ de gases nocivos

Clase 2: de 4.5×10^{-3} a 9.3×10^{-3} m³ de gases nocivos

Clase 3: de 9.3×10^{-3} a 20×10^{-3} m³ de gases nocivos

Los explosivos que se encuentran en la clasificación de gases número uno pueden ser utilizados con seguridad en las operaciones subterráneas, pero no sin ventilación adecuada.

En la tabla 4.1 se indican los límites superiores de concentración de gases perjudiciales en el interior de los túneles. A fin de que dichos límites no sean rebasados, se debe usar un monitor de gases que verifique que la concentración permanezca dentro de los límites especificados (32).

4.1.9.- ESTABILIDAD

Es la propiedad que poseen los explosivos de conservar sus características físico-químicas en condiciones normales de almacenamiento en un periodo determinado. Para incrementar la estabilidad de los explosivos se agregan antiácidos o absorbentes que protegen el explosivo base.

Tabla 4.1.- Límites de concentración de gases perjudiciales en túneles

Fuente: Sinha, 1989. Underground structures. Design and instrumentation

Tipo de gas	Concentración en ppm
Monóxido de carbono	50
Óxido de nitrógeno	5
Sulfuro de hidrógeno	10
Metano	1.5
Otros gases inflamables	40% de sus respectivos límites explosivos mas bajo.

4.1.10.- RESISTENCIA AL AGUA

Es la capacidad de los explosivos de mantener sus propiedades fisico-químicas, cuando estos se encuentran sumergidos en agua durante un periodo determinado (22).

4.1.11.- RESISTENCIA A LA CONGELACIÓN

Todos los explosivos y agentes explosivos pierden capacidad de propagación a temperatura baja, pero esta pérdida de sensibilidad no da lugar a falla de propagación bajo las condiciones de uso que comúnmente pueden encontrarse en el país (15).

4.1.12.- INFLAMABILIDAD

Propiedad de los explosivos de incendiarse por temperatura, fricción, golpe, contacto directo con flama, reacción química, etc.

4.2.- TIPOS DE EXPLOSIVOS

Los explosivos comerciales se pueden dividir en dos grandes grupos: agentes explosivos y altos explosivos (22).

4.2.1.- AGENTES EXPLOSIVOS

Un agente explosivo comercial es un compuesto o mezcla química insensible al fulminante, que no contiene ingredientes explosivos y que puede hacerse detonar cuando se inicia con un cebo explosivo de alta potencia.

El anfo (ammonium nitrate and fuel oil) es el agente explosivo más utilizado en todo el mundo, si no fuera por su falta de resistencia al agua, este explosivo acapararía virtualmente el total del mercado de los explosivos. Esta formado por la mezcla de nitrato de amonio y diesel en una relación de 94.3% y 5.7% respectivamente, su uso se ha generalizado debido a su bajo costo y a su alto contenido de energía.

EL anfo presenta dos grandes ventajas, una de ellas esta relacionada con su baja insensibilidad, por lo que para su detonación se requiere de un iniciador de alta potencia. Otra de las ventajas es su facilidad de poder ser depositado a granel dentro del barreno, lo que contribuye a un mejor llenado, haciendo más eficiente el uso del volumen de la perforación.

Cuando se utiliza el método de carga neumático da lugar a mayores velocidades de detonación y mayores concentraciones de carga, particularmente en perforaciones con diámetro menor de 7.5 cm (15).

El anfo es un material seco, granular, color rojo y es empacado en bolsas de papel. Se utiliza como carga de columna tanto en trabajos a cielo abierto como en excavaciones subterráneas, también es utilizado en trabajos de plasteos y moneos; no se debe emplear en barrenos húmedos o con agua, no se aconseja su uso en barrenos con diámetro menor de 40 mm.

En el mercado la compañía Atlas de México del grupo ICI ofrece dos tipos de anfo, el anfomex "X" y el anfo de baja densidad (BD), la densidad del segundo tipo es menor que la del primero y por ello es recomendado en trabajos subterráneos, la tabla 4.2 muestra las principales propiedades de estos tipos de explosivos.

Tabla 4.2.- Propiedades del anfo

Fuente: ICI, 1995. Seminario sobre el uso y manejo de explosivos

Propiedad	Anfomex "x"	Anfo b.d.
Densidad en g/cc	0.85*	0.65**
Velocidad de detonación en m/s	3,200	2,800
Presión de detonación en Kbars	13.7	12.5
RWS	100	96
RBS	100	74
Sensitividad a la cápsula del n° 6	No	No
Sensibilidad		
Resistencia al agua	Nula	Nula
Empaque (kg/saco)	25	25
Vida útil (condiciones normales de almacenamiento)	3 meses	3 meses

* Cargado a granel

** Densidad en el saco

4.2.2.- ALTOS EXPLOSIVOS

Los altos explosivos más comunes en México son dos : los hidrogeles y las emulsiones, ambos productos de manejo seguro .

4.2.2.1.- Hidrogeles

Este término es usado para denominar a los explosivos a base de agua, conocidos comúnmente como gelatinas. El godyne es el hidrogel de mayor uso en México, el alto contenido de aluminio en la formulación de este producto le confiere una alta presión de detonación y un gran contenido energético. Los hidrogeles son explosivos de manejo seguro y no detonan aún barrenando sobre ellos (22).

El godyne es reconocido por su brillante color aluminio, es empacado en cartuchos tubulares de polietileno, cuando esta fuera de dicho empaque se impregna a la superficie con la que hace contacto. El godyne es sensitivo a la cápsula del número seis, inerte al impacto de bala calibre 30-06 y a la prueba de fuego directo, no causa malestar en la detonación ni en su manejo. Este producto es utilizado como carga de fondo combinado con el anfo, o solo en barrenos con agua.

En el mercado Atlas de México es (grupo ICI) ofrece godyne en tres tamaños: pequeño (SD), intermedio (ID) y grande (EXTRA y No Sensible).

4.2.2.2.- Emulsiones

Este tipo de explosivos es uno de los productos mas recientes en la tecnología de los explosivos comerciales, una de sus características mas importantes es que produce detonaciones de muy alta velocidad

La emulsión es un producto blanco de consistencia cremosa (similar a la grasa de cerdo) , empacado en tubos de polietileno. La emulsión es sensitiva a la cápsula del número seis, inerte al impacto de bala calibre 30-06 y a la prueba de fuego directo, no causa malestar físico ni en la detonación ni en su manejo. La emulsión es un producto usado como carga de fondo en distintos tipos de obras, también proporeiona buenos resultados cuando se utiliza en plasteos, debido a su alta presión de detonación (22).

En el mercado, Atas de México (grupo ICI) ofrece emulsiones en tres tipos de tamaños: pequeño (SD), intermedio (ID) y grande (EXTRA), este producto también se utiliza como carga de fondo en trabajos subterráneos y en voladuras a cielo abierto.

Las tablas 4.3 y 4.4 muestran las principales propiedades y las medidas comerciales existentes en el mercado del godyne y las emulsiones.

Tabla 4.3.- Propiedades del godyne y las emulsiones

Fuente:ICI,1995.Seminario sobre el uso y manejo de los explosivos

Propiedad	Godyne			Emulsión		
	Diámetro			Diámetro		
	Pequeño	Intermedio	Grande	Pequeño	Intermedio	Grande
Densidad en g/cc	1.2	1.2	1.2	1.1	1.18	1.18
Velocidad de detonación en m/s	4,500	4,600	5,000	5,000	5,200	5,400
Presión de detonación en Kbars	61	63	75	69	80	86
RWS	115	96	96	81	81	81
RBS	164	137	137	106	114	114
Sensitividad a la cápsula n° 6	si	si	si	si	si	si
Sensibilidad	0°C	0°C	0°C	-5°C	-5°C	-5°C
Resistencia al agua	Excelente	Excelente	Excelente	Excelente	Excelente	Excelente
Vida útil (condiciones normales de alm.)	6 meses	6 meses	6 meses	6 meses	6 meses	6 meses
Clasificación de gases	clase n° 1	clase n° 1	clase n° 1	clase n° 1	clase n° 1	clase n° 1

Tabla 4.4.- Medidas comerciales del godyne y las emulsiones

Fuente:ICI,1995.Seminario sobre el uso y manejo de los explosivos

	Medida	Godyne			Emulsión			
		Cartuchos por caja	Peso por cartucho	Peso por caja, kg	Medida	Cartuchos por caja	Peso por cartucho	Peso por caja, kg
	1" X 8"	212	118 g	25	1" X 8"	212	118 g	25 kg
Diámetro pequeño	1 1/4" x 8"							
	1 1/2" x 8"	90	278 g	25	1 1/2" x 8"	84	298 g	25 kg
Diámetro intermedio	2" x 16"	25	1,000 g	25	2" x 16"	25	1,000 g	25 kg
	2 1/2" x 16"	18	1,389 g	25	2 1/2" x 16"	18	1,389 g	25 kg
	3" x 16"	12	2,083 g	25	3" x 16"	12	2,083 g	25 kg
Diámetro grande	5" x 37"	2	12.5 kg	25	5" x 17"	4	6.25 kg	25 kg
	8"	2	12.5 kg	25	5" x 37"	2	12.5 kg	25 kg

4.3.- DISPOSITIVOS DE INICIACIÓN

Los dispositivos de iniciación mas comunes son los siguientes:

4.3.1.- FULMINANTES

Los fulminantes están diseñados para detonar con la flama de una mecha de seguridad, la compañía Du Pont los fabrica en potencia número seis y ocho, en México los fulminantes número seis se utilizan para detonar la mayoría de los explosivos comerciales. Los fulminantes se emplean conectados en el extremo de la mecha de seguridad, poseen en uno de sus extremos un espacio vacío donde se inserta la mecha.

4.3.2.- MECHA DE SEGURIDAD

La función de la mecha es transmitir el fuego a un fulminante o a una carga explosiva a una velocidad continua y uniforme; esta velocidad es del orden de 60 cm/min. Sin embargo, es aconsejable determinar la velocidad de quemado en el sitio de trabajo. En túneles la mecha se usa con el fulminante para el encendido de varias líneas de barrenos conectados con cordón detonante, en general se recomienda utilizar este sistema en situaciones en la que no es posible utilizar un método de iniciación eléctrico (tales como proximidad inmediata a líneas eléctricas de alta tensión).

4.3.3.- CORDÓN DETONANTE

El cordón detonante es un explosivo cuyo objeto principal es el iniciar explosivos comerciales, consiste en una cuerda flexible y resistente con un núcleo explosivo llamado "pentrita", el cual no puede ser encendido por las chispas de la mecha ni por la llama de un cerillo; su velocidad de detonación es del orden de 6,700 m/s (5,8,15).

El cordón detonante puede iniciar varios tramos de cordones adicionales, siempre y cuando estos estén unidos a la línea troncal. Se debe recordar que los distintos tramos deben estar empalmados en la misma dirección y sentido. Es decir, cualquier número de barrenos pueden conectarse de manera que detonen en un orden determinado, con solo disparar la línea troncal con mecha y fulminante, con un estopín eléctrico o con un nonel. El cordón detonante tiene que estar bien adosado al detonador, en toda su longitud, y la carga de éste, dirigida hacia la carga del barreno. Protegiendo sus extremos, las cuerdas detonantes tienen una aplicación extensa en trabajos bajo el agua. El núcleo de explosivos absorbe el agua lentamente y se vuelve insensitivo, sin embargo, aunque esté húmeda, la cuerda detonará si se inicia con los extremos secos.

La tabla 4.5 muestra las características de los cordones detonantes existentes en el mercado, en México los cordones detonantes mas usados son el Primacord y el E-Cord (se pueden adquirir en rollos de 500 m).

Tabla 4.5.- Características del cordón detonante

Fuente:ICI,1995. Seminario sobre el uso y manejo de los explosivos

Nombre comercial	Núcleo	Granos/pie (PETN)	Gramos/m (nominal)	Diám. ext. (mm)	Resistencia a la tensión (kg)
PRIMACORD REFORZADO	Pentrita	50	10.6	5.15	91
E-CORD	Pentrita	25	5.3	3.9	68
DETACORD	Pentrita	18	3.6	3.6	68

4.3.4.- INICIADORES NO ELÉCTRICOS (NONEL)

El nonel puede ser iniciado con la detonación de un cordón detonante con un fulminante, tiene la propiedad de retardar un barreno o una línea completa de barrenos. No puede ser iniciado por alguna alta frecuencia de radiotransmisión, cargas estáticas, llama, fricción, o impactos en condiciones normales de operación. Debido a lo anterior es muy útil para voladuras subterráneas. El nonel detona en una sola dirección, por lo que se debe tener mucho cuidado en su acoplamiento, posee una gran resistencia al agua, es de manejo seguro y tiene una velocidad de detonación de 2,743 m/s (4,5).

Actualmente existen en el mercado una gran variedad de noneles de distintas longitudes y tiempos, que van desde 1m hasta 304,8 m. Los noneles de mayor uso en México son: para uso en minas subterráneas de 12, 16 y 20 pies en tiempos de milisegundos y LP (largos periodos). Para uso en tajos y canteras existen de 40,50 y 60 pies, en tiempos de milisegundos.

4.3.5.- CONECTORES MS.

Los conectores MS se producen en cuatro intervalos de retardo, cada uno identificado por el color del plástico: MS-5 (cinco milisegundos en color azul), MS-9 (nueve milisegundos, en color verde), MS-17 (17 milisegundos, en amarillo) y MS-25 (25 milisegundos en rojo). Este tipo de retardos cubre un rango de diámetros de barrenos y espaciamientos desde unas tres pulgadas con ocho pies de espaciamiento hasta 12 pulgadas con espaciamientos de 25 pies o mayores.

4.3.6.- ESTOPÍN ELÉCTRICO

Los estopines eléctricos pueden ser iniciados por una descarga de corriente eléctrica, que puede ser alterna o directa. El estopín es un fulminante con un dispositivo de retardo, la corriente mínima para iniciar un circuito en serie simple es de 1.5 amp CD, ó 2 amp. CA. Según su acoplamiento en la voladura, se distinguen tres tipos de circuitos eléctricos: circuito en serie, circuito en paralelo y circuito de serie en paralelo. Existen dos maneras de utilizar los estopines eléctricos, la primer forma es insertándolos directamente en los cartuchos de explosivos, la segunda forma es uniéndolos a una cuerda detonante o una mecha (4,15).

En función del tiempo de detonación los estopines se clasifican en instantáneos, de retardo corto (ms) y de retardo largo (llamados también retardos lentos o simplemente retardos). Los estopines de retardo corto se fabrican con incrementos de 25 y 50 milisegundos; y los de largo periodo con incrementos de medio segundo y de un segundo (5). El disparo de estopines de retardo tiene por objeto mejorar la fragmentación y el desplazamiento de la roca, así como controlar las vibraciones y el ruido de la voladura. Los retardos en milisegundos son adecuados cuando se requiere una fragmentación intensa con vibraciones de terreno limitadas. Los retardos largos se usan principalmente en excavaciones subterráneas para permitir la expansión de la roca fragmentada entre los periodos de retardo, estos producen fragmentos más grandes que los estopines de milisegundos

La compañía Du Pont fabrica estopines de retardo "Acudet" Mark V en una serie de 15 tiempos estándar, que están numerados por su orden de disparo desde el cero hasta el 14, este tipo de estopines es muy adecuado para la excavación de túneles.

4.4.- SISTEMAS DE INICIACIÓN

Los sistemas de iniciación son muy importantes para el éxito de una voladura, controlan la secuencia de disparo, tienen afecto en la vibración, en la fragmentación y en la rompimiento del frente hacia atrás ("pateo").

En las figura 4.1 a, b y c se muestran algunos diagramas típicos que indican la secuencia de detonación utilizada en las voladuras de túneles (31). La numeración no representa el número de retardos.

4.4.1.- SISTEMAS NO ELÉCTRICOS

Los sistemas de iniciación no eléctricos comúnmente requieren de mecha, fulminante, cordón detonante y algún tipo de retardo. En túneles no debe realizarse la iniciación exclusivamente con mecha y fulminante, debido a que los tiempos de retardo obtenidos no son precisos .

A los disparos realizados sin utilizar ningún tipo de retardo, se les conoce como disparos instantáneos. Este tipo de disparo no se utiliza para iniciar las voladuras principales en la excavación de túneles, en cambio, es útil para realizar voladuras secundarias.

El disparo de barrenos con retardos presenta varias ventajas con respecto a el disparo instantáneo, entre estas se tiene: vibración reducida, mejor fragmentación y reducción del rompimiento hacia atrás. El disparo de voladuras con cordón detonante en pequeños intervalos de retardo se logra iniciando en la superficie las líneas ramales en la secuencia requerida. Los disparos retardados se puede realizar utilizando conectores MS o noneles; los primeros son comunes en voladuras a cielo abierto (banqueos), mientras que los segundos son comunes en voladuras subterráneas.

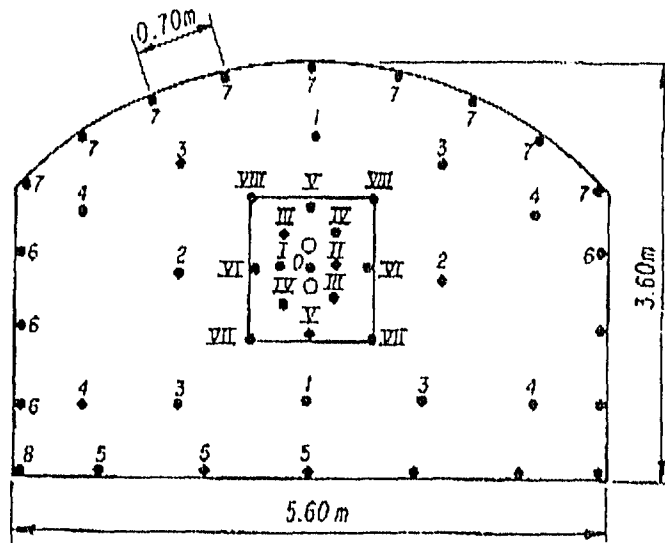


Figura 4.1a.- Secuencia de detonación típica en túneles
Fuente: Sinha, 1991. Underground structures. Design and construction

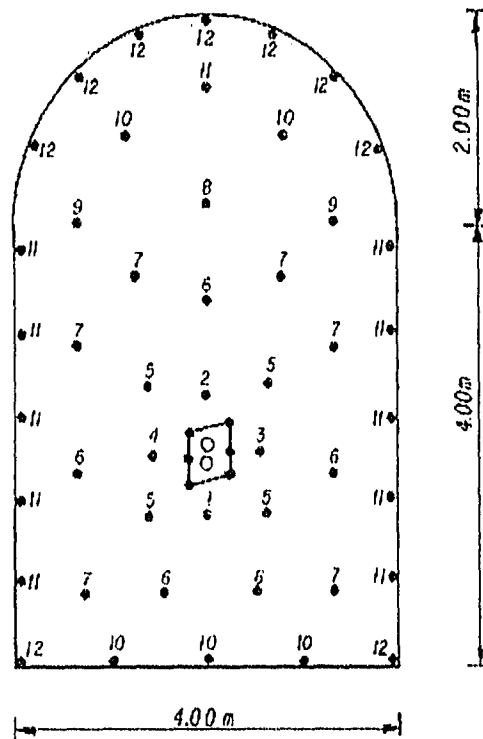


Figura 4.1b.- Secuencia de detonación típica en túneles
Fuente: Sinha, 1991. Underground structures. Design and construction

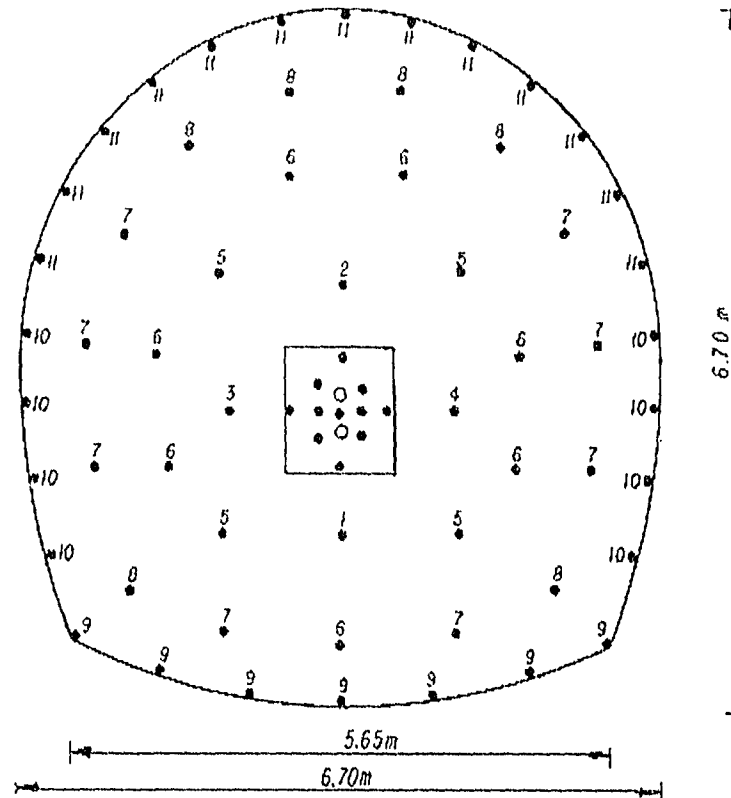


Figura 4.1c.- Secuencia de detonación típica en túneles

Fuente: Sinha, 1991. Underground structures. Design and construction

El factor más importante del encendido de cargas explosivas mediante este sistema de detonación es el tiempo con que dispone el personal para alcanzar un sitio seguro después de prender la mecha. Aunque se considera estándar una velocidad de quemado de 1 metro en 130 segundos, ningún fabricante garantiza esta velocidad, por lo que se aconseja verificar dicha velocidad de quemado de una muestra de cada rollo en el sitio de trabajo.

4.4.2.- SISTEMAS ELÉCTRICOS

El disparo de la voladura se realiza con estopines que explotan con corriente eléctrica, cuya fuente energía puede provenir de máquinas explosoras o líneas de potencia (1, 15).

4.4.2.1.- Equipo y materiales requeridos

a.- Fuente de energía (explosor). El explosor es el equipo que suministra la corriente necesaria para disparar los estopines eléctricos, existen dos tipos básicos: de "generador" y de "descarga de condensador". Los explosores del segundo tipo son los mas eficientes y confiables, funcionan con baterías como fuente de energía . Para operarlos se conectan las terminales a las líneas guía provenientes del circuito, el disparo se hace hasta que se alcanza el voltaje de diseño, indicado con la luz de un foco piloto; en este momento se deben oprimir en forma simultánea los botones de carga (charge) y disparo (fire) .

b.- Instrumentos de prueba. Los instrumentos de prueba tienen como objeto medir las características eléctricas del circuito, como son prueba de cada uno de los estopines, verificar si el circuito está cerrado, medir la resistencia aproximada del circuito, etc. Los instrumentos mas usados son el galvanómetro, el óhmetro y el multímetro. La diferencia entre el galvanómetro y el óhmetro consiste en que el segundo proporciona una mayor exactitud que el primero. El multímetro también ofrece una sensibilidad muy alta, por lo que tiene un amplio alcance en sus mediciones. La aguja en el instrumento debe ajustarse a cero antes de que se ponga en corto circuito con las terminales. Una lectura demasiado baja indica que algunos estopines no están conectados en el circuito, mientras que una lectura demasiado alta indica demasiados estopines en la serie, o bien, conexiones sueltas o deficientes.

c.- Línea principal (guía). El cable recomendado para este propósito es de calibre 10 a calibre 14 , la línea guía debe ser probada antes de cada voladura y reemplazarse cuando exista evidencia de daño físico. El extremo de las líneas guía deberá estar desconectado antes de conectar el otro extremo al circuito de cargas. La resistencia media siempre debe ser calculada, cuando no se obtienen lectura correctas, se debe revisar el circuito desconectando primero las líneas guía antes de regresar a la zona de excavación a corregir el error.

d.- Línea secundaria (de conexión) . Las líneas de conexión se forman con alambre de cobre número 16 a 20 con cubierta aislante, es utilizado para realizar las conexiones entre las perforaciones y para conectar series individuales a las líneas guía. Casi siempre se dañan con la explosión, por lo que no se deben utilizar mas de una vez.

e.- Estopín eléctrico. El encendido 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 el fusible de un estopín eléctrico a un grado tal que prenda la carga de ignición es función de la intensidad de corriente. Los estopines requieren de una corriente de dos amperios para asegurar su detonación.

4.4.2.2.- Comprobación del circuito

Los galvanómetros y óhmetros son utilizados para verificar la continuidad y la resistencia de los circuitos, antes de conectar la línea de tiro al explosor, debe comprobarse con el óhmetro si la resistencia del circuito es la debida, así como verificar la capacidad del explosor. Si el instrumento marca más, hay falso contacto o el circuito está mal calculado; si marca menos, hay cruce o detonadores sin conectar; si marca infinito, el circuito está cortado.

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 25 veces la resistencia de una serie. Cuando el terreno está húmedo se pueden propiciar fugas de corriente aún en formaciones no conductoras. Las fugas de corriente pueden detectarse por medio de un galvanómetro conectando una terminal a un estopín o a una serie de estopines y conectando la otra a un alambre enterrado en una perforación húmeda. Para evitar la falla del sistema por fugas de corriente se deben tomar las siguientes precauciones:

- a.- Poblar o cargar cuidadosamente la perforación para reducir el riesgo de daño a la cubierta aislante de los alambres de los estopines.
- b.- Asegurarse de que ninguna conexión descubierta toca el terreno
- c.- Evitar los empates de alambres en el interior de la perforación
- d.- Emplear líneas guías gruesas para suministrarle mas energía al circuito.

4.4.2.3.- Cálculo del circuito.

Para conocer la intensidad de corriente mínima de un circuito, se hace uso de la ley de Ohm, se debe tener presente que dicha ley es aplicable a problemas donde el suministro de corriente es mediante líneas de potencia, donde esta puede considerarse constante; en el caso de los explosores los cálculos son mas complejos puesto que la corriente y el voltaje cambian continuamente a medida que al máquina se descarga (1).

La intensidad de corriente se calcula con la siguiente ecuación:

$$I = \left(\frac{V}{R} \right)$$

donde,

I = intensidad, en amperios

V = voltaje (de la fuente de corriente eléctrica)

R = resistencia (del circuito)

El voltaje de la fuente de energía generalmente es conocido, puede ser corriente monofásica, cuyo voltaje es de 110 voltios; o corriente trifásica, cuyo voltaje es de 220 ó 440 volts, este tipo de corriente es común en las excavaciones subterráneas. Cuando la fuente de energía es un explosor, el voltaje oscila entre 80 y 300 voltios. De tal forma que para conocer la intensidad requerida, lo desconocido es la resistencia del circuito, lo cual depende del número de estopines y longitud de las líneas guías y de conexión .

A continuación se presenta el cálculo de la resistencia para diferentes tipos de circuitos, la selección del circuito depende del número de estopines eléctricos a ser disparados y del tipo de operación. En las tablas números 4.6 y 4.7 se muestra la resistencia nominal en ohms de los estopines eléctricos y del alambre de cobre (Du Pont)

a.- **El circuito en serie** . Si varios estopines se conectan extremo con extremo, uno a continuación del otro, se dice los estopines están conectados en serie, la corriente que pasa por todos ellos es la misma y la resistencia total es del circuito es igual a la resistencia de cada estopín multiplicada por el número de estopines, más la resistencia de la línea guía y la del alambre de conexión . Este sistema es usado en voladuras pequeñas, de menos de 50 estopines eléctricos.

◆ **Ejemplo.** Si se tiene un circuito en serie de 20 estopines de retardo MS con alambre de cobre de 3m , una línea guía de cobre calibre 14 de 150 m y una línea de conexión calibre 20 de 25 m de longitud, ¿ cuál es la resistencia total del circuito? ; ¿es suficiente la intensidad de corriente si para el disparo de los estopines se cuenta con un explosor cuyo voltaje es de 80 volts?

De las tablas 4.6 y 4.7, la resistencia para un estopín de cobre de 3 m de largo es de 1.40 ohmios, el factor para un alambre de cobre calibre 14 es de 0.83 y de 3.33 para el alambre calibre 20 por cada 100 m. De esta forma, la resistencia a total del circuito es de :

$$20 \text{ estopines} \times 1.40 \text{ ohmios/estopín} = 28.00 \text{ ohmios}$$

$$\left(\frac{2 \times 150 \text{ m}}{100} \right) \times 0.83 = 2.49 \text{ ohmios}$$

$$\left(\frac{2 \times 25 \text{ m}}{100} \right) \times 3.33 = 1.66 \text{ ohmios}$$

$$\rightarrow \text{Resistencia total} = 32.15 \text{ ohmios}$$

$$\rightarrow \text{Intensidad de corriente} = \frac{V}{R} = \frac{80}{32.15} = 2.48 \text{ amperios} > 2$$

Dado que la intensidad de corriente es mayor de 2 amperios, entonces esta corriente es suficiente para asegurar el disparo de los estopines.

Tabla 4.6.-Resistencia nominal en Ohms de los estopines eléctricos Du Pont.

Fuente:CFE, 1982. Manual de diseño de obras civiles. Procedimientos de excavación

Longitud del alambre		Alambre de cobre		Alambre de hierro	
		Estopín Instantáneo	Estopín de retardo	Estopín Instantáneo	Estopín de retardo
pies	metros				
4	1.2	1.26	1.16	2.10	2.00
6	1.8	1.34	1.24	2.59	2.49
7		-	-	2.84	-
8	2.4	1.42	1.32	3.09	2.99
9	2.7	-	-	3.34	-
10	3.0	1.50	1.40	3.59	3.49
12	3.7	1.58	1.48	4.09	3.99
14	4.3	1.67	1.57	4.58	4.48
16	4.9	1.75	1.65	5.08	4.98
20	6.1	1.91	1.81	6.08	5.98
24	7.3	2.07	1.97	-	-
30	9.1	2.31	2.21	-	-
40	12.2	2.15	2.06	-	-
50	15.2	2.42	2.32	-	-
60	18.3	2.69	2.59	-	-
80	24.4	2.71	2.61	-	-
100	30.5	3.11	3.01	-	-
120	36.6	3.51	3.41	-	-
150	45.7	4.11	4.01	-	-
200	61.0	5.12	5.02	-	-
300	91.4	7.13	7.03	-	-
400	121.9	9.13	9.03	-	-

b.- Circuito en paralelo . En el circuito en paralelo se conectan cada una de las puntas de cada estopín, lado a lado, con las puntas de las línea guía .

Tabla 4.7.-Resistencia en Ohms del alambre de cobre Du Pont

Fuente:CFE, 1982. Manual de diseño de obras civiles. Procedimientos de excavación

Calibre AWG número	Ohms por cada 100m
6	0.13
8	0.21
10	0.33
12	0.52
14	0.83
16	1.32
18	2.10
20	3.33
22	5.30
24	8.71

c.- **Circuito en series paralelas.** Este método es una combinación de los dos tipos de circuitos descritos anteriormente. Consiste en unir dos o mas series de estopines eléctricos, conectándolos en paralelo. Cuando varias series de estopines se conectan lado a lado la corriente se divide, pues cada serie provee un camino diferente para el flujo de corriente, pasando una parte de la corriente total por cada una de las series. En un circuito de serie en paralelo cada serie debe ser balanceada eléctricamente debiendo obtener en cada lectura el mismo número de ohmios. Por lo general, un número igual de estopines en cada serie producirá series balanceadas. 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 del circuito.

◆ **Ejemplo.** Si se tiene una voladura de 200 estopines de retardo MS con alambre de cobre de 9.1 metros conectados en cuatro series de 50 estopines por serie , una línea de conexión de alambre calibre 12 de 150 m y una línea principal de alambre calibre 14 de 200 m, ¿cuál es la resistencia de una sola serie de estopines? , ¿cuál es la resistencia al ir conectando cada serie a la línea guía? , ¿ cuál es la resistencia total del circuito? y ¿ cuál es la intensidad de corriente del circuito?

→ Cálculo de la resistencia para una sola serie
50 estopines X 2.21 ohmios/estopín =

110.50 ohmios

→ Después de conectar cada serie a la línea guía, se tiene una resistencia de:

$$R_1 = \left(\frac{\text{Resistencia}}{\text{serie}} \right) \frac{110.5}{1} = 70.00 \text{ ohmios}$$

$$R_2 = 110.5/2 = 55.25 \text{ ohmios}$$

$$R_3 = 110.5/3 = 36.83 \text{ ohmios}$$

$$R_4 = 110.5/4 = 27.62 \text{ ohmios}$$

→ Cálculo de la resistencia total (R_T)

$$\text{La resistencia de la línea de principal es igual a } 400 \times 0.83 / 100 = 3.32 \text{ ohmios}$$

$$\text{La resistencia de la línea secundaria es igual } 300 \times 3.33 / 100 = 9.99 \text{ ohmios}$$

$$R_T = 27.62 + 3.32 + 9.99 = 24.36 \text{ ohmios}$$

→ Cálculo de la intensidad de corriente

$I = V/R = 80/24.36 = 3.28 > 2$ amperios . Comparando la corriente necesaria para que los estopines sean detonados (dos amperios), contra la intensidad de corriente del circuito, puede verse que dicha intensidad de corriente es suficiente para la detonación de los estopines.

4.5.- DISEÑO DE VOLADURAS

El cálculo de la carga en túneles es menos sistemático que el de voladuras de bancos a cielo abierto. Se emplea información teórica y experimental de las voladuras de banco a cielo abierto aplicando factores de aumento para ajustar la carga, dicho aumento obedece a que en los túneles existe un mayor confinamiento que en la voladuras a cielo abierto, donde generalmente existe mas de una cara libre.

Comparando las voladura a cielo abierto en bancos con altura de 4-5 m en las que al carga específica puede ser de 0.25 a 0.4 kg/m^3 , contra el consumo de explosivos en túneles, es frecuentemente que este valor sea de 4-10 veces mayor. Una razón de ello es la mayor dispersión en la barrenación, otra muy importante es el mayor confinamiento del material.

El diseño de voladuras que se presenta en este trabajo, está basado en su mayoría en un conjunto de recomendaciones prácticas propuestas por la Comisión Federal de Electricidad (15).

La figura 4.2 muestra los distintos tipos de barrenos utilizados en un túnel, el cálculo de la carga y dimensiones se presenta tomando en cuenta dicha figura. Este conjunto de reglas esta basada en experiencia obtenida en casos particulares, por lo que los valores presentados deben utilizarse a manera de guía, las recomendaciones toman en consideración un explosivo de peso volumétrico de 1.3 g/cc. Se supone además, que la zona de la cuña ya está expulsada y se tiene una cavidad de 1.4 x 1.4 m. Cuando los barrenos son de un diámetro mayor a tres centímetros, puede ser necesario cambiar esta consideración, utilizando una dimensión de la cavidad de 2 x 2 m.

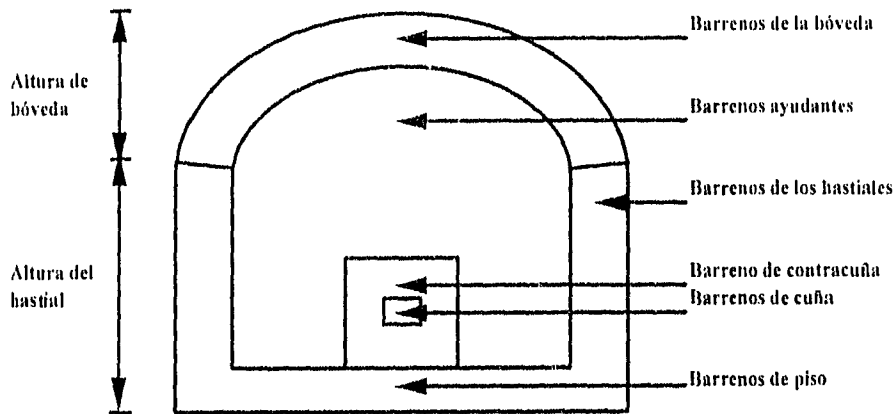


Figura 4.2.- Tipos de barrenos en la sección de un túnel
 Fuente: CFE, 1982. Manual de diseño de obras civiles. Obras subterráneas.

Las figuras 4.3 y 4.4 muestran respectivamente las cargas específicas y el número de barrenos en función del área de la sección transversal de los túneles.

4.5.1.-CUÑAS INICIALES

Las cuñas son huecos que se forman en la cara expuesta y cuyo fin básico es la de proporcionar la salida inicial a la masa rocosa circundante. Es conveniente cambiar la posición de la cuña en la cara expuesta conforme avanza la excavación, pues es muy común que como resultado de las voladuras el terreno quede fracturado, dificultando la perforación y carga de la cuña de la siguiente voladura, en tales casos, se debe buscar un sitio con roca mas sana. Los tipos de cuñas mas usuales son dos: la cuña en V y la cuña de barrenos paralelos.

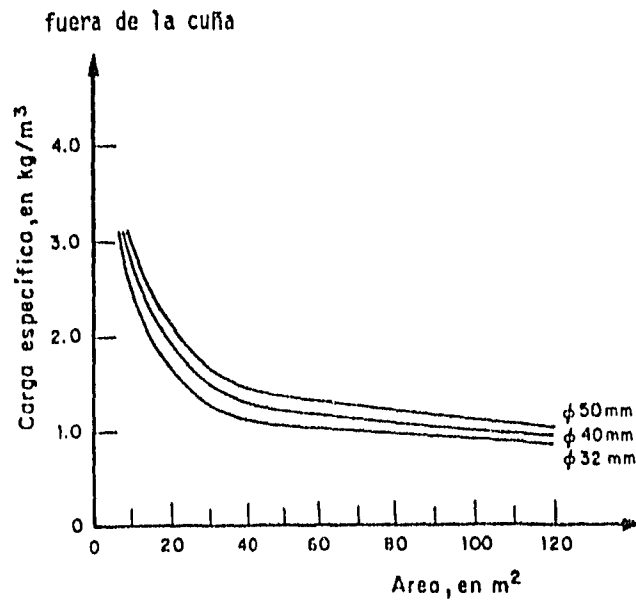


Figura 4.3.- Carga específica en función del área del frente
 Fuente: CFE, 1982. Manual de diseño de obras civiles. Obras subterráneas.

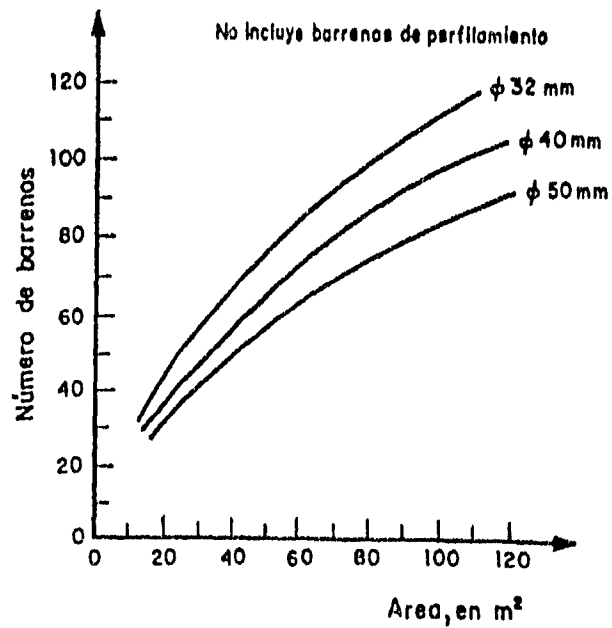


Figura 4.4.- Número de barrenos en función del área del frente
 Fuente: CFE, 1982. Manual de diseño de obras civiles. Obras subterráneas.

4.5.1.1.- Cuña de barrenos paralelos o cuña quemada.

La cuña de barrenos paralelos es actualmente la mas comúnmente usada, su nombre se debe a que los barrenos son perforados paralelamente uno al otro (25). Es práctica común dejar uno o mas barrenos vacíos de diámetro mas grande que los barrenos cargados que actúan como un frente de alivio hacia el cual los otros barrenos de la cuña pueden ser detonados. La cuña puede ser localizada en cualquier parte de la cara del túnel, cambiando su posición en voladuras sucesivas para evitar que la perforación de la cuña subsecuente quede alojada en roca fracturada. Las cuñas quemadas generalmente necesitan mas barrenos por disparo y un factor de carga mas elevado que los otros tipos de cuñas, lo que se traduce en un aumento en la profundidad de perforación con lo que se logra incrementar el avance por ciclo de trabajo.

Existen diversos tipos de cuñas de barrenos paralelos, su elección depende fundamentalmente de las características del macizo rocoso y se fija en función de la experiencia, pudiendo ser conveniente realizar pruebas hasta obtener el mejor resultado. Es común utilizar cuñas de 15 a 25 cm de ancho en rocas sanas y rígidas y de 25 a 35 cm en rocas blandas y laminadas. En la figura 4.5 se muestran algunos tipos de cuñas de éste tipo utilizadas en la excavaciones subterráneas.

Para lograr la remoción de la cuña en toda la longitud de perforación se recomienda cargar el tercio inferior del barreno con la mitad de la carga total del barreno. Además para una adecuada expulsión del material fragmentado, el barreno debe cargarse casi en su totalidad, empleando un explosivo de menor densidad para la mitad exterior del barreno. A fin de reducir la densidad de los explosivos en la zona de cuña es frecuente emplear espaciadores de madera de 20 cm de longitud. Es muy importante que los barrenos queden lo mas paralelo posible entre sí, perforándose en una longitud mayor que el resto de los barrenos de la voladura (6 a 12 pulgadas). En algunos tipo de formaciones rocosas, como el granito duro y de grano fino, el abundamiento de la roca quebrada en la cuña puede ser excesivo, de tal modo que la explosión de la cuña pueda llegar a ser completamente deficiente, causando la pérdida del disparo. En tales casos se pueden tomar las siguientes medidas correctivas: proporcionar uno o mas barrenos de alivio adicionales para dejar un mayor espacio para el abundamiento, reducir el factor de carga - lo cual puede lograrse combinando explosivos de diferentes densidades - recurrir a la perforación de barrenos inclinados, cargados únicamente en la mitad inferior, cuyo objeto es limpiar completamente el material pulverizado.

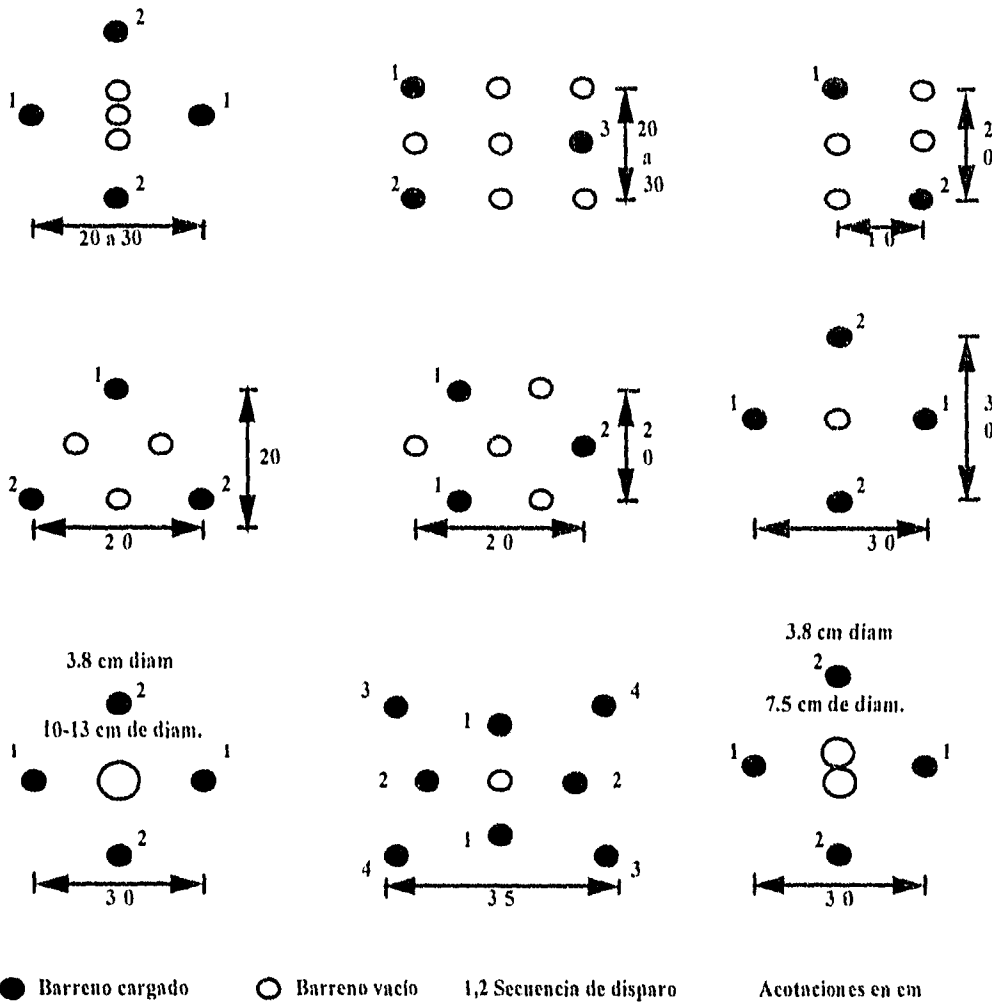


Figura 4.5.- Diagramas típicos de cuñas de barrenos paralelos

Fuente: adaptado de CFE, 1982. Manual de diseño de obras civiles. Obras subterráneas.

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% del área de influencia de los barrenos de la cuña que disparan en primer término. La separación así calculada no debe rebasar las dimensiones mostradas en la tabla 4.8. En la tabla 4.9 se presentan cargas, que son en general, adecuadas para los barrenos más próximos al central, en la tabla 4.10 se muestran valores empíricos de carga para los barrenos de contracuña.

Tabla 4.8.- Separación entre barrenos vacíos y cargados en cuñas de barrenos paralelos. Fuente: CFE,1982. Manual de diseño de obras civiles. Obras subterráneas.

Diámetro del barreno central, en mm	Diámetro de los barrenos cargados, en mm	Bordo o separación entre barrenos, en mm	Distancia entre centros, en mm
57	32	40	85
76	32	53	107
76	45	53	113
2x57*	32	80	125
2x57*	45	80	131
2x76*	32	106	160
2x76*	45	106	167
100	45	70	143
100	51	70	146
125	51	88	176

Tabla 4.9.- Cargas de los barrenos más próximos al central en cuñas de barrenos paralelos. Fuente: CFE,1982. Manual de diseño de obras civiles. Obras subterráneas.

Diámetro de los barrenos cargados, en mm	Carga asignada en kg/m	Diámetro del barreno central, en mm
32	0.25	de 57 a 2x76
35	0.3	de 76 a 2x76
38	0.36	de 76 a 2x 76
45	0.45	de 125 a 2 x 76
48	0.55	de 125 a 2 x 76
51	0.55	de 125 a 2 x 76

Tabla 4.10.- Cargas de los barrenos de contracuña en cuña de barrenos paralelos

Fuente: CFE,1982. Manual de diseño de obras civiles. Obras subterráneas.

Bordo entre barrenos, m	Carga de Fondo, kg	Carga de columna en kg/m para diámetros de:			
		32	38	45	48
0.20	0.25	0.30	0.45	0.60	0.75
0.30	0.40	0.30	0.45	0.60	0.75
0.40	0.50	0.35	0.50	0.70	0.80
0.50	0.65	0.50	0.70	1.00	1.15
0.60	0.80	0.50	0.70	1.00	1.15
0.70	0.90	0.50	0.70	1.00	1.15

4.5.1.2.- Cuña en "V".

Para este caso el avance normal es de aproximadamente el 45-50% del ancho del túnel, el ángulo en el fondo de la cuña es mayor o igual a 58° . Las recomendaciones presentadas consideran una cuña de 60° de vértice interior, en ángulos menores, la carga debe incrementarse.

La cuña en "V" es simétrica, esto permite una mejor organización en el frente respecto a los tipos de cuñas no simétricas. No exige una barrenación tan perfecta como la cuña paralela, el ángulo mínimo recomendable para la formación de la cuña es de 60° ; sin embargo este requisito limita el avance por tronada a la mitad del ancho del túnel. La cuña puede estar formada por uno o mas pares de barrenos en V perforados en planos paralelos, los cuales se definen en función de la estructura o estratificación de la roca. Todos los barrenos de la cuña en V deben dispararse simultáneamente para obtener mejores resultados. En frentes muy grandes deben emplearse retardos mayores para lograr el desplazamiento y fragmentación adecuados.

La longitud de la carga de fondo debe ser 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. 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 mayor a la profundidad del barreno menos 40 centímetros entre dos. Los barrenos de la cuña y la contracuña deben iniciarse con estopines de milisegundos, en la tabla 4.11 se proporcionan dimensiones y cargas para la cuña en V.

Tabla 4.11.- Dimensiones y carga para barrenos de una cuña en V

Fuente: CFE,1982. Manual de diseño de obras civiles. Obras subterráneas.

Diámetro de los barrenos, mm	Altura de la cuña, m	Bordo (V) m	Concentración de la carga de fondo, kg/m	Nº de filas horizontales
30	1.5	1	0.9	3
38	1.6	1.2	1.4	3
45	1.8	1.5	2	3
51	2.8	2	2.6	3

4.5.2.- BARRENOS AYUDANTES CON PROYECCIÓN HORIZONTAL O HACIA ARRIBA

El bordo o la distancia entre los barrenos y la cavidad central no debe ser mayor que la mitad de la profundidad del barreno menos veinte centímetros, el espaciamiento debe ser igual a 1.1 el bordo, la carga de fondo ocupa el tercio inferior del barreno, y la concentración de la carga de columna, en kg/m, puede tomarse igual a la mitad de la carga de fondo; la zona de retaque debe ser igual a la mitad del bordo. La tabla 4.12 muestra las características geométricas y carga para los barrenos de esta zona.

Tabla 4.12.- Bordo, espaciamiento y carga en barrenos ayudantes con proyección horizontal o hacia arriba. Fuente: CFE, 1982. Manual de diseño de obras civiles. Obras subterráneas.

Diámetro del barreno, mm	Profundidad barreno, m	Bordo, m	Espaciamiento	Carga de fondo		Carga de columna		Zona de Retaque, m
				kg	kg/m	kg	kg/m	
31	3.20	0.90	0.95	1.00	0.95	0.85	0.50	0.45
32	2.40	0.90	1.00	0.80	1.00	0.55	0.50	0.45
33	1.60	0.60	0.70	0.60	1.10	0.30	0.40	0.30
37	3.20	1.00	1.10	1.50	1.36	1.15	0.70	0.50
38	2.40	1.00	1.10	1.15	1.44	0.80	0.70	0.50
45	3.20	1.15	1.25	2.25	2.03	1.50	1.00	0.55
48	3.20	1.20	1.30	2.50	2.30	1.70	1.15	0.60
48	4.00	1.20	1.30	3.00	2.30	2.45	1.15	0.60
51	3.20	1.25	1.35	2.50	2.60	1.95	1.30	0.60
51	4.00	1.25	1.35	2.40	2.60	2.70	1.30	0.60

4.5.3.- BARRENOS DE PISO

El bordo y el espaciamiento se calcula de la misma forma que la de los barrenos ayudantes, sin embargo debe considerarse en el bordo una corrección debido al emboquille de preparación para la voladura siguiente. La zona de retaque debe ser de 0.20 veces el bordo y la concentración de la carga de columna se fija hasta en un 70% de la concentración de la carga de fondo. La tabla 4.13 muestra las cargas, espaciamientos y bordos para los barrenos de piso.

4.5.4.- BARRENOS AYUDANTES CON PROYECCIÓN HACIA ABAJO

Debido a la ayuda de la gravedad, estos barrenos requieren una menor carga específica que los anteriores. El espaciamiento de estos barrenos puede ser el del borde, los demás parámetros son iguales a los de los barrenos ayudantes. En la tabla 4.14 se presentan las características geométricas y las cargas para estos tipos de barrenos, estos valores pueden aumentarse particularmente cuando la roca es fácil de excavar y en túneles con una sección transversal mayor a 70 m^2 . En túneles de sección transversal pequeña las cargas se deben aumentar y el borde y el espaciamiento disminuirse de acuerdo con las gráficas 4.1 y 4.2.

Tabla 4.13.- Bordo, espaciamiento y carga en barrenos de piso

Fuente: CFE,1982. Manual de diseño de obras civiles. Obras subterráneas.

Diámetro del barreno, mm	Profundidad barreno, m	Bordo, m	Espaciamiento	Carga de fondo		Carga de columna		Zona de Retaque, m
				kg	kg/m	kg	kg/m	
31	3.20	0.90	0.95	1.00	0.95	1.30	0.65	0.20
32	2.40	0.90	1.00	0.80	1.00	1.00	0.70	0.20
33	1.60	0.60	0.70	0.60	1.10	0.70	0.75	0.10
37	3.20	1.00	1.10	1.50	1.36	1.80	0.95	0.20
38	2.40	1.00	1.10	1.15	1.44	1.40	1.00	0.20
45	3.20	1.15	1.25	2.25	2.03	2.60	1.40	0.25
48	3.20	1.20	1.30	2.50	2.30	1.70	1.15	0.60
48	4.00	1.20	1.30	3.00	2.30	4.25	1.60	0.25
51	3.20	1.25	1.35	2.70	2.60	3.20	1.80	0.25
51	4.00	1.25	1.35	3.40	2.60	4.75	1.80	0.25

Tabla 4.14.- Bordo, espaciamiento y carga en barrenos ayudantes con proyección hacia abajo. Fuente: CFE,1982. Manual de diseño de obras civiles. Obras subterráneas.

Diámetro del barreno, mm	Profundidad barreno, m	Bordo, m	Espaciamiento	Carga de fondo		Carga de columna		Zona de Retaque, m
				kg	kg/m	kg	kg/m	
31	3.20	0.90	0.95	1.00	0.95	1.30	0.65	0.20
32	2.40	0.90	1.00	0.80	1.00	1.00	0.70	0.20
33	1.60	0.60	0.70	0.60	1.10	0.70	0.75	0.10
37	3.20	1.00	1.10	1.50	1.36	1.80	0.95	0.20
38	2.40	1.00	1.10	1.15	1.44	1.40	1.00	0.20
45	3.20	1.15	1.25	2.25	2.03	2.60	1.40	0.25
48	3.20	1.20	1.30	2.50	2.30	1.70	1.15	0.60
48	4.00	1.20	1.30	3.00	2.30	4.25	1.60	0.25
51	3.20	1.25	1.35	2.70	2.60	3.20	1.80	0.25
51	4.00	1.25	1.35	3.40	2.60	4.75	1.80	0.25

4.5.5.- BARRENOS DE LOS HASTIALES

Las voladuras de los hastiales y de la bóveda corresponden por lo común al tipo de voladuras denominado de recorte o poscorte perimetral. Las recomendaciones dadas en este apartado son para casos que no son voladuras de recorte. El bordo se toma igual a 0.90 veces el bordo de los barrenos ayudantes, el espaciamiento se considera de 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, en la tabla 4.15 se resumen estas características para distintos diámetros de barrenos.

Tabla 4.15.- Bordo, espaciamiento y carga en barrenos de los hastiales

Fuente: CFE, 1982. Manual de diseño de obras civiles. Obras subterráneas.

Diámetro del barreno, mm	Profundidad barreno, m	Bordo, m	Espaciamiento	Carga de fondo		Carga de columna		Zona de Retaque, m
				kg	kg/m	kg	kg/m	
31	3.20	0.80	0.95	0.50	0.95	0.90	0.40	0.40
32	2.40	0.80	0.95	0.40	1.00	0.65	0.40	0.40
33	1.60	0.55	0.65	0.30	1.10	0.45	0.45	0.30
37	3.20	0.90	1.10	0.75	1.36	1.20	0.55	0.45
38	2.40	0.90	1.10	0.60	1.44	0.85	0.60	0.45
45	3.20	1.00	1.20	1.10	2.03	1.80	0.80	0.50
48	3.20	1.10	1.30	1.20	2.30	2.00	0.90	0.55
48	4.00	1.10	1.30	1.50	2.30	2.50	0.90	0.55
51	3.20	1.15	1.40	1.40	2.60	2.10	1.00	0.60
51	4.00	1.15	1.40	1.70	2.60	2.70	1.00	0.60

4.5.6.- 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, la tabla 4.16 resume dichas características.

4.5.7.- POSCORTE PERIMETRAL

El control de la sobreexcavación es sobre todo, función de los procedimientos constructivos empleados y en segundo término de la geología. Esta técnica de voladura permite controlar el exceso de excavación en el perímetro de los túneles. Los procedimientos utilizados generalmente son de prueba y error, esto no es sorprendente cuando se tienen que considerar todas las variables geológicas involucradas en las voladuras de roca.

Tabla 4.16.- Bordo, espaciamento y carga en barrenos de bóveda

Fuente: CFE, 1982. Manual de diseño de obras civiles. Obras subterráneas.

Diámetro del barreno, mm	Profundidad barreno, m	Bordo, m	Espacia- miento	Carga de fondo		Carga de columna		Zona de Retaque, m
				kg	kg/m	kg	kg/m	
31	3.20	0.80	0.95	0.50	0.95	0.70	0.30	0.40
32	2.40	0.80	0.95	0.40	1.00	0.50	0.30	0.40
33	1.60	0.55	0.65	0.30	1.10	0.35	0.35	0.30
37	1.20	0.90	1.10	0.75	1.36	0.90	0.40	0.45
38	2.40	0.90	1.10	0.60	1.44	0.70	0.45	0.45
45	1.20	1.00	1.20	1.10	2.03	1.30	0.60	0.50
48	1.20	1.10	1.30	1.20	2.30	1.45	0.80	0.55
48	4.00	1.10	1.30	1.50	2.30	1.95	0.90	0.55
51	3.20	1.15	1.40	1.40	2.60	1.70	0.80	0.60
51	4.00	1.15	1.40	1.70	2.60	2.25	0.80	0.60

El método consiste en la aplicación de cargas 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 un acción cortante perimetral que desprende el bordo final con un daño reducido de las paredes. Estos barrenos se disparan después de los barrenos de piso. En la tabla 4.17 se proporcionan valores prácticos de espaciamentos, bordos y cargas, utilizando un explosivo de 1.2 a 1.3 g/cc. Una de las ventajas de emplear este procedimiento es la reducción del ademado, una de sus desventajas consiste en que no funciona en todas las formaciones, ya que si el terreno es demasiado débil para autosoportarse, las voladuras de poscorte no eliminan completamente la necesidad del ademe.

La dispersión de tiempo en el encendido de una hilera de barrenos de poscorte debe ser la menor posible, este puede hacerse con detonadores instantáneos; para la carga de estos barrenos se puede utilizar un alto explosivo de diámetro pequeño, como el godyne de 1" x 8", combinado con amoníaco.

Tabla 4.17.- Bordo, espaciamento y carga en barrenos de poscorte

Fuente: CFE, 1982. Manual de diseño de obras civiles. Obras subterráneas.

Diámetro del barreno, mm	Espaciamento m	Bordo m	Concentración de carga total, kg/m
38-45	0.60	0.90	0.18-0.38
51	0.75	1.05	0.18-0.38

4.5.8.- PRECORTE

El precorte implica una serie de barrenos a lo largo del perímetro de la excavación, generalmente de 1 1/2" a 4" de diámetro. Se recomienda utilizar explosivos de diámetro pequeño con espaciadores, para reducir la carga por barreno. Una de las ventajas del precorte consiste en una disminución del tiempo del ciclo de trabajo en el túnel, ya que al asegurar la excavación de la sección completa, ya no es necesario regresar a perforar y cargar las costillas ("salidos") después de la excavación primaria.

En el precorte los barrenos de contorno se disparan antes de efectuar la voladura propiamente dicha y actúa produciendo una grieta entre los barrenos de contorno (9). Como los barrenos quedan muy próximos entre sí, las grietas se forman siguiendo la línea de barrenos, por lo que la inclusión de barrenos vacíos puede mejorar los resultados. Cuando no existen limitaciones en las vibraciones del terreno se utiliza un encendido instantáneo, pero cuando es necesario limitar su magnitud, entonces se deben emplear microrretardos. La formación de grietas es menos eficiente con el encendido instantáneo; sin embargo cuando el retardo es muy grande tampoco se logra el precorte. La tabla 4.18 proporciona valores de espaciamientos y cargas para diferentes diámetros de perforación de barrenos de precorte.

El precorte es utilizado en rocas blandas y duras, presenta el inconveniente respecto al poscorte, de requerir un mayor número de barrenos.

Tabla 4.18.- Espaciamiento y carga en barrenos de precorte

Fuente: CFE, 1982. Manual de diseño de obras civiles. Obras subterráneas.

Diámetro del barreno, mm	Espaciamiento m	Concentración de carga total, 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

4.5.9.- RESUMEN DEL DISEÑO DE LOS BARRENOS FUERA DE LA CUÑA

Nomenclatura:

V = bordo o separación de la cavidad previamente abierta, en m

V₁ = bordo práctico, en m

H = profundidad del barreno, en m

q = carga específica, en kg/m³

- 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

a.- Barrenos ayudantes con proyección horizontal o hacia arriba

d (mm)	q (kg/m ³)
30	1.1
40	1.3
50	1.5
$h_b = H/3$	

$$V_1 \leq \left(\frac{H - 0.4 \text{ m}}{2} \right) \text{ (esta es una condición y no una base para el cálculo)}$$

$$\begin{aligned}
 E &= 1.1 V \\
 Q_{pk} &= 0.50 Q_{bk} \\
 h_o &= 0.5 V
 \end{aligned}$$

b.- Barrenos de piso

Las mismas características anteriores, excepto lo siguiente:

$$\begin{aligned}
 h_o &= 0.2V \\
 Q_{pk} &= 0.70 Q_{bk}
 \end{aligned}$$

c.- Barrenos ayudantes con proyección hacia abajo

Las mismas características de los barrenos ayudantes con proyección horizontal o hacia arriba, excepto la distancia entre barrenos (E):

$$E = 1.2V$$

d.- Barrenos de los hastiales

Se repiten las características anteriores, excepto V , Q_{pk} y h_b , que se calculan de la siguiente manera:

$$V = 0.90 \times \text{bordo de los barrenos anteriores}$$

$$Q_{pk} = 0.40 Q_{bk}$$

$$h_b = H/6$$

e.- Barrenos de la bóveda

Las mismas características anteriores, excepto Q_{pk} , que se determina con la siguiente expresión:

$$Q_{pk} = 0.30 Q_{bk}$$

4.6.- VIBRACIONES**4.6.1.- 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 (15):

$$V = K \times \left(\frac{R}{W^{1/2}} \right)^{-n}$$

donde,

V = velocidad máxima de partículas, en cm/s. La velocidad de partícula permisible es de 2 pulgadas/s.

K = constante de transmisión del terreno, determinada empíricamente. Esta constante depende del tipo y calidad de la roca que rodea a la carga explosiva y de la roca del sitio de medición.

R = constante relacionada con las características geológicas globales entre el sitio de la explosión y el sitio de medición.

W = distancia entre la explosión y los sitios receptores, en m.

n = carga máxima en kilogramos fuerza por periodo de retardo de ocho a más milisegundos.

$R/W^{1/2}$ = 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 puede utilizarse la ecuación anterior y la figura 4.6.

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.

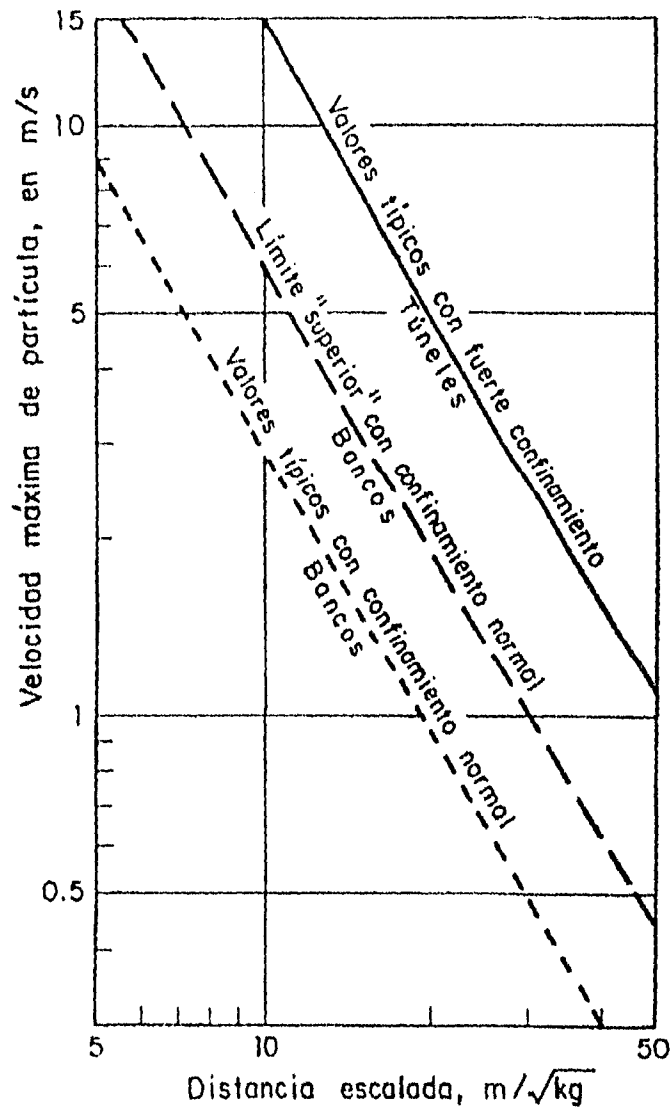


Figura 4.6.- Obtención de la máxima velocidad de partícula
Fuente: CFE, 1982. Manual de diseño de obras civiles. Obras subterráneas.

4.6.2.- MEDICIÓN DE LA VIBRACIONES

Para realizar un estudio completo de vibraciones y ruido, es necesario disponer de un instrumento especial llamado sismógrafo, el cual proporciona los siguientes resultados:

- Gráfica de las ondas de vibración y golpe de aire (ruido)
- Velocidad de partícula en sus tres ondas (longitudinal, vertical y transversal)
- Nivel de ruido en decibles y libras/pulgada cuadrada

4.6.3.- EFECTO DE LAS VIBRACIONES EN LAS ESTRUCTURAS

Uno de los criterios más usados en México para evaluar los daños por vibración a las estructuras convencionales es el que propone el Bureau of Mines of the United States (USBM). A fin de establecer cuales 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 las construcciones, la mayor parte del criterio de daños se basa en el comportamiento de este elemento estructural (15).

La tabla 4.19 muestra la correlación entre la máxima velocidad de partícula generada en el terreno por la onda sísmica y la magnitud de daño observado en las estructuras.

Tabla 4.19.- Daños causados a las estructuras en función de la velocidad de la partícula. Fuente: CFE,1982. Manual de diseño de obras civiles. Obras subterráneas.

Velocidad máxima de partícula (cm/s)	Naturaleza del daño
30	Caídos de roca en túneles sin revestir.
20	50% de probabilidad de daños mayores en los enyesados.
14	50% 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 U.S.B.M.

4.6.4.- MEDIDAS TÉCNICAS PARA REDUCIR LOS NIVELES DE VIBRACIÓN .

Las variables que más inciden para el control de la vibración son la carga por periodo de retardo, los tiempos de retardo, el bordo, el espaciamiento y la dirección de la iniciación (9,22).

Las siguientes recomendaciones son prácticas usuales para evitar los efectos adversos causados por la vibración, tanto en voladuras subterráneas como en voladuras a cielo abierto.

- a).- Reducir la carga explosiva por periodo de retardo, utilizando un tiempo de retardo por barreno o mas tiempos dentro de un sólo barreno.
- b).- Reducir bordo, espaciamiento y subbarrenación para tener un mejor alivio en la cara libre del banco.
- c).- Utilizar el factor de carga adecuado, cuando dicho factor es bajo, el material no es desplazado totalmente y esta energía incrementa la vibración.
- d).- No realizar voladuras cuando se tenga material suelto al frente de la cara libre del banco.
- e).- No realizar voladuras de mas de un segundo de duración, para evitar daños por frecuencia.
- f).- Seleccionar los tiempos de retardo adecuados de tal modo que la voladura progrese a lo largo del frente a una velocidad inferior a la del sonido del aire (menor de 340 m/s).

CAPÍTULO 5
PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACIÓN

5.1.- GENERALIDADES

Cuando se excava un túnel por el método convencional se suceden etapas sucesivas que siguen un orden repetitivo, en ocasiones traslapadas o simultáneas, y que en su conjunto forman un ciclo de trabajo que permiten un avance determinado. Este grupo de actividades, en su forma mas general son las siguientes:

- a.- TRAZO.
- b.- BARRENACIÓN.
- c.- CARGA Y VOLADURA.
- d.- VENTILACIÓN
- e.- AMACIZE DE CLAVE Y LATERALES
- f.- REZAGA.
- g.- COLOCACIÓN DE LOS SISTEMAS DE SOPORTE.
 - Anclajes
 - Concreto lanzado
 - Instalación de marcos metálicos

En rocas de muy buena calidad es posible que con las actividades indicadas en los incisos a) a f) (ciclo básico) sea suficiente para lograr el avance planeado. Sin embargo, conforme la calidad de la roca decrece, se deben considerar distintos tipos de soportes de la roca, que garanticen la seguridad y estabilidad en el interior de la excavación. Si las condiciones geológicas de la excavación lo permiten, entonces es posible que estas actividades se desarrollen sin interferir el ciclo básico de la excavación. En caso contrario, estos trabajos se hacen suspendiendo temporalmente las otras actividades y entonces se deben considerar para el cálculo del ciclo de trabajo.

Adicionalmente a las actividades mencionadas en los incisos (a) a (g), se deben tener presentes distintos tipos de instalaciones que aunque no forman parte del ciclo de trabajo, si son muy necesarias para lograr los avances programados. Estas actividades se realizan conforme avanza la excavación, y se deben planear para que no ocasionen interferencias. Dentro de estos trabajos se deben considerar los siguientes:

- Instalación de líneas de tuberías de aire comprimido.
- Instalación de líneas de alta y baja tensión
- Colocación de líneas y cárcamos de bombeo
- Colocación de tubería de ventilación
- Instalación de lámparas y cables de energía eléctrica
- Colocación de rieles y durmientes (si la rezaga es sobre vías)
- Instrumentación (instalación de estaciones de convergencia, extensometría y bancos de nivel)

La ventilación, la iluminación y el control del agua en el interior del túnel juegan un papel muy importante en la duración del ciclo de trabajo. En las tablas 5.1 y 5.2 se proporcionan los requerimientos de iluminación y ventilación, respectivamente, para las estructuras subterráneas durante su construcción.

Tabla 5.1.-Intensidad mínima de iluminación para las estructuras subterráneas

Fuente: Sinha,1989. Undergruond structures. Design and instrumentation

Área de trabajo	Intensidad mínima (foot candles)
Caminos de acceso	5
Áreas de trabajo en general	5
Frente de la excavación	10
Áreas de soldadura	30
Estación de primeros auxilios y oficina	50
Sanitarios y cuartos de limpieza	10
Almacenes	10
Talleres	30

Tabla 5.2.- Requerimientos mínimos de ventilación para las estructuras subterráneas

Fuente: Sinha,1989. Undergruond structures. Design and instrumentation

Concepto	Volumen mínimo de aire requerido
Número de trabajadores	200 ft ³ (5.70 m ³) /persona/minuto
Maquinaria con motor diesel	75 ft ³ (2.20 m ³) /H.P/ minuto
Diámetro del túnel	1,000 x diámetro de túnel ft ³ (28.32 m ³) / minuto

El espaciamiento usual entre ventiladores es de 600 a 900 m y estos generalmente son reversibles. Para túneles excavados con el método convencional el diámetro de la tubería de ventilación varía de 20 a 30".

5.2.- SECUENCIA DE EXCAVACIÓN

Existen varios métodos para realizar la excavación de túneles en roca, fundamentalmente se puede hablar de atacar el frente a sección completa, o bien, dividirlo en varias etapas. La elección de cualquier de los métodos depende básicamente de los siguientes factores:

- Tamaño de la sección
- Condiciones geológicas del macizo rocoso
- Equipo disponible

5.2.1.- SECCIÓN COMPLETA

Los túneles con sección transversal menor de 80 m² normalmente se excavaban en una sola etapa, es decir, a sección completa (figura 5.1). En términos generales es casi siempre más económico seleccionar una excavación a sección completa, que la excavación por etapas.

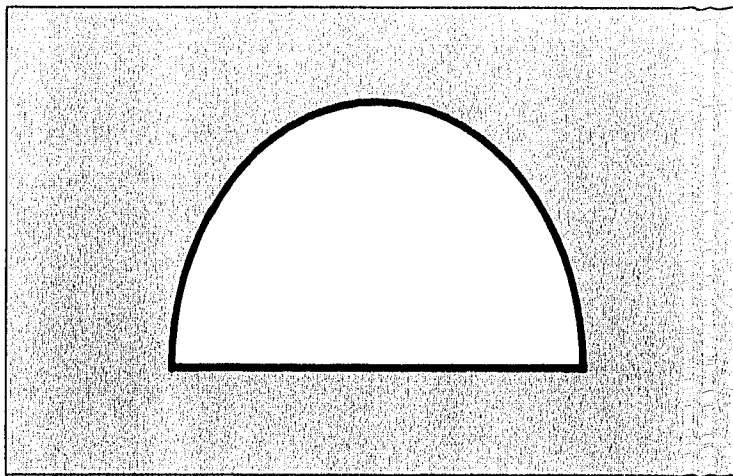


Figura 5.1.- Excavación a sección completa

Fuente: Sinha 1991. Underground structures. Design and construction

5.2.2.- POR ETAPAS

A manera de guía se puede considerar que los túneles con sección transversal mayor de 80 m² deben atacarse dividiendo la sección en dos o más partes. Estos procedimientos son utilizados en túneles con mala calidad de roca, el dividir la sección transversal permite reducir los riesgos potenciales originados por la inestabilidad del túnel durante la excavación.

5.2.2.1.- Media sección y banqueo

Con este procedimiento la sección transversal del túnel se divide en dos partes: una sección superior y el banqueo (figura 5.2). La excavación se inicia en la sección superior y posteriormente se realiza el banqueo en la sección inferior, el cual generalmente se lleva a cabo después de terminada la sección superior, aunque también puede realizarse a una cierta distancia atrás de dicho frente. Las perforaciones para el banqueo pueden ser realizadas en forma vertical u horizontal. Si las perforaciones del banqueo son horizontales, estas se hacen con el mismo equipo utilizado en la sección superior (jumbos), pero si son verticales, entonces se pueden hacer con un Track drill.

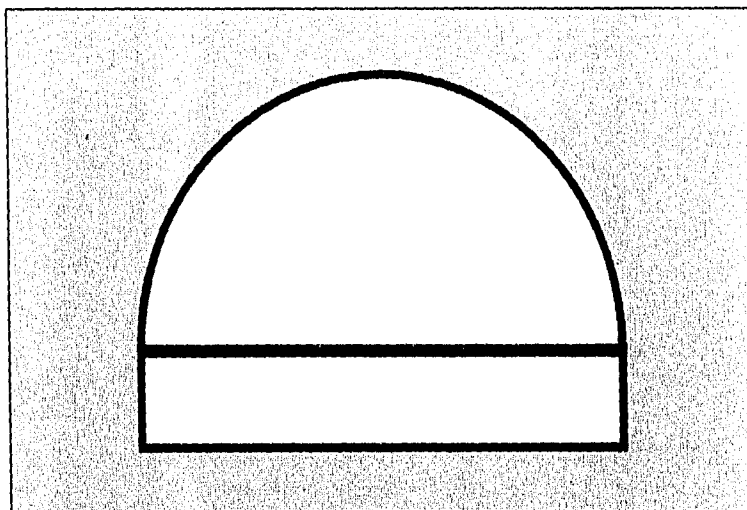


Figura 5.2.- Media sección superior y banco
 Fuente: Sinha 1991. Underground structures. Design and construction

5.2.2.2.- Método de etapas múltiples

En condiciones de roca de muy mala calidad, se debe considerar el fraccionar tanto la sección superior como la inferior en otras secciones más pequeñas (figuras 5.3 a, b, c y d), y procediendo a de inmediato con la colocación del soporte que proporcione la estabilidad a la excavación.

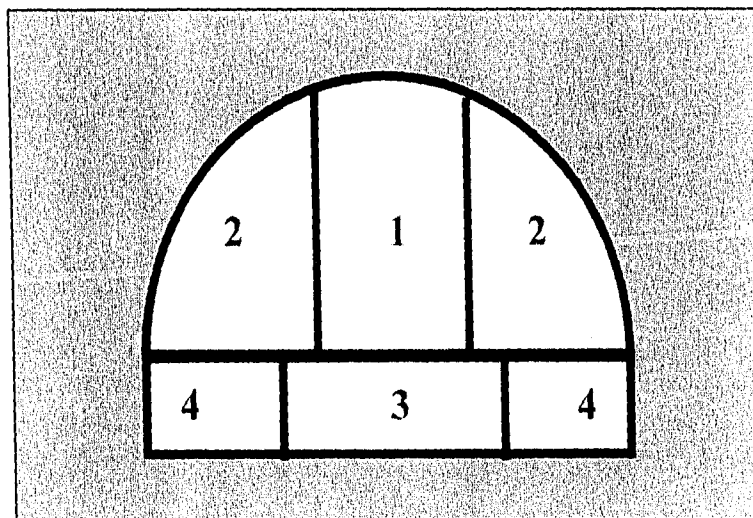


Figura 5.3a.- Método de etapas múltiples
 Fuente: AMITOS, 1985. Los túneles carreteros. Reunión conjunta

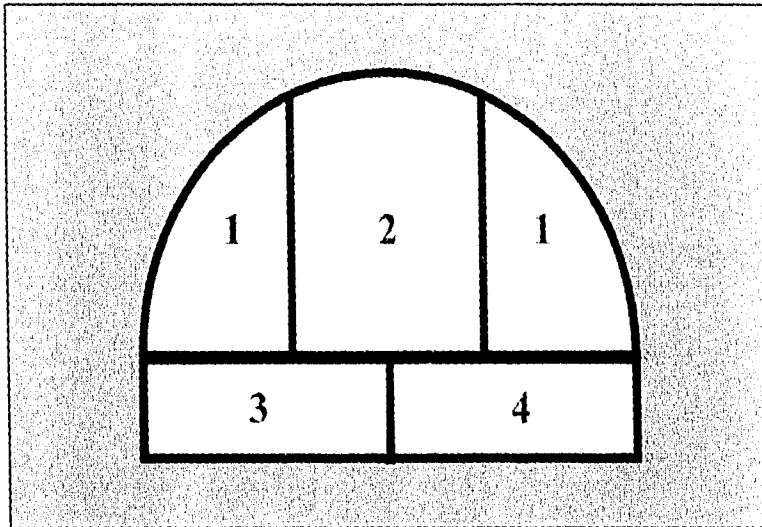


Figura 5.3b.- Método de etapas múltiples
Fuente: AMITOS, 1985. Los túneles carreteros. Reunión conjunta

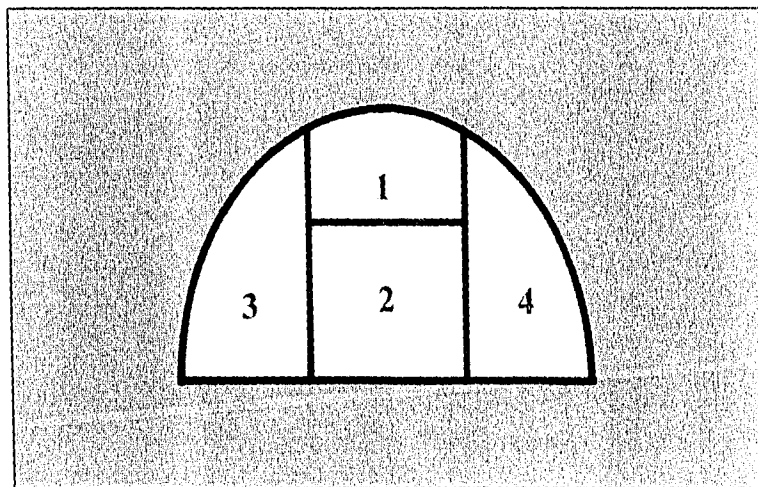


Figura 5.3c.- Método de etapas múltiples
Fuente: Schwenzfeier, A. 1996. Tunnels et ouvrages souterrains. num. 134

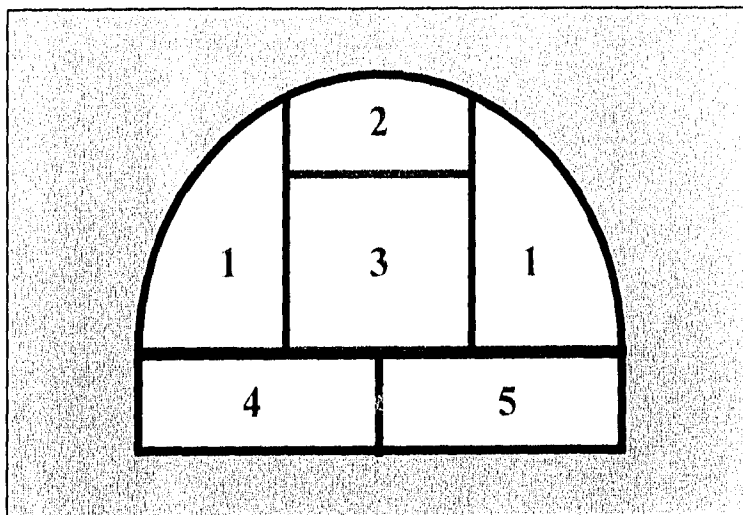


Figura 5.3d.- Método de etapas múltiples

Fuente: ICA, 1995. Manual de procedimientos constructivos para el túnel Acapulco

5.3.- SELECCIÓN DEL EQUIPO DE CONSTRUCCIÓN

5.3.1.- EQUIPO DE PERFORACIÓN

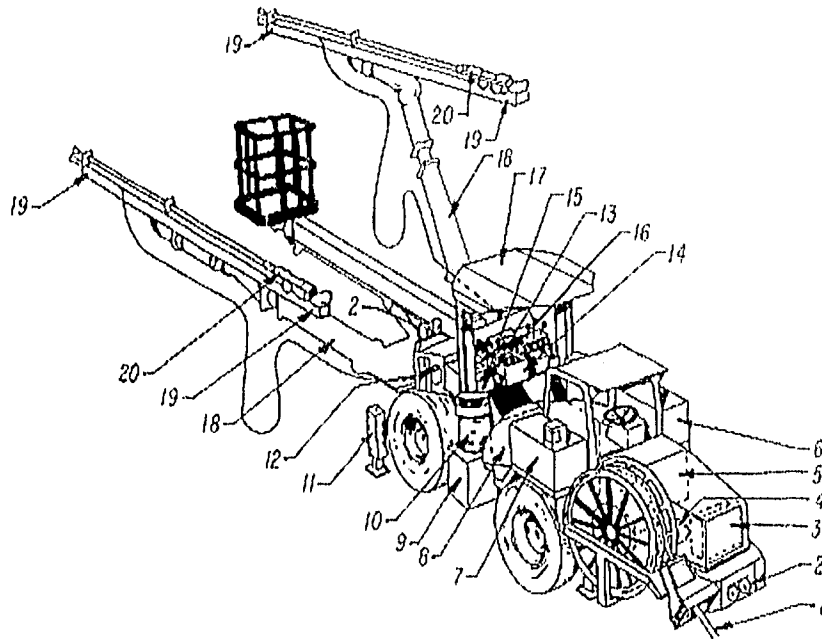
La barrenación se realiza fundamentalmente con jumbos de perforación, los que generalmente cuentan con uno o varios brazos de perforación (figura 5.4) .

Estas máquinas son perforadoras de percusión , que integran las siguientes cuatro funciones (figura 5.5):

- Percusión
- Avance (penetración)
- Rotación
- Lavado del barreno (con aire o agua)

Los jumbos mas comunes son de tipo neumático o hidráulicos, en general, los hidráulicos alcanzan mayores velocidades de penetración que los neumáticos.

Existen varios factores que intervienen en la selección del equipo de perforación, las consideraciones básicas a este respecto son el tamaño y la sección del túnel, así como el tiempo de ejecución de los trabajos.



(1) Cable eléctrico para 380 a 550 V. (2) Luces delanteras. (3) Compresor para el sistema de frenado. (4) Bomba hidráulica para la dirección y el movimiento de los brazos. (5) Tanque de reserva para aceite hidráulico. (6) Compresor para la limpieza y lubricación de la cabeza de la perforadora. (7) Cabina de corriente con sistema de seguridad para los motores eléctricos, también contiene equipo para convertir la corriente a 24 V dc. (8) Tanque principal de aceite hidráulico. (9) Bomba hidráulica (10) Motor eléctrico (11) Gato de nivelación (12) Lubricador de la perforadora (13) Panel de control de la perforadora (14) Controles y cabina eléctrica (15) Controles para los brazos hidráulicos. (16) Controles para los gatos de nivelación (17) Cabina protectora con altura de ajuste hidráulico (18) Brazos hidráulicos. (19) Mecanismos para detener y regresar las perforadoras. (20) Perforadora hidráulica. (21) Brazo para la plataforma de trabajo

Figura 5.4. Partes de un jumbo de perforación típico

Fuente: Sinha, 1991. Underground structures. Design and construction

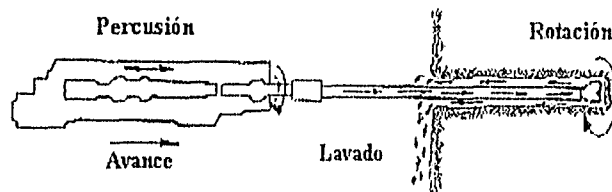


Figura 5.5.- Mecanismos de las perforadoras de percusión

Fuente: Sinha, 1991. Underground structures. Design and construction

Para lograr la máxima eficiencia de perforación se debe cuidar la secuencia de barrenación utilizada por el jumbo. El orden en que perforan cada uno de los brazos, debe ser tal no exista interferencia entre ellos, dividiéndose el número de barrenos a fin de que ninguno de los brazos permanezca ocioso durante la perforación. La figura 5.6 muestra un ejemplo de la secuencia de perforación para un jumbo de dos brazos. En dicha figura se puede ver que el brazo izquierdo perfora un número mayor de barrenos que el del lado derecho, sin embargo, dado que este último perfora los barrenos de la cuña, que son de un diámetro mayor, el total del tiempo en ambos casos, es aproximadamente el mismo.

En la práctica el avance por voladura, es del 90% al 95% de la longitud de barrenación, y este tiende a decrecer en perforaciones profundas, debido a el efecto de la desviación de los barrenos. Sin embargo, se debe tener presente que el avance por voladura esta determinado por la longitud del barreno vacío de mayor diámetro, como se puede apreciar en la figura 5.7.

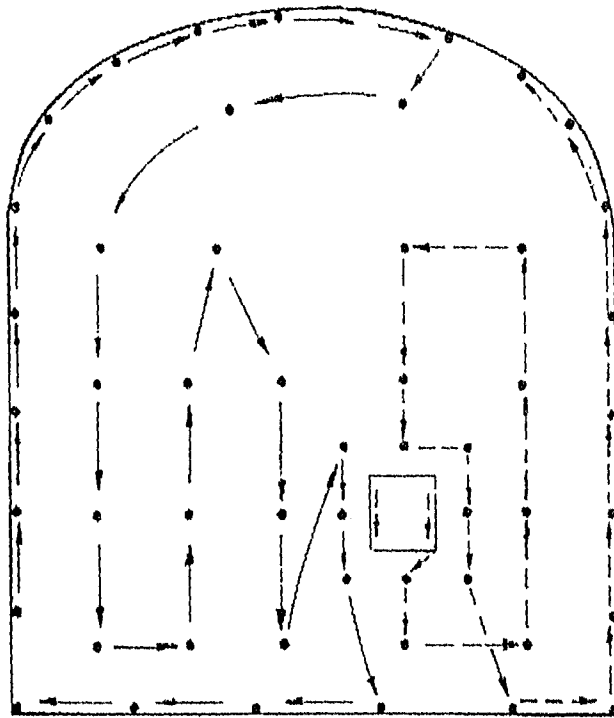


Figura 5.6.- Ejemplo de la secuencia de barrenación de un jumbo

Fuente: Sinha, 1991. Underground structures. Design and construction

5.3.2.- EQUIPO DE REZAGA Y TRANSPORTE

El equipo de excavación de túneles puede agruparse de acuerdo a su sistema de locomoción en dos grupos :

5.3.2.1.- Sobre vía

El equipo montado sobre vías se usa principalmente en túneles largos , de sección transversal pequeña y con problemas de ventilación; en general este sistema de transporte y rezaga es adecuado para túneles de 6 a 12 m² de sección transversal. Este sistema debe contemplar dispositivos de descarga, cambios de vía y patios para el manejo de la rezaga.

Las máquinas de tracción de los trenes de las vagonetas pueden ser diesel o eléctricas y la pendiente del túnel debe limitarse a valores por debajo de dos grados.

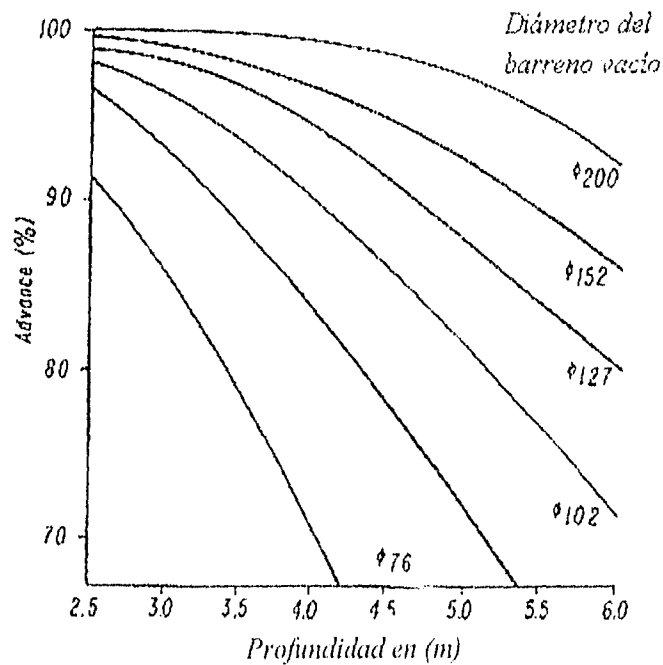


Figura 5.7- Avance en función de la profundidad de perforación y del diámetro del barreno vacío en cuñas de barrenos paralelos

Fuente: Sinha, 1991. Underground structures. Design and construction

5.3.2.2.- Sobre neumáticos

Este es quizá el método más utilizado en túneles, debido a que proporcionan una mayor maniobrabilidad y autonomía en los trabajos.

El rezagado puede hacerse con cargadores frontales o de descarga lateral con motores diesel, que cargan la rezaga a unidades de acarreo; o bien cargadores LHD (Load- Haul- Dump) con cucharones de gran capacidad, que no requieren de camiones para el manejo de la rezaga, siempre y cuando el acarreo sea corto.

No es económico acarrear la rezaga con cargadores frontales sobre neumáticos, a distancias mayores de 100-200 metros , por lo que para estos es imprescindible del uso de camiones.

La pendiente máxima a la que pueden transitar los cargadores LHD varía entre 15° y 20 °, en pendientes mayores y con piso irregular es preferible el equipo sobre orugas.

Cuando el acceso al túnel es a través de una lumbrera, la extracción de la rezaga se complica, y entonces se debe considerar su traspaso mediante un sistema de manto y equipo de volteo en la superficie para llevarla hasta los tiraderos.

5.3.3.- EQUIPO PARA CONCRETO LANZADO

El equipo usual para el concreto lanzado es el siguiente:

5.3.3.1.- Lanzadora

Existen diversos tipos de lanzadoras, pero las de mecanismo de “sistema de rotor” son las de mayor aceptación cuando el concreto es lanzado por vía seca. Este tipo de lanzadora trabaja con tamaños de agregados de hasta 20 mm, alcanzan producciones de hasta 10m³/hr, requieren un consumo de aire comprimido del orden de 8-12 m³/hr y pueden bombear el concreto a distancias del orden de 275m horizontales y 92m verticales. Cuando el concreto es lanzado por vía húmeda, el tipo de máquina mas utilizada es la bomba de pistón, que proporciona flujo continuo hasta la boquilla y los rendimientos alcanzados varían de 5 a 25 m³/hr.

Para el lanzamiento automatizado y cuando se requieren colocar grandes volúmenes, se utilizan brazos hidráulicos (“robots de lanzamiento”), dicho equipos cuentan con una bomba de pistones y el brazo de lanzamiento, este puede ir montado sobre orugas o sobre un vehículo portante (figura 5.8). En la tabla 5.3 y en la figura 5.9 se muestran datos técnicos de brazos hidráulicos de lanzamiento de la marca Aliva.

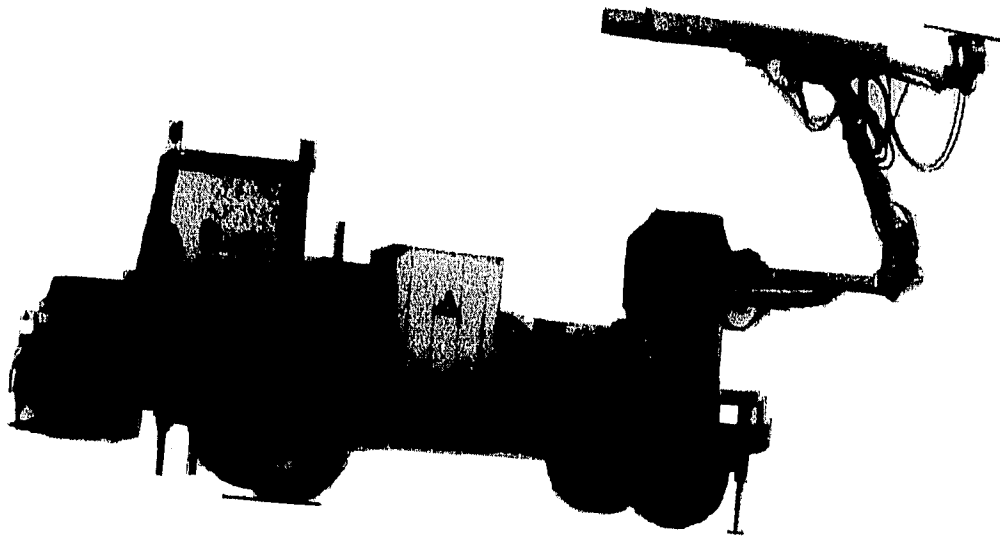


Figura 5.8.- Brazo de lanzado montado sobre camión

Fuente: AMITOS. Primer congreso mexicano de túneles y obras subterráneas, 1995

5.3.3.2.- Compresor

La presión de aire requerida en la línea de alimentación para las máquinas lanzadoras de tipo rotatorio es de 5.5 a 7 kg/cm², siendo el consumo de aire del orden de 400 a 600 PCM. Para el lanzado por vía húmeda el consumo de aire es de 400 PCM y la presión requerida es del orden de 5 kg/cm²

Tabla 5.3.- Datos técnicos de brazos de lanzado Aliva 305

Fuente: Folleto técnico publicado por Aliva

Brazo	Largo	Ancho	Alto	Peso	Dmax	dmin	Ymax	Ymin
305.1	4.5 m	1.0 m	1.7 m	1.50 ton	11.4 m	4.1 m	4.2 m	0.65 m
305.2	4.2 m	1.0 m	2.2 m	1.58 ton	12.6 m	5.3 m	4.8 m	1.25 m
305.3	5.4 m	1.0 m	2.2 m	1.66 ton	14.0 m	4.2 m	5.5 m	0.65 m

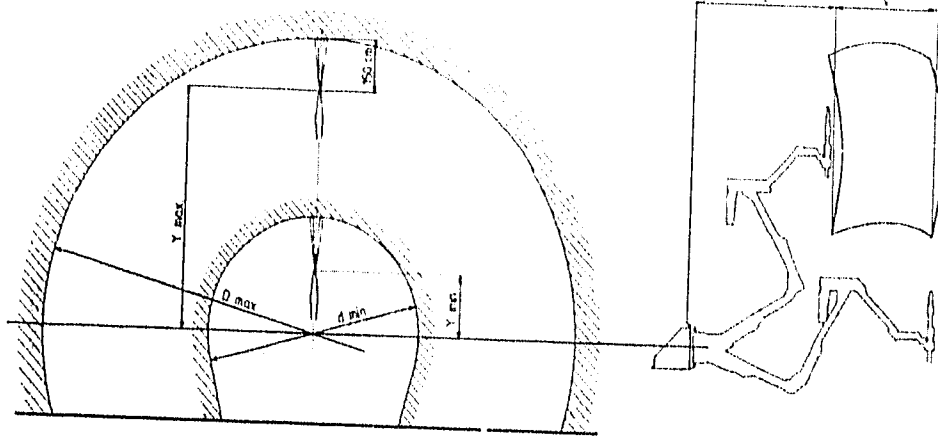


Figura 5.9.- Datos técnicos de brazos de lanzado Aliva 305
Fuente: Folleto técnico publicado por Aliva

CAPÍTULO 6
EJEMPLO PRÁCTICO: TÚNEL ACAPULCO

6.1.- GENERALIDADES

De acuerdo con un estudio de tránsito realizado por el gobierno del Estado de Guerrero en 1989, entre la glorieta de Las Cruces y el Anfiteatro, se concluyó que los accesos al puerto de Acapulco eran insuficientes para satisfacer el tránsito promedio diario anual que era del orden 30,000 vehículos por día. La Secretaría de Comunicaciones y Transportes y el Gobierno del Estado de Guerrero, después de analizar distintas alternativas, concluyeron que la mejor opción era la construcción de dos túneles gemelos, uno por cada sentido, con tres carriles cada uno, y con capacidad para canalizar cerca de 40,000 vehículos por día (7).

6.1.1.- LOCALIZACIÓN

El proyecto del túnel nuevo acceso Acapulco, localizado en el puerto del mismo nombre en el estado de Guerrero (figura 6.1), contempla la construcción de dos túneles paralelos de aproximadamente 3 km de longitud cada uno, que servirán para unir la Autopista del Sol proveniente de la Cd. de México, con la Costera Miguel Alemán, en el Puerto de Acapulco.

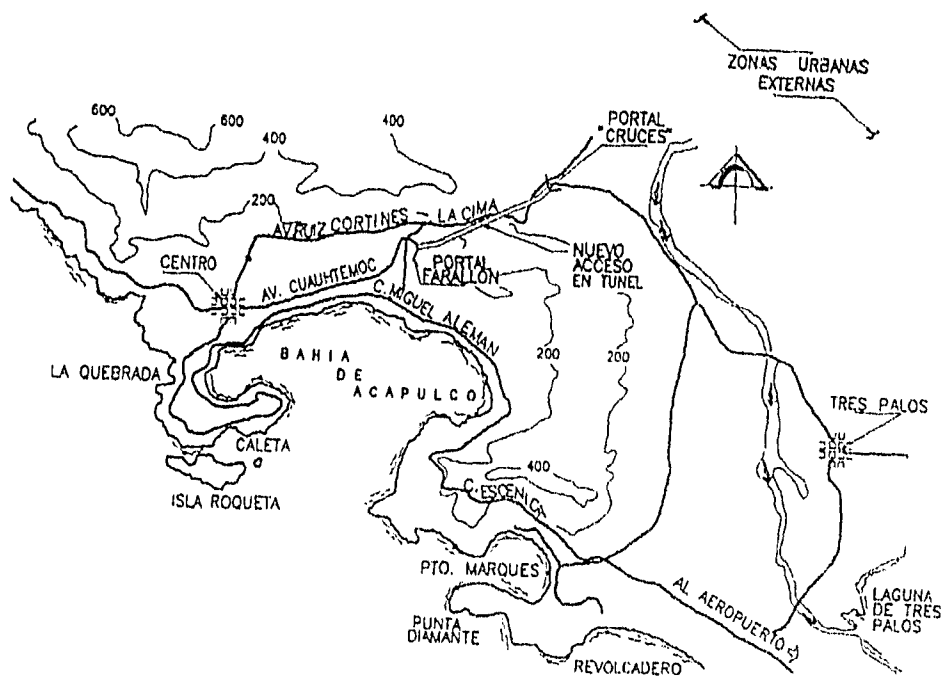


Figura 6.1.- Localización del túnel Acapulco

Fuente: AMITOS, 1995. Primer congreso mexicano de ingeniería de túneles y obras subterráneas.

6.1.2.- DATOS DEL PROYECTO

La figura 6.2 muestra la sección transversal del nuevo acceso ,ambos túneles tienen una sección transversal tipo portal y un área del orden de 102 m². Enseguida se enlistan las principales características del proyecto.

Longitud:	2,947.00 metros
Diámetro de la excavación:	Portales de 13.60m en su base
Sección tipo:	Portal
Número de carriles:	Tres de 3.5 m y dos banquetetas de 0.90 m
Pendiente dentro del túnel:	1.70%
Velocidad máxima:	110 km/hr
Pavimento en túnel:	Rígido
Sistema de ventilación:	Tipo longitudinal
Soporte definitivo:	Concreto lanzado $f'c= 250 \text{ kg/cm}^2$
Soporte definitivo en zona de emportalamiento:	Concreto armado $f'c= 250 \text{ kg/cm}^2$

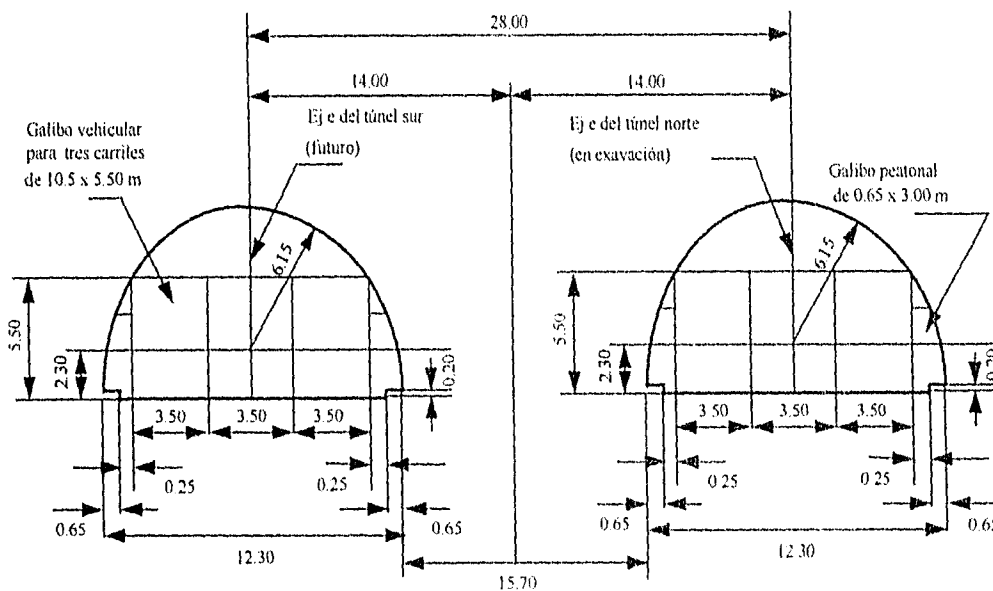


Figura 6.2.- Sección transversal de los túneles gemelos de Acapulco

Fuente: AMITOS,1995. Primer congreso mexicano de ingeniería de túneles y obras subterráneas.

6.2.- GEOLOGÍA

Las rocas más antiguas que afloran en Acapulco son las metamórficas, principalmente esquisto y gneiss de biotita. Adicionalmente afloran rocas intrusivas formadas por granito, diorita y graneodorita, de grano grueso y medio. Superficialmente ambos grupos de rocas se encuentran muy intemperizados, predominando el aspecto arenoso de los materiales hasta una profundidad aproximada de 10 m. Más abajo la roca se presenta fracturada e intemperizada hasta 15 ó 20 m de profundidad y después solo fracturada.

De la exploración geológica del sitio indicada en la figura 6.3, se puede determinar que el frente Las Cruces será excavado principalmente en roca metamórfica, en tanto que el frente Farallón, en roca intrusiva.

En el frente Las Cruces, los primeros 80 m se excavaron fundamentalmente en roca metamórfica (gneiss), intemperizada, poco cohesiva, que mejoró gradualmente con la profundidad. El contacto entre la zona intemperizada y la de mayor calidad se presentó en forma irregular haciendo que el frente presentara un techo de mala calidad. A partir de los 80 m, el frente presentó remanentes intrusivos de granito y diques de composición intermedia que intersecan diagonalmente al túnel, se presentan predominantemente cuatro sistemas principales de discontinuidades. De los 140 m en adelante, el macizo rocoso presentó un cuerpo intrusivo metamorfizado. La roca metamórfica es muy fracturada y presentó seis sistemas principales de discontinuidades.

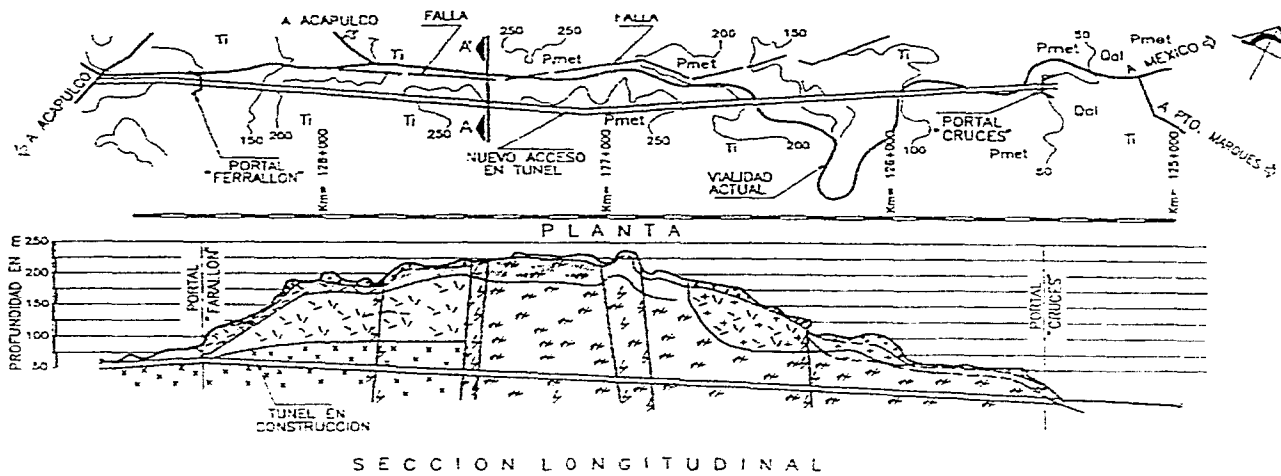
En el frente El Farallón el macizo rocoso se excavó en sus primeros 500 m en granito cruzado por numerosas fallas e intrusionado por diques de graneodorita. Se presentaron cuatro sistemas principales de discontinuidades mas uno aislado.

Las filtraciones de agua en ambos frentes fue poco significativa y se presentaron en gastos puntuales máximos, del orden de un litro por segundo.

6.3.- PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS

El túnel de Acapulco se excavó a través de sus portales acceso, quedando establecidas dos zonas de ataque, por el lado de la carretera costera Miguel Alemán se atacó con el frente El Farallón y por el lado opuesto con el frente Las Cruces.

Los procedimientos constructivos que se presentan son los utilizados para los portales de entrada y salida y para las zonas de roca clasificadas desde el punto de vista geotécnico como regular a buena y como mala a muy mala (7,24).



SIMBOLOS

- RELLENO
- DEPOSITO ALUVIALES (GRAVAS, ARENAS Y LIMOS)
- ARENAS Y LIMOS (PRODUCTO DE LA INTEMPERIZACION DEL GRANITO)
- GRANITO MUY INTEMPERIZADO
- GRANITO INTEMPERIZADO
- GRANITO
- ALTERNANZA DE GRANITOS Y DIORITAS
- DIORITA
- ROCA METAMORFICA MUY INTEMPERIZADA
- ROCA METAMORFICA INTEMPERIZADA
- ROCA METAMORFICA (GNEISS Y ESQUISTOS)
- GRANODIORITA
- CONTACTO ROCA METAMORFICA - GRANITO, SE PREVE PRESENCIA DE MATERIAL MUY FRACTURADO.
- ZONA FRACTURADA
- CONTACTO ENTRE MATERIAL DE DIFERENTE LITOLOGIA
- CONTACTO ENTRE ROCAS CON DIFERENTE GRADO DE INTEMPERIZACION

SIMBOLOS GEOLOGICOS

- DEPOSITOS ALUVIALES (GRAVAS, ARENAS Y LIMOS)
- ROCAS INTRUSIVAS (GRANITOS, GRANODIORITAS Y DIORITAS)
- ROCAS METAMORFICAS (GNEISS Y CUARCITAS)
- ZONA DE FALLA (CON LINEA INTERRUMPIDA CUANDO ESTA INTERIDA)

SIMBOLOS TOPOGRAFICOS

- EJE DE TUNEL
- CARRETERA PAVIMENTADA
- CURVAS DE NIVEL

Figura 6.3.- Planta y perfil geológico del túnel Acapulco

Fuente: AMITOS, 1995. Primer congreso mexicano de ingeniería de túneles y obras subterráneas

6.3.1.- PORTALES DE ENTRADA Y SALIDA

Para estas zonas, el ancho de la sección excavada es de 13.60 m, debido a que se requiere instalar marcos de acero como soporte provisional. La sección transversal del túnel se dividió en dos secciones una superior, formada por un medio círculo de 13.60 de diámetro; y otra inferior, que corresponde a un rectángulo de 13.60 m de largo por 2.65m de altura. El procedimiento constructivo general fue el siguiente:

- a).- Construcción de una rampa con material de rezaga, para alcanzar la media sección superior.
- b).- Barrenación y voladura de la cuña, a un metro de profundidad.
- c).- Ampliación de la cuña
- d).- Barrenación y voladura de perfilamiento en toda la media sección superior
- e).- Colocación de anclas y concreto lanzado en la sección recién excavada
- f).- Colocación de marcos metálicos separados a un metro de distancia, ademados con madera

Esta secuencia se repitió metro a metro en los dos frentes hasta encontrar un techo de túnel seguro, cambiando entonces la longitud de barrenación de un metro a tres metros de avance por ciclo; continuando con este procedimiento hasta aproximadamente 100 de longitud en el portal Farallón y 150 m en el portal Las Cruces.

6.3.2.- EXCAVACIÓN EN ROCA CLASIFICADA COMO REGULAR A BUENA

6.3.2.1. Procedimiento constructivo

Para estas zonas el ancho de la sección excavada se reduce de 13.60 a 12.80 m, debido a que no se requieren marcos de acero como soporte provisional. La excavación del túnel se realizó por etapas, dividiendo para ello la sección transversal en dos partes, una superior, la cual corresponde a un medio círculo con diámetro de 12.80 m, y otra inferior o zona de banqueo, que puede representarse como un rectángulo de 12.80 m de largo por 2.65 m de altura. A su vez la media sección superior se dividió en dos partes una de 8.57 y otra de 4.29 y la sección inferior en dos partes iguales como se puede ver en la figura 6.4.

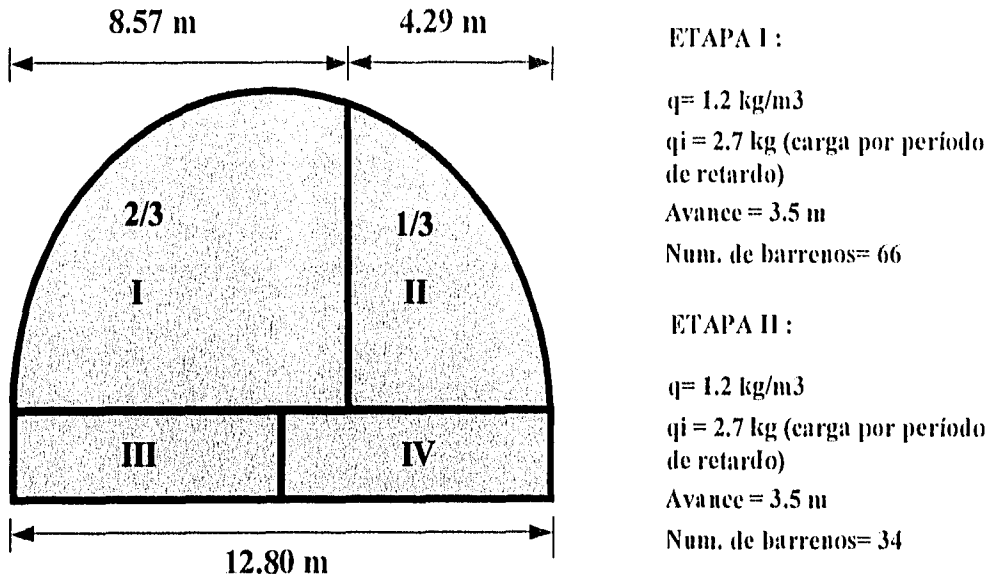


Figura 6.4.- División de la sección transversal en el frente El Farallón

Fuente: ICA, 1995. Manual de procedimientos constructivos del Túnel Acapulco.

La excavación se inició en la zona I; la zona II se atacó manteniendo una separación de 7 a 10 m entre ambos frentes, como se puede ver en la 6.5. La excavación en la sección inferior o zona de banqueo se realizó conforme avanzaba la media sección superior atacando un sólo lado y dejando el otro en forma de rampa para permitir el acceso a la media sección superior. El banqueo en la media sección inferior se realizó a una distancia tal que no se presentaran interferencias entre este frente y el de la media sección superior.

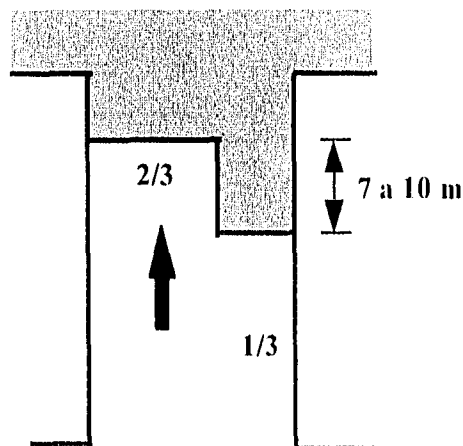


Figura 6.5.- Defasamiento entre las zona I y II de la media sección superior

Fuente: ICA, 1995. Manual de procedimientos constructivos del Túnel Acapulco.

El procedimiento constructivo que se presenta corresponde a la media sección superior, el banqueo no es abordado debido a su relativa facilidad de excavación. Los procedimientos de construcción utilizados en las dos zonas de la media sección superior son iguales, por lo que solo se presenta el correspondientes a los dos tercios izquierdos.

a.- Topografía

Las actividades de topografía en el interior del túnel son las siguientes:

- Se marca el eje del túnel
- Se marca el radio de sección superior .
- Se marcan en ángulos de 10° los barrenos para anclaje.

b.- Barrenación

Se procede a barrenar la sección superior izquierda (1) con un jumbo electrohidráulico autopropulsado de tres brazos, cuyo rendimiento aproximado es de 130 m/hr, utilizando dos brazos de perforación

La herramienta de perforación esta formada por : un zanco rope de 8 orejas de $1\frac{1}{2}$ " \varnothing , un cople de $1\frac{1}{2}$ " \varnothing con cuerda rope, una barra drifting de $14' \times 1\frac{1}{2}" \times 1\frac{1}{4}" \varnothing$, una broca de botones de $1\frac{7}{8}" \varnothing$ para los barrenos que llevan carga, una broca de $3" \varnothing$ para los barrenos quemados.

c.- Carga y voladura

La carga específica promedio utilizada fue de 1.2 kg/m^3 , utilizando en un principio como carga de fondo emulsión de $1\frac{1}{2}" \times 16" \varnothing$ (densidad de 1.20 kg/m^3) y anfomex para la carga de columna. La tabla 6.1 muestra los consumos de explosivos para 22 voladuras realizadas con este procedimiento.

La presencia de agua en el interior del túnel impidió el uso del anfomex, por lo cual los barrenos se cargaron únicamente con el alto explosivo. El adoptar esta medida permitió disminuir el tiempo de ventilación debido a que el uso del anfomex en presencia de agua contribuía a una mayor generación de gases, lo que demandaba un mayor tiempo para su extracción.

El sistema de detonación empleado es no eléctrico, a base de noneles en diferentes tiempos, la conexión de estos se hizo con primacord y su detonación con mecha y fulminante del número seis.

Tabla 6.1.- Consumos de explosivos de 22 voladuras realizadas en el frente El Farallón

Fuente: Información proporcionada por personal del grupo ICA, durante la construcción del túnel Acapulco

No de voladura	No. de barrenos	Profundidad (m)	Carga por barreno (Kg)	Factor de carga (Kg/m3)	Cordón detonante (m)	Alto explosivo(kg)	No. de nonces (pza)	Cañuela (m)	Fulminante (pza)	Avance (m)	Observaciones
233	97	3.5	2.31	1.59	125	225	97	2.45	1	3.5	VOLADURA EN 1/3,2/3 DE SECCION
234	90	3.5	2.5	1.05	120	225	91	2.5	1	3.5	VOLADURA EN 1/3,2/3 DE SECCION
235	104	3.8	3.3	1.33	135	346.94	96	2.7	1	3.5	VOLADURA EN 1/3,2/3 DE SECCION
236	95	3.8	3.1	1.27	135.66	295	95	2.55	1	3.5	VOLADURA EN 1/3,2/3 DE SECCION
237	120	3.8	2.5	1.29	140	300	120	2.5	1	3.5	VOLADURA EN 1/3,2/3 DE SECCION
238	120	3.8	2.5	1.29	138	300	120	2.5	1	3.5	VOLADURA EN 1/3,2/3 DE SECCION
239	120	3.8	2.5	1.29	140	300	121	2.5	1	3.5	VOLADURA EN 1/3,2/3 DE SECCION
240	100	3.8	2	0.86	140	200	101	2.5	1	3.5	VOLADURA EN 1/3,2/3 DE SECCION
241	102	3.8	3.18	1.3	135	325	102	5	2	3.5	VOLADURA EN 1/3,2/3 DE SECCION
242	120	3.8	2.5	1.29	140	300	121	2.5	1	3.5	VOLADURA EN 1/3,2/3 DE SECCION
243	95	3.8	3.16	1.29	140	300	96	2.5	1	3.5	VOLADURA EN 1/3,2/3 DE SECCION
244	101	3.8	2.97	1.26	140	300	101	2.5	1	3.5	VOLADURA EN 1/3,2/3 DE SECCION
245	102	3.8	3.02	1.303	148	308.75	102	2.8	1	3.5	VOLADURA EN 1/3,2/3 DE SECCION
246	100	3.8	2.5	1.08	140	250	101	2.5	1	3.5	VOLADURA EN 1/3,2/3 DE SECCION
247	80	3.8	3.1	1.03	138	245	80	2.8	1	3.5	VOLADURA EN 1/3,2/3 DE SECCION
248	90	3.8	2.5	0.95	120	225	91	2.5	1	3.5	VOLADURA EN 1/3,2/3 DE SECCION
249	84	3.5	3.5	1.32	145	290	84	2.5	1	3.5	VOLADURA EN 1/3,2/3 DE SECCION
250	91	3.5	3.1	1.28	158	280	91	2.5	1	3.5	VOLADURA EN 1/3,2/3 DE SECCION
251	85	3.8	2.6	0.97	130	225	86	2.5	1	3.5	VOLADURA EN 1/3,2/3 DE SECCION
267	110	3.5	2.5	1.5		275	111	2.5	1	3.5	VOLADURA EN 1/3,2/3 DE SECCION
268	97	3.5	2.6	1.38	155	250	97	2.8	1	3.5	VOLADURA EN 1/3,2/3 DE SECCION
269	98	3.5	2.22	1.38	155	217.95	98	2.8	1	3.5	VOLADURA EN 1/3,2/3 DE SECCION
270	110	3.8	2.73	1.15	140	300	111	2.5	1	3.5	VOLADURA EN 1/3,2/3 DE SECCION
Promedios	100	3.71	2.73	1.24	138	273.20	101	2.67	1	3.5	

Previamente a la voladura se retira el equipo, las lámparas mas próximas al frente, se protegen algunos equipos que quedan cerca de la zona de la voladura (interruptores, bomba de concreto lanzado, etc.) y todo el personal sale del túnel , excepto la persona que enciende la mecha. Una vez que se retira todo el personal y el equipo esta asegurado, se enciende una sirena y posteriormente se enciende la mecha; la sirena permanece encendida hasta que se escucha la detonación.

d.- Ventilación

La ventilación se suministra por medio de un ventilador de 1.2 m de diámetro que funciona, en reversa, como extractor de gases, y como inyector para suministrar aire fresco al frente.

Una vez realizada la voladura, se enciende el ventilador por un tiempo aproximado de 15 minutos, para expulsar los gases producidos por esta. Durante este lapso, no se permite el acceso de ninguna persona al interior del túnel, transcurrido este tiempo, entran los electricistas y el sobrestante para revisar el frente.

e.- Amacize y rezaga

Se lleva a efecto el amacize con barras de acero, retirando los fragmentos de rocas que a simple vista parezcan inestables y que representen riesgo para realizar las actividades subsecuentes. La rezaga del material producto de la voladura se hace utilizando para la carga, un cargador de descarga lateral 966; y para el acarreo, tractocamiones de 10 m³.

f.- Colocación de concreto lanzado

Terminada la rezaga, la sección recién excavada se protege con una capa de 8 cm de concreto lanzado reforzado con 50 kg/m³ de fibras de acero dramix 30/50, utilizando para ello un robot lanzador montado sobre un camión plataforma.

Cuando la presencia de agua en el frente impidió la colocación del concreto lanzado se optó por alguno de los siguientes procedimientos:

- Se procede con la perforación de barrenos de alivio para captar el escurrimiento, en 2 1/2" de diámetro por 3 m de longitud, utilizando el mismo jumbo de la perforación de barrenos para las voladuras de roca. Hecho el barreno se introduce un tubo de PVC ranurado y finalmente se calafatea la boca del barreno.
- En caso de no dar resultado la colocación de los drenes de alivio, se procede con la aplicación de concreto lanzado por vía seca colocándose, en caso necesario, en dos etapas y con el empleo de mallas.

g.- Anclaje

Terminando de colocar el concreto lanzado, se procede con la colocación del anclaje en aureolas perpendiculares al eje del túnel y espaciadas a cada 1.5 m entre si. Las figuras 6.6, y 6.7 explican el procedimiento utilizado , que consistió en lo siguiente:

- Perforación de barrenos de 1 3/4" de diámetro x 4.2 m de longitud, para ellos se utiliza el mismo jumbo que hace los barrenos de las voladuras.
- Llenar los barreno con resina
- Se coloca un tapón en la entrada del barreno y posteriormente se introduce el ancla, que es una barra de acero corrugada de 1" de diámetro por 4.2 m de longitud , la cual se introduce girándola en el interior del barreno con apoyo del jumbo.
- Al extremo libre del ancla se le coloca un remate hecho con una varilla de 1/2" o de 3/8" y finalmente se aplica una capa de concreto lanzado.

En forma adicional a la actividades mencionadas del inciso a) a f) se realizaban otros trabajos de tipo logístico, procurando que estos no interfirieran con el ciclo de avance . Estas actividades son : prolongación de las líneas de aire comprimido, de la tubería de ventilación, de las líneas de energía eléctrica, tuberías de agua, excavación de cárcamos de bombeo y la instrumentación ; todos estos trabajos eran ejecutados conforme avanzaba el túnel.

h.- Se repite el procedimiento para el tercio izquierdo

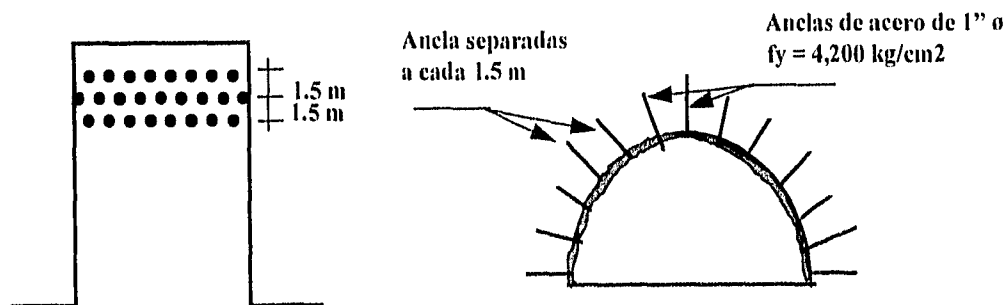


Figura 6.6.- Planta y perfil del sistema de anclaje

Fuente: ICA, 1995. Manual de procedimientos constructivos del Túnel Acapulco.

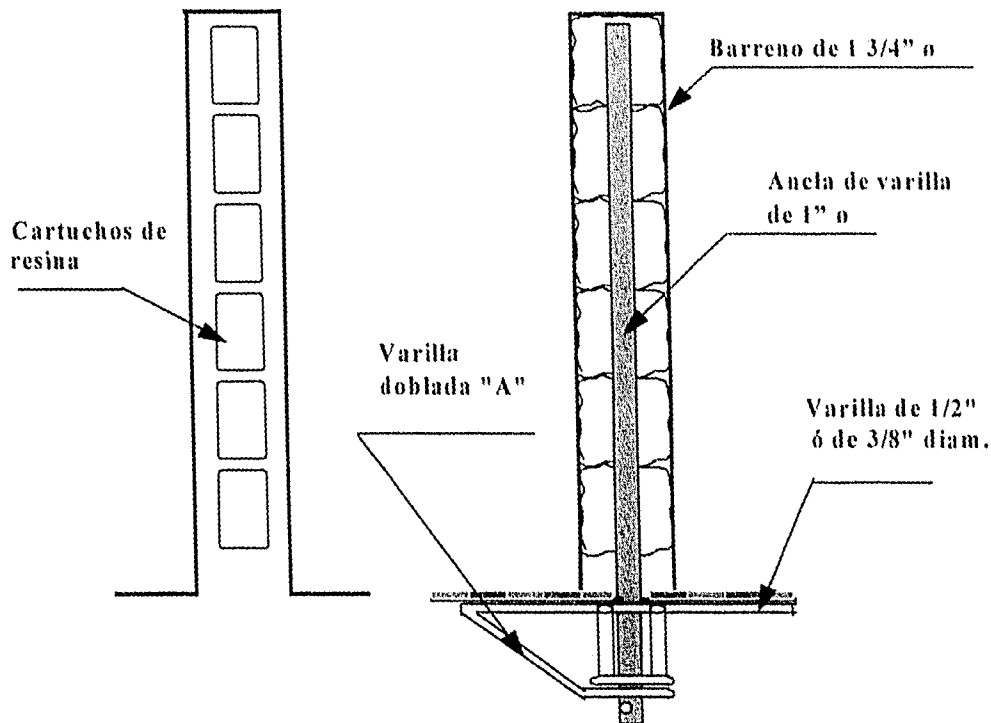


Figura 6.7.- Detalle de colocación de anclas

Fuente: ICA, 1995. Manual de procedimientos constructivos del Túnel Acapulco.

6.3.2.2.- Recursos

a.- Equipo

- **Barrenación**

1 jumbo autopulsado electro-hidráulico de tres brazos.

- **Rezaga**

1 cargador descarga lateral 966

10 tractocamiones

- **Concreto lanzado**

1 compresor de 750 PCM

2 autohormigoneras

1 bomba para concreto lanzado

1 brazo lanzador sobre camión plataforma

1 Silo de cemento 60 ton

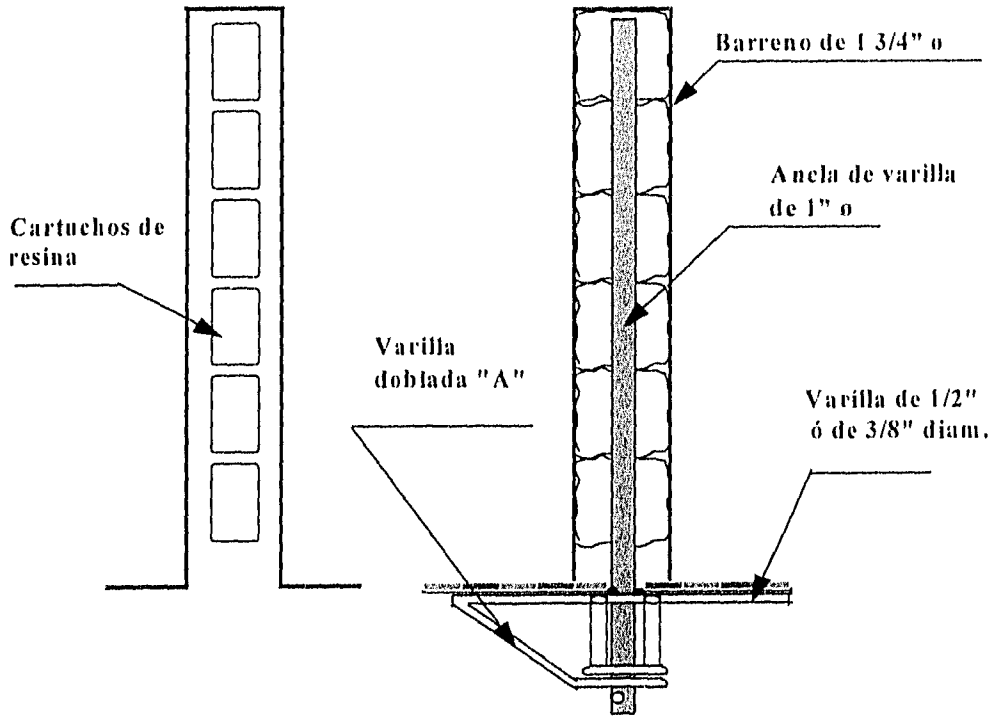


Figura 6.7.- Detalle de colocación de anclas

Fuente: ICA, 1995. Manual de procedimientos constructivos del Túnel Acapulco.

6.3.2.2.- Recursos

a.- Equipo

- **Barrenación**

1 jumbo autopulsado electro-hidráulico de tres brazos.

- **Rezaga**

1 cargador descarga lateral 966

10 tractocamiones

- **Concreto lanzado**

1 compresor de 750 PCM

2 autohormigoneras

1 bomba para concreto lanzado

1 brazo lanzador sobre camión plataforma

1 Silo de cemento 60 ton

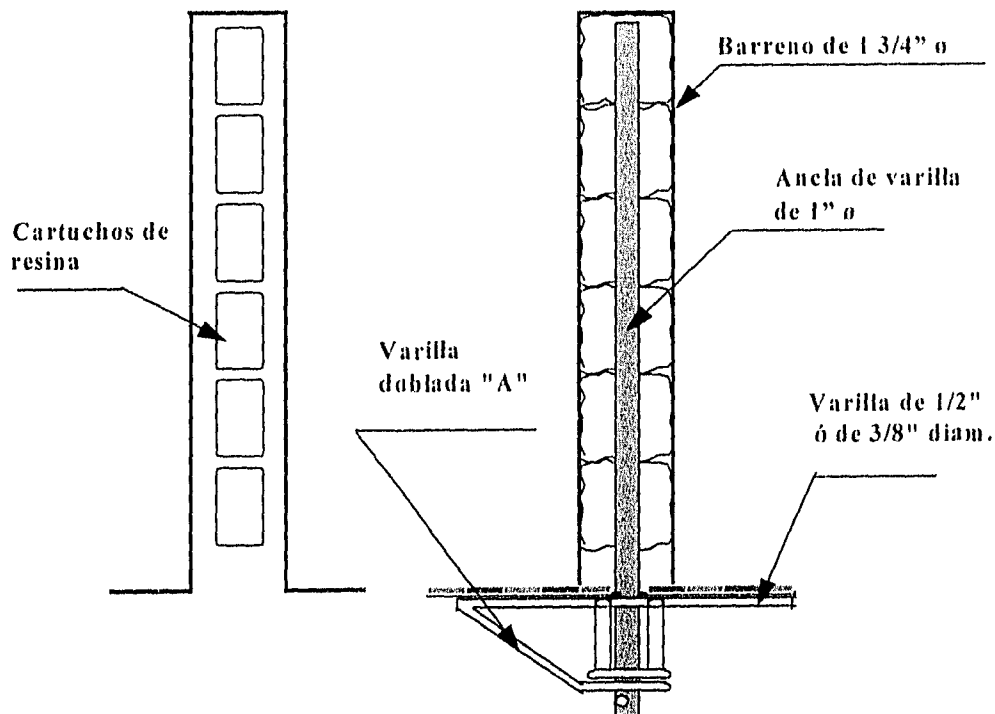


Figura 6.7.- Detalle de colocación de anclas

Fuente: ICA, 1995. Manual de procedimientos constructivos del Túnel Acapulco.

6.3.2.2.- Recursos

a.- Equipo

- **Barrenación**

1 jumbo autopropulsado electro-hidráulico de tres brazos.

- **Rezaga**

1 cargador descarga lateral 966

10 tractocamiones

- **Concreto lanzado**

1 compresor de 750 PCM

2 autohormigoneras

1 bomba para concreto lanzado

1 brazo lanzador sobre camión plataforma

1 Silo de cemento 60 ton

- **Anclaje**

1 jumbo autopulsado electro-hidráulico de tres brazos (compartido)
1 Grúa Hiab
2 Sierra de banco

- **Ventilación**

Ventilador de 1.20 m. ø

- **Suministro de energía**

1 subestación
1 planta de luz de 300 kw (solo emergencias)
1 Tanque de acero para diesel

- **Bombeo de agua**

2 camión pipa para agua
1 bomba sumergible de 4" de diámetro (desalojo de las filtraciones hacia fuera del túnel)
1 Bomba centrífuga de 2" (agua para el jumbo, para el concreto lanzado)
1 Tanque de acero para agua

- **Topografía**

1 equipo con rayo laser

b.- Mano de obra (un turno de 12 horas)

1 sobrestante
1 cabo de barrenación
1 cabo de lanzado
1 operador de jumbo tamrock
1 operador de cargador
10 operadores de tractocamión
1 operador de planta de luz y compresor
2 maniobristas
5 pobladores
1 chofer de camión plataforma
2 operadores de autohormigonera
1 operador de robot lanzador
1 operador de bomba de concreto
1 operador de bomba de achique
1 chofer de camión pipa
1 oficial soldador
10 ayudantes generales

c.- Materiales

Aditivo Meyco tcc 435
Aditivo Meyco tcc 765
Aditivo Pozzolith
Aditivo Rheobuild 3520
Aditivo Silica Fume
Agua
Alto explosivo
Arena
Barras de 14 ' de 1 1/2" x 1 1/4" cuerda rope
Bola de esponja (diablo) de 2 1/2" ø
Boquilla para concreto lanzado
Botas de hule
Broca para concreto de 3/8 "ø
Broca rimadora de 3" ø
Brocas de 1 7/8" x 1 1/4" cuerda rope
Caretas para soldador
Casco de seguridad
Cemento a granel
Cinta masking tape
Conexiones de 2 1/2" y 2 "
Coples de 1 1/2" cuerda rope
Ecord
Empaques de hule de 2 1/2" y 2"
Fainero de madera
Fibras de acero dramix
Fulminante (cápsula no. 6)
Grasa grafitada
Grava de 3/8"
Guantes largos de carnaza
Iniciadores no eléctricos (noneles) varios tiempos
Malla mosquitero
Manguera de 3/4" para aire
Mangueras para lanzado de 2 1/2" y 2" de 15 m
Mascarilla
Mecha blanca
Navaja
Petos de carnaza
Pinzas para fulminante
Portaelectrodo de 500 amp.
Primacord
Resina para anclaje (celtite)

Sirena de 127 volts
 Tanque de agua
 Tapón auditivo
 Petos de carnaza
 Pinzas para fulminante
 Portaelectrodo de 500 amp.
 Primacord
 Resina para anclaje (celtite)
 Sirena de 127 volts
 Tanque de agua
 Tapón auditivo
 Tubería Ventiflex de 1.20 m ϕ
 Tubo de 1 1/2 " PVC sanitario
 Tubo de cartón de 1 7/8" ϕ
 Tubo galvanizado de 1" ϕ
 Uña de 3/4" ϕ vástago
 Válvula de cierre rápido (esfera) de 3/4"
 Varilla corrugada de 1" ϕ de $f_y = 4\ 200\ \text{kg/cm}^2$ para anclas
 Yeso

6.3.3.- EXCAVACIÓN EN ROCA CLASIFICADA COMO MALA A MUY MALA

6.3.3.1.- Procedimiento constructivo

En estas zonas, el ancho de la sección excavada es de 13.60 m debido a que se requieren instalar marcos de acero como soporte provisional. La excavación del túnel se realizó dividiendo la sección transversal en dos partes, una superior; la cual corresponde a un medio círculo de 13.6 m de diámetro, y otra inferior formada por un rectángulo de 13.6 m de largo por 2.65 m de altura. A su vez la media sección superior se subdividió en tres partes, dos laterales de 5 m y un núcleo de 3.6 m; y la media sección inferior (zona de banqueo) se subdividió en dos partes iguales como se indica en la figura 6.8.

El ciclo de trabajo propiamente dicho se inicia con la perforación, carga y voladura en las zonas laterales (I), figura 6.8, de tal manera que el avance sea de 1.5 m y se obtenga la geometría indicada en la figura 6.9. La tabla 6.2 muestra los consumos de explosivos utilizados en 64 voladuras realizadas con este procedimiento.

Realizada la voladura, sin haber rezagado el material, se empieza a lanzar concreto reforzado con 50 kg/m³ de fibras de acero dramix ZP 30/.50 en un espesor de 8 cm, hasta donde lo permita la altura de la rezaga en la zona recién excavada (figura 6.10).

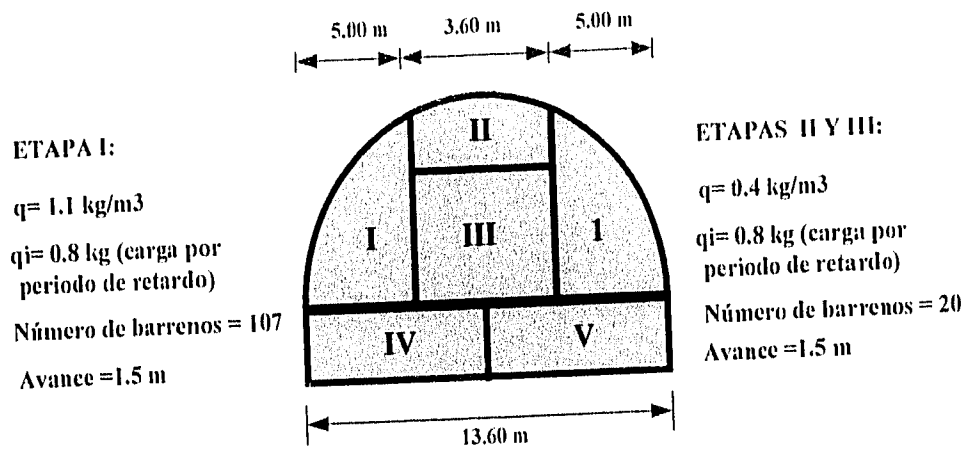


Figura 6.8.- División de la sección transversal en el frente Las Cruces
 Fuente: ICA, 1995. Manual de procedimientos constructivos del Túnel Acapulco

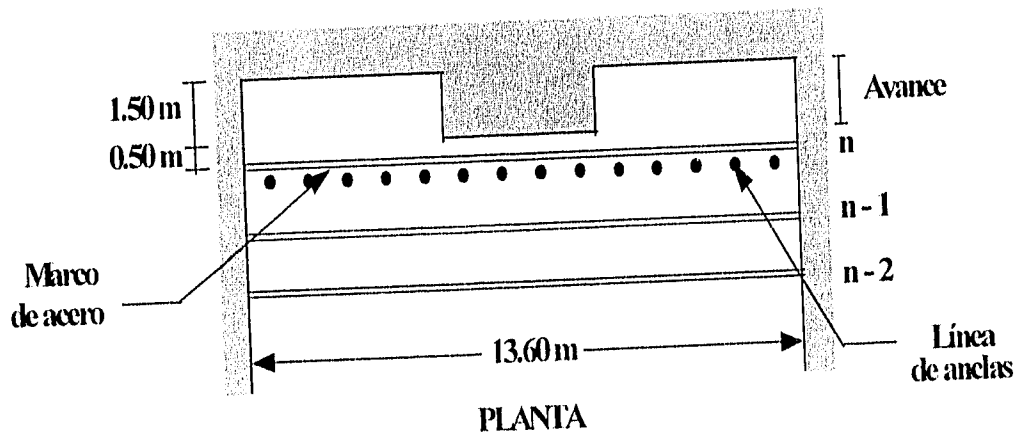


Figura 6.9.- Excavación de los tercios laterales de la media sección superior
 Fuente: ICA, 1995. Manual de procedimientos constructivos del Túnel Acapulco

Tabla 6.2.- Consumos de explosivos de 64 voladuras realizadas en el frente Las Cruces

Fuente: Información proporcionada por personal del grupo ICA, durante la construcción del túnel Acapulco

No. de voladura	No. de barrenos	Profundidad (m)	Carga por barreno(kg)	Factor de carga (kg/m ³)	Cerdón detonante (m)	Alto explosivo (kg)	No. de toneladas (pzs)	Cañuela (m)	Fulminante (pzs)	Avance (m)	Observaciones
60	6	1.2	0.416	0.36	8	2.3	6	1	1	1.1	VOLADURA EN RANURA
62	19	1.3	0.73	0.13	20	7.3	10	1.3	1	2	VOLADURA EN RANURA Y NUCLEO
67	15	1.7	0.8	0.2	23	19	13	1.1	1	1.5	VOLADURA EN RANURA Y NUCLEO
68	13	1.3	0.57	0.42	6	4	7	1	1	1.3	VOLADURA EN RANURA
70	17	1.3	0.59	0.4	20	10	13	1.1	1	1.3	VOLADURA EN RANURA Y NUCLEO
73	15	1.3	0.67	0.3	15	10	13	1.2	1	1.3	VOLADURA EN RANURA Y NUCLEO
77	10	1.7	0.92	0.68	12	6.3	7	1	1	1.3	VOLADURA EN RANURA
79	26	1.7	0.48	0.48	25	20	22	1	1	1.3	VOLADURA EN RANURA Y NUCLEO
83	23	1.7	0.95	0.5	20	22	23	1	1	1.3	VOLADURA EN RANURA Y NUCLEO
88	23	1.7	0.95	0.32	18	22	23	1	1	1.3	VOLADURA EN RANURA Y NUCLEO
93	19	2	1	0.35	20	16	16	1.2	1	2	VOLADURA EN RANURA Y NUCLEO
95	22	1.7	0.91	0.37	20	23	22	1	1	1.3	VOLADURA EN RANURA Y NUCLEO
97	39	1.7	0.96	0.67	15	28	29	1	1	1.3	VOLADURA EN RANURA Y NUCLEO
100	27	1.7	0.96	0.62	18	26	27	1	1	1.3	VOLADURA EN RANURA Y NUCLEO
102	35	1.7	0.94	0.83	20	33	35	2	2	1.3	VOLADURA EN RANURA Y NUCLEO
109	38	1.7	0.96	0.57	18	27	28	1	1	1.3	VOLADURA EN RANURA Y NUCLEO
113	18	1.7	0.85	0.35	30	13.7	16	1.3	1	1.3	VOLADURA EN RANURA Y NUCLEO
115	20	1.6	0.8	0.5	18	16.3	19	1.1	1	1.3	VOLADURA EN RANURA Y NUCLEO
Promedios	20	1.64	0.83	0.47	18	16.34	19	1	1	1.34	
61	92	1.7	1	1.1	50	75	96	2.2	2	1.3	VOLADURA EN LATERALES
63	96	1.7	1	1	50	80	96	2.2	2	1.3	VOLADURA EN LATERALES
65	100	1.7	1	1.3	55	100	100	2.1	2	1.3	VOLADURA EN LATERALES
66	96	1.7	0.83	1.09	60	80	96	2	2	1.7	VOLADURA EN LATERALES
69	102	1.7	0.98	1.25	60	100	102	2	2	1.3	VOLADURA EN LATERALES
71	110	1.5	0.86	1.26	58	80	92	1.2	1	1.3	VOLADURA EN LATERALES
72	106	1.7	0.84	1.2	60	90	106	2	2	1.3	VOLADURA EN LATERALES
74	110	1.7	0.9	1.4	60	100	104	2.2	2	1.3	VOLADURA EN LATERALES
75	104	1.7	0.84	0.92	50	95	104	2.2	2	1.3	VOLADURA EN LATERALES
76	104	1.7	0.81	1.3	55	85	104	2	2	1.3	VOLADURA EN LATERALES
78	125	1.7	0.84	1.16	60	95	104	2.2	2	1.3	VOLADURA EN LATERALES
80	104	1.7	0.87	1.3	55	85	104	2	2	1.3	VOLADURA EN LATERALES
81	120	1.7	0.83	1.3	60	95	104	2.2	2	1.3	VOLADURA EN LATERALES
82	115	1.7	0.83	1.3	60	100	120	3	3	1.3	VOLADURA EN LATERALES
84	120	1.7	0.84	1.28	60	90.5	115	2.2	2	1.3	VOLADURA EN LATERALES
85	120	1.7	0.84	1.28	60	100	120	2.2	2	1.3	VOLADURA EN LATERALES
86	120	1.7	0.7	1.2	60	85	130	2	2	1.3	VOLADURA EN LATERALES
87	122	1.7	0.84	1.27	55	105	122	2.2	2	1.3	VOLADURA EN LATERALES
91	112	1.3	0.87	1.2	65	86	94	1.2	1	1.3	VOLADURA EN LATERALES
92	120	1.7	0.7	1.2	55	85	120	2	2	1.3	VOLADURA EN LATERALES
94	115	1.7	0.73	1.2	50	85	115	2	2	1.3	VOLADURA EN LATERALES
96	114	2	1.12	1.3	75	110	98	1.3	1	2	VOLADURA EN LATERALES
98	108	1.7	0.78	1.2	50	85	108	2	2	1.3	VOLADURA EN LATERALES
99	112	1.7	0.76	1.2	50	86	112	2	2	1.3	VOLADURA EN LATERALES
101	104	1.7	1.03	1.3	80	93	89	1.3	1	1.3	VOLADURA EN LATERALES
104	108	1.7	1	1.3	75	95	94	1.3	1	1.3	VOLADURA EN LATERALES
105	112	1.7	0.84	1.3	80	103	112	2	2	1.3	VOLADURA EN LATERALES
107	50	1.7	0.84	1.1	30	42	50	1.2	1	1.3	VOLADURA EN LATERAL DE
108	108	1.7	1.02	1.35	80	97	95	1.3	1	1.3	VOLADURA EN LATERALES
110	115	1.7	0.93	1.3	60	110	115	2.2	2	1.3	VOLADURA EN LATERALES
112	120	1.7	0.84	1.3	60	108	120	2.2	2	1.3	VOLADURA EN LATERALES
117	100	1.2	0.57	0.7	55	57	100	2	2	1	VOLADURA EN LATERALES
118	102	1.2	0.98	0.7	50	58	102	2.2	2	1	VOLADURA EN LATERALES
119	90	1.2	0.5	0.8	40	39	58	1.3	1	1.3	VOLADURA EN LATERALES
121	100	1.2	0.63	0.8	50	65	100	2	2	1	VOLADURA EN LATERALES
123	80	1.2	0.73	0.8	60	69	80	2.3	2	1	VOLADURA EN LATERALES
124	102	1.3	0.49	1.07	60	60	91	1.3	1	1.3	VOLADURA EN LATERALES
125	113	1.5	0.62	0.98	60	80	113	2.3	2	1.3	VOLADURA EN LATERALES
130	130	1.7	0.7	0.93	60	90	110	2.4	2	1.3	VOLADURA EN LATERALES
132	148	1.7	0.73	1.1	60	90	110	2.3	2	1.3	VOLADURA EN LATERALES
135	140	1.7	0.89	0.8	50	100	110	2	2	1	VOLADURA EN LATERALES
134	130	1.7	0.83	1.3	75	82	97	1.3	1	1.3	VOLADURA EN LATERALES
137	110	1.7	0.85	0.9	50	100	110	2	2	1	VOLADURA EN LATERALES
138	132	1.8	1	1.32	85	100	100	1.5	1	1.8	VOLADURA EN LATERALES
137	110	2	0.9	0.74	50	100	110	2	2	1.3	VOLADURA EN LATERALES
138	110	2	0.9	1	50	100	110	2	2	1.3	VOLADURA EN LATERALES
139	110	2	1.13	1.3	100	120	106	1.3	1	2	VOLADURA EN LATERALES
Promedios	107	1.65	0.84	1.14	60	89.84	103	2	2	1.44	
Gran prom.		1.65	0.83	0.80		51.69		2	1	1.49	

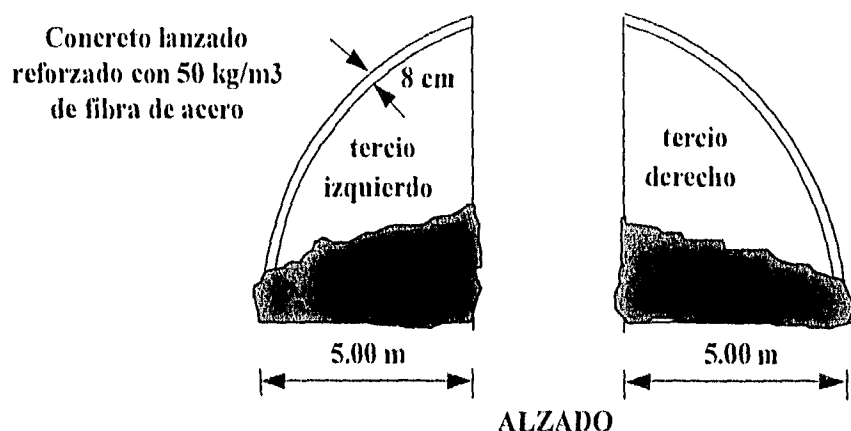


Figura 6.10.- Colocación de concreto lanzado reforzado con fibras de acero, en los dos tercios de la media sección superior. Fuente: ICA, 1995. Manual de procedimientos constructivos del Túnel Acapulco

Posteriormente se rezaga el material producto de la voladura y se termina el lanzamiento de concreto en las zonas que estaban cubiertas por la rezaga. Terminada la rezaga se procede a colocar las anclas en la forma mostrada en la figura 6.11 y 6.12.

Estas actividades se repiten nuevamente sobre los laterales, es decir, se vuelven a realizar las voladuras a una profundidad de 1.5 m, se lanza concreto reforzado con fibras de acero y se coloca el anclaje, obteniendo un avance total de 3 m. La figura 6.13 esquematiza el procedimiento hasta esta etapa.

Terminado el anclaje, se procede a excavar una ranura en el núcleo de 2 m de altura y 1.50 m de penetración, demoliendo con martillo o utilizando explosivos, si el material lo permite, y cuidando que la carga sea la adecuada para no dañar el techo de la excavación (figura 6.14). Hecha la excavación se lanza inmediatamente 8 cm de concreto reforzado con 50 kg/m3 de fibras metálicas para proteger la clave.

Una vez protegida la clave de la excavación se procede a colocar las dos medias lunas del marco de acero $n + 1$ a una distancia de 1.5 m respecto al marco anterior como se indica en la figura 6.15. Previamente se deben tener colocadas las rastras que reciben estas partes, el procedimiento de colocación de marcos en su conjunto es el siguiente :

- Con el auxilio del rayo laser se alinea y se marca el nivel de rasante y el nivel superior de la rastra

- Se une el segmento de la rastra anterior con la nueva, soldándose en el patín superior una placa de 1/2" de 20 x 24 cm y dos más de las mismas dimensiones en la unión de las almas (una por el frente y la otra por detrás). Las placas que unen las almas también se unen con tornillos de 3/4" x 2" .
- Transporte de las dos "medias lunas" a el frente por medio del cargador 966 .
- Se colocan las dos medias secciones y se sueldan a las rastras
- Se atornillan las dos medias secciones en la parte de la clave con tornillos de 3/4" x 2"
- Se procede con la colocación de tensores y madera de retaque entre la roca y el marco.

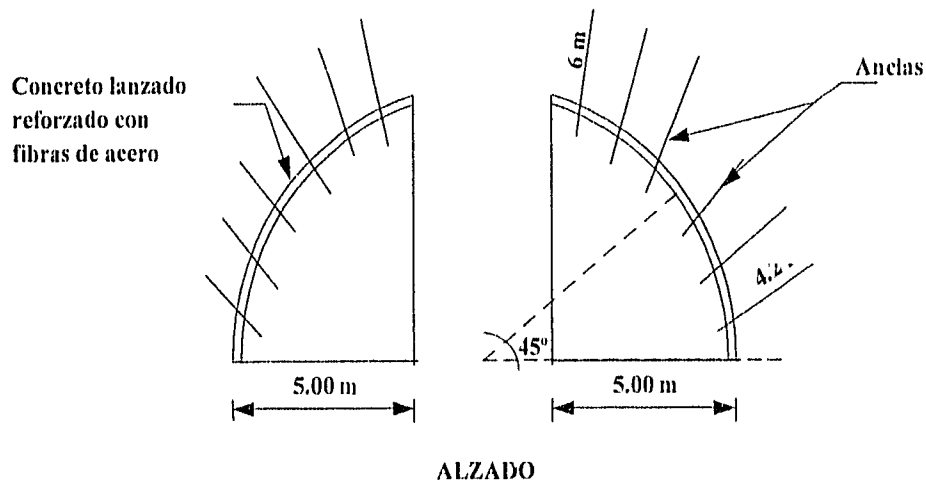
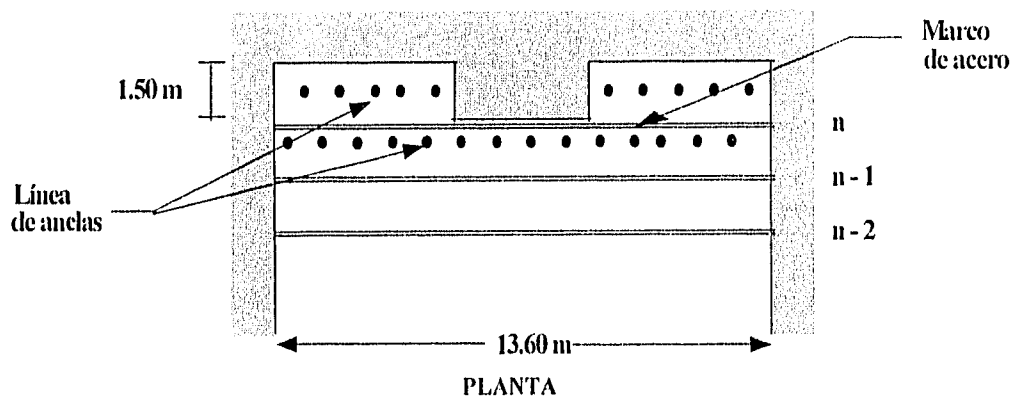


Figura 6.11.- Colocación de anclas en los laterales

Fuente: ICA, 1995. Manual de procedimientos constructivos del Túnel Acapulco

El ademado del marco con madera es una actividad que puede consumir demasiado tiempo cuando existe una fuerte sobreexcavación en el frente, retrasando el resto de las actividades. Por esta razón es muy importante observar el comportamiento del explosivo en la roca y la variación de esta a fin de adecuar la carga para sobreexcavar lo menos posible.

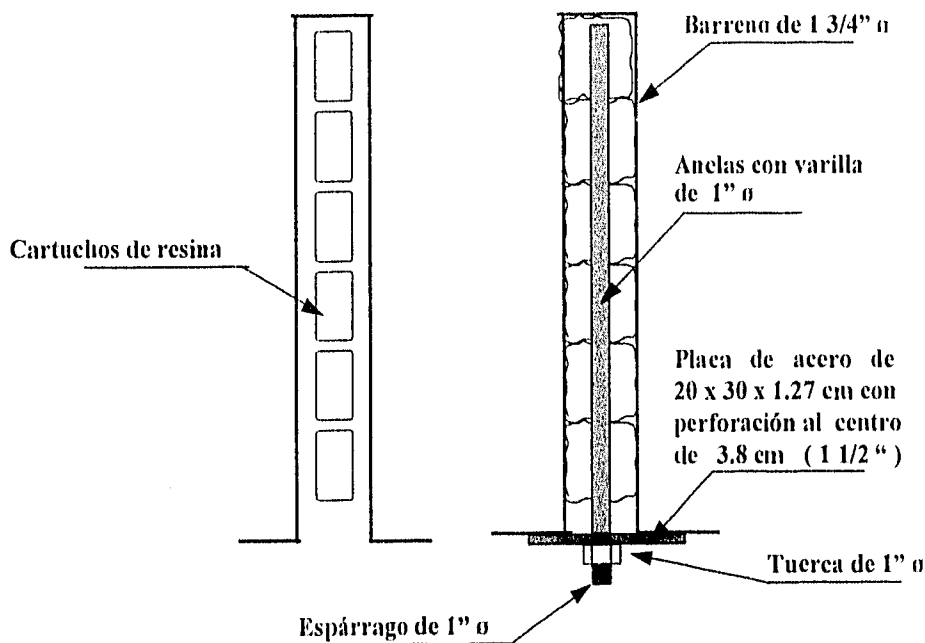


Figura 6.12.- Detalle del anclaje para la media sección superior
 Fuente: ICA, 1995. Manual de procedimientos constructivos del Túnel Acapulco

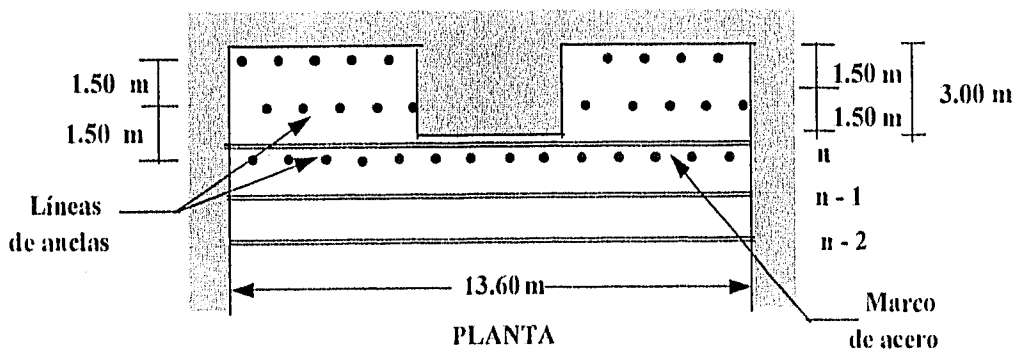


Figura 6.13.- Excavación de los laterales hasta una profundidad de tres metros
 Fuente: ICA, 1995. Manual de procedimientos constructivos del Túnel Acapulco

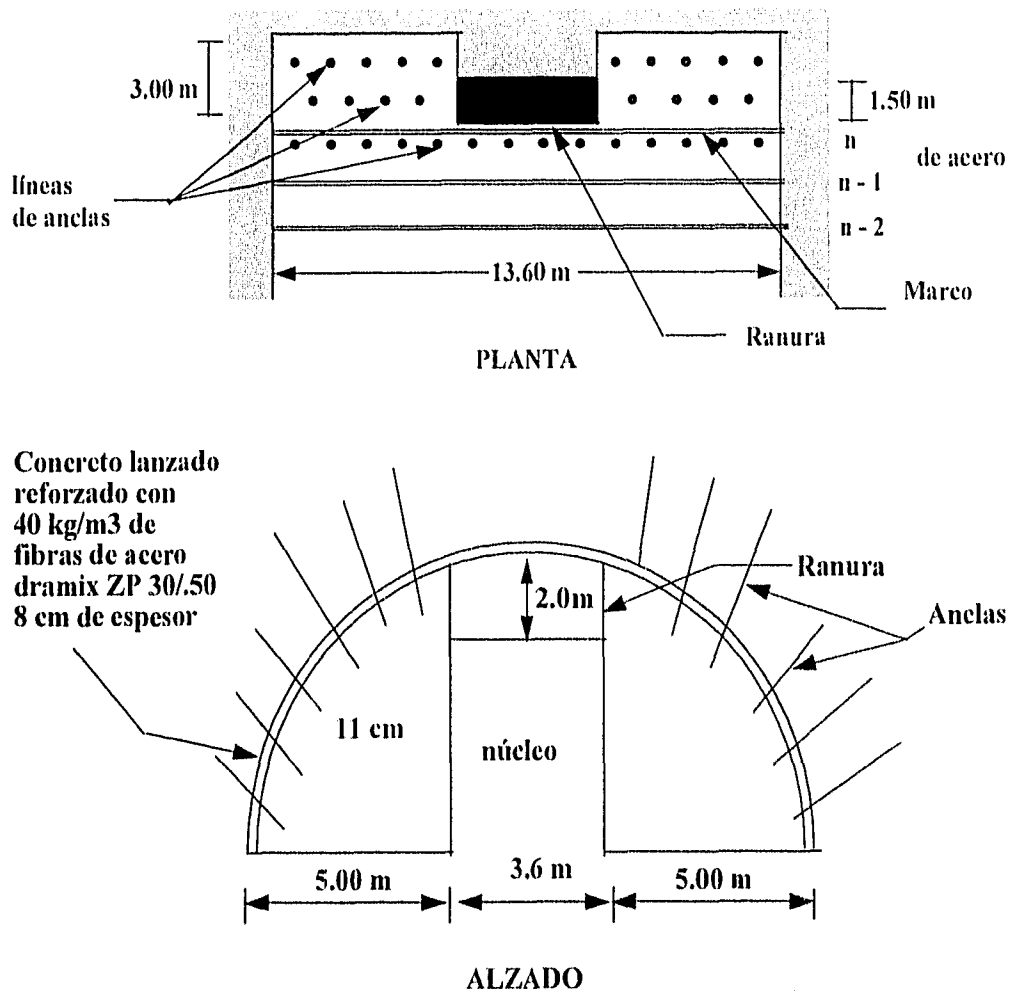


Figura 6.14.- Excavación de la porción superior del tercio central

Fuente: ICA, 1995. Manual de procedimientos constructivos del Túnel Acapulco

Después de colocar y ademar el marco, se procederá a excavar el resto del núcleo mediante barrenación y explosivos a una profundidad de 1.5m. Hecha la voladura, se rezaga el material del núcleo y posteriormente se procede a terminar el anclaje de la clave, como se indica en la figura 6.16 . Hasta etapa se incluyen todas las actividades que integran el ciclo principal para obtener un avance de 1.5 m; para iniciar un nuevo ciclo se vuelven excavar 1.5 m en los dos laterales, manteniendo siempre un pilar de 1.5 m en el tercio central para mantener estable la excavación.

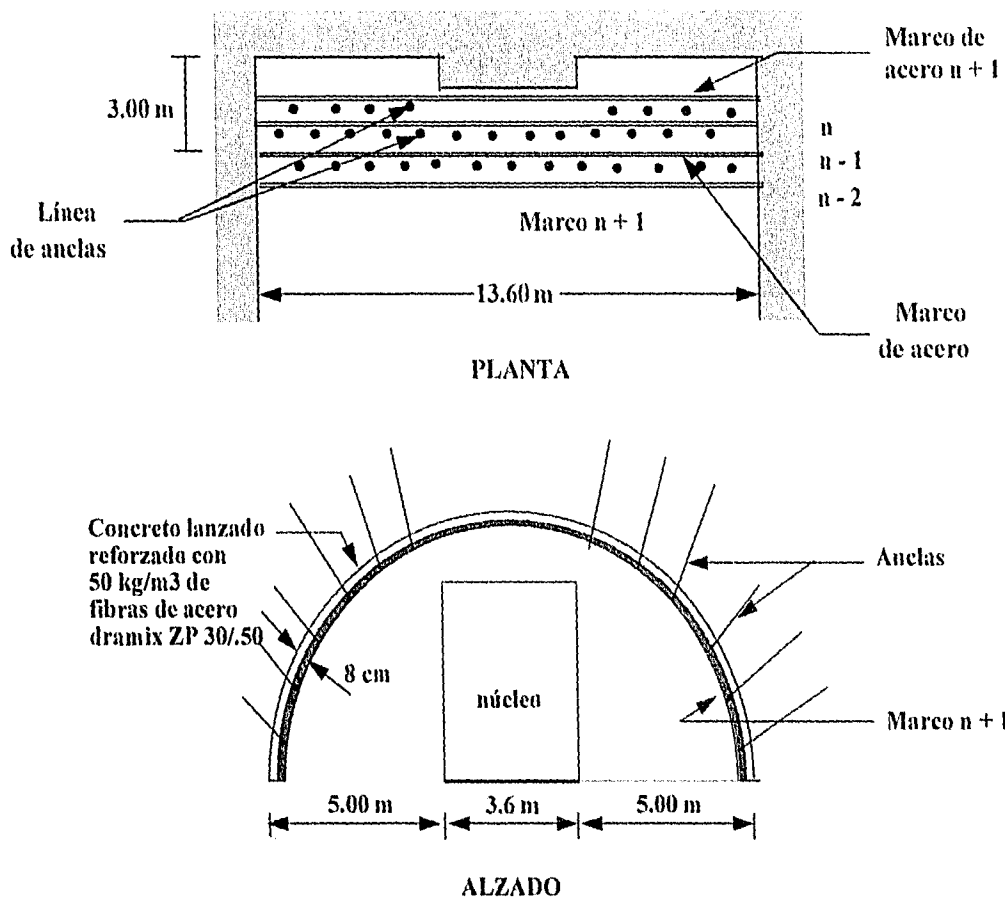


Figura 6.15.- Colocación del marco n+1

Fuente: ICA, 1995. Manual de procedimientos constructivos del Túnel Acapulco

6.3.3.2.- RECURSOS

a.- Equipo

- **Barrenación**

1 jumbo autopulsado electro - hidráulico de tres brazos.

1 Retroexcavadora modelo 220*

1 Martillo hidráulico modelo TABE 1200*

1 Martillo neumático modelo. TX 11*

1 Martillo neumático modelo TX 41*

* Cuando no era posible el uso de explosivos

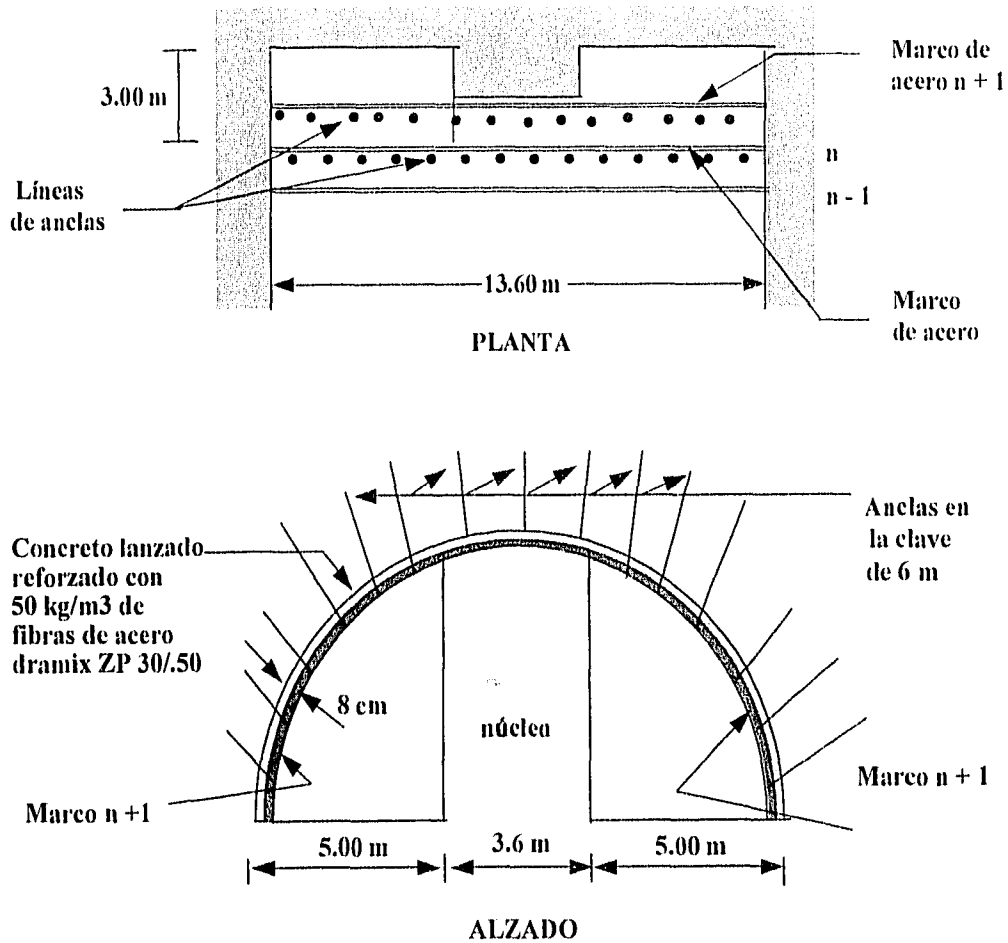


Figura 6.16.- Colocación de anclas en la clave

Fuente: ICA, 1995. Manual de procedimientos constructivos del Túnel Acapulco

- **Rezaga**

1 cargador descarga lateral 966
 10 tractocamiones

- **Concreto lanzado**

1 brazo lanzador sobre camión
 2 autohormigoneras
 1 compresor de 750 PCM
 1 bomba para lanzado de concreto
 1 silo de cemento de 60 ton

- **Instalación de marcos de acero**

- 1 cargador descarga lateral 966(compartido)
- 1 camión con plataforma aérea
- 2 soldadoras rectificadoras de 300 amp.
- 2 Equipo de corte

- **Anclaje**

- 1 jumbo autopulsado electro - hidráulico de tres brazos.
- 1 Grúa Hiab
- 1 Sierra de banco

- **Ventilación**

- 1 Ventilador de 1.20 m. ø

- **Suministro de energía**

- 1 subestación
- 1 planta de luz de 300 kw (solo emergencias)
- 1 tanque de acero para diesel

b.- Mano de obra (por turno de 12 horas)

- 1 sobrestante
- 1 cabo de barrenación
- 1 cabo de lanzado
- 2 operadores de jumbo Tamrock
- 1 operador de cargador
- 10 operadores de tractocamión
- 1 operador de planta de luz y compresor
- 2 maniobristas
- 5 pobladores
- 1 oficial carpintero
- 1 oficial albañil
- 1 chofer de camión plataforma
- 2 operadores de autohormigonera
- 1 operador de robot lanzador
- 1 operador de bomba de concreto
- 1 chofer de camión pipa
- 1 oficial soldador
- 10 ayudantes generales

c.- Materiales

Aditivo Meyco tcc 435
Aditivo Meyco tcc 765
Aditivo Pozzoloth
Aditivo Rheobuild 3520
Aditivo Silica Fume
Agua
Alambrón de 1/4" ø
Alto explosivo
Arena
Barra de cuerda corrida rope de 14' de 1 1/2" ø
Barras de 14' de 1 1/2" x 1 1/4" cuerda rope
Bola de esponja de 2 1/2 " ø (diablo)
Boquilla para concreto lanzado
Botas de hule
Broca para concreto de 3/8 "ø
Broca rimadora de 3" ø
Brocas de 1 7/8" x 1 1/4" cuerda rope
Caretta para soldador
Casco de seguridad
Cemento a granel tipo 1
Cinta masking tape
Conexiones de 2" y 2 1/2 " ø
Coples de 1 1/2" cuerda rope
Disco de sierra de 14"
Empaque de hule para conexiones de 2" y 2 1/2 "ø
Fainero de madera
Fulminante (cápsula no. 6)
Grasa grafitada
Grava de 3/8"
Guantes largos de carnaza
Iniciadores no eléctricos (noneles) varios tiempos
Llaves para tuercas de 3/4" ø mixtas
Madera de 2" x 4" x 8'
Madera de 2" x 8" x 10 '
Madera de 4" x 4" x 10'
Madera de 6" x 4" x 10'
Madera de 6" x 8" x 10'
Malla mosquitero
Manguera de 3/4" para aire
Manguera para lanzado de 2" y 2 1/2 " de 50' premium hose HD - HD, HD - GR, GR - GR

Marcos metálicos (IPR de 8 X 5 1/4")
Mascarilla
Mecha blanca
Navaja
Petos de carnaza
Pintura roja en spray
Pinzas para fulminante
Placa de acero de 1/2" de espesor
Portaelectrodo de 500 amp.
Primacord
Pulseta de 1/4" para perforadora tx 41
Pulseta para martillo modelo. TABE 1200
Pulsetas de 7/8" para perforadora tx 11
Rastras metálicas
Resina para anelaje (celtite)
Rondana de presión de 3/4" \varnothing
Sirena de 127 volts
Soldadura 7018 de 1/8" \varnothing
tanque de agua
Tapón auditivo
Tensor cold roll de 5/8" \varnothing x 1.10 m. con rosca a los extremos
Tornillos de 2 1/2" x 3/4" \varnothing
Tornillos de 3" x 3/4" \varnothing
Tubería Ventiflex de 1.20 m \varnothing
Tubo de 1 1/2" PVC sanitario
Tubo de cartón de 1 7/8" \varnothing
Tubo galvanizado de 1" \varnothing
Tuerca de 3/4" \varnothing
Uña de 3/4" \varnothing vástago
Válvula de cierre rápido (esfera) de 3/4"
Varilla de 1" \varnothing
Yeso
Zanco de 8 orejas de 1 1/2" cuerda rope

6.4.- ANÁLISIS DEL CICLO DE TRABAJO

Se presenta el análisis del ciclo de trabajo para la zona de roca clasificada como mala a muy mala.

6.4.1.-INFORMACIÓN GENERAL

- Diámetro de perforación de los barrenos cargados : 1 7/8"
- Diámetro de perforación del barreno vacío: 3"

- Longitud de perforación de la cuña: 3.5 m
- Avance por voladura : 0.9 (3.5) = 3.15 m
- Geología : De manera general, en el túnel existen dos grupos de rocas: metamórficas (esquistos y gneiss) e ígneas intrusivas (granito, granodiorita y diorita), todas ellas fracturadas. Adicionalmente, se conoce que la presencia de agua en el interior del túnel impide el uso de anfo mex, por lo que para las voladuras se propone utilizar únicamente un alto explosivo (densidad es de 1.2 kg/m³).

6.4.2.-PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

La secuencia de excavación se ilustra en la figura 6.17, la excavación del túnel se inicia en la media sección superior, atacando primero la etapa I, y posteriormente la etapa II, dejando un defasamiento de 10 m entre las dos zonas y alternando la excavación entre ambas.

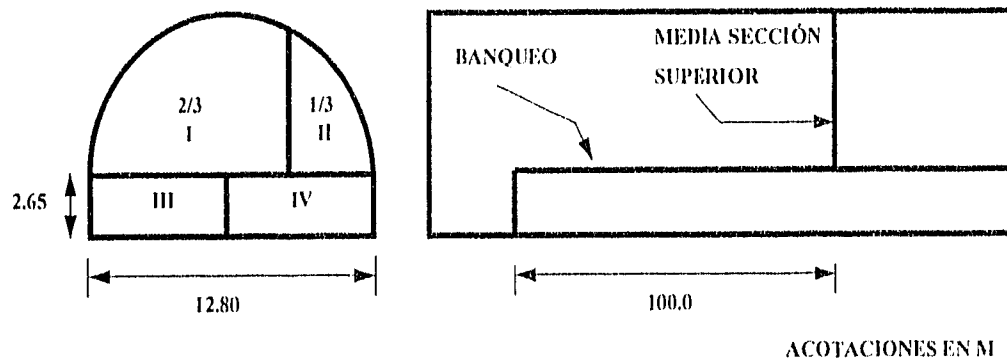


Figura 6.17.- Planta y perfil del procedimiento constructivo

Cálculo de áreas

$$\text{Área del círculo} = (3.14 \times D^2) / 4 = 3.14 \times (12.80)^2 / 4 = 128.70 \text{ m}^2$$

$$\text{Área del medio círculo} = 145.26 \text{ m}^2 / 2 = 64.34 \text{ m}^2$$

$$\text{Área I} = 2/3(64.34) = 42.89 \text{ m}^2$$

$$\text{Área II} = 1/3(64.34) = 21.45 \text{ m}^2$$

$$\text{Área III} = 12.80 \times 2.65 = 16.96 \text{ m}^2$$

$$\text{Área IV} = 12.80 \times 2.65 = 16.96 \text{ m}^2$$

$$\text{Total (excavación a la línea "A")} = 98.26 \text{ m}^2$$

Cálculo de perímetros

Perímetro del círculo = $3.1415 \times D = 3.1415 \times 12.80 \text{ m} = 40.21 \text{ m}$
 Perímetro de la sección superior = $(3.14 \times D) / 2 = 20.10 \text{ m}$
 Perímetro de los 2/3 de la sección izquierda = $2/3 (20.10) = 13.40 \text{ m}$
 Perímetro del 1/3 derecho = $1/3 (20.10) = 6.70 \text{ m}$

El banqueo se realiza a 100 m atrás de la excavación de la media sección superior, atacando en forma alternada tramos de 100 de longitud, dejando rampas para el acceso del equipo.

6.4.3.- ANÁLISIS PARA LA PRIMER ETAPA (2/3 IZQUIERDOS)

6.4.3.1.-Topografía : 0.50 hr

6.4.3.2.- Barrenación: 0.24 hr

a.- Cuña

Dada las dimensiones y geología del túnel, se propone utilizar una cuña de barrenos paralelos formada por un barreno vacío de 3" de diámetro y 8 barrenos cargados de 1 7/8" de diámetro.

b.- Precorte

El espaciamiento entre los barrenos se puede obtener en forma aproximada con la siguiente expresión (25):

$$S = KDh$$

donde,

S= espaciamiento entre barrenos, en mm

Dh = diámetro del barreno, en mm

K = constante que puede tomar valores de 10, 12 y 14, dependiendo de las condiciones de la roca, para roca sana se puede considerar el valor de 14 y para roca muy fracturada el valor de 10.

De la información geológica, se sabe que la roca se encuentra fracturada, por lo que el espaciamiento entre barrenos, será el siguiente:

$$S = 12 (48 \text{ mm}) = 576 \text{ mm} \approx 0.6 \text{ m}$$

$$\text{Perímetro de la etapa I} = 13.4 \text{ m}$$

$$\text{Número de barrenos de precorte} = 13.4/0.6 = 22.3 \text{ barrenos} \approx 22$$

c.- Resto de la barrenación

De la gráfica 4.2, entrando con el área correspondiente a la etapa I₂ que es de aproximadamente 43 m², se tiene que se requieren 52 barrenos.

La longitud total de barrenación para esta etapa se puede resumir así:

	Longitud	Nº de barrenos	Suma (m)
Barrenos de cuña	3.70	9	33
Barrenos de precorte	3.50	22	77
Resto de la barrenación	3.50	52	182
Total		83	292

Si para la perforación de los barrenos se utiliza un jumbo electro-hidráulico de 3 brazos, cuyo rendimiento aproximado es de 130 m/h (utilizando dos brazos), se tiene que el tiempo de barrenación es de:

$$\text{Tiempo de barrenación} = 292 \text{ m} / (130 \text{ m/hr}) = 2.24 \text{ hr}$$

6.4.3.3.- Carga y voladura: 1.87 hr

a.- Carga y conexión de los barrenos

Tiempo de carga por barreno ≈ 6 minutos

Número de barrenos a cargar = 8 (cuña) + 22 (precorte) + 52 (resto barrenación.) = 82

Número de cargadores = 6

Tiempo de carga = (82 x 6) / 6 = 82 minutos = 1.37 horas

b.- Retiro del equipo y personal ≈ 30 minutos = 0.5 hora

Tiempo de carga y voladura = 1.37 + 0.5 = 1.87 horas

6.4.3.4.- Ventilación : 15 minutos : 0.25 hr

6.4.3.5.- Amacize de clave y laterales : 20 minutos : 0.33 hr

6.4.3.6.-Rezaga: 2.40 hr

Para realizar la rezaga se hacen las siguientes consideraciones:

- El material producto de la voladura se rezagará con un cargador CAT 965 de descarga lateral, con capacidad nominal del cucharón de 3.63 m³ y velocidad de acarreo de 5 km/hr.

- Por simplificación del problema se considera un solo factor de abundamiento de la roca, igual a 1.6.
- Distancia de acarreo = 1.5 km (mitad de la longitud del túnel, considerando dos frentes de ataque) + 1.0 km (distancia del portal a el lugar de descarga) = 2.5 km.
- Para el acarreo del material se consideran unidades con capacidad de 10 m³.
- Velocidad de ida de las unidades de acarreo: 25 km/hr
- Velocidad de regreso de las unidades de acarreo: 35 km/hr

Volumen por rezagar = 42.89 X 3.15 X 1.6 = 216 m³

a.- Cálculo de ciclo básico del cargador

Capacidad real del cucharón = 3.63 X 0.8 = 2.9 m³ (factor de llenado =0.8, roca bien fragmentada)

Movimiento hacia adelante =	0.30 min
Movimiento en retroceso =	0.30 min
Carga del cucharón =	0.40 min
Descarga =	0.10 min
Tiempo del ciclo básico del cargador =	1.10 min

Número de ciclos del cargador para llenar una unidad:

Capacidad de la unidad de acarreo / capacidad real del cucharón = 10 /2.9 = 3.5 ≈ 4 ciclos

Tiempo de llenado por unidad = 4 ciclos X 1.10 min /ciclo = 4.40 minutos

b.- Ciclo de acarreos

Tiempo de ida = (2,500 m X 60 min /hr) / (25 km/hr X 1000) = 6.00 minutos

Tiempo de regreso = (2,500 m X 60 min/hr) / (35 km/hrX 1000) = 4.30 minutos

Tiempo de espera	2.00 min
Acomodo	0.50 min
Carga	4.40 min
Descarga	1.00 min
Tiempo de ida	6.00 min
Tiempo de regreso	4.30 min
Total =	18.20 min

Número de unidades cargadas por hora = (60 min/hr X0.75)/(4.40 min + 0.50 min)= 9 unidades

Volumen cargado por hora = 9 unidades X 10 m³/unidad= 90 m³/hr

Tiempo de rezaga = volumen de rezaga/(volumen cargador/hr) = 216m³/90 m³/hr=2.4 horas

Número de viajes por hora /unidad= (60 min/hr X 0.65)/ 20.4 min/ciclo ≈ 2.0 viajes

Número de unidades necesarias = $(90 \text{ m}^3/\text{hora}) / 2 \text{ viajes} \times 10 \text{ m}^3/\text{viaje} \approx 5 \text{ unidades}$
 Se consideran tres unidades adicionales, para evitar paros por mantenimiento, de tal forma que se requieren un total de ocho unidades.

6.4.3.7.- Concreto lanzado: 0.85 hr

Esta actividad se realiza con una bomba para lanzado marca Aliva, cuyo rendimiento es de $4 \text{ m}^3/\text{hr}$.

Perímetro de la zona de lanzado = 13.4 m

Espesor de concreto lanzado = 0.08 m

Volumen a colocar/ciclo = $13.4\text{m} \times 0.08\text{m} \times 3.15\text{m} = 3.4 \text{ m}^3$

Tiempo de lanzado = $(3.4 \text{ m}^3) / 4 \text{ m}^3/\text{hr} = 0.85 \text{ horas}$

6.4.3.8.- Colocación de anclas : 1.61 hr

Las anclas son colocadas en la bóveda del túnel en aureolas perpendiculares al eje, separadas a cada 1.5 m entre sí, con una longitud de 4.2 m y empleando resinas para el sellado del barreno. La perforación de los barrenos se realiza con el mismo jumbo de perforación utilizado en las voladuras de roca.

a.- Tiempo de perforación

Perímetro de la etapa I = 13.4 m

Número de anclas = $13.4 / 1.5 = 8 \text{ anclas de } 4.2 \text{ m cada una}$

Longitud de barrenación = $8 \times 4.2 = 33.6 \text{ m}$

Tiempo de barrenación = $33.6\text{m} / (120 \text{ m/hr}) = 0.28 \text{ horas}$

b.- Tiempo por sellado del barreno, introducción del ancla y colocación del remate.

Introducción de la resina, ancla y colocación del remate en el barreno = 10 minutos/barreno

Tiempo total = $10\text{min}/\text{barreno} \times 8 \text{ barrenos} = 80 \text{ min} = 1.33 \text{ hr}$

Tiempo total por colocación de anclas = $0.28 + 1.33 = 1.61 \text{ horas}$

6.4.3.9.- Tiempo total para la primer etapa

Topografía	0.50 hr
Barrenación	2.24 hr
Carga y voladura	1.87 hr
Ventilación	0.25 hr
Amacize	0.33 hr
Rezaga	2.40 hr
Colocación de concreto lanzado	0.85 hr
Colocación de anclas	1.61 hr
Total =	10.05 hr

6.4.4.- ANÁLISIS PARA LA SEGUNDA ETAPA (1/3 DERECHO)

6.4.4.1.- Topografía : 0.25 hr

6.4.4.2.- Barrenación: 1.18 hr

a.- Precorte

El espaciamiento entre barrenos de precorte se obtiene de la misma manera que para la etapa I:

$$S = 12 (48 \text{ mm}) = 576 \text{ mm} \approx 0.6 \text{ m}$$

$$\text{Perímetro de la etapa II} = 6.70 \text{ m}$$

$$\text{Número de barrenos de precorte} = 6.70/0.6 = 11.17 \text{ barrenos} \approx 12$$

b.- Resto de la barrenación

De la gráfica 4.2, entrando con el área correspondiente a la etapa II, que es de aproximadamente 21.45 m^2 , se tiene que se requieren 32 barrenos.

La longitud total de barrenación para esta etapa de puede resumir así:

	Longitud	Nº de barrenos	Suma (m)
Barrenos de precorte	3.50	12	42
Resto de la barrenación	3.50	32	112
Total		44	154

Dado que el equipo de perforación es el mismo, se tiene que tiempo de barrenación es de:
 Tiempo de barrenación = $154 \text{ m} / (130 \text{ m/hr}) = 1.18 \text{ hr}$

6.4.4.3.-Carga y voladura: 1.23 hr

a.- Carga y conexión de los barrenos

Tiempo de carga por barreno ≈ 6 minutos

Número de barrenos a cargar = 44

Número de cargadores = 6

Tiempo de carga = $(44 \times 6) / 6 = 44$ minutos = 0.73 horas

b.- Retiro del equipo y personal ≈ 30 minutos = 0.5 hora

Tiempo de carga y voladura = $0.73 + 0.5 = 1.23$ horas

6.4.4.4.- Ventilación = 0.25 hr

6.4.4.5.- Amacize de clave y laterales: 15 min. 0.25 hr

6.4.4.6.- Rezaga: 1.20 hr

Las consideraciones hechas para la etapa anterior, también se aplican a esta segunda etapa.
 El volumen por rezagar es = $21.45 \times 3.15 \times 1.6 = 108.10 \text{ m}^3$

a.- Ciclo básico del cargador

Del cálculo de la etapa anterior se conoce que:

Ciclo básico del cargador 0 1.10 min

Tiempo de llenado por unidad = $4 \text{ ciclos} \times 1.10 \text{ min/ciclo} = 4.40$ minutos

b.- Ciclo de acarreo

Del cálculo de etapa I, se sabe que el ciclo básico de acarreo es de 18.20 min

Número de unidades cargadas por hora =

$(60 \text{ min/hr} \times 0.75) / (4.40 \text{ min} + 0.50 \text{ min}) = 9$ unidades

Volumen cargado por hora = $9 \text{ unidades} \times 10 \text{ m}^3/\text{unidad} = 90 \text{ m}^3/\text{hr}$

Tiempo de rezaga = $\text{volumen de rezaga} / (\text{volumen cargado/hr}) = 108 \text{ m}^3 / 90 \text{ m}^3/\text{hr} = 1.2$ horas

6.4.4.7.- Concreto lanzado: 0.42 hr

Esta actividad se realiza con una bomba para lanzado marca Aliva, cuyo rendimiento es de $4 \text{ m}^3/\text{hr}$.

Perímetro de la zona de lanzado = 6.70 m
 Espesor de concreto lanzado = 0.08 m
 Volumen a colocar/ciclo = 6.70 m X 0.08m X 3.15m = 1.70 m³
 Tiempo de lanzado = (1.70 m³) / 4 m³/hr = 0.42 horas

6.4.4.8.- Colocación de anclas: 1.01 hr

Las consideraciones hechas en la etapa I, también son aplicables al cálculo de esta etapa.

a.- Tiempo de perforación

Perímetro de la etapa II = 6.70 m
 Número de anclas = 6.70 / 1.5 ≈ 5 anclas de 4.2 m cada una
 Longitud de barrenación = 5 X 4.2 = 21 m
 Tiempo de barrenación = 21m / (120 m/hr) = 0.18 horas

b.- Tiempo por sellado del barreno, introducción del ancla y colocación del remate.

Introducción de la resina, ancla y colocación del remate en el barreno = 10 minutos/barreno
 Tiempo total = 10min/barreno X 5barrenos = 50 min = 0.83 hr
 Tiempo total por colocación de anclas = 0.18 + 0.83 = 1.01 horas

6.4.4.9.- Tiempo total para la segunda etapa

Topografía	0.25 hr
Barrenación	1.18 hr
Carga y voladura	1.23 hr
Ventilación	0.25 hr
Amacize	0.25 hr
Rezaga	1.20 hr
Colocación de concreto lanzado	0.42 hr
Colocación de anclas	1.01 hr
Total =	5.79 hr

En la figura 6.18 se integran los análisis de las etapas anteriores, de donde se puede ver que el tiempo del ciclo total para ambas zonas es de 12 horas con 40 minutos, considerando que en la realidad algunas actividades tienen traslapes o simultaneidad en sus arranques.

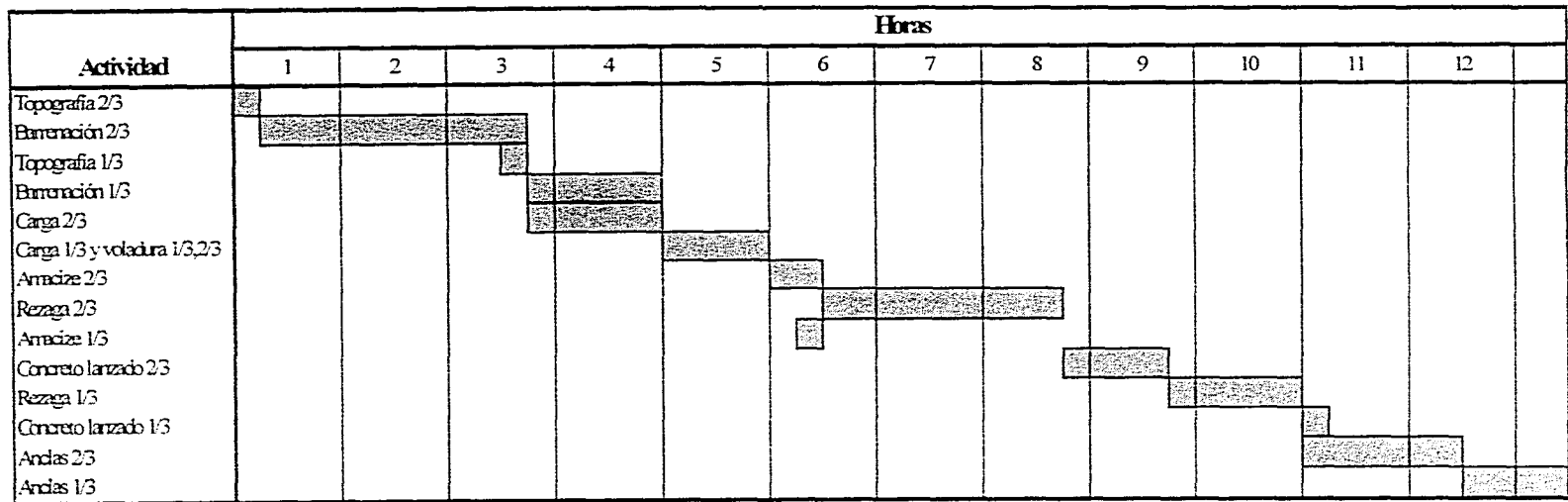


Figura 6.18.- Programación del ciclo de trabajo para la media sección superior

Del análisis anterior se puede intuir que la excavación en la media sección superior rige sobre el banqueo (tiene una mayor duración), por lo que su duración se puede considerar como base para la planeación de los trabajos.

6.5.- INSTRUMENTACIÓN

La información que se presenta corresponde a los primeros 200 m de excavación del frente El Farallón y 500 m del frente Las Cruces. En ambos casos la zona instrumentada es la media sección superior (7).

La observación del comportamiento del túnel en ambos frentes se realizó con estaciones de convergencia, haciendo mediciones sistemáticas con extensómetros de cinta invar con una resolución de 0.05 mm.

Las mediciones se hicieron sobre tres puntos fijos, uno en la clave y dos en los arranques del arco con los cuales se define el diámetro horizontal H y las diagonales derecha D e izquierda I (figura 6.19).

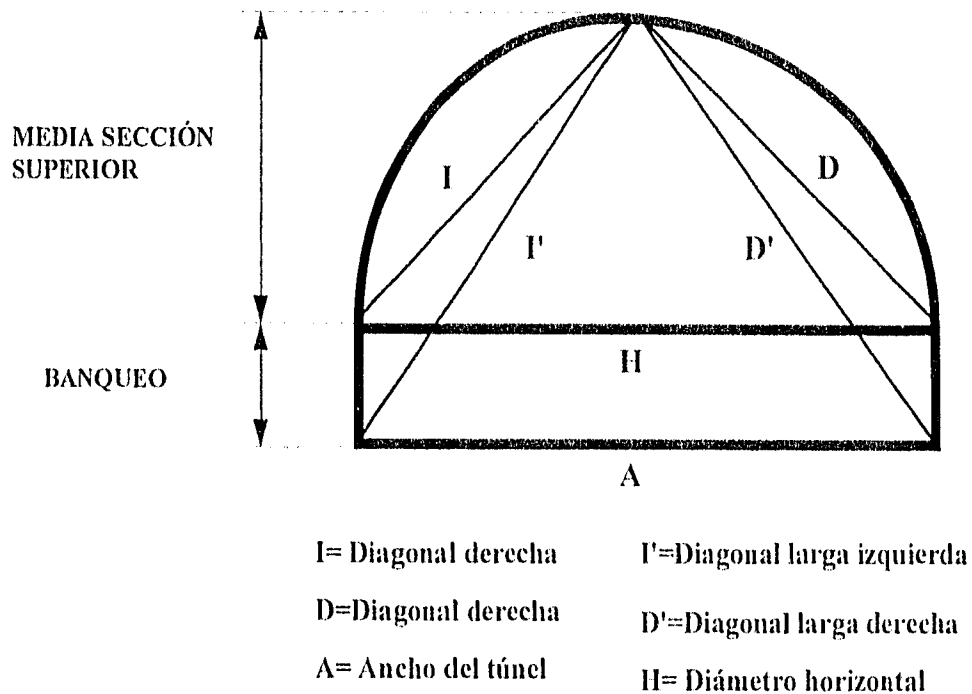


Figura 6.19.- Medición de convergencias

Fuente: AMITOS. Primer congreso mexicano de ingeniería de túneles y obras subterráneas, 1995

6.5.1.- FRENTE CRUCES

En el frente Cruces se instalaron siete estaciones de medición en los cadenamientos que aparecen en la tabla 6.3. Se presentan los resultados condensados de las mediciones realizadas, donde se indican los valores máximo y mínimo de las convergencias y la velocidad remanente de deformación. En dicha tabla puede verse que las convergencias máximas se presentaron en el diámetro horizontal de las estaciones 1 a 5 y en la cuerda derecha de las estaciones 6 y 7. Los valores mínimos de las convergencias se presentaron en la cuerda izquierda de las estaciones 1,2 y 7, la cuerda derecha de las estaciones 3 a 5 y el diámetro horizontal de la estación 6.

Tabla 6.3.- Convergencias en el frente Cruces

Fuente: AMITOS. Primer congreso mexicano de ingeniería de túneles y obras subterráneas, 1995

Est	Cadena- -miento	Distancia al portal	Distancia al frente	Tiempo de observación	Convergencias		Velocidad remanente de deformación
					Max.	Min.	
		m	m	semanas	mm	mm	mm/día
1	925+202	3	4.3	24	11.15 H	7.7	0.008 H
2	925+220	21	3.5	22	9.45 H	3.4	0.017 H
3	925+273	74	4.6	17	5.45 H	1.6	0.016 H
4*	925+339	140	0.0	11	5.70 H	2.5	0.029 H
5*	925+350	151	0.5	5	2.25 H	2.0	0.086 H
6	925+364	165	0.6	3	2.10 D	1.5	0.028 D
7	925+395	196	1.7	1	0.95 D	1.1	0.158 D

* En zona de caldos H= Diámetro horizontal D= Diagonal derecha I= Diagonal izquierda

En las tablas 6.4 y 6.5 se presentan, respectivamente, las comparativas entre la magnitud y la velocidad de las convergencias medidas en el diámetro horizontal de todas las estaciones a 1,3,12,18 y 24 semanas. En las figuras 6.20 y 6.21, se presentan las gráficas de la velocidad de la convergencia para el diámetro horizontal en las estaciones 3 y 6.

Tabla 6.4.- Comparativa entre la magnitud de las convergencias en el frente Cruces

Fuente: AMITOS. Primer congreso mexicano de ingeniería de túneles y obras subterráneas, 1995

Semanas	1	3	6	12	18	24
Estación	mm	mm	mm	mm	mm	mm
1	3.80	6.63	8.08	9.89	10.70	11.15
2	1.89	3.97	6.02	8.22	8.93	
3	2.20	4.20	4.90	4.90		
4	1.15	0.80	1.20			
5	0.50	0.90				
6	0.80	1.40				
7	1.00					

Tabla 6.5.- Comparativa entre la velocidad de las convergencias en el frente Cruces
 Fuente: AMITOS. Primer congreso mexicano de ingeniería de túneles y obras subterráneas, 1995

Semanas	1	3	6	12	18	24
Estación	mm/día	mm/día	mm/día	mm/día	mm/día	mm/día
1	0.543	0.116	0.071	0.031	0.011	0.008
2	0.270	0.111	0.042	0.016		
3	0.314	0.057	0.014	0.014		
4	0.164	-0.029*	0.050			
5	0.071	0.021				
6	0.114	0.021				
7	0.150					

* El signo negativo indica velocidad divergente

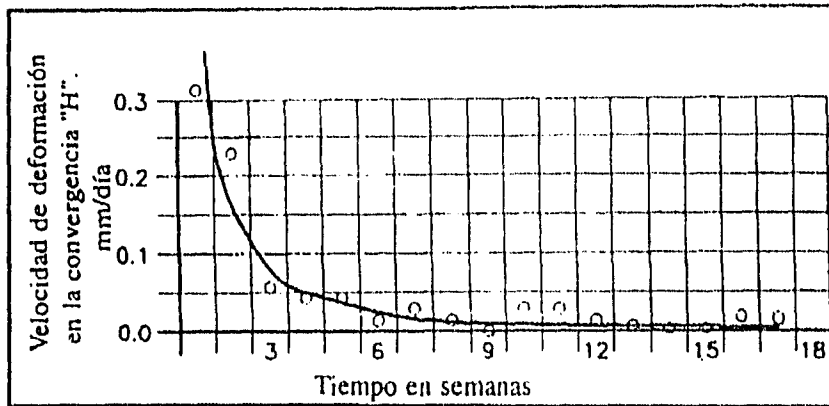


Figura 6.20.-Velocidad de deformación en la convergencia "H", Estación Cruces 3.

Fuente: Primer congreso mexicano de ingeniería de túneles y obras subterráneas, 1995

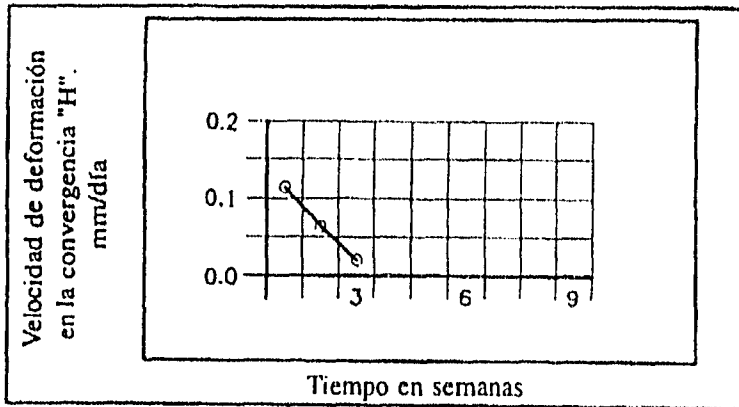


Figura 6.21.-Velocidad de deformación en la convergencia "H", Estación Cruces 6.

Fuente: Primer congreso mexicano de ingeniería de túneles y obras subterráneas, 1995

6.5.2.- FRENTE FARALLÓN

En el frente Farallón se instalaron 10 estaciones principales de medición en los cadenamamientos indicados en la tabla 6.6. Las máximas convergencias se presentan en el diámetro horizontal de las estaciones 2,3,5,6,7,8 y 10, en la diagonal derecha de las estaciones 1 y 9 y en la diagonal izquierda de la estación 4. Las convergencias mínimas ocurren en la diagonal derecha de las estaciones 3,5,6,7,8 y 10, en el diámetro horizontal de las estaciones 1 y 9 y en la diagonal izquierda de las estaciones 2 y 4.

Tabla 6.6.- Convergencias en el frente Farallón

Fuente: AMITOS. Primer congreso mexicano de ingeniería de túneles y obras subterráneas, 1995

Est	Cadena- -miento	Distancia al portal	Distancia al frente	Tiempo de observación	Convergencias		Velocidad remanente de deformación
					Max.	Min.	
		m	m	semanas	mm	mm	mm/dfa
1	928+141	8	8	23	3.65 D	1.20 H	0.005 D
2	928+126	23	4.7	22	4.15 H	0.60 I	0.013 H
3*	928+082	67	15.4	19	3.50 H	3.00 D	0.007 H
4	928+039	110	4.2	15	3.00 I	0.70 I	0.004 I
5	927+921	228	1.0	11	2.00 H	1.45 D	0.007 H
6	927+854	295	1.0	8	2.15 H	1.45 D	0.029 H
7	927+811	338	3.3	6	2.90 H	2.30 D	0.014 H
8	927+770	379	5.5	5	1.90 H	1.70 D, I	0.017 H
9	927+726	423	4.3	2	1.95 D	1.35 H	0.058 D
10	927+688	461	7.6	1	0.80 H	0.55 D	0.100 H

* En zona de caldos H= Diámetro horizontal D= Diagonal derecha I= Diagonal izquierda

En las tablas 6.7 y 6.8 se presentan, respectivamente, las comparativas entre la magnitud y la velocidad de las convergencias medidas en el diámetro horizontal de todas las estaciones a 1,3,12,18 y 24 semanas. En las figuras 6.22 y 6.23, se presentan las gráficas de la velocidad de la convergencia "H" en las estaciones 4 y 6.

Tabla 6.7.- Comparativa entre la magnitud de las convergencias en el frente Farallón

Fuente: AMITOS. Primer congreso mexicano de ingeniería de túneles y obras subterráneas, 1995

Semanas	1	3	6	12	18	24
Estación	mm	mm	mm	mm	mm	mm
1	-2.04*	-1.55*	-1.95*	0.40	0.79	
2	1.25	0.95	2.50	3.44	3.80	
3	2.10	2.30	2.75	3.30	3.44	
4	1.35	2.30	2.85	2.80		
5	0.30	0.70	1.15			
6	0.75	1.20	1.78			
7	1.10	2.15	2.90			
8	1.00	1.70				
9	1.10					
10	0.70					

* El signo negativo indica que la medición diverge

Tabla 6.8.- Comparativa entre la velocidad de las convergencias en el frente Farallón

Fuente: AMITOS. Primer congreso mexicano de ingeniería de túneles y obras subterráneas, 1995

SEMANAS	1	3	6	12	18	24
ESTACIÓN	mm/día	mm/día	mm/día	mm/día	mm/día	mm/día
1	-0.291	-0.073*	-0.035*	0.021	0.013	
2	0.179	-0.007*	-0.014	0.044	0.016	
3	0.300	0.029	0.029	0.014	0.018	
4	0.193	0.029	0.021	0.021		
5	0.043	0.029	0.021			
6	0.107	0.014	0.023			
7	0.157	0.050	0.014			
8	0.143	0.043				
9	0.157					
10	0.100					

* El signo negativo indica velocidad divergente

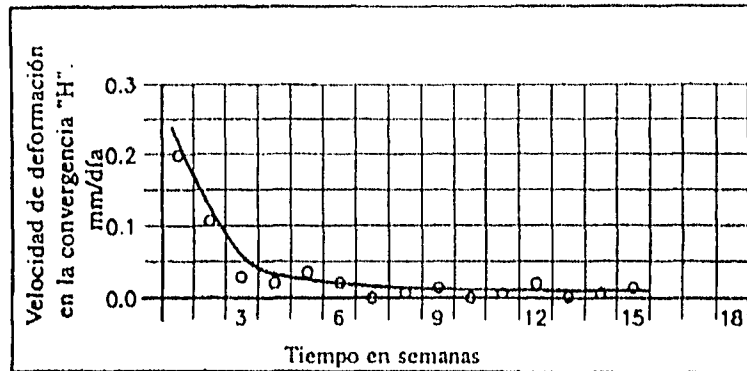


Figura 6.22.- Velocidad de deformación en la convergencia "H", Estación Farallón 4.

Fuente: Primer congreso mexicano de ingeniería de túneles y obras subterráneas, 1995

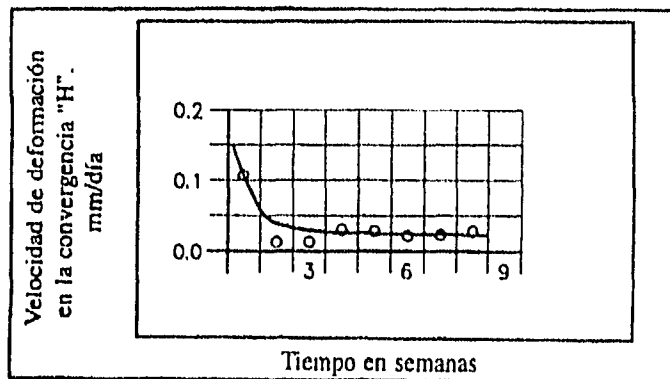


Figura 6.23.- Velocidad de deformación en la convergencia "H", Estación Farallón 6.

Fuente: Primer congreso mexicano de ingeniería de túneles y obras subterráneas, 1995

6.5.3.- INTERPRETACIÓN DE LA INSTRUMENTACIÓN

Del análisis e interpretación de la información obtenida en la instrumentación, puede verse que las tendencias de las convergencias son muy parecidas en los dos frentes. De esta forma, los siguientes comentarios son válidos para los dos casos:

- Las magnitudes y velocidades de las deformaciones son mayores para las estaciones cercanas a los portales de acceso que para las estaciones alejadas a estos. Esta situación ratifica la regla de que la calidad de la roca en estas zonas es normalmente mala, debido en parte, a que los fenómenos de intemperismo afectan fuertemente la parte superficial de la roca, acción que generalmente tiende a disminuir con la profundidad.

- Debido a que las velocidades de las deformaciones disminuyen fuertemente aproximadamente a la tercera semana y después tienden a estabilizarse, se puede afirmar que los sistemas de soportes son adecuados para asegurar la estabilidad de la excavación.
- Debido a que la instrumentación realizada se llevó a únicamente tomando medidas de las convergencias , a fin de proporcionar una mayor confiabilidad en la toma de decisiones, se debe considerar en lo futuro el poder ratificar la información obtenida con la instalación de extensómetros de barra colocados en el interior del macizo rocoso , o bien, con la colocación de inclinómetros.

CONCLUSIONES

1. En relación al diseño de los sistemas se debe tener presente que los métodos de análisis disponibles en la actualidad son producto de varias simplificaciones e idealizaciones de las condiciones reales de la roca por excavar. Por esta razón, el apoyarse en forma indiscriminada y otorgar exceso de confianza a los resultados obtenidos tanto con los sistemas de clasificación de los macizos rocosos como con los métodos analíticos, sin contar con ninguna experiencia que respalde dichos análisis, puede llevar a realizar obras demasiado conservadoras, o en última instancia, añadir más riesgo. A este respecto, existe una opinión generalizada en el sentido de que la solución más prometedora para resolver este problema, es atacándolo como un proceso dinámico, consistente en realizar los estudios previos, construir, observar y realizar mediciones que permitan retroalimentar el diseño original, de tal forma que este pueda ser mejorado en función de su respuesta a las condiciones reales.
2. Los túneles son sin lugar a dudas, una de las obras con un más alto grado de incertidumbre y riesgo, los estudios previos a su construcción son en general insuficientes para conocer las propiedades de la roca por excavar, por esta razón, se debe crear cultura y conciencia para instrumentar cada vez más las obras subterráneas, reconociendo esta actividad no como un estorbo al avance de la excavación, sino más bien una inversión al proyecto. En efecto, si se realiza una instrumentación adecuada, donde la información pueda ser ratificada en forma simultánea por dos o más instrumentos de medición, y además la toma de decisiones es realizada en forma oportuna, seguramente se podrán evitar muchos problemas tales como las fallas o colapsos de las estructuras. El prevenir un problema de esta magnitud paga con creces el costo de la instrumentación, ya que cuando estos se presentan los retrasos a la obra son considerables y la inversión se ve fuertemente incrementada. El comportamiento del frente de trabajo también puede ayudar en la prevención de los siniestros, mediante la observación y seguimiento de todos aquellos indicios que representen problemas potenciales de inestabilidad, entre estos se pueden mencionar : graneos lentos, agrietamientos, flujo de agua, cargas en los sistemas de soportes, presencia de arcillas expansivas, frentes mixtos (alternancia de materiales diferentes), y en general, se debe prestar la debida atención a las discontinuidades que se presenten durante la excavación
3. En lo que respecta a la seguridad en el manejo de los explosivos, se puede decir que su grado de desarrollo actual, permite un uso muy confiable, pues en el caso de los agentes explosivos estos cuentan con una sensibilidad muy baja, y solo pueden ser detonados con un explosivo de alta potencia. De la misma forma, los altos explosivos son inertes a la prueba de fuego directo y no detonan aún cuando la carga de estos se realice en forma simultánea con la barrenación.

Un problema muy importante, que depende en mucho de la técnica de las voladuras utilizadas, es el asociado con la sobreexcavación. Para disminuir este efecto se debe revisar y adecuar la carga utilizada por periodo de retardo, de tal forma que el daño al perímetro de la excavación se minimice.

4. Para todos los constructores de túneles, la calidad y eficiencia del trabajo se ve reflejada finalmente con el avance de excavación promedio diario. Este aspecto tiene que ver directamente con el ciclo de trabajo. A fin de lograr el tiempo óptimo en su ejecución, se debe tener presencia continua en el túnel y observar en forma detenida cada una de las actividades del ciclo, proponiendo cuando sea necesario los cambios a los procedimientos originales. Otros de los aspectos que jamás deben subestimarse son: el mantener la excavación bien iluminada, proporcionar el aire necesario para lograr una ventilación adecuada, canalizar las filtraciones fuera de la excavación y mantener uniforme la superficie de rodamiento tanto en el interior como en el exterior del túnel.

REFERENCIAS

- 1.- Alcaráz, L. F., 1990
Los explosivos en la construcción. FUNDEC A.C. México, D.F.
- 2.- Asociación Mexicana de Ingeniería de Túneles y Obras Subterráneas, 1993
Curso Víctor Hardy 93. Túneles y Excavaciones Subterráneas. México, D.F.
- 3.- Asociación Mexicana de Ingeniería de Túneles y Obras Subterráneas, 1992
Curso Víctor Hardy 92. Túneles y Excavaciones Subterráneas. México, D.F.
- 4.- Asociación Mexicana de Ingeniería de Túneles y Obras Subterráneas, 1987
Curso Víctor Hardy 87 (parte uno). Túneles y Excavaciones Subterráneas.
México, D.F.
- 5.- Asociación Mexicana de Ingeniería de Túneles y Obras Subterráneas, 1987
Curso Víctor Hardy 87 (parte dos). Túneles y Excavaciones Subterráneas.
México, D.F.
- 6.- Asociación Mexicana de Ingeniería de Túneles y Obras Subterráneas, 1985
Curso Víctor Hardy 85 (parte dos). Túneles y Excavaciones Subterráneas.
México, D.F.
- 7.- Asociación Mexicana de Ingeniería de Túneles y Obras Subterráneas, 1995
Memorias del Primer Congreso Mexicano de Ingeniería de Túneles
y Obras Subterráneas. México, D.F.
- 8.- Asociación Mexicana de Ingeniería de Túneles y Obras Subterráneas et al., 1985
Reunión conjunta. Los túneles carreteros. México, D.F.
- 9.- Atlas Powder Company, 1987
Explosives and rock blasting. Maple Press Company. Dallas, Texas.
- 10.- Colegio de Ingenieros Civiles de México, 1990
Túneles y obras subterráneas (parte uno). México, D.F.
- 11.- Colegio de Ingenieros Civiles de México, 1990
Túneles y obras subterráneas (parte dos). México, D.F.
- 12.- Comisión Federal de Electricidad, 1979
Instituto de Ingeniería de la UNAM. Manual de Diseño de Obras Civiles
Sección Geotecnia. Clasificación de suelos y rocas. México, D.F.

- 13.- Comisión Federal de Electricidad, 1983
Instituto de Ingeniería de la UNAM. Manual de Diseño de Obras Civiles
Sección Geotecnia. Instrumentación en mecánica de rocas. México, D.F.
- 14.- Comisión Federal de Electricidad, 1979
Instituto de Ingeniería de la UNAM. Manual de Diseño de Obras Civiles
Sección Geotecnia. Obras Subterráneas. México, D.F.
- 15.- Comisión Federal de Electricidad, 1982
Instituto de Ingeniería de la UNAM. Manual de diseño de obras civiles
Sección Geotecnia. Procedimientos de Excavación. México, D.F.
- 16.- Comisión Federal de Electricidad, 1980
Instituto de Ingeniería de la UNAM. Manual de Diseño de Obras Civiles
Sección Geotecnia. Tratamiento de macizos rocosos. México, D.F.
- 17.- De Schrijver, P., 1993
Geotechnical measurements when controlling underground structures
Tunnels et ouvrages souterrains. Association Francaise des Travaux en Souterrain.
Número 118 Juillet/Août. pp 186-190.
- 18.- Du Pont S.A. de C.V., 1973
Manual para el uso de explosivos. Compañía Editorial Continental. México, D.F.
- 19.- Facultad de Ingeniería de la UNAM, 1985
Curso de Diseño y Construcción de Túneles (parte uno)
División de Educación Continua. México, D.F.
- 20.- Facultad de Ingeniería de la UNAM 1985
Curso de Diseño y Construcción de Túneles (parte dos)
División de Educación Continua. México, D.F.
- 21.- Hoek, E. y Brown, E.T., 1986
Excavaciones subterráneas en roca. Mc graw -Hill. México, D.F.
- 22.- ICI 1995
Seminario sobre el uso y manejo de los explosivos. México, D.F.
- 23.- Ingenieros Civiles Asociados, S.A. de C.V.
Sistemas de soporte. Cuaderno técnico.
- 24.- Ingenieros Civiles Asociados, S.A. de C.V., 1995
Manual de procedimientos constructivos elaborado para el control y seguimiento
de las obras de construcción del túnel Acapulco. México, D.F.

- 25.- Konya, C. J., 1994.
Blast design. Precision Blasting Services. Montville, Ohio.
- 26.- Krynine, D. P., 1961
Principios de geología y geotecnia para ingenieros. Omega. Barcelona, España
- 27.- Megaw, T.M. 1990
Túneles. Planeación, diseño y construcción (volumen uno). Limusa. México, D.F.
- 28.- Megaw, T.M. 1990
Túneles. Planeación, diseño y construcción (volumen dos). Limusa. México, D.F.
- 29.- Rico, A. y Del Castillo, H., 1990
La ingeniería de suelos en las vías terrestres (volumen dos). Limusa. México, D.F.
- 30.- Schwenzfeier, A., 1996
Apport du tir séquentiel pour le respect des contraintes de vibrations
Tunnels et ouvrages souterrains. Association Francaise des Travaux en Souterrain.
Número 134 mars/avril. pp 71-76
- 31.- Sinha, R.S., 1991
Underground Structures. Desig and construction. Elsevier. Denver, Colorado
- 32.- Sinha, R.S. 1989
Underground Structures. Desig and instrumentation. Elsevier. Denver, Colorado
- 33.- Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas, 1982
Simposio. La mecánica de rocas en México. México, D.F.
- 34.- Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C., 1987
Reunión técnica. Experiencias sobre algunos túneles construidos en la República Mexicana. México, D.F.
- 35.- Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C., 1982
Simposio. Instrumentación y mediciones en túncles. México, D.F.
- 36.- Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C., 1983
Túneles carreteros 1984. México, D.F.
- 37.- Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C., 1982
Túneles en suelos blandos y firmes . México, D.F.