

UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
ESCUELA DE GEOLOGIA, MINAS Y GEOFISICA  
DEPARTAMENTO DE MINAS

**ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD DE EXCAVACIÓN  
MECÁNICA COMO ALTERNATIVA AL MÉTODO  
CONVENCIONAL, TÚNEL CORRAL DE PIEDRAS DE  
LA LÍNEA DE METRO  
“LAS ADJUNTAS - LOS TEQUES”**

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO  
PRESENTADO ANTE LA ILUSTRE  
UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA PARA OPTAR  
AL TÍTULO DE INGENIERO DE MINAS, POR EL  
BACHILLER GARCIA VILLANOVA GERONIMO

Caracas, octubre de 2004

UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
ESCUELA DE GEOLOGIA, MINAS Y GEOFISICA  
DEPARTAMENTO DE MINAS

**ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD DE EXCAVACIÓN  
MECÁNICA COMO ALTERNATIVA AL MÉTODO  
CONVENCIONAL, TÚNEL CORRAL DE PIEDRAS DE  
LA LÍNEA DE METRO  
“LAS ADJUNTAS - LOS TEQUES”.**

TUTOR ACADEMICO: ING. MIGUEL CASTILLEJO

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO  
PRESENTADO ANTE LA ILUSTRE  
UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA PARA OPTAR  
AL TITULO DE INGENIERO DE MINAS, POR EL  
BACHILLER GARCIA VILLANOVA GERONIMO

Caracas, octubre de 2004

## *DEDICATORIA*

*A Dios, a mis Padres y mis Hermanos, por haberme apoyado incondicionalmente a lo largo de toda mi vida para mi buena formación como persona y como profesional.*

*A mi novia Yudith Dávila quien me ha apoyado siempre.*

## **AGRADECIMIENTOS**

Al Ingeniero Miguel Castillejo quien es mi tutor y profesor, que me ha ayudado en todos los aspectos que se encuentren al alcance de el, en la realización, y revisión de esta investigación

Al ingeniero Gianfranco Perri, mi profesor, que me ayudo en aspectos geomecánicos de la roca en donde el túnel se va a excavar y quien me planteo este proyecto.

Al Ingeniero Ángel García quien con mucha confianza, e interés, apporto información para la realización de esta investigación.

Al Ingeniero Piero Feliciano quien me oriento en la estimación del tamaño del grano de cuarzo, además de facilitarme las muestras de las únicas cuatro perforaciones con recuperación de núcleos que se realizaron para la construcción del Túnel Corral de Piedras.

**GERONIMO GARCIA V.**

UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA DE GEOLOGIA, MINAS Y GEOFISICA

**ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD DE EXCAVACIÓN MECÁNICA COMO ALTERNATIVA AL MÉTODO CONVENCIONAL, TÚNEL CORRAL DE PIEDRAS DE LA LÍNEA DE METRO “LAS ADJUNTAS - LOS TEQUES”.**

TUTOR ACADEMICO: ING. MIGUEL CASTILLEJO

Fecha: Caracas, octubre de 2004

Palabras clave: MÉTODO DE EXCAVACIÓN, TÚNELES, SELECCIÓN DE MÉTODO, RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN,

**RESUMEN** el presente trabajo propone un método alternativo para la excavación del Túnel Corral de Piedras de la línea de metro suburbano Caracas-Los Teques, realizándose con un correspondiente estudio de todos los métodos de excavación de túneles existentes hoy en día, utilizando datos de estudios previos al inicio de las excavaciones. Se hizo un análisis de cada método de excavación, para determinar la factibilidad de tal, llegándose a la conclusión de que lo apropiado para esta excavación es la combinación de dos métodos de excavación. Los métodos combinados son: excavación con martillo demoledor y excavación con voladura. Este estudio se realizó con la finalidad de seleccionar un método que impacte al mínimo a la población que reside por encima del alineamiento de túnel, ya que por experiencias anteriores en la construcción de túneles de la misma Línea de Metro Caracas-Los Teques, creaba descontento en los pobladores, hasta el punto de que se detenía la construcción de la obra.

# ÍNDICE

<b>INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>19</b>
<b>1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA .....</b>	<b>21</b>
<b>2. OBJETIVOS.....</b>	<b>22</b>
2.1. Objetivo General .....	22
2.2. Objetivos Específicos.....	22
<b>3. JUSTIFICACIÓN.....</b>	<b>23</b>
<b>4. GEOLOGIA.....</b>	<b>24</b>
4.1. Aspectos Geomorfológicos.....	24
4.2. Geología Regional .....	24
4.3. Geología Estructural Regional.....	25
4.4. Geología Local.....	26
4.5. Características Geotécnicas.....	28
4.6. Estudios geofísicos .....	33
<b>5. EL PROYECTO DE TUNELES .....</b>	<b>38</b>
5.1. Generalidades.....	38
5.2. El objetivo de la obra subterránea .....	41
5.3. La geometría del proyecto de trazado y sección tipo .....	45
5.3.1. Trazado en planta.....	45
5.3.2. El trazado en alzado: pendiente .....	49
5.3.3. La sección tipo.....	50
5.4. Geología y geotecnia del macizo.....	55
5.5. El sistema constructivo .....	59
5.5.1. Cut and cover .....	60
5.5.2. Excavación subterránea (o "en mina") .....	61
5.5.2.1. Excavación con explosivos .....	61
5.5.2.2. Excavación mecánica con máquinas puntuales .....	63
5.5.2.3. Excavación mecánica con Máquinas integrales no presurizadas (TBMs convencionales).....	65
5.5.2.4. Excavación mecánica con Máquinas integrales presurizadas (TBMs presurizadas) Escudos presurizados .....	68
<b>6. CLASIFICACIÓN DE LOS TERRENOS SEGÚN SU EXCAVABILIDAD.....</b>	<b>71</b>
6.1. Generalidades.....	71
6.2. Propiedades geomecánicas que influyen en la excavabilidad del terreno.....	72

6.2.1. Resistencias y dureza de las rocas .....	73
6.2.2. Densidad y factores de esponjamiento .....	78
6.2.3. Abrasividad .....	80
6.2.3.1. Estudio mineralógico. Coeficiente F de Schimazek.....	80
6.2.3.2. Ensayo A vs. Valor de Abrasión del Acero (Abrasion Value Steel) .....	83
6.2.3.2. Ensayo Cerchar.....	84
6.2.4. Tenacidad .....	86
6.2.5. Tamaño y forma de los bloques conformados por las discontinuidades.....	86
6.3. Clasificación de los macizos rocosos según su excavabilidad. ....	88
6.3.1. Método de Atkinson .....	88
6.3.2. Método de Franklin.....	89
6.3.3. Método de Weaver .....	91
6.3.4. Método de Kirsten .....	92
6.3.5. Método de Abdullatif y Cruden .....	94
6.3.6. Método de Scoble y Muftuoglu .....	94
6.3.7. Método de Hadjigeorgiou y Scoble.....	96
6.3.8. Método de Singh.....	98
6.3.9. Método de Romana .....	100
6.4. Perforabilidad de las rocas .....	104
6.5. Excavación mecánica de túneles en roca .....	109
6.6. Excavación Mecánica de Túneles en Suelo .....	117
<b>7. EXCAVACIÓN CON MINADORES .....</b>	<b>121</b>
7.1. Generalidades.....	121
7.2. Características generales .....	124
7.2.1. Chasis y tren de rodaje.....	125
7.2.2. Brazo y dispositivo de giro.....	126
7.2.3. Equipo eléctrico .....	127
7.2.4. Sistema hidráulico .....	128
7.2.5. Cabeza de corte .....	128
7.2.6. Sistema de recogida y carga .....	132
7.2.7. Consola de control.....	134
7.3. Herramientas de corte .....	136
7.3.1. Tipos de picas.....	136
7.3.2. Colocación de las picas.....	137
7.3.3. Número y tamaño de la picas.....	140
7.3.4. Portapicas.....	142
7.3.5. Corte con chorro de agua.....	143
7.4. Tipos de minadores .....	144
7.4.1. Minadores de brazo.....	144
7.4.2. Minadores de tambor.....	145

7.4.3. Minador de cadenas .....	146
7.4.4. Equipos especiales.....	147
7.5. Criterios de selección de minadores.....	149
7.5.1. Geometría de la excavación.....	149
7.5.1. Características geomecánicas de las rocas.....	150
7.5.2.2. Cálculo del consumo de picas .....	154
7.6. Práctica operativa .....	158
7.6.1. Excavación del frente de avance.....	158
7.6.2. Corte de rocas blandas .....	159
7.6.3. El corte en materiales medios a duros .....	161
7.6.4. Perfilado.....	162
7.6.5. Corte selectivo en rocas mixtas.....	162
<b>8. EXCAVACION CON MAQUINAS INTEGRALES .....</b>	<b>165</b>
8.1. Topos y escudos.....	165
8.2. Topos .....	166
8.2.1. Descripción de la máquina .....	166
8.2.1.1. Cabeza .....	168
8.2.1.2. Grippers.....	172
8.2.2. Guiado .....	175
8.2.3. Limitaciones de utilización.....	175
8.2.4. Máquinas especiales .....	177
8.2.5. Rendimientos.....	177
8.3. Escudos .....	181
8.3.1. Descripción de la máquina .....	181
8.3.1.1. Cabeza o elemento excavador .....	181
8.3.1.2. Cuerpo de mando y controles .....	182
8.3.1.3. Cilindros de empuje y erector de dovelas.....	182
8.3.1.4. Back-up .....	184
8.3.2. Tipología actual .....	185
8.3.3. Escudos abiertos .....	186
8.3.4. Escudos cerrados.....	187
8.3.4.1. Escudos mecanizados de rueda con cierre mecánico.....	188
8.3.4.2. Escudos presurizados con aire comprimido .....	188
8.3.4.3. Hidroescudos .....	190
8.3.4.4. Escudos de frente en presión de tierras .....	192
8.3.5. Guiado .....	194
8.3.6. Limitaciones de utilización.....	195
8.3.7. Rendimientos.....	195
8.4. Doble escudo .....	197
8.4.1. Descripción de la máquina .....	197
8.4.1.1. Cabeza de corte .....	197
8.4.1.2. Escudo delantero .....	198



9.8. Calculo de rendimientos y tiempos de ciclo.....	281
9.8.1. Velocidad de penetración.....	281
9.8.1.1. Extrapolación de datos reales.....	281
9.8.1.2. Fórmulas empíricas.....	281
9.8.2. Velocidad media de perforación.....	283
<b>10. Aspectos Medioambientales de la Construcción y Explotación de Túneles.....</b>	<b>287</b>
10.1. Generalidades.....	287
10.2. Aspectos Socioeconómicos.....	290
10.2.1. Demografía.....	291
10.2.2. Factores Socioculturales.....	293
10.2.3. Sector Primario.....	294
10.2.4. Sector secundario.....	294
10.2.5. Sector terciario.....	294
10.2.6. Sistema Territorial.....	295
10.3. Usos del Terreno.....	295
10.4. Hidrológica Subterránea y Patrimonio Geológico.....	296
10.4.1. Efectos sobre la hidrología subterránea.....	297
10.4.2. Patrimonio Geológico.....	299
10.5. El Ruido.....	300
10.5.1. Efectos Provocados por el Ruido.....	300
10.5.2. Principales Fuentes de Ruido.....	302
10.5.3. Conceptos Básicos en Ruidos.....	305
10.5.4. Niveles máximos de ruido aceptables.....	309
10.5.5. Condiciones Sónicas en los Emboquilles de un Túnel en Explotación.....	310
10.5.6. Medidas para el Control del Ruido.....	311
10.5.6.1. Reducción del nivel de emisión.....	311
10.5.6.2. Uso de cerramientos.....	312
10.5.6.3. Uso de materiales resilientes.....	312
10.5.6.5. Barreras acústicas.....	312
10.5.6.6. Atenuación por vegetación.....	313
10.5.6.7. Planificación y diseño.....	315
10.6. Alteración de la Calidad de Aire.....	316
10.6.1. Emisión de Polvo en la Fase de Obras.....	317
10.6.1.1. Problemas generados por el polvo.....	318
10.6.1.2. Tipos de fuentes.....	319
10.6.1.3. Cuantificación de las emisiones de polvo.....	319
10.6.2. Contaminación del Aire en la Fase de Explotación.....	326
10.6.2.1. Valores límite de contaminación.....	327
10.6.2.2. Cálculo de la concentración de contaminantes.....	328
10.7. Afección a Construcciones e Instalaciones.....	329
10.8. Impacto Sobre la Vegetación.....	331

10.8.1. Causas de impacto sobre la vegetación .....	332
10.8.2. Efectos sobre la vegetación .....	333
10.9. Residuos Sólidos y Líquidos.....	334
10.9.1. Residuos Generados en la Fase de Construcción.....	334
10.9.2. Residuos Generados en la Fase de Explotación .....	335
<b>11. OBTENCION DE LA DATA.....</b>	<b>337</b>
<b>12. ANALISIS Y SELECCIÓN DEL METODO.....</b>	<b>348</b>
12.1 Excavación con Rozadora .....	348
12.1.1. Calculo de rendimientos .....	351
12.1.2. Consumo de picas.....	352
12.1.3. Abrasividad.....	354
12.2. Excavación con Martillo Hidráulico .....	357
12.3. Excavación con Voladura .....	358
12.4. Excavación con Topo/Escudo .....	365
<b>13. Resultados .....</b>	<b>369</b>
<b>Conclusiones.....</b>	<b>371</b>
<b>Recomendaciones .....</b>	<b>373</b>
<b>Bibliografía .....</b>	<b>374</b>
<b>Anexos .....</b>	<b>377</b>

## INDICE DE TABLA

Tabla 4.1.	Dispositivos Sísmicos .....	35
Tabla 4.2.	Velocidad de ondas .....	37
Tabla 5.1.	Obras alemanas de los últimos 20 años Congreso de la ITA, Stuttgart 1995.....	62
Tabla 6.1.	Contenido de SiO <sub>2</sub> en distintos tipos de roca .....	81
Tabla 6.2.	Grupos de Minerales a tomar en cuenta .....	82
Tabla 6.3.	Cálculo de la rozabilidad a partir del Coeficiente de Abrasividad .....	82
Tabla 6.4.	Clasificación Cerchar para la abrasividad de rocas. ....	85
Tabla 6.5.	Descripción del tamaño de los bloques en función del Jv .....	87
Tabla 6.6.	Determinación del Grado de Ripabilidad de un macizo rocoso .....	93
Tabla 6.7.	Sistema de ponderación de las propiedades del macizo rocoso.....	95
Tabla 6.8.	Sistema de evaluación del Índice de Excavabilidad IE .....	97
Tabla 6.9.	Valoraciones de los parámetros considerados en el nuevo sistema de evaluación del Índice de Excavabilidad IE .....	98
Tabla 6.10.	Clasificación del macizo rocoso según el índice de Excavabilidad .....	98
Tabla 6.11.	Clasificación de los macizos rocosos de acuerdo a su Ripabilidad o facilidad al arranque mecánico con tractores de orugas.....	100
Tabla 6.12.	Escala de Resistencias de la matriz rocosa .....	101
Tabla 6.13.	Escala de fracturación .....	101
Tabla 6.14.	Escala de abrasividad .....	102
Tabla 6.15.	Escala de utilización de topes en roca compacta (RQD > 90%).....	102

<b>Tabla 6.16. Escala de utilización de topes en función de las necesidades de sostenimiento .....</b>	<b>102</b>
<b>Tabla 6.17. Escala de utilización de las rozadoras en roca compacta (RQD &gt;90%) ...</b>	<b>103</b>
<b>Tabla 6.18. Relación entre el D.R.I. y el B.W.I.....</b>	<b>107</b>
<b>Tabla 6.19. Proyectos en rocas de alta resistencia (Howard, D.F., 1994). .....</b>	<b>112</b>
<b>Tabla 6.20. Tipos de cortadores y límites de aplicación.....</b>	<b>112</b>
<b>Tabla 6.21. Parámetros de la roca y características de los topes. ....</b>	<b>113</b>
<b>Tabla 6.22. Clases de fracturas .....</b>	<b>114</b>
<b>Tabla 6.23. Clasificación de los escudos. ....</b>	<b>117</b>
<b>Tabla 7.1. Trabajo específico para el corte de roca según su resistencia a la compresión y contenido de minerales abrasivos .....</b>	<b>155</b>
<b>Tabla 7.2. Relación entre el trabajo de corte de roca y consumo específico de picas según el contenido de minerales abrasivos.....</b>	<b>156</b>
<b>Tabla 7.3. Resistencia a la compresión Coeficiente de Abrasividad de Schimazek (F) de distintos tipos de roca.....</b>	<b>158</b>
<b>Tabla 8.1. Características del túnel de Cenza y rendimientos de excavación.....</b>	<b>180</b>
<b>Tabla 8.2. Tipología actual de escudos .....</b>	<b>187</b>
<b>Tabla 8.3. Tiempos de descompresión en minutos.....</b>	<b>191</b>
<b>Tabla 8.4. Características del túnel emisario Pisuerga y rendimientos de excavación. ....</b>	<b>196</b>
<b>Tabla 9.1. Características medias de martillos hidráulicos.....</b>	<b>207</b>
<b>Tabla 9.4. Características de los explosivos UEE .....</b>	<b>233</b>
<b>Tabla 9.5. Sensibilidad de los detonadores eléctricos. ....</b>	<b>234</b>
<b>Tabla 9.6. Características de los detonadores Rionel.....</b>	<b>234</b>

<b>Tabla 9.7. Valores del Factor de Fijación y Relación S/B .....</b>	<b>250</b>
<b>Tabla 9.8. Cueles de barrenos paralelos en túnel .....</b>	<b>251</b>
<b>Tabla 9.9. Cálculo rápido de las cargas.....</b>	<b>252</b>
<b>Tabla 9.10. Estimación del número de barrenos .....</b>	<b>255</b>
<b>Tabla 9.12. Desplazamiento admisible en función del tipo de estructura .....</b>	<b>269</b>
<b>Tabla 9.13. Velocidad de propagación de las ondas sísmicas.....</b>	<b>269</b>
<b>Tabla 9.14. Valores de Fe en función del tipo estructura .....</b>	<b>270</b>
<b>Tabla 9.15. Valores de F en función de la clase de formación.....</b>	<b>270</b>
<b>Tabla 9.16. Niveles de percepción en función del valor de K.....</b>	<b>273</b>
<b>Tabla 8.17. Tiempos medios en cambio de barras .....</b>	<b>285</b>
<b>Tabla 9.18. Tiempos de Maniobra del cambio de barra .....</b>	<b>286</b>
<b>Tabla 10.1. Importancia relativa de los impactos provocados por los túneles .....</b>	<b>290</b>
<b>Tabla 10.2. Niveles de ruido correspondientes a distintas fuentes.....</b>	<b>304</b>
<b>Tabla 10.3. Niveles máximos de inmisión sonora .....</b>	<b>310</b>
<b>Tabla 10.4. Niveles de atenuación sonora por cada 100 m de extensión de vegetación .....</b>	<b>315</b>
<b>Tabla 10.5. Valores límite de contaminación en la atmósfera exterior de un túnel ....</b>	<b>328</b>
<b>Tabla 11.1. Elementos Geomecánicos (Prog. +280 - +460).....</b>	<b>345</b>
<b>Tabla 11.2. Elementos Geomecánicos (Prog +460 – 693).....</b>	<b>345</b>
<b>Tabla 11.3. Elementos Geomecánicos (Prog +700 – 1+000).....</b>	<b>346</b>
<b>Tabla 11.4. Elementos Geomecánicos (Prog. 1+020 – 1+220).....</b>	<b>346</b>
<b>Tabla 11.5. Elementos Geomecánicos (Prog. 1+230 – 1+437).....</b>	<b>347</b>

Tabla 12.1. Estimacion Potencia de la Rozadora.....	350
Tabla 12.2. Calculo de rendimientos de corte instantaneo e indice de cortabilidad .....	352
Tabla 12.3. Trabajo especifico para el corte.....	353
Tabla 12.4. Consumo especifico de picas en relación al trabajo necesario.....	353
Tabla 12.5. Coeficiente de abrasividad Vs. Progresivas .....	354
Tabla 12.6. Coeficiente de rozabilidad y su calificación .....	356
Tabla 12.7. Cargas por microrretardo .....	360
Tabla 12.8. Sobrepresión generada por microrretardo .....	362
Tabla 12.9. Escala de abrasividad .....	366
Tabla 12.10.Escala de utilización de topes en roca compacta.....	366
Tabla .13.1. Resultados .....	369

## INDICE DE FIGURAS

Figura 5.1. Secciones atípicas. ....	47
Figura 5.2. Protección de edificios o estructuras singulares. ....	48
Figura 5.3. Perfil típico de un F.C. metropolitano moderno. ....	51
Figura 5.4. Secciones de túnel de carretera. ....	52
Figura 5.5. Tendencias de perfil definitivo.....	54
Figura 5.6. Principios básicos de las TBMs.....	66
Figura 6.1. Correlación entre la resistencia a la compresión Simple y el índice de Dureza Shore (Singh y Cassapi, 1987).....	74

<b>Figura 6.2. Correlación entre el índice de Penetración del Punzón NCB y la Resistencia a la Compresión Simple. (Singh y Cassapi, 1987).</b> .....	<b>75</b>
<b>Figura 6.3. Correlación entre el índice de Resistencia Bajo Carga Puntual y la Resistencia a la Compresión Simple.....</b>	<b>79</b>
<b>Figura 6.4. Ensayo A VS.....</b>	<b>83</b>
<b>Figura 6.5. Valor del índice de Vida de los útiles de Corte (CLI ).</b> .....	<b>84</b>
<b>Figura 6.6. Cálculo del número de picas necesarias para el arranque de 1 m3 de roca en función de la abrasividad. (Johnson, 1986).</b> .....	<b>85</b>
<b>Figura 6.7. Estimación del volumen de los bloques in situ.</b> .....	<b>88</b>
<b>Figura 6.8. Rangos de utilización de maquinaria en función de la resistencia a la compresión (Atkinson, 1977).</b> .....	<b>89</b>
<b>Figura 6.9. Clasificación de los macizos rocosos para su arranque y excavación, según Franklin et al. (1971).</b> .....	<b>90</b>
<b>Figura 6.10. Efecto del tamaño de los bloques y resistencia de las rocas sobre el rendimiento de un minador (Masure, P. et al., 1974).</b> .....	<b>91</b>
<b>Figura 6.11. Técnicas de excavación en función de los índices de calidad RMR y Q (Abdullatif y Cruden, 1983)</b> .....	<b>94</b>
<b>Figura 6.12. Clasificación de tractores de orugas según su peso y potencia.</b> .....	<b>101</b>
<b>Figura 6.13. Clasificación de los terrenos respecto a la excavabilidad mecánica en túneles, (Romana, M., 1994).</b> .....	<b>103</b>
<b>Figura 6.14. Ensayos de friabilidad.</b> .....	<b>104</b>
<b>Figura 6.15. Ensayo de perforabilidad.....</b>	<b>105</b>
<b>Figura 6.16. Cálculo del D.R.I.</b> .....	<b>106</b>
<b>Figura 6.17. Velocidades de penetración obtenidas con diferentes equipos de perforación.</b> .....	<b>106</b>
<b>Figura 6.18. Ábaco de cálculo del B.W.I.</b> .....	<b>107</b>

Figura 6.19. Relación entre el D.R.I. y el B.W.I. para rocas con diferentes contenidos en cuarzo.....	108
Figura 6.20. Índices de perforabilidad de diferentes tipos de roca.....	108
Figura 6.21. Gráficos de cálculo de los rendimientos y consumo de picas (Westfalia Lünen).....	111
Figura 6.22. Factor de Fracturación. Factor de Corrección para DRI = 49 .....	114
Figura 6.23. Penetración básica. $D_a = 483$ mm y $a_c = 70$ mm.....	115
Figura 6.24. Factor de corrección para diámetro de cortador $d_c \neq 483$ mm. ....	116
Figura 6.25. Factor de corrección para espaciamiento entre cortadores $a_c \neq 70$ mm. ....	116
Figura 6.26. Campos de aplicación de los diferentes tipos de escudos. ....	120
Figura 7.1. Elementos constituyentes de un minador. ....	125
Figura 5.2. Diseño de un brazo cortador de roca dura.....	127
Figura 7.3. Cabeza de tipo axial tipo milling.....	129
Figura 7.4. Cabeza de corte transversal tipo ripping.....	129
Figura 7.5. Sistemas de trabajo con cabeza axial y transversal.....	131
Figura 7.6. Perfiles de excavación de ambos tipos de cabezas de corte.....	131
Figura 7.7. Dispositivos de carga. ....	133
Figura 7.8. Tipos de picas.....	137
Figura 7.9. Ángulos de ataque, oblicuidad y basculamiento.....	139
Figura 7.10. Consumo de corriente y fuerza transversal de la cabeza de corte con relación al ángulo de ataque y diferentes ángulos de oblicuidad.....	139
Figura 7.11. Relación entre el consumo de picas y rendimiento de corte con la resistencia de la roca. ....	141

<b>Figura 7.12. Tipos de portapicas.....</b>	<b>142</b>
<b>Figura 7.13. Sistema de chorro de agua.....</b>	<b>144</b>
<b>Figura 7.14. Minimizador (Edeco).....</b>	<b>147</b>
<b>Figura 7.15. Excavadora con brazo cortador.....</b>	<b>148</b>
<b>Figura 7.16. Minador sobre ruedas (Alpine Westfalia).....</b>	<b>148</b>
<b>Figura 7.17. Relación entre potencias de la cabeza de corte y pesos en servicio de minadores Alpine-Westfalia. ....</b>	<b>151</b>
<b>Figura 7.21. Muestra del consumo de picas en función del coeficiente de abrasión y de la resistencia de la roca.....</b>	<b>157</b>
<b>Figura 7.22. Ábaco de cálculo del consumo de picas (AC-Eickhoff). ....</b>	<b>157</b>
<b>Figura 7.23. Estimación del consumo de picas a partir del Coeficiente de Abrasividad y de la resistencia de la roca. ....</b>	<b>157</b>
<b>Figura 7.24. Modos de corte con cabezas axiales y transversales. ....</b>	<b>160</b>
<b>Figura 7.25. Forma de contacto con el terreno y perfiles obtenidos con minadores axiales y transversales. ....</b>	<b>163</b>
<b>Figura 7.26. Métodos de corte en macizos rocosos estratificados.....</b>	<b>164</b>
<b>Figura 8.1. Esquema de un topo. ....</b>	<b>166</b>
<b>Figura 8.2. Esquema de un escudo. ....</b>	<b>167</b>
<b>Figura 8.3. Fases en la rotura frontal.....</b>	<b>169</b>
<b>Figura 8.4. Esquema de rotura por indentación. ....</b>	<b>169</b>
<b>Figura 8.5. Esquema de dovela de solera para TBM.....</b>	<b>174</b>
<b>Figura 8.6. Esquema de una TBM en plano inclinado. ....</b>	<b>178</b>
<b>Figura 8.7. Gráfico para la obtención de rendimientos de penetración pura, según Borettec.....</b>	<b>178</b>

<b>Figura 8.8. Coeficiente de utilización de máquinas TBM tipo topo, según Atlas Copco.....</b>	<b>179</b>
<b>Figura 8.9. Túnel del Cenza. Disponibilidad de la TBM. ....</b>	<b>180</b>
<b>Figura 8.10. Esquema junta de grasa. ....</b>	<b>184</b>
<b>Figura 8.12. Esquema de un escudo de rueda con cámara abierta. ....</b>	<b>189</b>
<b>Figura 8.14. Esquema de una planta de separación de bentonita. ....</b>	<b>192</b>
<b>Figura 8.15. Esquema de un escudo tipo E.P.B. ....</b>	<b>193</b>
<b>Figura 8.16. Emisario Pisuerga. Disponibilidad del escudo. ....</b>	<b>196</b>
<b>Figura 8.17. Sistema de cortadores de gálibo extensibles en máquinas Robbins.....</b>	<b>199</b>
<b>Figura 9.1. Evolución de los equipos destinados a la excavación de túneles y galerías. ....</b>	<b>201</b>
<b>Figura 9.2. Operaciones básicas integrantes del ciclo de excavación con explosivos. ....</b>	<b>204</b>
<b>Figura 9.3. Acciones básicas en la perforación rotopercutiva. ....</b>	<b>205</b>
<b>Figura 9.4. Fases de formación de una indentación.....</b>	<b>205</b>
<b>Figura 9.8. Sección de un martillo hidráulico (AtlasCopco). ....</b>	<b>207</b>
<b>Figura 9.9. Relación entre tipos de martillos y sartas de perforación. ....</b>	<b>209</b>
<b>Figura 9.10. Tipos de martillos y velocidades de penetración. ....</b>	<b>210</b>
<b>Figura 9.11. Ondas de choque en martillos hidráulicos y neumáticos.....</b>	<b>211</b>
<b>Figura 9.14. Componentes de los jumbos. ....</b>	<b>212</b>
<b>Figura 9.15. Brazo con giro en la base (Atlas Copco).....</b>	<b>213</b>
<b>Figura 9.16. Brazo extensible con giro en línea (Atlas Copco).....</b>	<b>214</b>
<b>Figura 9.17. Evolución de los rendimientos de perforación en túneles y galerías con la tecnología de perforación. ....</b>	<b>216</b>

<b>Figura 9.18. Alineación de la deslizadera con el rayo láser .....</b>	<b>218</b>
<b>Figura 9.19. Informe de perforación. ....</b>	<b>219</b>
<b>Figura 9.20. Ejemplo de perfil de túnel.....</b>	<b>221</b>
<b>Figura 9.21. Diámetros de perforación usados según la sección de excavación. ....</b>	<b>222</b>
<b>Figura 9.36. Sección de un detonador eléctrico instantáneo y otro temporizado.....</b>	<b>231</b>
<b>Figura 9.37. Preparación del cartucho del cebo y colocación de éste en el interior del barreno. ....</b>	<b>235</b>
<b>Figura 9.38. Conexión con cordón detonante y líneas tirantes.....</b>	<b>235</b>
<b>Figura 9.40. Sistemas de avance en la excavación de túneles y galerías.....</b>	<b>237</b>
<b>Figura 9.41. Banqueo horizontal y vertical. ....</b>	<b>238</b>
<b>Figura 9.42. Zonas de una voladura en túnel.....</b>	<b>239</b>
<b>Figura 9.43. Orientación de los barrenos de contorno para mantener el perfil del túnel. ....</b>	<b>239</b>
<b>Figura 9.44. Cuele de cuatro secciones. ....</b>	<b>242</b>
<b>Figura 9.45. Resultado de las voladuras para diferentes distancias de los barrenos cargados a los vacíos y diámetros de éstos.....</b>	<b>244</b>
<b>Figura 9.46. Relación entre la concentración lineal de carga y piedra máxima para diferentes diámetros de barrenos de expansión (Larsson y Clark).....</b>	<b>244</b>
<b>Figura 9.47. Relación entre la concentración lineal de carga y la piedra máxima para diferentes anchuras de hueco (Larsson y Clark). ....</b>	<b>245</b>
<b>Figura 9.48. Influencia de la desviación de los barrenos. ....</b>	<b>246</b>
<b>Figura 9.54. Geometría de los barrenos de zapatera. El número de barrenos vendrá dado por .....</b>	<b>249</b>
<b>Figura 9.55. Ejemplo de cálculo de voladura en un túnel. ....</b>	<b>253</b>

<b>Figura 9.56. Consumo específico en función del área del túnel y diámetro de los barrenos. ....</b>	<b>254</b>
<b>Figura 9.57. Número de barrenos por pega en función del área. ....</b>	<b>254</b>
<b>Figura 9.58. Perforación específica en función del área del túnel y diámetro de perforación. ....</b>	<b>255</b>
<b>Figura 9.59. Voladura con cuele en cuña. ....</b>	<b>258</b>
<b>Figura 9.60. Cuele en abanico horizontal. ....</b>	<b>258</b>
<b>Figura 9.61. Voladura con cuele en abanico al piso. ....</b>	<b>259</b>
<b>Figura 9.62. Voladura con cuele instantáneo piramidal. ....</b>	<b>259</b>
<b>Figura 9.63. Secuencia recomendada en un cuele de barrenos paralelos. ....</b>	<b>260</b>
<b>Figura 9.64. Efecto del tiempo de retardo de los barrenos del cuele sobre el rendimiento de la voladura en túnel. ....</b>	<b>261</b>
<b>Figura 9.85. Afección de estructuras por las vibraciones de una voladura en túnel. ....</b>	<b>264</b>
<b>Figura 9.86. Ejemplo de Ley de propagación. ....</b>	<b>267</b>
<b>Figura 9.87. Criterios de prevención de daños. ....</b>	<b>268</b>
<b>Figura 9.88. Selección del tipo de estudio. ....</b>	<b>271</b>
<b>Figura 9.89. Respuestas humanas a las vibraciones. ....</b>	<b>272</b>
<b>Figura 9.90. Curva de presión-tiempo de una onda aérea. ....</b>	<b>274</b>
<b>Figura 9.91. Formación de ondas aéreas en voladuras de túnel. ....</b>	<b>277</b>
<b>Figura 9.92. Valores de reducción de sobrepresión por la intersección de labores. ....</b>	<b>278</b>
<b>Figura 9.94. Relación entre la Resistencia a la Compresión y el Coeficiente de Resistencia de la Roca. ....</b>	<b>284</b>

<b>Figura 9.95. Relación entre el Coeficiente de Resistencia de la Roca y la Energía Específica. ....</b>	<b>285</b>
<b>Figura 9.96. Velocidades medias de perforación en el avance de túneles y galerías. ....</b>	<b>286</b>
<b>Figura 10.1. Drenaje de un acuífero colgado por la acción de un sondeo .....</b>	<b>298</b>
<b>Figura 10.2. Formas típicas de ondas sonoras. ....</b>	<b>302</b>
<b>Figura 10.3. Curvas Isofónicas.....</b>	<b>307</b>
<b>Figura 10.4. Curvas de ponderación.....</b>	<b>308</b>
<b>Figura 10.5. Atenuación del nivel sonoro con la distancia. ....</b>	<b>313</b>
<b>Figura 10.7. Variación de la concentración de polvo con la distancia. ....</b>	<b>323</b>
<b>Figura 10.8. Extractor de polvo .....</b>	<b>327</b>
<b>Figura 10.9. Emisión de contaminantes en los emboquilles del túnel. ....</b>	<b>329</b>
<b>Figura 10.10. Ábacos de concentración de contaminantes en los emboquilles del túnel. ....</b>	<b>331</b>
<b>Figura 12.1. Relación entre potencias y pesos en servicio de rozadoras. ....</b>	<b>351</b>
<b>Figura 12.2. Tipos de punteros. ....</b>	<b>357</b>
<b>Figura 12.3. Sobrepresión.....</b>	<b>364</b>
<b>Figura 12.4. Decibeles Vs. Pascales .....</b>	<b>365</b>
<b>Figura 12.5. Resistencia a la Compresión Uniaxial.....</b>	<b>367</b>

## **INDICE DE FOTOS**

<b>Foto 6.1. Prensa para medir la Resistencia Bajo Carga Puntual. ....</b>	<b>76</b>
--	-----------

<b>Foto 6.2.</b>	<b>Vista frontal de un topo. ....</b>	<b>116</b>
<b>Foto 7.1.</b>	<b>Minador con brazo rozador y recolector (Alpine Westfalia). ....</b>	<b>134</b>
<b>Foto 7.2.</b>	<b>Consola de control de un minador (AC - Eickhoff). ....</b>	<b>136</b>
<b>Foto 7.3.</b>	<b>Minador de brazo (Noel) - NTM 160H). ....</b>	<b>145</b>
<b>Foto 7.4.</b>	<b>Minador de tambor (Anderson, KB II). ....</b>	<b>146</b>
<b>Foto 7.5.</b>	<b>Minador de cadenas (Dosco). ....</b>	<b>147</b>
<b>Foto 8.1.</b>	<b>Vista general de un topo. ....</b>	<b>167</b>
<b>Foto 8.2.</b>	<b>Cabeza de una TBM Robbins de 3,20 m de diámetro. ....</b>	<b>170</b>
<b>Foto 8.3.</b>	<b>Back up tipo Rowa. ....</b>	<b>176</b>
<b>Foto 8.4.</b>	<b>Vista general de un escudo de rueda. ....</b>	<b>182</b>
<b>Foto 8.5.</b>	<b>Erector de dovelas. ....</b>	<b>183</b>
<b>Foto 8.6.</b>	<b>Vista de un doble escudo. ....</b>	<b>198</b>
<b>Foto 9.1.</b>	<b>Jumbo robotizado ....</b>	<b>219</b>
<b>Foto 10.1.</b>	<b>Entrada a los túneles de Miravete, en el tramo Almaraz-Jaraicejo. ....</b>	<b>291</b>
<b>Foto 10.2.</b>	<b>Acceso a uno de los cuatro túneles ferroviarios en la línea Oropesa-Benicasim (Benicasim U.T.E.) ....</b>	<b>304</b>
<b>Foto 12.1.</b>	<b>Martillo hidráulico de 5900 kg marca NPK. ....</b>	<b>358</b>

## **INTRODUCCIÓN**

La necesidad de desarrollo del hombre ha llevado a realizar grandes avances tecnológicos en sus medios de transporte. En la actualidad es considerado uno de los métodos más eficiente de transporte, los vehículos que se desplazan en rieles; ya que se recorren distancias cortas o bien sea largas con bajo consumo de energía en un tiempo aceptable comparado con otros medios de transporte terrestres.

Las grandes urbes se ven afectadas en la actualidad por las grandes movilizaciones de personas que se desplazan en taxis, transporte público, autos particulares etc, creando en horas pico gran tráfico que puede durar hasta horas, desperdiciando gran cantidad de horas de descanso, trabajo y estudio de las personas activas de estas urbes. La sociedad se ha visto en la necesidad de optimizar el transporte urbano y suburbano de estas grandes ciudades, con la implementación de mejoras en el servicio de transporte. Una gran opción para minimizar este problema es la utilización de trenes (Metro), que minimizará los tiempos de transporte de los pobladores que se dirigen a sus sitios de trabajo, estudio o descanso.

El tiempo de ejecución de una obra de tal envergadura, como lo es un metro, es determinante para la resolución de un problema de transporte muy notorio en estos últimos años. Uno de los posibles factores que pudieran atrasar o paralizar la obra, son los pobladores que viven en las adyacencias de la obra, que por desconocimiento pudieran pensar que las actividades de construcción de la obra pudieran afectar de alguna forma la estabilidad de su vivienda, generando descontento hacia la construcción de la obra. Esta investigación tiene como objetivo determinar la factibilidad de un método de excavación del túnel Corral de Piedras.

En el trabajo, que a continuación se presenta, está realizado siguiendo los instrumentos metodológicos para la realización de una investigación. Se inicia con el planteamiento del problema donde se exponen los motivos que llevan al desarrollo de la misma; seguidamente se establecen los objetivos generales y específicos que se persiguen, para luego hacer la justificación de realizar esta investigación. Posterior a esto se presentan las bases teóricas en donde se mencionan los antecedentes y luego se muestran las bases teórico de la investigación.

Una vez culminado las bases teóricas, se presenta los datos que se utilizaron para su posterior análisis. Seguidamente se muestran los resultados y finalmente se establecen las conclusiones y recomendaciones.

## **1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

En la etapa de excavación de un túnel se debe conocer el tipo de roca a excavar, para establecer el método y los equipos a emplear en la excavación. Para una misma roca se pueden utilizar diferentes métodos y equipos de excavación cuya selección final depende de un conjunto numeroso de factores, dentro de los cuales se pueden citar: el rendimiento de metros perforados diarios, el know-how de la empresa constructora, los eventuales vínculos especiales en cuanto a afectación de las estructuras en superficie, los costos, etc. A lo largo de toda la línea de excavación es posible de que las condiciones de roca varíen en grado de dureza, pudiendo variar el método de excavación a lo largo del lineamiento del túnel.

En la línea de metro “Los Teques-Las Adjuntas” se han excavado otros túneles determinándose que un método de excavación eficiente e idóneo es el de voladura, por el tipo de roca presente en la excavación. El problema planteado es que hacer recurso predominantemente a la utilización de voladuras en este nuevo túnel, causará un impacto social indeseable debido a que en las adyacencias de la superficie próxima al trazado del túnel se encuentran construidas numerosas casas, este impacto social se puede transformar en descontentos de la población de esas casas, ocasionando posiblemente un atraso en el plan de actividades de la excavación del túnel, la eventual necesidad de expropiaciones, o de reparaciones de daños, entre otros.

## **2. OBJETIVOS**

### **2.1. Objetivo General**

“Analizar la factibilidad de métodos de excavación alternativos a la voladura para la excavación del túnel Corral de Piedra de la Línea de Metro Los Teques - Las Adjuntas.”

### **2.2. Objetivos Específicos**

- Estudiar el tipo de roca a lo largo del lineamiento del túnel.
- Estudiar los posibles métodos de excavación para los diferentes tipos de rocas a ser encontrados en el lineamiento del túnel.
- Realizar el análisis de los diferentes métodos de excavación posibles.
- Seleccionar el método con menor afectación y al mismo tiempo aceptables rendimiento en avance de excavación.

### **3. JUSTIFICACIÓN**

El propósito de esta investigación se basa en la selección de un método de excavación alternativo a la voladura, para no provocar un impacto social que pueda perjudicar a la población aledaña y a la ejecución del cronograma de excavación del túnel Corral de Piedras.

En la actualidad se desea el mejoramiento del transporte terrestre en la zona de los Altos Mirandinos, a fin de que la población mirandina tenga un mejor nivel de servicio, disminución de los tiempos de viaje y disminución de congestión vehicular, en la carretera Panamericana y Carretera Vieja Caracas-Los Teques

Toda esta actividad tunelera creciente en nuestro país, hace que la Ingeniería de Minas esté particularmente interesada en esta materia, implementando nuevos proyectos y construcción de proyectos viales.

Esta investigación beneficiará a la población de los Altos Mirandinos, ya que se construirá el túnel sin crear descontentos en los pobladores adyacentes a la obra, teniendo en consecuencia la elaboración fluida de la obra que resolverá el problema de transporte en los Altos Mirandinos.

## **4. GEOLOGIA**

### **4.1. Aspectos Geomorfológicos**

El área estudiada esta conformada por una serie de vertientes a lo largo del cauce del río San Pedro, el cual fluye en dirección promedio N30°E, en un cauce que presenta cambios fuertes en su curso, debido a la influencia de accidentes geo-estructurales.

Estos accidentes también se encuentran altamente interrelacionados con diversas cuencas, cuyos cauces principales drenan a lo largo del curso del río San Pedro y que tienen repercusión en la dinámica de las múltiples laderas que conforman las cuencas del área.

En la zona se pueden visualizar mediante fotos aéreas, una serie de movimientos de masa, predominando aquellos de flujo rápido (altamente influenciados por los diferentes accidentes geo-estructurales) y movimientos de mecanismo complejo.

En el lineamiento se pueden observar accidentes estructurales, (fallas, sistemas de diaclasas, otros) que contribuyen a generara focos de inestabilidad. A lo anterior debe resaltarse la actividad humana que de una manera u otra, favorece el incremento de la inestabilidad de las laderas en general.

### **4.2. Geología Regional**

La zona de estudio fue estudiada anteriormente por diferentes autores, y en estos últimos años (finales de los 80), por diferentes compañías para la elaboración del proyecto del Metro de los Teques. En todos estos estudios se identifican afloramientos de la formación Las Mercedes, formación Las Brisas y el complejo Basal de Sebastopol. En estos estudios, que se

complementan entre ellos, se han realizado estudios de carácter petrográfico y estructural que han servido de base para la interpretación de carácter geológico geotécnico de los diferentes litotipos encontrados a lo largo del trazado.

### **4.3. Geología Estructural Regional**

En la región de Caracas diferentes autores describen la presencia de tres estructuras plegadas mayores, las cuales son el anticlinal de El Junquito, el sinclinal de El Cementerio y el anticlinal de Baruta, señalando que son estructuras simétricas amplias, cuyos ejes tienen dirección general N 60° a 70° E.

Existen también tres tipos de fallas producto de diferentes procesos orogénicos a lo largo del tiempo, es decir: fallas oblicuas, las más antiguas y con rumbo aproximado N 50°-80° E, las cuales se consideran como fallas de gravedad (normales) y de corrimiento (inversas) que siguen el rumbo de las estructuras principales; fallas longitudinales que conforman el sistema de fallas de El Ávila y definidas como fallas de gravedad con un movimiento posterior a lo largo de un rumbo aproximado de N 60° W, definida como fallas de rasgadura con movimientos paralelos entre si.

Además, se reconocen una gran estructura anticlinal en donde el Gneis de Sebastopol y el Granito de Guaremal, constituyen el núcleo de la estructura y el anticlinorio de El Ávila el cual se extiende con rumbo E-W a lo largo del macizo con el mismo nombre y se menciona la presencia de pliegues menores de diferentes orígenes y formas (pliegues de flujo, por escurrimiento entre capas, etc.) típicos n rocas esquistosas.

#### 4.4. Geología Local

A lo largo del trazado y áreas limítrofes se evaluaron 37 puntos de observación mediante los cuales se pudo conocer el arreglo geo-estructural mediante 37 datos de planos de foliación y 89 datos de diaclasas, de los cuales 82 corresponden a diaclasas de tipo continuo local. Es oportuno señalar que los planos de foliación, que por su persistencia constituyen un factor importante para los fines del comportamiento geomecánico, presentan superficies lisas o semi-lisas debido a que las rocas están constituidas por lo general por minerales de grano fino y medio. Por su parte los planos de las diaclasas son generalmente continuos y con superficies semi-rugosas.

En el sector de estudio se encuentra una secuencia casi continua de esquistos Cuarzo-feldespaticos-micaceos de grano medio y grueso (Metareniscas) y filitas sericítico-grafitosas de grano fino pertenecientes a la Formación de las Brisas (Grupo Caracas Jurásico Superior-Cretáceo Inferior). A medida que nos alejamos del portal de salida del túnel corral de piedras hacia el sur se incrementa la secuencia de esquistos de grano grueso (Metareniscas) por la cercanía del basamento en Sebastopol (Complejo Sebastopol).

Los Esquisto que se presentan en capas decimétricas y hasta métricas, están compuestos principalmente por cuarzo (con valores entre 19% y 65%), Plagioclasa (con valores entre 10% y 28%), Microclino (entre 2% y 27%) y Muscovita (con valores entre 3% y 70%, siendo los valores más comunes entre 20% y 35%). En casi todas estas rocas se encuentran, entre otros componentes minoritarios, pirita con valores entre el 2% y 5%, clorita, algunos óxidos hierro, leucoceno y en menor proporción esfena.

Las filitas por lo general pueden presentar capas decimétricas mas competentes, debido a un mayor contenido de cuarzo, intercaladas por

capas milimétricas con mayor contenido de sericita y como accesorio el grafito.

El macizo rocoso presenta diaclasas cerradas y/o rellenas de cuarzo o feldespato y algunas otras abiertas. Hacia la parte superior del macizo los afloramientos, con un nivel de meteorización superior, presentan tonalidades rojizas, sin embargo el color de meteorización amarillo claro puede predominar como consecuencia de cambios mineralógicos locales.

Los niveles de meteorización para la unidad descrita anteriormente pueden variar entre los 30 y 50 metros de profundidad, con desarrollo variable de suelos residuales dependiendo de la composición mineralógica presente.

Es oportuno señalar que debido al persistente sistema de diaclasado puede verificarse la presencia de algunos manantiales producidos por una alta permeabilidad secundaria, aun cuando pueda existir una baja permeabilidad primaria.

Resumiendo y con el apoyo de una gran cantidad de observaciones de campo y medidas estructurales (foliación, diaclasas, fallas y pliegues locales) se ha podido configurar un cuadro litoestructural que, desde el punto de vista geotécnico, luce aparentemente sencillo. El patrón de foliación, a lo largo del trazado en estudio, mantiene azimut de buzamientos constantemente hacia el Sur y Norte configurando una estructura de pliegues con buzamientos suaves.

Con respecto al cuadro estructural general representativo del sistema de diaclasado presente, se define un patrón de mayor importancia con orientación cercana a la Norte-Sur y dos patrones subordinados, igualmente importantes, orientados en sentido Noreste-Sureste y Noreste-Sureste.

Obviamente a nivel local se registran normales cambios en cuanto a rumbos y buzamientos desarrollándose, además, nuevos patrones algunos de los cuales de menor continuidad típicos de materiales filíticos menos competentes.

De igual manera, en proximidad y a lo largo del mismo río San Pedro se pueden encontrar esporádicamente algunos otros depósitos de tipo aluvial conformados por acumulaciones recientes y actuales (Holocenas) y Antiguas (Terrazas Pleistocénicas).

#### **4.5. Características Geotécnicas**

El túnel corral de piedras tendrá aproximadamente 1160 metros lineales de longitud total y una cobertura máxima del orden de los 100 metros (ver anexo 1).

Prácticamente toda el área superficial a lo largo del alineamiento del túnel entre los dos portales, esta densamente poblada con viviendas que, por lo menos en unos cuantos casos, poseen características estructurales precarias. Adicionalmente existe un antiguo movimiento de masas (macro deslizamiento) en correspondencia de las progresivas centrales del túnel en el sector Aguachina, en coincidencia con el cual ya se ha producido el deterioro mas o menos avanzado de un número importante de viviendas allí ubicadas y debido a la presencia del cual, se modificó oportunamente el alineamiento del túnel con el objeto de alejarlo considerablemente de la base de las referidas masas de deslizamiento.

##### **Unidad esquistosa**

La dinámica de vertientes de esta unidad presenta un potencial morfogénico de medio a bajo, permeabilidad moderada con tendencia también moderada a la socavación subsuperficial. Puede presentar una

capacidad de retención de humedad de media a baja con desarrollo de un retículo hidrográfico general de tipo angular dendrítico típico de estos materiales y en ocasiones un drenaje superficial difuso.

Con respecto a la circulación de agua, pueden presentarse escapes de agua tipo regmático por la presencia del ya mencionado sistema de diaclasado persistente, especialmente en los horizontes de roca poco meteorizadas y frescas.

### **Unidad filítica**

Este tipo de litología tiene un comportamiento algo más complejo, ya que se intercala frecuentemente con niveles esquistosos, más competentes. La composición mineralógica básica de esta unidad esta constituida por sericita que puede alcanzar valores porcentuales muy elevados (hasta 90% de la totalidad de la muestra), cuarzo en menor proporción, niveles grafitosos y otros minerales accesorios en proporciones aun menores.

Presenta una permeabilidad baja con retenciones de agua en superficie y desarrollo de un sistema de drenaje difuso. La dinámica de vertientes puede presentar un potencial morfogénico bajo.

Los movimientos de masa mas comunes detectados son de tipo complejo y de flujo y frecuentemente están asociados al desarrollo del drenaje.

Aun cuando el porcentaje filítico pueda resultar, en ocasiones, bastante inferior con respecto al litotipo esquistos, hay que tomar en cuenta que los horizontes filítico pueden representar las superficies de despeje sobre las cuales se movilizan los deslizamientos.

Igualmente hay que enfatizar que cuando los litotipos filíticos prevalecen sobre los esquistos se registra una mayor presencia de

diaclasado local y discontinuo, expresado por una mayor dispersión de polos de planos estructurales en la semiesfera inferior del diafragma de frecuencia.

### **Portal Norte (Entrada) Túnel Corral de Piedra (Progresiva 0+182)**

La conformación geo-estructural de la ladera exhibe buenas condiciones de estabilidad con respecto a la foliación por presentar una situación de Contracuesta de Buzamientos con ángulos de buzamientos bajos (30°) al igual que el alineamiento final del eje del túnel, cuya dirección Noreste-Sureste, al cruzar ortogonalmente los planos de foliación, induce a un frente de excavación bastante estable.

Con respecto a los patrones de diaclasado se detectan tres (3) patrones principales orientados en sentido aproximado NW-SE, NE-SW, y E-W, los cuales pueden producir algunas cuñas estructurales potencialmente inestables y caídas de bloques por fenómeno de volcamiento. El sistema de diaclasado en líneas generales presenta buzamientos sub-verticales y/o de ángulos altos.

En el sector de ladera en donde se ubica el portal del túnel se observan algunos focos de inestabilidad potencial, un antiguo movimiento de masas y movimiento de masa tipo complejo; mientras que en la parte superior de la ladera se detectan indicios de movimientos de masas tipo derrumbe y movimiento de masas tipo flujo, la mayoría de ellos asociados con el retículo hidrográfico.

La problemática principal de este sector, con énfasis en el portal, estriba en el deterioro de los afloramientos producido por la intervención antrópica de tipo informal que ha sufrido el sector y sobre todo por la circulación de las aguas servidas que corren libremente por toda el área y sobre todo dentro del sistema de diaclasado. Se estima que el nivel de deterioro inducido por

este concepto pueda afectar seriamente el sector portal por una decena de metros de profundidad.

Orientación Ladera  $La = N82^{\circ}W - 35^{\circ}N (8^{\circ} - 35^{\circ})$

Orientación Ladera  $Lb = N47^{\circ}W - 45^{\circ}N (43^{\circ} - 63^{\circ})$

Orientación Talud de corte  $Tc = N62^{\circ}W - 25^{\circ}N (28^{\circ} - 25^{\circ})$

Alineamiento Metro Entrada Portal Norte =  $208^{\circ}$

Foliación Estadística  $Fe = N78^{\circ} - 30^{\circ}S$

Azimut de Buzamiento =  $168^{\circ} - 30^{\circ}$

Buzamientos de foliación según envolvente hasta con valores cercanos a los  $45^{\circ}S$

Diaclasas estadísticas  $D4 = N80^{\circ}W - 78^{\circ}N$

Azimut de buzamiento =  $10^{\circ} - 78^{\circ}$

$D3 = N - S - Vert.$  Azimut de buzamiento =  $90^{\circ} - 90^{\circ}$

$DI-2 = N40^{\circ}W - 80^{\circ}N$  Azimut de buzamiento =  $50^{\circ} - 80^{\circ}$

$DII-2 = N37^{\circ}E - 85^{\circ}S$  Azimut de buzamiento =  $127^{\circ} - 85^{\circ}$

$DI = N15^{\circ}E - 48^{\circ}S$  Azimut de buzamiento =  $105^{\circ} - 48^{\circ}$

Cuñas  $D4 - D1$  Azimut de buzamiento =  $86^{\circ} - 46^{\circ}$

$DI-2-DII-2$  Azimut de buzamiento =  $67^{\circ} - 11^{\circ}$

$DII-2-D4$  Azimut de buzamiento =  $54^{\circ} - 17^{\circ}$

D4 -DI-2      Azimut de buzamiento =  $17^\circ - 14^\circ$

D3- D4 Azimut de buzamiento =  $360^\circ - 13^\circ$

### **Portal Sur (o de Salida) Túnel Corral de Piedra (Progresivas 1+437)**

La conformación geo-estructural de la ladera exhibe buenas condiciones de estabilidad con respecto a la foliación por presentar una situación de Contracuesta de buzamientos con ángulos de buzamientos bajo ( $15^\circ$ ) al igual que el alineamiento foral del eje del túnel, cuya dirección Noroeste-Sureste, al cromar ortogonalmente los planos de foliación, garantiza un frente de excavación bastante estable.

Con respecto a los patrones de diaclasado se detectan tres (3) patrones principales orientados en sentido aproximado NW-SE, NE-SW y E-W, los cuales pueden producir algunas cuñas estructurales potencialmente inestables y caídas de bloques por fenómenos de volcamiento. El sistema de diaclasado en líneas generales presenta buzamientos sub-verticales y/o de ángulos altos.

En el sector de ladera en donde se ubica el portal del túnel se observan algunos focos de inestabilidad potencial y un antiguo movimiento de masas; mientras que en las laderas que interesan el tramo final del mismo túnel se detectan indicios de antiguos movimientos de masas, focos de inestabilidad potencial y movimientos de masas tipo flujo, la mayoría de ellos asociados con el retículo hidrográfico.

La problemática principal de este sector, con énfasis en el portal, estriba en el deterioro de los afloramientos producido por la intervención antrópica de tipo informal que ha sufrido el sector y sobre todo por la circulación de las aguas servidas que corren libremente por toda el área y sobre todo dentro del sistema de diaclasado. Se estima que el nivel de deterioro inducido por

este concepto pueda afectar seriamente el sector del Portal por una decena de metros de profundidad.

Orientación Ladera  $L = N25^{\circ}E - 28^{\circ}S (115^{\circ} - 28^{\circ})$

Orientación Talud de Corte  $T1 = N25^{\circ}E - 63^{\circ}S (115^{\circ} - 63^{\circ})$

Orientación Talud de Corte  $T2 = N85^{\circ}E - 63^{\circ}S (175^{\circ} - 63^{\circ})$

Alineamiento Metro Salida Portal Sur = 175

Foliación Estadística  $Fe = N67^{\circ}E - 15^{\circ}N$

Azimut de buzamiento =  $337^{\circ} - 15^{\circ}$

Buzamientos de foliación según envolvente hasta con valores cercanos a los  $37^{\circ}N$

Diaclasas estadísticas  $D8 = N37^{\circ}W - 80^{\circ}N$

Azimut de buzamiento =  $53^{\circ} - 80^{\circ}$

$D4 = N52^{\circ}E - 61^{\circ}S$  Azimut de buzamiento =  $142^{\circ} - 61^{\circ}$

$D3 = N72^{\circ}W - 85^{\circ}S$  Azimut de buzamiento =  $198^{\circ} - 85^{\circ}$

Cuñas críticas  $D8 - D4 - D3$

Azimut de buzamiento =  $119^{\circ} - 61^{\circ}$

#### **4.6. Estudios geofísicos**

Se efectuó una investigación geofísica sísmica para el Túnel Corral de Piedras, Línea Las Adjuntas-Los Teques, Municipio Libertador, distrito Capital.

Los trabajos de campo se efectuaron bajo la supervisión y coordinación de personal perteneciente a GEOCITIES C.A. y DYCVENSA.

El objeto del estudio geosísmico fue investigar, con base a la velocidad de transmisión de ondas sísmicas, las condiciones de los materiales del subsuelo en el ámbito de la cobertura del túnel, para complementar los resultados de las perforaciones a maquina y reconocimiento geológico, a los fines de fijar criterios sobre las excavaciones subterráneas.

### **Método de Trabajo**

Para el estudio geosísmico se utilizó el “Método Sísmico de Refracción”, con dispositivos lineales de 100 m de longitud y tendidos de 11 geófonos a separaciones de 10 metros. Para la generación de ondas, en ambos extremos de cada dispositivo, se detonaron cargas sísmicas (Pólvora Pirotécnica)

### **Dispositivo sísmico de refracción**

Para la ejecución de los dispositivos sísmicos de refracción se colocan, a lo largo del perfil a estudiar, los geófonos a separaciones conocidas y se generan ondas en ambos extremos del tendido, que son captadas por los geófonos y las cuales se traducen en oscilaciones que se registran en los sismogramas, representando el tiempo de transmisión de las ondas desde el punto de generación hasta cada geófono.

Con estos tiempos de llegada de las ondas, se elaboran, para cada dispositivo, las gráficas dromocrónicas o gráficas tiempo-distancia en las cuales se determinan las velocidades sísmicas ( $V_1, V_2, V_3, \dots$ ) correspondientes a las distribuciones de tiempo obtenidas, se define el número de medios detectados (Zonas 1, 2, 3, ...), y se calculan los espesores ( $h_1, h_2, \dots$ ) y profundidad a la base ( $H_1, H_2, \dots$ ) de cada medio detectado.

Con los espesores de las zonas correspondientes a cada rango de velocidad, se elaboran los perfiles geosísmicos, donde se presenta la distribución vertical de velocidades sísmicas agrupadas en zonas, las cuales se asocian con caracteres litológicos y/o condición física de esos materiales del subsuelo.

La localización y longitud de los dispositivos sísmicos estuvo restringida por la topografía del sector y la alta densidad de construcción, efectuándose los mismos a lo largo de veredas y en el cauce de la quebrada Los Sapos.

### **Presentación de los resultados**

La ubicación de los dispositivos sísmicos, los Perfiles Geosísmicos y las Dromocrónicas se muestran en el Plano N° 1.

### **Volumen del trabajo**

Se efectuaron tres (3) dispositivos sísmicos de refracción, D-TCP-1 a D-TCP-3, con generación de ondas en ambos extremos de cada dispositivo sísmico. Su distribución se muestra a continuación:

**Tabla 4.1.  
Dispositivos Sísmicos**

DISPOSITIVO SÍSMICO	LONGITUD (m)	COORDENADAS		UBICACIÓN
		Norte	Este	
D-TCP-1	106	-9.198 -9.220	-9.752 -9.840	Quebrada Los Sapos Progresiva 0+600 (aprox.)
D-TCP-2	100	-9.262 -9.358	-8.602 -8.578	Barrio Agua China Progresivas 0+770 a 0+870 (aprox.)
D-TCP-3	100	-9.550 -9.634	-8.396 -8.436	Barrio Puerta Verde Progresivas 1 +110 a 1+200 (aprox.)

### **Personal y equipos**

El trabajo de campo estuvo a cargo del Ingeniero Geólogo. Felipe Spena y el Técnico Geominas Clovis Escalona, bajo la coordinación y supervisión de los Ingenieros Eden Cardola (GEOCITIES C.A.) y Angel G.

Fierro (DYCVENSA). El procesamiento de datos y elaboración del informe estuvo a cargo del Ing° Geól. Felipe Spena I. (C.I.V. N° 20.835).

Se utilizó un sismógrafo ABEM TRIO, modelo SX-12, geófonos de componente vertical PE-4 de 4-10 Hz y para la generación de ondas se detonaron cargas sísmicas (pólvora).

## CORRELACIONES ESTABLECIDAS

### **Generalidades**

Los sectores estudiados se localizan en el flanco sur de la serranía norte del tramo central de la Cordillera de La Costa, localmente, en las montañas cercanas a Las Adjuntas, al oeste del valle de Caracas.

Geológicamente, se ubica en el área de afloramientos de rocas metasedimentarias, agrupadas en las Formaciones Las Mercedes y Las Brisas y, según estudios geológicos recientes, en la "Asociación Metamórfica Ávila" o "Complejo Ávila".

Los materiales rocosos expuestos en los cauces de los zanjones y quebradas, cortes de la carretera, veredas y trochas, en excavaciones para viviendas y de acuerdo a los resultados de las perforaciones a máquina, indican la presencia de esquistos cuarzo micáceos con intervalos grafitosos y calcáreos, esquistos calcáreos, esquistos grafitosos, filitas cuarzo grafitosas y calcáreas y, localmente, gneises cuarzo micáceos cloríticos y epidóticos (perforación P-4).

### **Zonación geosísmica**

Se obtuvieron velocidades de ondas de 815 - 3570 m/s, las cuales, Considerando las características geológicas indicadas en el párrafo anterior y de acuerdo a los resultados de trabajos similares efectuados con anterioridad

en el área, las velocidades de ondas de 815 - 3570 m/s obtenidas con los dispositivos sísmicos, se agruparon en zonas geosísmicas de la siguiente manera:

**Tabla 4.2.**  
**Velocidad de ondas**

ZONA	VELOCIDAD (m/s)
1	815 -1000
2	1980 -2500
3	3570

La velocidad de ondas en el subsuelo depende de las propiedades elásticas los materiales que lo conforman y, en consecuencia, las variaciones de las mismas corresponden a variaciones de la consistencia y/o densidad relativa de los suelos y condición física (grado de meteorización y/o fracturación) de las unidades litológicas que conforman el subsuelo local.

Conocidas las velocidades de transmisión de las ondas en los diferentes intervalos del subsuelo y los espesores respectivos de cada intervalo o zona, se establece la correlación de las mismas con diferentes cualidades y condiciones geológico-geotécnicas.

Estas zonas y sus rangos de velocidades, permiten establecer correlaciones en lo referente a tipo de material (suelo o roca), condición física de la roca (grado de meteorización y/o fracturación) y condiciones de excavación de los materiales en superficie y obras subterráneas.

## **5. EL PROYECTO DE TUNELES**

### **5.1. Generalidades**

El proyecto de una obra subterránea, como el de cualquier otra especialidad ingenieril, suele ordenarse en cuatro conjuntos documentales, denominados memoria, planos, pliego de condiciones y presupuesto'. Puede decirse que esta ordenación es universal porque, aunque la forma de presentación y, a veces, los títulos cambien, el contenido documental es prácticamente el mismo.

Los dos primeros documentos, la memoria y los planos, contienen lo que se podía llamar el diseño de la obra, entendiéndose por tal la aportación personal del proyectista. A facilitar su concepción está orientado el presente capítulo, en el que no se tratan los otros dos documentos, cuyo contenido viene impuesto, respectivamente, por las normas o recomendaciones de carácter general y por la situación del mercado, asuntos que el Ingeniero debe conocer, como profesional responsable que es, pero que no exigen propiamente una labor creativa.

Pues bien, el diseño de un túnel no puede seguir el proceso ordinariamente aplicado al resto de los tipos estructurales, porque existen hechos no habituales en otras especialidades de la ingeniería, entre los que hay que destacar, en primer lugar, la complejidad del propio elemento estructural. Dicho de otro modo, en el diseño del túnel el proyectista no puede emplear libremente su imaginación para llegar a definir un conjunto de elementos estructurales aportados, que han de dimensionarse sin más influencia externa que la comprobación de que su apoyo o cimiento en el terreno es viable.

En efecto, como se verá más adelante, la estructura a considerar en el caso de un túnel es tanto el elemento o elementos materiales aportados por el hombre, como el terreno constitutivo del propio macizo. Puede decirse realmente que el terreno próximo al conducto forma parte de la estructura resistente, con tanta o más incidencia en el proyecto que los materiales que añade el proyectista.

Por otra parte, el túnel es, quizás, la estructura ingenieril donde la interrelación Diseño - Sistema (y proceso) constructivo tiene la mayor importancia. La aplicación de una u otra metodología de construcción puede, no sólo aumentar el coste hasta niveles de inviabilidad del proyecto, sino llegar a condicionar totalmente el diseño y, por tanto, el proyecto.

Por último, además del sistema y proceso constructivos, hay otros condicionantes del lugar o del entorno que han de tenerse en cuenta en todo proyecto de ingeniería, para comprobar si están relacionados entre sí, y si plantean problemas adicionales de recurrencia. Pues bien, en el caso de un túnel todo ello no es una mera posibilidad a comprobar, sino que todos aquellos diversos aspectos que influyen están relacionados entre sí, y hay que estudiar siempre su interrelación.

En resumen, en un intento de ordenar de alguna forma toda esta problemática, que es el objetivo del presente capítulo, se puede decir que el proyectista de un túnel debe tener siempre en cuenta seis grupos de temas básicos, que se tratan en los apartados siguientes y que son:

- El objetivo de la obra subterránea
- La geometría del Proyecto: trazado y sección tipo
- La geología y la geotecnia del macizo
- El sistema constructivo

- La estructura resistente. El cálculo
- Las instalaciones para la explotación.
- Temas varios.

Hay otros dos grupos de temas que no se incluyen aquí porque se estudian, usualmente, fuera del Proyecto propiamente dicho. No obstante, hay que señalar su enorme influencia en Proyectos de gran envergadura y plazo de ejecución muy extenso. Son los relativos a la definición y evaluación de:

- Los riesgos a asumir
- La financiación del Proyecto.

El propietario de la obra suele considerar estos dos temas a través de estudios adicionales, no incluidos ordinariamente en el encargo que hace a su equipo de proyectos o a un proyectista externo. Solamente en casos especiales, como es el de proyectos financiados o proyectos para concesiones, el equipo de proyecto es multidisciplinar y entran en el encargo los ocho grupos señalados.

Para terminar esta introducción, cabe decir que hubo una tendencia, muy generalizada entre los Ingenieros, a considerar que todo el problema del diseño de un túnel consistía en el Dimensionamiento y Cálculos de comprobación de la propuesta estructural. En los últimos años, por parte de una mayoría de proyectistas de túneles, esta tendencia se ha modificado, para abordar también aspectos del tercer grupo de temas, es decir, los relativos a la Geología y Geotecnia del macizo y a su colaboración como parte esencial de la estructura resistente del túnel.

Pues bien, siendo ambos grupos de temas parte muy importante, por no decir esencial, del diseño de un túnel, hay que hacer dos observaciones, y la primera es que ambos justifican sobradamente un tratamiento específico. Por ello, se expondrán aquí en términos de gran generalidad, dado que son objeto de estudio detallado en otros capítulos de este texto.

Lo mismo sucede con el Sistema constructivo, que se trata en este capítulo básicamente para dar una orientación acerca del estudio comparativo que debe hacer el Proyectista. No obstante, la importancia esencial que tiene hoy día la metodología de construcción recomienda tratar este tema en detalle, lo que se hace en otros capítulos.

Por último, hay que señalar que muchas de las dificultades encontradas en la ejecución de las obras subterráneas han sido consecuencia de que el Proyecto no ha tenido en cuenta los temas a que se refieren los otros tres grupos básicos. El tratamiento de estos problemas se ha venido haciendo exclusivamente por medio de la casuística, a lo largo de los múltiples Casos históricos que se presentan en Congresos y Simposios especializados. De ahí que este capítulo se referirá principalmente a estos tres grupos, es decir, a las áreas no relacionadas directamente con la Geotecnia del macizo, con el Cálculo o con el Sistema constructivo, y ofrecerá una exposición ordenada, aunque no pueda ser exhaustiva, de la casuística conocida, señalando los principales problemas y las soluciones recomendables.

## **5.2. El objetivo de la obra subterránea**

Toda obra subterránea tiene un objetivo funcional, que es prioritario, pero existen, prácticamente siempre, otros objetivos complementarios, de índole diversa, que deben contemplarse y que pueden tener importancia decisiva.

En cuanto a los objetivos funcionales, puede decirse lo siguiente:

- a) En Ingeniería civil, el túnel suele ser una estructura singular que se integra en un macizo para formar parte del trazado de una vía de comunicación, (ferrocarril o carretera principalmente) de una galería o pozo de conducción hidráulica (aprovechamientos hidroeléctricos, suministro de agua, alcantarillado, etc.), de una galería o pozo de servicios (gas, teléfono, conductores eléctricos, etc.).
- b) El objetivo de una obra subterránea es, otras veces, dar acceso a un punto del interior de un macizo y desarrollar a partir de aquel una explotación minera o bien otra instalación de tipo industrial. Las peculiaridades de las primeras son objeto específico de la Ingeniería de Minas.
- c) Lo que se expone en este Capítulo puede ser de utilidad para el estudio de una explotación minera, pero, obviamente, no es éste su objetivo. Aquellos estudios son la materia específica de otras áreas de docencia.
- d) En cuanto a instalaciones de tipo industrial, distintas de la minería, pueden citarse como más frecuentes: centrales eléctricas (hidráulicas, geotérmicas o, incluso, nucleares), depósitos de carburantes (líquidos o gases), almacenes de alimentos, etc.
- e) Hay otro grupo de importancia creciente en el registro de las últimas construcciones subterráneas modernas, que comprende los servicios comerciales, culturales y sociales. Se trata de obras subterráneas para auditorios, palacios de deportes, complejos comerciales urbanos, etc.

- f) En una visión futurista, respecto de la tecnología usual, el túnel puede llegar a emplearse para otros fines. Algunas realizaciones existen ya, como son ciertas instalaciones militares, (hangares, muelles de atraque, etc.); almacenamiento de agua caliente (obtenida por radiación solar para calefacción o suministro), etc.

Por lo que se refiere a los objetivos complementarios o adicionales a la funcionalidad primaria del túnel son de muy diversa naturaleza, pudiendo decir que directa o indirectamente corresponden en su gran mayoría a exigencias de mejora medioambiental, bien sea a favor de la elección de la solución túnel para proteger el entorno existente, bien sea porque una vez decidida la solución túnel han de imponerse en su diseño y construcción. En concreto, puede decirse que estas otras consideraciones son las siguientes:

a) Impacto medioambiental del diseño (que justifican la solución túnel).

- Preservar el valor medioambiental del paisaje.
- Limitación de ruidos en la zona (vías de comunicación).
- Reducción de los volúmenes de tierras a mover.
- Reducción de los terrenos a adquirir.

b) Impacto medioambiental del proceso constructivo

- Ruidos de la construcción.
- Contaminación del freático.
- Afección a servicios existentes; derechos de paso y ocupación temporal de terrenos, etc.

c) Prevención de daños físicos

- En la explotación (Prevención de incendios; salidas de emergencias, etc.).
- En la construcción (Seguridad e higiene laboral).

Como puede comprenderse, tanto los objetivos de funcionalidad primaria, como los complementarios, son específicos de cada Proyecto y dependen de la propia tecnología a la que éste pretende servir. Sólo algunos pueden ser identificados fácilmente por el propio proyectista cuando corresponden a su especialidad básica, por lo que el consenso con el cliente se consigue fácil y rápidamente: es el caso de un proyecto de ingeniería civil para un ingeniero proyectista civil, o el de una instalación minera para un ingeniero proyectista en minas. Pero, obviamente, no siempre es ésta la situación, bien sea porque se trata de una rama singular y especializada, bien por ser una tecnología no bien conocida por el proyectista.

Por ello puede decirse, en general, que cada caso concreto requiere que el proyectista de la obra subterránea reciba del cliente las necesidades concretas de ese Proyecto, en cuanto a número y tipo de recintos, necesidades de enlace entre ellos, número y dimensiones de los equipos a alojar, recintos secundarios, instalaciones subterráneas auxiliares necesarias o convenientes, etc.

Por último, en este apartado se presenta el anterior resumen de objetivos para que pueda servir como un Cchecking list al Proyectista de una obra subterránea, sin pretender que dicha lista de posibles temas a considerar sea exhaustiva.

### **5.3. La geometría del proyecto de trazado y sección tipo**

#### **5.3.1. Trazado en planta**

Por lo que al trazado en planta se refiere, el Proyectista ha e considerar como principales puntos de partida los siguientes:

La geotecnia local del macizo a atravesar. Desde el momento que se tantea el encaje de la posible solución (o soluciones) en planta del proyecto, hay que disponer de una información tipo general sobre las condiciones geotécnicas del macizo a atravesar, aunque luego se vuelva sobre el temas. Ello permitirá establecer las alternativas de trazado, en principio más adecuadas desde el punto de vista geotécnico.

La afección a obras subterráneas existentes. Se puede decir, sin exageración alguna, que la información sobre los servicios existentes en el subsuelo de la zona de la futura obra subterránea es tan importante, por no decir más, que la relativa a la geotecnia del macizo.

La afección a obras exteriores existentes. El fenómeno de la subsidencia del terreno superficial, debida a la ejecución de un túnel bajo el mismo, existe siempre, aunque, naturalmente, depende muy esencialmente de las características geotécnicas del macizo.

Su manifestación principal son los asientos. Generalmente son de pequeña magnitud en los macizos de rocas ígneas (granitos, gabros, riolitas, basaltos, vidrios volcánicos, etc.), mientras que suelen alcanzar magnitudes importantes en las rocas sedimentarias, sobre todo rocas blandas y suelos (margas, argilitas, limolitas, etc.). Por ello, toda posibilidad de implantación del trazado lejos de la planta de obras exteriores existentes es esencial, sobre todo, en estos últimos casos.

En casos muy concretos en que se considere conveniente (si no obligatorio) un sistema constructivo, pueden condicionarse los radios del trazado. Así, con las máquinas integrales de túnel son convenientes radios superiores a los 400 m en planta.

De acuerdo con todo lo anterior, las recomendaciones clásicas de definición del trazado con criterios exclusivamente de tipo económico, es decir, el trazado más corto (con simples correcciones de acuerdo con un conocimiento general de las condiciones geotécnicas del macizo), no son suficientes. De hecho, en la mayoría de los actuales Proyectos de obras subterráneas, se cuida cada vez más el estudio previo de los tres primeros condicionantes previos o puntos de partida básicos, que se acaban de señalar. Por ello, merece la pena comentar algo más sobre la casuística relativa a los mismos y exponer el tratamiento de un caso, que sea lo más amplio y representativo posible, de esta problemática.

La existencia de obras o servicios en el subsuelo de la zona, es tema que puede tener enorme complejidad en el caso de túneles urbanos. Se han llegado a tomar decisiones que han tenido que ir en contra de todos los principios en que hoy se fundamenta el diseño de un túnel por razones de la calidad geotécnica del macizo.

Así ha sucedido en dos proyectos japoneses en Hiroshima y Tokio, en los que se aplicó el llamado método DOT7, empleando Escudos de sección en forma de 8, Fig. 5.1. Se trata de un modelo de TBM que excava dos secciones circulares secantes para un ferrocarril metropolitano de doble vía con gálibo mínimo ( $9,4 \times 15,85 \text{ m}^2$ ). En principio, la solución va en contra de las formas recomendadas para terrenos de calidad dudosa, que son las más próximas que sea posible a la totalmente circular.

No obstante, en este caso la forma adoptada se ha justificado por lo complicado del encaje del trazado en planta, en una zona urbana con multitud de servicios en explotación, alojados en galerías existentes.

Lo mismo puede decirse de las secciones rectangulares tan frecuentes en los túneles, generalmente de poco recubrimiento, de las vías de transporte en zonas urbanas (calles, autovías de penetración y ferrocarriles).

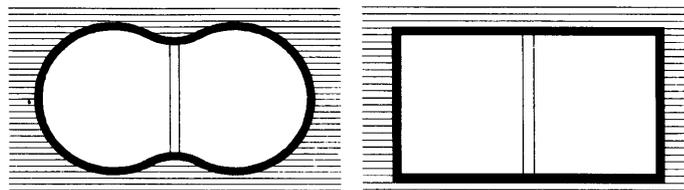


Figura 5.1. Secciones atípicas.

Por lo que a la subsidencia se refiere, ya es posible hoy día estimar las deformaciones esperables en superficie, como consecuencia del avance del túnel, y adoptar los métodos de construcción más adecuados para minorarlas o, incluso, actuar previamente para corregirlas. Por ejemplo, se puede provocar una entrada en tensión y consiguiente deformación previa del terreno en sentido contrario y de magnitud comparable a la del asiento esperable, actuando con inyecciones desde el exterior o desde una obra subterránea auxiliar. No obstante, la evaluación previa de las deformaciones no siempre tiene la precisión deseable, por lo que estos pretratamientos pueden ser arriesgados en ciertos tipos de terreno.

Para terminar, el caso particular del Proyecto de una línea de ferrocarril metropolitano subterráneo, puede servir de pauta general para otros casos. El trazado en planta, incluyendo la localización de las futuras estaciones es el estudio principal a realizar y debe tratar los problemas siguientes:

- Reducción de la afección a estructuras principales existentes próximas. Para ello, se intenta que el trazado discorra, en su mayor parte, bajo las grandes avenidas o calles anchas de la ciudad.
- Protección de edificios o estructuras singulares (con pantallas o elementos de efectos parecido) cuando sea insalvable la proximidad a las mismas, Fig. 5.2.
- Limitación de las necesidades de adquisición o uso temporal de terreno, derechos de paso, etc. El número de puntos de ataque se limita al conveniente para cumplir el Programa deseable. Además, si es necesario, el acceso en esos puntos se hará por pozos
- Limitación de la afección al tráfico rodado durante la construcción. Se trata, en primer lugar, del transporte de escombros y también del suministro de áridos, cemento o prefabricados.

Viabilidad de los posibles métodos de construcción en los distintos tramos, estaciones y obras complementarias, de acuerdo con la geotecnia del macizo. De ello se trata en el epígrafe siguiente.

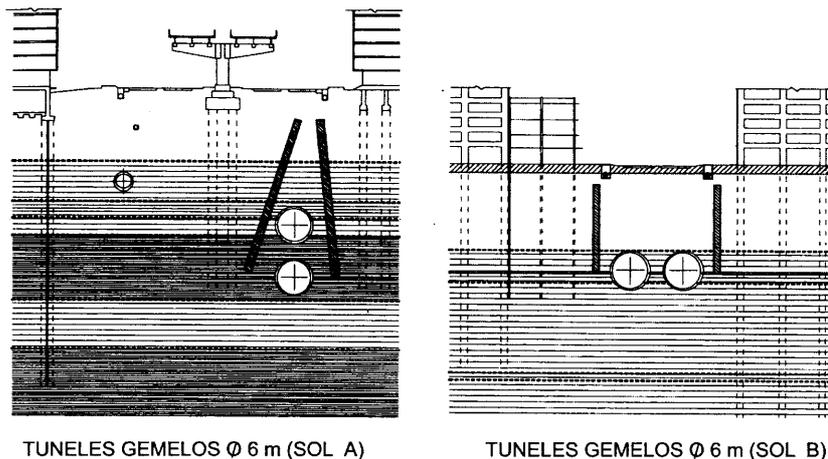


Figura 5.2. Protección de edificios o estructuras singulares.

### 5.3.2. El trazado en alzado: pendiente

En primer lugar, las pendientes del trazado deben ajustarse a las necesidades funcionales del servicio a que se destina el túnel. Por ello, en algunos casos, como el de las conducciones hidráulicas en lámina libre, la pendiente viene fijada (o ha de establecerse entre límites estrechos) de acuerdo con el funcionamiento hidráulico del canal. En otros casos no es así, y pueden darse criterios de tipo más general, como los siguientes:

*Carreteras ordinarias.* Con rampas superiores a un 5% la ventilación se complica de tal forma que dicha cifra puede considerarse como límite máximo recomendable para las pendientes, ya que tampoco debe ser rebasada por el tráfico descendente, por razones de seguridad vial.

*Autopistas.* Generalmente se trata de túneles con tráfico en un solo sentido. Se recomiendan pendientes no superiores a un 2% en túneles ascendentes de más de 0,5 km de longitud. En casos especiales y, a ser posible, sólo en tramos cortos, pueden llegarse a un 4%. Con cifras mayores se complica la ventilación y disminuyen las velocidades medias, lo que debe evitarse en este tipo de vías.

En túneles para tráfico descendente, tampoco debiera rebasarse la primera cifra citada, por razones de seguridad vial, dadas las altas velocidades de los vehículos. En todo caso, de tener que hacerlo, habrá que limitar la velocidad sensiblemente por debajo de la de diseño".

*Ferrocarriles.* Como cifras orientativas límite se pueden señalar las de 25 milésimas (2,5%) en tramos largos, con un máximo de 50 milésimas (5%) en tramos muy cortos. Esto último suele ser frecuente en el caso de ferrocarriles metropolitanos para salvar servicios existentes en puntos singulares del trazado.

En los proyectos de Alta Velocidad las cifras cambian radicalmente: los radios en planta han de superar los 2.000 m y las pendientes se mantienen por debajo de las 10 milésimas (1 ‰).

Ferrocarriles metropolitanos subterráneos. Se vienen recomendando últimamente, por múltiples razones, los diseños superficiales 12, entendiendo por tales los de estaciones muy próximas a la superficie (o simplemente semienterradas) y túneles poco profundos. En tales casos, la estación debe ser siempre un punto alto del trazado: con ello se facilita, tanto la aceleración del arranque del tren descendente como el frenado del ascendente, Fig. 5.3.

Contrapendiente y desagüe durante la construcción. El Proyecto debe tener muy en cuenta el caso en que las filtraciones esperables sean importantes. Los avances entre los dos puntos de ataque de un túnel (las bocas) o de un tramo de túnel (accesos intermedios por pozo o galería) deberían hacerse siempre a favor de pendiente, ya que el desagüe por bombeo complica el proceso constructivo.

El diseño para avanzar a favor de pendiente es posible en las conducciones a presión, con tal de mantener el trazado claramente bajo la línea piezométrica mínima esperable. En el resto de casos, no hay más remedio que recurrir al bombeo, siendo recomendable prever una reducción de ritmos en el avance del tramo en contra pendiente, al establecer el programa de trabajos.

### **5.3.3. La sección tipo**

Para la definición de la sección tipo, hay que considerar, por una parte, los gálibos requeridos funcionalmente y, por otra, la aproximación a la forma óptima deseable desde el punto de vista geotécnico, que es la circular.

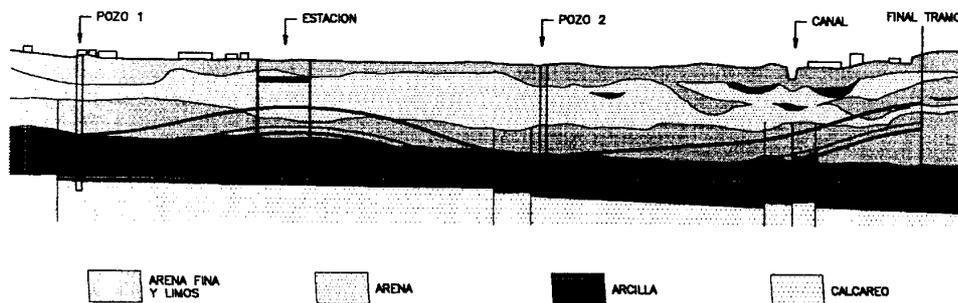


Figura 5.3. Perfil típico de un F.C. metropolitano moderno.

Las condiciones de gálibo resultan del funcionalismo que se requiere de la obra terminada, pudiendo hacer algunos comentarios como los siguientes:

En el caso más complejo de un túnel de carretera, hay que tener en cuenta los gálibos requeridos por el tráfico (generalmente obligados por una Instrucción a cumplir), las necesidades de aceras o arcenes, los espacios para conducciones de servicios, de drenajes, etc.

En la Fig. 5.4 se representan dos alternativas para unas mismas condiciones de gálibo. La superior puede adoptarse en terreno competente, mientras que la inferior (solera en arco o "contra bóveda") es recomendable en terrenos de baja calidad.

En este mismo caso, hay que contemplar la necesidad de ventilación, sobre todo si la longitud del túnel supera cifras del orden de los 250 m, lo que es tanto como reservar espacio suficiente para los ventiladores (en el caso más simple de ventilación longitudinal) o bien para los conductos de impulsión de aire fresco y de aspiración para extracción del aire viciado, en los casos más complejos.

Lo mismo puede decirse de los túneles ferroviarios por lo que se refiere a la plataforma de vía, sistema de toma de corriente, etc., debiendo destacar que en los ferrocarriles de alta velocidad el efecto de impacto debe tenerse en cuenta con una mayoración adecuada de la sección

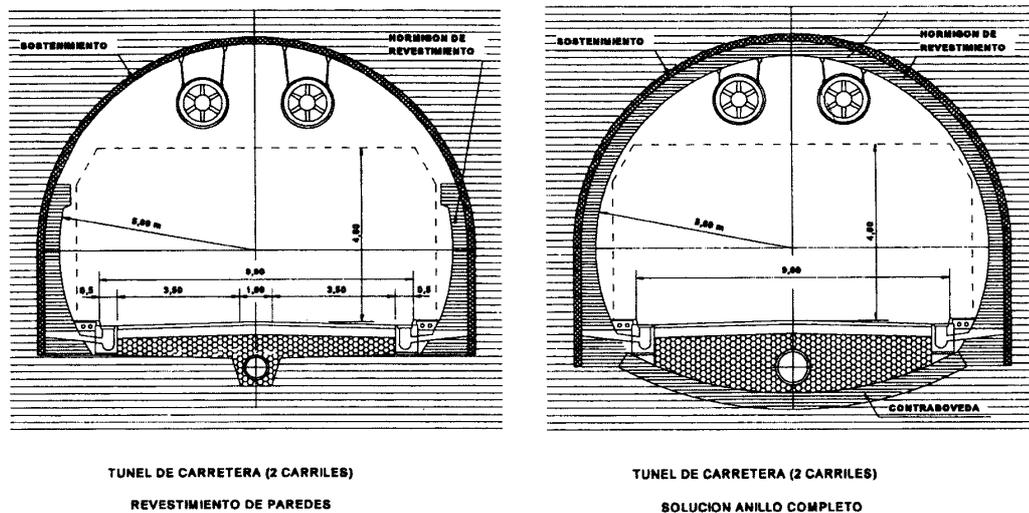


Figura 5.4. Secciones de túnel de carretera.

.En todos los casos, incluso en los aparentemente muy simples, como el de las conducciones hidráulicas, hay que contemplar un margen razonable para el sostenimiento flexible de tipo medio que va a aplicarse a la sección. En España suele despreciarse este tema, suponiendo que se trata de unos pocos centímetros (3 o 4 cm) de espesor, cuando la realidad es que luego pueden ser necesarias cifras de 8 - 10 cm o más a lo largo de una zona muy grande del túnel. En todo caso, la definición de una sección de excavación que cubra estos pequeños márgenes, tiene un peso mínimo sobre el coste de la excavación.

Por supuesto, en todo caso el gálibo necesario para el sostenimiento de un túnel, debe estimarse a priori. Dado que difícilmente la entibación requerida es homogénea en toda la longitud, el proyecto debe prever unas pocas secciones tipo a aplicar según las zonas. En todas ellas el gálibo de excavación debe corresponder al espesor máximo previsto en dicha sección tipo.

Los espacios requeridos para los servicios en túneles de ferrocarril o de carretera pueden ser de gran importancia, como sucede si hay que alojar

arterias importantes de conducción de agua o de gas. En el límite, puede ser preciso construir un túnel o galería auxiliar para alojar estos servicios.

En túneles de gran longitud para carretera o ferrocarril, casi siempre está justificada la construcción de un túnel auxiliar paralelo, básicamente para servir de obra piloto que permita ir conociendo realmente el terreno a atravesar por el túnel (o túneles) principal(es).

Naturalmente, cuando se ha tomado esta decisión, el túnel auxiliar se emplea tanto para diseñar más holgadamente el esquema de ventilación, como para alojar los demás servicios.

Terrenos de calidad dudosa. En los casos de ferrocarriles, sobre todo metropolitanos, se presenta con cierta frecuencia el dilema de adoptar una sección para doble vía, o bien diseñar dos secciones, cada una de simple vía (túneles gemelos - "twin tunnels"), cuando la calidad geotécnica del terreno es baja. Si se añade la presencia de un nivel freático la solución suele ser la de doble túnel: el gálibo mínimo ha de respetar, en todo caso, las necesidades funcionales (plataforma, sistema de toma de corriente, etc.).

La solución de doble túnel (o túneles gemelos) en carreteras suele venir también recomendada por otras razones: la conveniencia de tener el tráfico en un solo sentido en vías de cierta importancia. En estos casos, la sección de dos carriles es la mínima a considerar para cada túnel sencillo.

En grandes autopistas, la circulación en cualquiera de los sentidos requerirá con frecuencia más de dos carriles. Pues bien, la luz de excavación máxima recomendable no debe pasar de los 20 m, aún para macizos de buena calidad, pues suele ser más barato añadir nuevas secciones independientes que rebasar dicha dimensión.

En todo caso, es muy importante que el macizo de roca entre cada dos secciones contiguas no sea inferior a los 2 diámetros (o 2 veces la dimensión mínima, en el caso de carreteras, normalmente la altura de excavación), para evitar la influencia negativa de la proximidad en el comportamiento geomecánico de la rocas.

Gálibo funcional, constructivo y de explotación. En algunos casos de túneles de sección pequeña (casi siempre por debajo de los 10-12 m<sup>2</sup>), frecuentes en las conducciones hidráulicas, hay que considerar otras necesidades que las del puro gálibo funcional (Solución A en la Fig. 5.5) para llegar a la sección definitiva. Son, por ejemplo:

Gálibo de construcción: Solución B de la Fig. 5.5. En túneles largos las necesidades de construcción (equipos, ventilación, etc.) pueden imponer un gálibo mínimo.

Gálibo de explotación: Solución C de la Fig. 5.5. Al caso anterior, en orografías difíciles, puede añadirse la necesidad de hacer visitable con vehículo una conducción larga, por ser antieconómica la construcción de accesos a varios puntos de entrada de la misma.

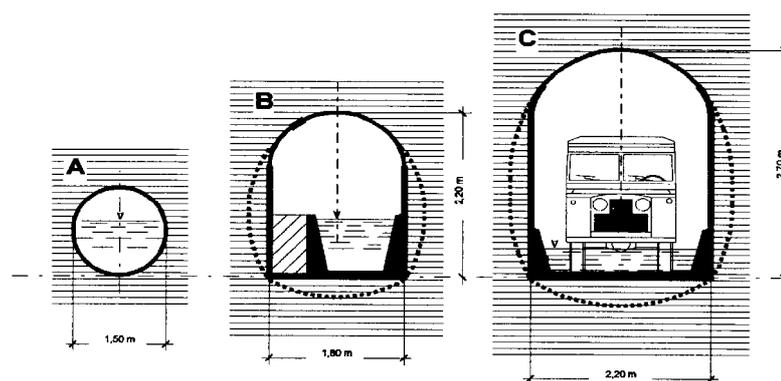


Figura 5.5. Tendencias de perfil definitivo.

Terrenos difíciles: A los casos anteriores cabe añadir la necesidad de ovalizar la sección (de puntos en la Fig. 5.5). Esta consideración es análoga a la ya hecha para los túneles de carretera. En el epígrafe 5.6 siguiente se volverá sobre el tema.

#### **5.4. Geología y geotecnia del macizo**

Las expresiones rocas y suelos, habituales en los antiguos tratados de Ingeniería de Túneles, tienden a desaparecer. Si se sigue usándolas es por su mero valor descriptivo, pero las propuestas diversas para su justificación se han demostrado totalmente faltas de valor para ser utilizadas en los estudios de su comportamiento.

Hoy hablamos de la roca, en general, como el medio natural en el que ha de trabajar el ingeniero de túneles y su conocimiento puede decirse que viene dado por dos caminos: la geología y la geotecnia del macizo.

El estudio geológico de un macizo se concreta en el establecimiento de diversas características de las rocas del mismo, entre las que destacan dos: la Estructura geológica que presentan (incluida la descripción del origen, historia geológica y disposición de pisos, etc.) y la Clasificación geológica habitual (granitos, gneis, esquistos, etc.) junto con el posible estudio de su Mineralogía (y Cristalografía, si procede). Características complementarias de un estudio geológico pueden ser una evaluación aproximada de algunas propiedades mecánicas de dichas rocas matrices, como la Cohesión o la Dureza.

El estudio geotécnico tiene que ir mucho más allá, porque de lo que se trata es de prever el comportamiento mecánico del macizo rocoso cuando se le someta a modificaciones en su estado tensional de equilibrio, consecuencia de la construcción del túnel. De ello responden no sólo las características intrínsecas de las rocas matrices, sino su disposición

estructural natural, su estado de fracturación y la presencia de agua así como de posibles discontinuidades o, en el límite, accidentes geológicos singulares.

En resumen, desde un punto de vista práctico, el proyectista debe considerar que un macizo rocoso necesita una definición geotécnica que ha de abarcar los cuatro aspectos siguientes:

a) Características intrínsecas del material básico (las rocas matrices), entendiéndose que ha de extenderse a cada uno de los varios conjuntos de rocas matrices que puede presentar un macizo aunque, en principio, parezca continuo y sano.

b) Evaluación de discontinuidades. Pueden señalarse la orientación de los planos de las mismas (rumbos y buzamientos); la frecuencia de tales discontinuidades; la apertura o separación de dichos planos; la naturaleza de los rellenos posibles; la rugosidad de los planos límites; la presencia y circulación de agua, etc.

c) Respuesta esperable de la roca matriz (así como de las discontinuidades que presente) en el supuesto de cambios en el estado de equilibrio tensional "rocarellenos-agua".

d) Respuesta final esperable del macizo (es decir, del conjunto de rocas matrices o componentes básicos) a los cambios antes citados que es el objetivo final del estudio geotécnico del mismo.

Siguiendo la lista anterior, los dos primeros apartados se refieren a lo que se llama usualmente descripción geotécnica de las rocas del macizo y de su conjunto, es decir del propio macizo. Para ello se usan las metodologías geológicas habituales que van desde la geomorfología

observada en superficie (afloramientos y catas) o en las columnas de sondeos hasta reconocimientos geofísicos.

Los dos últimos apartados se refieren a la evaluación de parámetros geotécnicos. De ellos, el tercero requiere principalmente ensayos de laboratorio y el cuarto una combinación de ensayos de laboratorio con nuevos datos de sondeos mecánicos, prospecciones geofísicas o ensayos mecánicos in situ.

Este conjunto de trabajos tiene por objeto llegar a calificar las formaciones presentes en el macizo a través de datos que van desde la mera descripción geomorfológica a la identificación concreta y, desde una primera clasificación de los materiales básicos a la clasificación y calificación geotécnica de los diferentes tramos del macizo.

Ahora bien, los propios índices o parámetros, con los que se llega a evaluar propiedades muy concretas, pueden ser contradictorios. Por ejemplo, una elevada resistencia a la compresión en una roca matriz puede inducir a una elección equivocada de una TBM típica de roca dura o extradura, porque si dicha roca se presenta muy fracturada, lo recomendable es otro tipo de máquina que ofrezca prestaciones más favorables al autosostenimiento temporal o provisional, ya que la alta fracturación de la roca permite el arranque con diseños más convencionales en cuanto a capacidad de cortadores.

Se podrían comentar otros ejemplos de índices igualmente contradictorios:

a) las rocas blandas permeables o impermeables requieren tratamientos diferentes en cuanto al corte mecánico;

b) una roca blanda pero tenaz (caso típico son las formaciones masivas de yeso) puede presentar dificultades de arranque muy peculiares, tanto si se emplean explosivos, como si se estudia su arranque mecánico, etc.

Por todo ello, se ha visto la necesidad de llegar a caracterizaciones de tipo global de los macizos, a partir de los trabajos e índices que se han comentado y, así han nacido las actuales Clasificaciones Geomecánicas de los Macizos Rocosos".

Históricamente, puede decirse que nacen con Terzaghi a mediados de los años 40, ya que su Clasificación, aunque pueda llamarse simplista, sigue dando hoy día, en general, resultados del lado de la seguridad, pese a dicha simplicidad, y no cabe duda de su aplicabilidad al diseño de los sostenimientos. Lo mismo se podría decir de otras Clasificaciones desarrolladas en los años 50 y 60 (Lauffer, Protodyakonov, etc.).

No obstante estos precedentes históricos reales, que se emplearon con profusión particular en la minería, se considera que la consagración universal de las modernas Clasificaciones geomecánicas tiene lugar con la publicación de las de Barton y de Bieniawski a mediados de los años 70, y presentadas ambas al Congreso Internacional de Mecánica de Rocas de 1979, celebrado en Montreux

Estas dos Clasificaciones famosas definen sendos índices globales de Calidad a partir de algunos índices simples de las rocas matrices. Así, Barton define su índice Q de Calidad del Macizo Rocosó (que llama, literalmente, Rock mass quality) en función de los índices simples siguientes: el de fracturación (índice RQD - Rock quality designation -de Deere-); el de diaclasado (número de familias observables); el de rugosidad de diaclasas (planas, onduladas, continuas, etc.) y el de alteración de las mismas (alteración nula, ligera, con detritus, milonitos, etc.). Añade a ellos dos

factores, el de reducción por presencia de agua y el representativo del estado tensional.

Bieniawski, por su parte, define el índice RMR de Valoración del Macizo Rocos (literalmente llamado Rock mass rating) en función de: la resistencia a la compresión simple, el índice RQD de Deere; la separación de diaclasas; la continuidad/rugosidad de las diaclasas y un factor por presencia de agua.

Hay, por supuesto, otras clasificaciones que han buscado perfeccionar más algunas cualidades concretas del macizo, pudiendo decir que no hay inconveniente alguno, antes al contrario, en hacer adaptaciones para su empleo en casos concretos, si bien debe contarse siempre con el asesoramiento de expertos.

La clasificación geomecánica del macizo rocoso es, pues, en primer lugar, el banco de datos que se ofrece para el diagnóstico cualitativo del macizo que se estudia. Pero, además, y como se verá, en el epígrafe siguiente, es el elemento básico de lo que se puede llamar métodos empíricos de dimensionamiento y cálculo de la estructura resistente del túnel.

Por la importancia de estos temas, otros capítulos del presente texto los tratarán con mucho más detalle. El propósito de este epígrafe se limita "a su presentación general al exponer las tareas con que se enfrenta el Projectista.

## **5.5. El sistema constructivo**

Desde un punto de vista exclusivamente teórico, se dice con frecuencia que el sistema constructivo de un túnel es la simple consecuencia de los estudios básicos del Proyecto.

Es cierto que las posibles alternativas constructivas pueden calificarse al final de un proceso de diseño, realizado sólo con los otros criterios básicos mencionados, para ofrecer al cliente una selección de las ofertas de construcción. Pero no es menos cierto que hoy día los proyectistas de túneles tienen en cuenta, desde un principio, los posibles métodos constructivos como uno más de los temas básicos a considerar y, esto se explica, una vez más, porque en las obras subterráneas, más que en ninguna otra especialidad, las decisiones están altamente interrelacionadas y si se prescinde del método de construcción, o no se le da la importancia debida, pueden llevarse grandes sorpresas.

#### **5.5.1. Cut and cover**

Aunque pueda parecer una contradicción, lo primero que debe considerar el proyectista de un túnel es la posibilidad de construirlo con técnicas de los trabajos a cielo abierto. A este respecto, hay que tener en cuenta lo siguiente:

Estos tanteos deben entenderse limitados a los posibles trazados (o partes del trazado) superficiales, porque es en ellos donde los métodos cut and cover representan alternativas viables y, probablemente, más económicas. Pueden considerarse, a estos efectos, como trazados superficiales los que no superan los 20 m de profundidad.

El posible interés de estas soluciones se basa, no sólo en el menor coste debido a los precios a cielo abierto comparados con los correlativos en subterráneo, sino que, además, las ventajas de la colaboración del macizo rocoso en túneles superficiales son mínimas, pudiendo llegar a desaparecer, lo que puede hacer que la solución "en mina" resulte, no sólo más cara, sino también más arriesgada.

Cuando por condicionantes medioambientales, o de otro tipo, no es posible la pura excavación a cielo abierto, el sistema cut and cover requiere obras de contención previa, tales como pantallas continuas de diversa tipología u otras estructuras con fines análogos.

Pues bien, aún en estos casos las soluciones más económicas suelen ser las de tipo cut and cover, pudiendo añadir que son las más frecuentes en el diseño de túneles urbanos o estaciones superficiales.

En resumen, hay que tantear siempre el encaje de posibles soluciones del tipo cut and cover y sólo desecharlas totalmente ante condicionantes extremos que obliguen claramente a la excavación subterránea, pese a su mayor coste, como sucede, a veces, en zonas urbanas.

### **5.5.2. Excavación subterránea (o "en mina")**

Los métodos de excavación subterránea de túneles ofrecen un gran número de modalidades. Considerando la metodología básica que emplean, se clasifican en cuatro grupos, que a continuación se describen. El detalle de la metodología de uno u otro grupo se hará en otros capítulos; en este epígrafe, se trata solamente de orientar al Proyectista en lo que a este tema básico se refiere.

#### **5.5.2.1. Excavación con explosivos**

Durante muchos años ha sido el método más empleado para excavar túneles en rocas de dureza media o alta, hasta el punto de que se conoció también como Método convencional de excavación (o avance) de túneles.

Actualmente se sigue utilizando cuando se trata de túneles de comunicación, o conducciones hidráulicas de gran longitud, así como complejos subterráneos con obras de muy diversas dimensiones y formas, que se construyen en macizos de rocas matrices competentes,

frecuentemente duras o muy duras. Aparte de estos casos, puede decirse que la tendencia general en los países desarrollados es a emplear esta metodología sólo en casos particulares. La Tabla 5.1, aunque se refiere a un país concreto, la República Federal Alemana, puede decirse que representa la tendencia actual de los países europeos.

**Tabla 5.1.**  
**Obras alemanas de los últimos 20 años**  
**Congreso de la ITA, Stuttgart 1995**

Desde	TIPO de PROYECTO	Explosivo	A. Mecánico		Varios	Túneles sumergidos	Open Cut	TOTAL
			TBM	Otros				
1977	Metros (+ Suburbano)	-	5	6	2	3	2	18
1981	F.F.C.C. larga distancia	2	1		1	-	3	15
1969	Carreteras	2	1	7	1	2	3	16
1986	Galerías servicio	-	3	-	5	-	-	8
1983	Cavernas almacén.	-	-	3	1	-	-	4
TOTAL		4	10	24	10	5	8	61
<b>Técnicas Complementarias:</b>								
Aire comprimido		-	1	3	-	3	-	7
Jet-Grouting		-	-	2	-	-	-	2
Congelación		-	-	3	-	-	-	3

Las razones de dicha exclusión son varias. El impacto medioambiental, unido a la exigencia general sobre salubridad e higiene laborales, deben figurar en primer lugar. No cabe duda que hoy es difícil de justificar el uso de explosivos en túneles próximos a áreas habitadas: la población rechaza los trastornos que esto causa, por innecesarios. Por otra parte, las exigencias legales de salubridad e higiene del trabajo son elevadas en la mayoría de los países y suponen un sensible extracoste que precisa ser compensado con altos rendimientos, que se aproximen, al menos, a los obtenidos por las Máquinas integrales (TBMs), lo que es difícil de conseguir. Hay que considerar también la dificultad de formar buenos especialistas (lo que, indirectamente, ya se ha comentado) y no debe dejar de citarse el terrorismo como una razón adicional, que obliga a imponer duras exigencias en el uso de explosivos comerciales, a fin de impedir su obtención ilegal.

Finalmente, los costes de adquisición de equipo se sitúan hoy día por debajo de los de las TBMs, pero superan, en general, los de las Máquinas puntuales a las que se hace referencia seguidamente. Ello hace, junto a lo ya comentado, que sea difícil hacer competitiva esta metodología.

#### 5.5.2.2. Excavación mecánica con máquinas puntuales

Se consideran incluidos aquí todos los sistemas de avance por corte mecánico, excluyendo sólo las Máquinas integrales. En definitiva, se consideran en este grupo los túneles que se avanzan con Máquinas rozadoras; con Excavadoras, generalmente hidráulicas -brazo con martillo pesado o con cuchara, sea de tipo frontal o retro-; con Tractores y cargadoras (destrozadoras) e, incluso, con Herramientas de mano, generalmente hidráulicas o eléctricas.

#### **Modalidad A: Sostenimientos flexibles**

Hay un elemento común en la utilización de estos sistemas que permite diferenciar un primer Subgrupo o Modalidad A: es el Sostenimiento, basado en la aplicación de soluciones flexibles (bulones, cerchas y hormigón proyectado), siguiendo la Sistemática del Nuevo Método Austriaco de Túneles (N.A.T.M.) .

La tendencia actual para terrenos de calidad media, medio-baja o baja, es al empleo preferente del hormigón proyectado exclusivamente. Como consecuencia de ello, en muchos países este conjunto de métodos se conoce más como Shotcrete Method, que como N.A.T.M. Todo ello viene de la enorme difusión que ha tenido el método y el uso de ambas expresiones para designar una cierta manera de hacer sostenimientos.

Los rendimientos dependen mucho de la calidad geotécnica del macizo, pero son perfectamente comparables con los mejores del empleo de

explosivos. Por otra parte, los costes de adquisición de equipo son mucho menores que los de las TBMs y menores, en general, que los del equipamiento para explosivos. Si a esto se une que, en los países desarrollados, prácticamente todos los tipos y modelos pueden conseguirse en alquiler o con fórmulas de recompra asegurada, es clara la ventaja económica y, por ello, el que este grupo de métodos sea el más convencional hoy día, para los casos más frecuentes: túneles no muy largos y situados en zonas urbanas o en sus proximidades.

La única limitación práctica de este Subgrupo de métodos está en los casos de terrenos altamente inestables (suelos no cohesivos, túneles bajo freático, etc.). Aún sin llegar al caso extremo, la aplicación a terrenos con cierto riesgo de inestabilidad precisa especialistas muy cualificados en el sistema de sostenimiento que se ha comentado, lo que recomienda pasar, al menos, a la Modalidad B siguiente.: Sostenimiento provisional con "Escudo"

Los mismos sistemas de corte (rozadora, martillo pesado o cazos excavadores y herramientas manuales) pueden emplearse trabajando al amparo de una coraza o escudo que facilita el sostenimiento provisional. La estructura sobre la que se monta el escudo tiene, además, los sistemas de colocación del sostenimiento/ revestimiento definitivos.

Lo comentado anteriormente sobre organización y rendimientos puede extenderse a esta modalidad, y también puede decirse que lo común del Subgrupo de métodos es el sostenimiento, en este caso con escudo, pese a la gran variedad de los sistemas de éste (formas de sección; sistemas de carga de escombros; material, tipo y despiece del anillo de revestimiento; mecanismo de su colocación, etc.)

Hay que señalar, en cambio, que no se mantienen las facilidades de mercado. El escudo se encarga para un determinado proyecto y suele ser un prototipo de una marca comercial determinada: por ello, no existen las

facilidades comerciales de tipo alquiler o análogas. No obstante, para prototipos poco sofisticados, el coste no es muy elevado y ello, unido a que puede haber máquinas usadas en venta, hace que esta opción deba considerarse siempre como posible para un constructor, sobre todo si se trata de secciones - convencionales (carretera de 2 carriles, metro de simple o doble vía, etc.) que tiene cierta posibilidad de reutilización.

Finalmente, esta alternativa para el empleo de Máquinas puntuales nace de la posibilidad de tratar rocas blandas y suelos que presenten inestabilidad señalada en túneles de poca longitud, cada vez más frecuentes en las obras de infraestructura urbana.

### **Variantes a las Modalidades A y B**

Cuando se presentan situaciones de alto riesgo por inestabilidad y/o se ha de trabajar bajo freáticos, este grupo de métodos y, sobre todo la alternativa de escudo, tienen la posibilidad de adoptar técnicas complementarios especiales de sostenimiento, básicamente la presurización total del túnel, o bien la congelación del terreno.

Ambas tienen sus dificultades y limitaciones. Por eso, el protagonismo que alcanzaron en el pasado no existe hoy día, si bien hay que mencionar la presurización como una técnica complementaria que se sigue aplicando en bastantes casos (túneles cortos; obras complementarias, etc.) en los que bastan presiones reducidas y no se justifica un método especial.

#### **5.5.2.3. Excavación mecánica con Máquinas integrales no presurizadas (TBMs convencionales)**

La característica común de este grupo de métodos es que la excavación del túnel se realiza a sección completa, empleando las Máquinas integrales (en inglés fullface tunnel machines) de primera generación o "no

presurizadas". Otro rasgo común es que, en general, la sección de excavación es circular.

### TBM para roca o "Topos"

Son las máquinas que, a partir de los años 50, iniciaron la competencia del corte mecánico de rocas duras frente a los métodos de arranque con explosivos. Su desarrollo ha sido constante desde entonces y siguen teniendo un alto grado de empleo. Siguiendo el esquema primero de la Fig. 5.6, se resume a continuación el principio de su funcionamiento:

La parte estática de la máquina se fija contra las paredes del túnel por medio de codales extensibles (grippers), lo que permite crear un fuerte empuje axial  $P$  de la cabeza giratoria (par de giro  $M_g$ ) contra la roca del frente. El corte mecánico de la roca se logra por la combinación de esfuerzos axiales y tangenciales que se aplican por medio de cortadores de disco de metal duro, montados en la cabeza y que giran libremente sobre sus ejes.

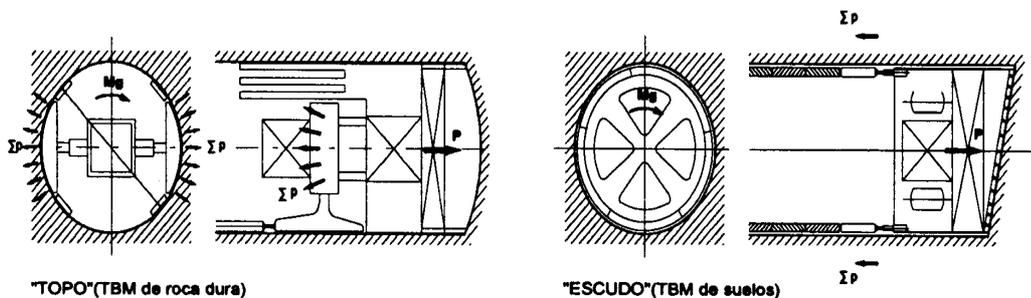


Figura 5.6. Principios básicos de las TBMs

A partir de este principio, los diseños han evolucionado, desde los años 60, para lograr máquinas que puedan trabajar en condiciones cambiantes del terreno. Se ha resuelto satisfactoriamente la aplicación próxima al frente de bulones y cerchas; no así de hormigones proyectados, que sólo pueden emplearse, con rendimientos aceptables, a bastante distancia del frente, una vez que ha pasado el back up o estructura auxiliar de la máquina.

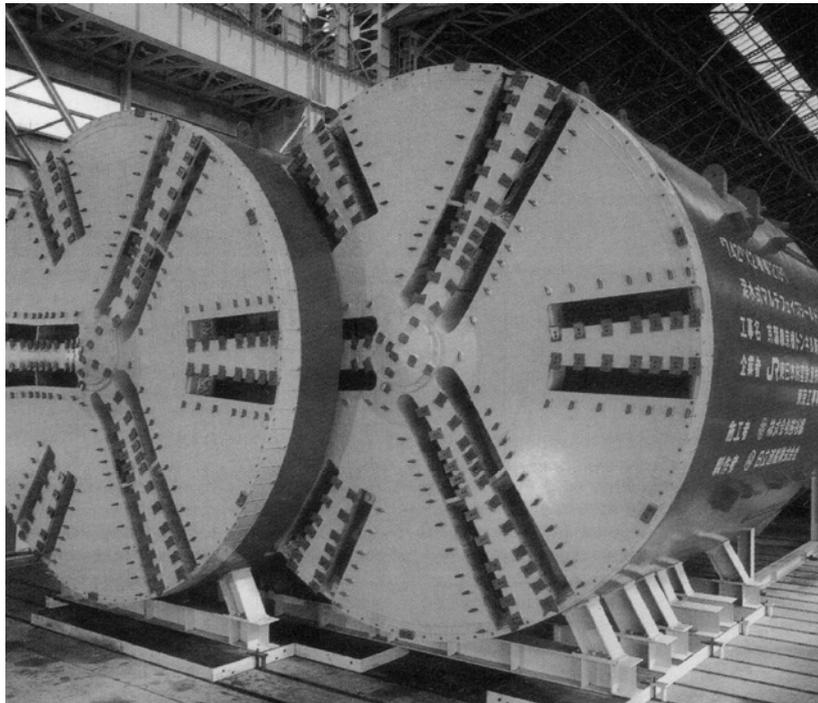


Foto 5.1. Escudo de doble cabeza de la casa Hitachi Zosen.

### **TBMs para suelos o "Escudos mecanizados"**

En el caso de suelos (o de rocas blandas) no es posible trabajar con grippers a causa de la baja competencia del terreno. Por otra parte, éste requiere una aplicación inmediata del sostenimiento que, prácticamente, consiste en anillos metálicos o de hormigón armado, aplicados al perímetro total de la sección, lo que se hace al amparo de una estructura laminar de acero (el escudo) que envuelve a la máquina. Para este caso de los Escudos mecanizados, hay que partir, pues, de lo ya comentado para el caso de los Escudos manuales, o los Escudos semimecanizados

### **Excavación mecánica con Máquinas puntuales - Modalidad B**

Siguiendo el esquema segundo de la Fig. 5.6, se mantiene el mismo principio de funcionamiento de las TBMs de roca, pero aquí el esfuerzo axial contra el frente se crea por el empuje de varios gatos hidráulicos contra los

anillos de sostenimiento (p), siendo el resto de procesos de corte análogo al descrito para rocas duras. Sólo cambian las herramientas de corte, que en este caso son cinceles con corazas o picas con bordes de metal duro, o bien simples incrustaciones de metal duro en la estructura de la cabeza de la máquina. Éste es el principio de los Escudos mecanizados convencionales o abiertos.

#### 5.5.2.4. Excavación mecánica con Máquinas integrales presurizadas (TBMs presurizadas) Escudos presurizados

La baja competencia del terreno suele asociarse a casos de alta inestabilidad y presencia de niveles freáticos a cota superior a la del túnel. La primera solución aplicada a los Escudos mecanizados abiertos para trabajar en estas condiciones fue la Presurización total del túnel, técnica ya comentada. No obstante, las dificultades de la misma hicieron que se desarrollasen, exclusivamente, dos tipologías específicas de presurización de la cabeza. Son las siguientes:

*Los Hidroescudos (Hydroshields)*, en los que se inyectan lodos bentoníticos en la cámara de la cabeza, que forman con el producto de la excavación una mezcla viscosa, que se mantiene a presión para estabilizar el terreno del frente. Por otra parte, esta mezcla es bombeable, por lo que se impulsa hasta el exterior con una bomba de lodos, parte importante de la máquina.

*Los Escudos de presión de tierra (Earth Pressure Balance Machines o E.P.B.Ms)* en los que el material y el agua del propio terreno forman una mezcla plástica, con la que se logra la estabilización y que es extraíble por tornillo sinfín, sobre cintas y vagones ordinarios.

En general, los hidros sólo son utilizables en materiales poco cohesivos (rocas arenosas o suelos granulares) por la dificultad de separación de los

lodos de transporte. A su vez, su empleo en túneles urbanos tiene dificultades crecientes por el impacto ambiental que produce la eliminación del escombros. Todo ello hace que, actualmente, en los países desarrollados, las máquinas más frecuentes sean las E.P.B.Ms., sobre todo en obras urbanas o próximas a ciudades.

### **TBMs de tipo mixto (el "Doble Escudo")**

Como bien puede comprenderse, en muchos casos el terreno presenta cambios notables de características, que pueden ser radicales en túneles de gran longitud, en los que es posible encontrar formaciones muy diferentes, con rocas de naturaleza y estructura geológica totalmente distintas.

Como ya se ha comentado, el gran desarrollo tecnológico, tanto de las TBMs de roca como, sobre todo, de los Escudos, ha conseguido máquinas de gran versatilidad. Así, es normal hoy día que un escudo, aunque básicamente trabaje en rocas blandas, pueda atravesar intercalaciones de dureza notable, como son calizas o areniscas de resistencias próximas a los 100 MPa. Por su parte, en TBMs de roca se han ensayado prototipos que permiten el hormigonado simultáneo al avance (aunque con bajo rendimiento) o modelos con corazas del tipo de los escudos, si bien empleando grippers.

Pues bien, la solución definitiva, por el momento, está en las llamadas Máquinas mixtas, o del tipo "Doble escudo". Pueden definirse como máquinas alojadas en una coraza o escudo, usualmente dividido en dos cuerpos. El escudo anterior lleva alojados los grippers, empleados para avanzar en roca dura, y el posterior los gatos perimetrales para avanzar como escudo. La máquina puede colocar anillos sólo en los tramos de roca blanda o bien en toda la longitud del túnel, solución que está siendo adoptada frecuentemente, porque mejora plazos y costes globales, ya que la colocación de anillos no reduce sensiblemente el ritmo de avance.

Frecuentemente estas máquinas llevan una cabeza para poder trabajar a presión de tierra, es decir, son también TBMs.

Desde el punto de vista de los costes, las TBMs no suelen estar en el mercado de alquiler. Lo que existe es una buena red de información para adquisición de máquinas usadas que, en todo caso, se adaptan para usar en el nuevo proyecto. Debe decirse también que es cada vez más frecuente la subcontratación a empresas muy especializadas, que disponen de parques de máquinas de gran importancia.

## **6. CLASIFICACIÓN DE LOS TERRENOS SEGÚN SU EXCAVABILIDAD**

### **6.1. Generalidades**

Además de las clasificaciones de los suelos y rocas según el origen geológico de los mismos, desde muy antiguo se han estudiado propiedades físicas de muy diversa naturaleza tratando de analizar y determinar cuáles eran las que suministraban mayor información de cara a la elección del método de arranque más adecuado.

Las propiedades medidas con mayor frecuencia han sido:

- Resistencias mecánicas
- Dureza
- Densidad
- Tenacidad
- Abrasividad, etc.

Como puede observarse, muchas de esas propiedades son las que habitualmente se determinan en estudios geotécnicos, aunque el enfoque y la finalidad de los mismos son, en parte, distintos.

Hoy en día, se puede decir que no existe ningún ensayo de laboratorio que reproduzca fielmente todos los mecanismos de rotura de la roca bajo la acción de un útil o herramienta de acero. Y, además, las muestras de laboratorio son, por lo general, de menor tamaño que los volúmenes afectados por dichas herramientas.

Paralelamente a las propiedades de las rocas, con el aumento en tamaño de los equipos de arranque, otros parámetros geotécnicos de los macizos rocosos pasaron a considerarse en los trabajos de caracterización con vistas a la aplicación de maquinaria. Así, se empezaron a estudiar las discontinuidades estructurales, su espaciamiento, su orientación, la forma de los bloques conformados, etc.

Por último, existen otros factores, que en muchos casos pueden llegar a ser decisivos en el éxito o fracaso de la utilización óptima de los equipos elegidos. Algunos ejemplos son: la abrasividad de las rocas, el cambio de dureza de las rocas en el trazado, etc.

En este capítulo se describen en primer lugar las principales propiedades de las rocas que influyen en el arranque mecánico, para, a continuación, revisar distintos procedimientos de clasificación de los macizos rocosos desde el punto de vista de la excavabilidad mecánica.

Por último, se dan una serie de criterios básicos de selección de los equipos de arranque mecánico atendiendo a las características de los terrenos a excavar.

## **6.2. Propiedades geomecánicas que influyen en la excavabilidad del terreno**

Seguidamente se hace un breve análisis de cada uno de los parámetros geomecánicos que tienen influencia en la excavabilidad de las rocas y, consecuentemente, en los rendimientos de arranque y consumo de material fungible.

### 6.2.1. Resistencias y dureza de las rocas

La Resistencia a Compresión Simple ha sido, sin lugar a dudas, la propiedad más medida desde antiguo. El ensayo se puede hacer en laboratorio sobre suelos coherentes o rocas con probetas cilíndricas, con una relación Longitud/Diámetro superior a 2, o como se hace más frecuentemente en la actualidad con el ensayo de Resistencia Bajo Carga Puntual, que se describe más adelante.

Esa característica puede obtenerse también de una forma aproximada y rápida con el martillo Schmidt y el esclerómetro Shore.

El martillo Schmidt mide la dureza del material rocoso mediante el rebote de un cilindro metálico que impulsado por un muelle choca contra la superficie de la roca. Originalmente, fue desarrollado para medir la dureza del hormigón, pero el martillo tipo N se utiliza profusamente para determinar la dureza del material rocoso con resistencias entre 20 y 400 MPa.

El esclerómetro Shore se ha comprobado que es una herramienta valiosa para estimar la dureza de la roca e indirectamente la Resistencia a la Compresión Simple, ya que entre ambas existe una buena correlación. La ISRM (International Society of Rock Mechanics) recomienda hacer al menos 20 ensayos sobre especímenes de roca preparados. Singh y Cassapi (1987) han llegado a determinar la siguiente expresión:

$$RC = 0,441 \cdot IHS + 8,73 \quad (6.1)$$

donde:

RC = Resistencia a la Compresión Simple (MPa).

IHS = Índice de Dureza Shore.

Por otro lado, el ensayo de penetración con punzón denominado NCB Cone Indenter, que mide la profundidad producida por un útil cónico de carburo de tungsteno sometido a una carga normal de 14,40 y 110 N, según que la resistencia aparente de la roca sea baja, media o alta, presenta también una buena correlación con la Resistencia a la Compresión Simple:

$$RC = 0,0377 \cdot CINN_{CB} + 0,254 \quad (6.2)$$

siendo:

$CINN_{CB}$  = índice de Penetración del Punzón.

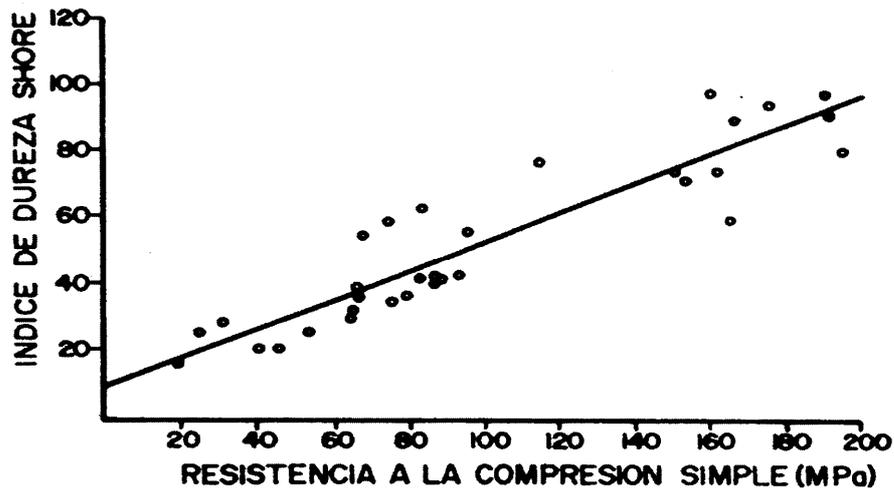


Figura 6.1. Correlación entre la resistencia a la compresión Simple y el índice de Dureza Shore (Singh y Cassapi, 1987).

Un ensayo muy utilizado en los países del Este, con numerosas aplicaciones en el campo del arranque es el de Protodyakonov. Éste es un ensayo de degradación dinámica que consiste en coger una muestra de unos 60 g aproximadamente, cuyas dimensiones oscilan entre 20 y 25 mm, y someterla a los choques producidos por un cilindro de acero de 2 kg de peso que cae desde una altura de 60 cm. Cada muestra se tamiza a continuación determinando la proporción de material inferior a 0,5 mm. El índice de

Protodyakonov  $f_p$  también denominado Coeficiente de Resistencia, se calcula en función del volumen total de material y el número de impactos aplicados.

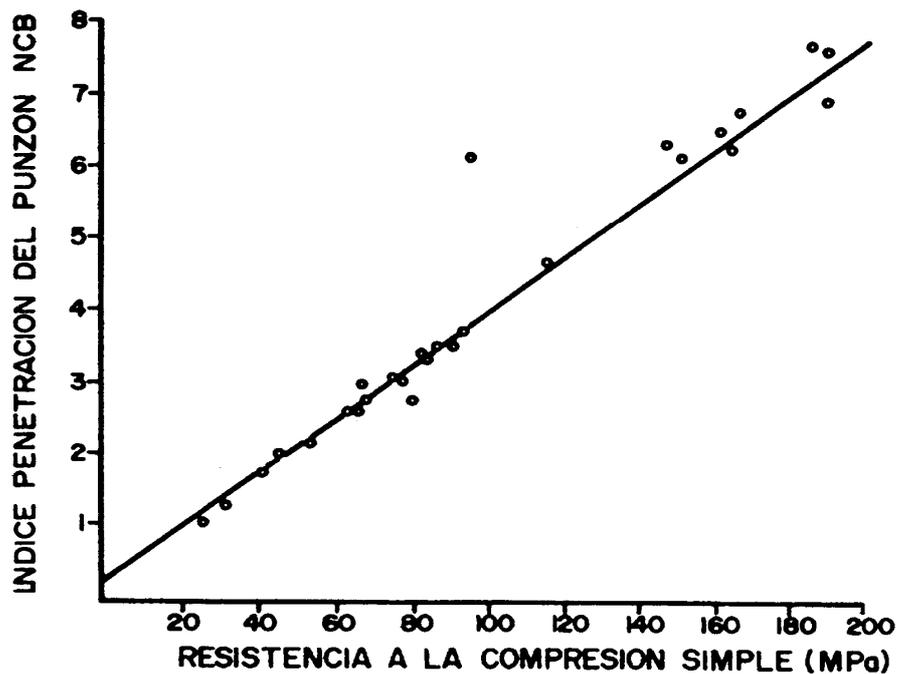


Figura 6.2. Correlación entre el índice de Penetración del Punzón NCB y la Resistencia a la Compresión Simple. (Singh y Cassapi, 1987).

Se ha comprobado que existe una alta dependencia entre el índice de Protodyakonov y la Resistencia a la Compresión Simple, que se establece con la expresión:

$$f_p = \frac{RC}{10} \tag{6.3}$$

Fue a comienzos de los años 70, cuando el Imperial College de Londres desarrolló un equipo hidráulico portátil para medir la Resistencia de las Rocas Bajo Carga Puntual (IS), parámetro que está totalmente

correlacionado con la Resistencia a la Compresión Simple. Este equipo consistía en una bomba hidráulica manual, un bastidor de carga de gran rigidez y unos punzones cónicos fácilmente ajustables a las dimensiones del trozo de roca a ensayar.

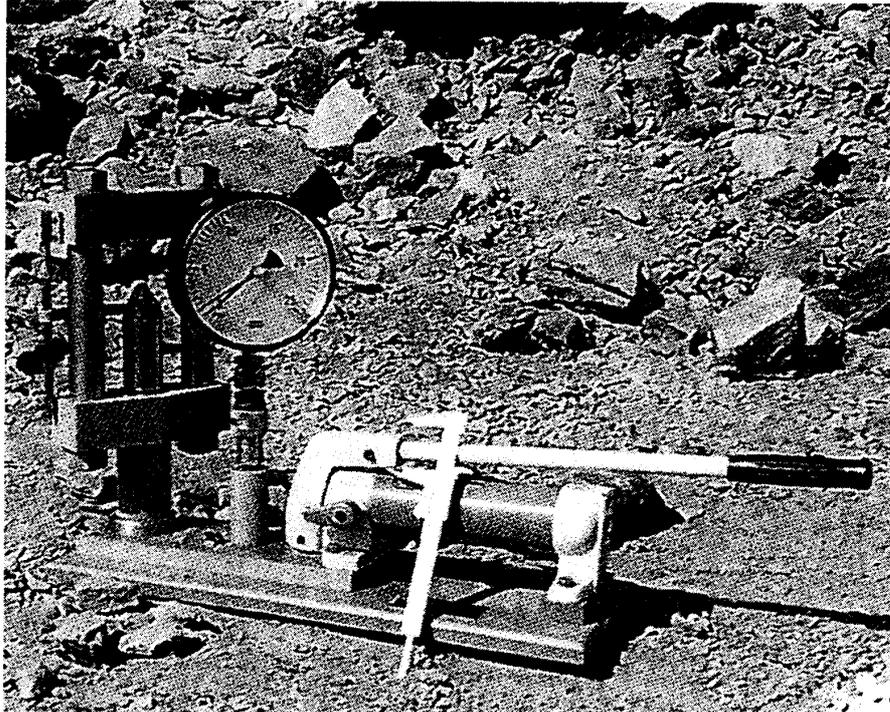


Foto 6.1. Prensa para medir la Resistencia Bajo Carga Puntual.

La principal ventaja de este ensayo, que se atribuye a Franklin, reside en su simplicidad y en la posibilidad de aplicarlo en el mismo" lugar de trabajo, durante el reconocimiento del terreno o en la ejecución de sondeos, sobre muestras sin preparación previa, y repetirlo un elevado número de veces.

La mayor parte de los ensayos se realizan sobre testigos procedentes de sondeos o trozos irregulares de roca, pudiendo así establecerse tres metodologías:

- Ensayo diametral (sobre testigo).

- Ensayo axial (sobre testigo).
- Ensayo de fragmentos irregulares.

Las recomendaciones básicas en cuanto a las muestras a ensayar son:

- En el ensayo diametral, la relación Longitud/Diámetro, L/D =1, 4.
- En el ensayo axial, D/L =1,1 ± 0,05, siendo L la distancia entre punzones.

En el ensayo de muestras irregulares, D ha de estar comprendido en el intervalo de 20 a 35 mm, mientras que la longitud del plano de sección L oscilará entre 1 y 2 veces D.

El índice de Resistencia Bajo Carga Puntual, en los ensayos diametral y axial sobre testigos de 50 mm de diámetro, se calcula con la siguiente expresión:

$$I_s = \frac{P}{D^2} \quad (6.4)$$

donde:

P = Carga de rotura (kN).

D = Distancia entre los punzones de carga (mm).

Si el diámetro de los testigos es distinto a 50 mm, el valor IT debe corregirse con un ábaco como el de la Fig. 6.3. La Resistencia a Compresión Simple o Uniaxial, de acuerdo con los estudios de numerosos investigadores, es aproximadamente

$$RC(\text{MPa})=24.I_s (50) \quad (6.5)$$

Si los ensayos se realizan sobre muestras irregulares, la Resistencia a la Compresión Simple se estima a partir de:

$$RC(MPa) = 12,5 \cdot T'_{800} \quad (6.6)$$

donde:

$$T'_{800} = 211,5 \frac{P}{A^{0,75}} \quad (6.7)$$

siendo:

$$A = D \times L (\text{mm}^2) \quad (6.8)$$

Este método es bastante fiable para rocas con resistencias entre 30 y 100 MPa.

### **6.2.2. Densidad y factores de esponjamiento**

La determinación de la densidad o peso específico de las rocas se hace aplicando técnicas muy simples y con un fundamento teórico muy sencillo; así se recurre en unos casos a recubrir con parafina la muestra, a sumergirla en agua o mercurio, al empleo del picnómetro, al empleo de métodos de vacío, etc. Para las medidas in situ del peso específico de materiales granulares pueden seguirse los métodos normalizados vigentes en obras civiles.

Desde la óptica del arranque, la densidad es un parámetro importante, pues al estar ligada a otras propiedades influye, aunque sea indirectamente, en el rendimiento de los equipos de excavación.

Por otro lado, las rocas una vez fragmentadas pasan a ocupar un volumen mayor al original. Ese incremento se conoce como Porcentaje de

Expansión o Factor de Esponjamiento y tiene una gran incidencia en todas las operaciones de manipulación del material arrancado.

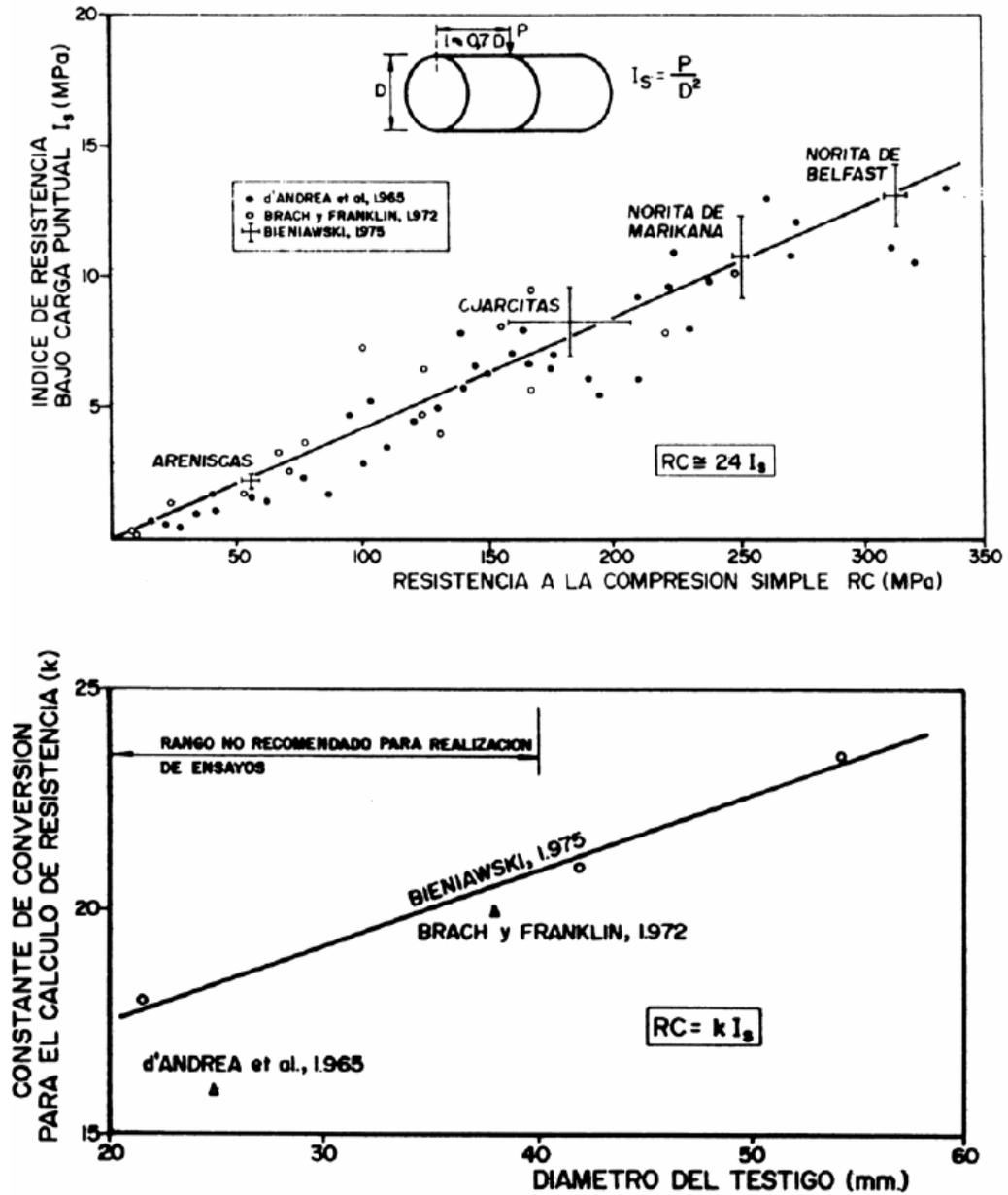


Figura 6.3. Correlación entre el índice de Resistencia Bajo Carga Puntual y la Resistencia a la Compresión Simple.

### 6.2.3. Abrasividad

El modo de arranque de las rocas tiene una considerable influencia sobre el desgaste producido en los útiles de corte o excavación, ya que puede tener lugar por un conjunto de fenómenos complejos.

Aunque existe una interrelación entre la competencia, la dureza y la abrasividad de las rocas, en determinadas formaciones blandas, si el arranque se realiza con equipos continuos por el sistema de corte o rozado, los desgastes pueden llegar a suponer una partida muy importante del coste de excavación.

Existen diversos métodos de determinación de la abrasividad de las rocas, según el sistema de arranque que se vaya a utilizar, país en el que se realizan los ensayos, etc. A continuación, se hace una breve síntesis de los más importantes:

#### 6.2.3.1. Estudio mineralógico. Coeficiente F de Schimazek

El Coeficiente de Abrasividad  $F_{Schim}$ , (Schimazek y Knatz, 1976) para la determinación de la rozabilidad de las rocas viene dada por:

$$F_{Schim} = Q^* \cdot d_{50} \cdot RT$$

donde:

$F_{Schim}$  = Coeficiente de abrasividad (N/mm).

$Q^*$  = Contenido en cuarzo equivalente en minerales abrasivos (%).

$d_{50}$  = Diámetro medio del grano de cuarzo (cm).

$RT$  = Resistencia a la tracción (N/mm<sup>2</sup>).

Mediante el estudio con microscopio sobre láminas delgadas de la roca, puede saberse el tamaño medio de los granos y los minerales presentes en la roca. También se usa el método de difracción por rayos X.

Como minerales de referencia de cara a la abrasión se toma la sílice libre. Según el contenido de  $\text{SiO}_2$ , las rocas se clasifican en:

- Sobresaturadas: contienen sílice y todos los minerales presentes están saturados de  $\text{SiO}_2$ . Las asociaciones mineralógicas son: cuarzo, feldespato próximo a ortosa, biotita, hornblenda, piroxenos.
- Saturadas: no contienen sílice libre, aunque todos los minerales presentes están saturados de  $\text{SiO}_2$ . Las asociaciones mineralógicas son: ortosa, plagioclasa sódica, hornblenda.
- No saturadas: asociaciones mineralógicas: plagioclasas cálcicas, piroxenos, olivinos, feldespatoideos.

En la Tabla 6.1 se establece una clasificación de las rocas según su abrasividad en función del contenido de  $\text{SiO}_2$ .

**Tabla 6.1.**  
**Contenido de  $\text{SiO}_2$  en distintos tipos de roca**

TIPO DE ROCA	PORCENTAJE DE $\text{SiO}_2$ (%)
Arenisca silícea	98
Otras areniscas	80 - 95
Arcosas	70 - 80
Granito	70
Grauwaca, granodiorita	60 - 70
Pizarra, sienita	50-65
Basalto, gabro	50
Arcilla	40
Caliza, dolomía	2-10

La cantidad de cuarzo equivalente  $Q^*$ , que es la suma de los porcentajes volumétricos afectados por un factor de ponderación, de acuerdo a su diferente dureza, es:

$$Q^* = 1,00 \cdot Q + 0,33 \cdot F + 0,40 \cdot P + 0,03 \cdot C$$

La Tabla 6.2 muestra los cuatro grupos principales de minerales que deben tenerse en cuenta.

**Tabla 6.2.**  
**Grupos de Minerales a tomar en cuenta**

MINERAL	ABREVIATURA	DUREZA ROSIVAL
Cuarzo	Q	100
Feldespato	F	33
Filosilicato	P	4
Carbonato	C	3

Todos los minerales cuyo tamaño de grano sea inferior a 20  $\mu\text{m}$  se consideran como filosilicatos.

Así, por ejemplo, si una roca tiene los siguientes minerales: cuarzo el 30%, feldespato el 50 % y filosilicatos el 20 %, el contenido en cuarzo equivalente que se considera en volumen es:

$$Q^* = 1,0 \cdot 0,30 + 0,33 \cdot 0,50 + 0,40 \cdot 0,20 = 54,5\% \quad (6.9)$$

A partir del Coeficiente de Abrasividad  $F_{\text{schim}}$  se puede evaluar la rozabilidad de las rocas para un equipo de potencia dada, Tabla 6.3.

**Tabla 6.3.**  
**Cálculo de la rozabilidad a partir del Coeficiente de Abrasividad**

COEFICIENTE DE ABRASIVIDAD $F$ (kp/cm)	ROZABILIDAD	
	CALIFICACIÓN	$\text{m}^3/\text{h}$
0,2-0,3	Muy buena	45-65
0,3-0,4	Buena	30 - 45
0,4-0,5	Moderada	20 - 30
0,5-0,6	Regular	15 - 20
0,6-0,8	Mala	10 - 15
0,8-1,0	Muy mala	6-10

### 6.2.3.2. Ensayo A vs. Valor de Abrasión del Acero (Abrasion Value Steel)

Este ensayo da una medida directa del poder de abrasión de la roca sobre un útil de corte. La roca triturada a menos de 1 mm se hace pasar con un disco bajo una pieza de acero a la que se somete a un empuje de 10 kg. El valor AVS es igual a la pérdida de peso en mg que sufre el útil de corte de acero después de 20 revoluciones del disco.

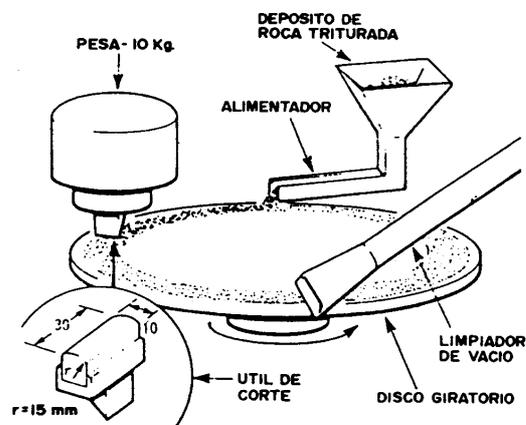


Figura 6.4. Ensayo A VS

Un parámetro que se maneja con frecuencia es el denominado índice de Vida de los útiles de Corte CLI (Cutter Life Index) que se calcula a partir de los valores obtenidos en los ensayos AVS y de perforabilidad SJ (Sievers J) que se describen posteriormente.

$$CLI = 13,84 \left( \frac{SJ}{AVS} \right)^{0,3847} \quad (6.10)$$

En la Fig. 6.5 se recogen los rangos de valores del CLI para diferentes rocas ensayadas en la perforación de túneles en Noruega. (Movinkel y Johannessen, 1986).

Este método se utiliza no sólo para estimar la duración media de las picas de los minadores continuos y tuneladoras sino incluso de los accesorios de penetración en la perforación rotopercutiva.

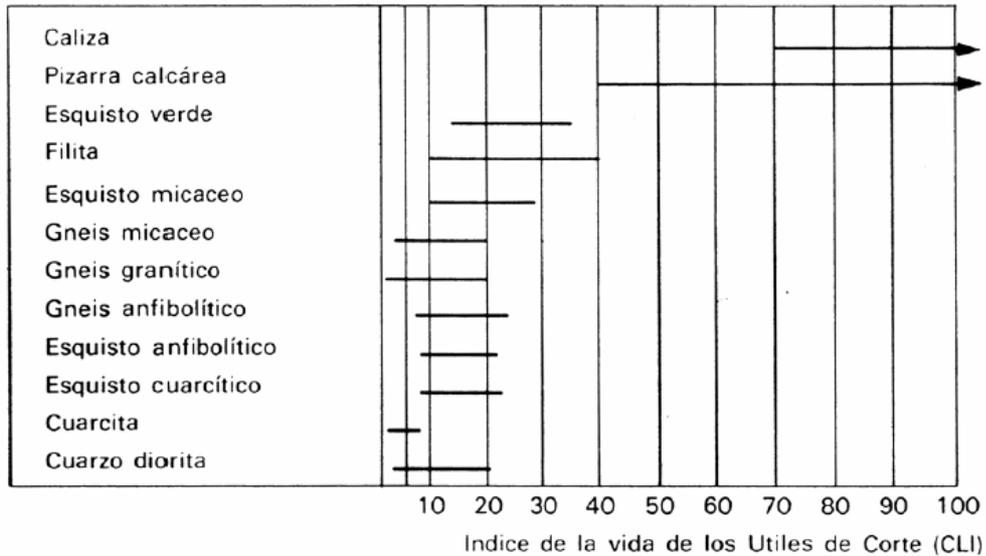


Figura 6.5. Valor del índice de Vida de los útiles de Corte (CLI ).

### 6.2.3.2. Ensayo Cerchar

Consiste en hacer pasar una aguja de acero, terminada en forma cónica con un ángulo de 90° y sometida a la acción de un peso de 7 kg, sobre la superficie de una muestra recorriendo lentamente una distancia de 10 mm. La abrasividad de la roca se determina a partir del diámetro, expresado en décimas de milímetro de la superficie circular producida por el desgaste del útil.

Así, el índice Cerchar, representa un diámetro en 10-4 mm. En la Tabla 6.4 se indican los valores típicos para diversas clases de rocas.

Bougard (1974) modificó el ensayo utilizando un acero más blando que el propuesto por el Cerchar, con el fin de discernir más claramente las diferentes características de las rocas menos abrasivas. Johnson (1986),

aplicando este método, determinó el consumo de herramientas de corte a partir del valor de abrasividad obtenido, expresado en número de picas por metro cúbico de roca, ya que demostró que existía un alto grado de correlación entre ambas variables.

Además de los ensayos descritos existen otros que en ocasiones se utilizan, tales como: el de desgaste en torno, el de la sierra, etc.

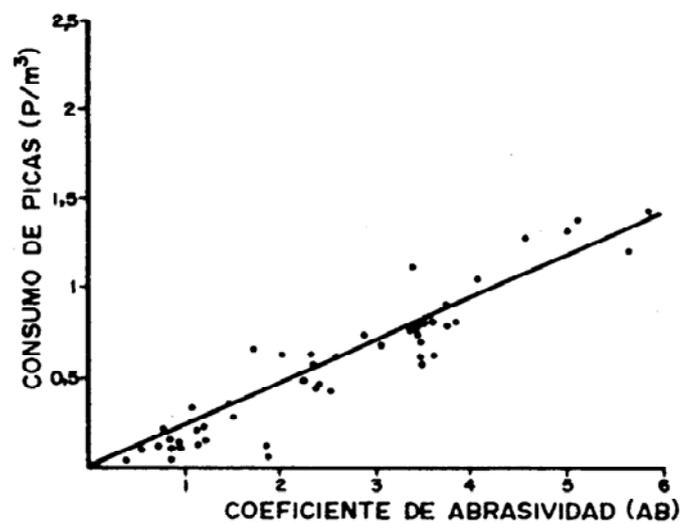


Figura 6.6. Cálculo del número de picas necesarias para el arranque de 1 m<sup>3</sup> de roca en función de la abrasividad. (Johnson, 1986).

**Tabla 6.4.**  
**Clasificación Cerchar para la abrasividad de rocas.**

CLASIFICACIÓN	ÍNDICE CERCHAR	TIPO DE ROCA
Extremadamente abrasiva	> 4,5	Gneis, pegmatita, granito
Altamente abrasiva	4,25-4,5	Anfibolita, granito
Abrasiva	4,0-4,25	Granito, gneis, esquistos, piroxenita, arenisca
Moderadamente abrasiva	3,5-4,0	Arenisca
Abrasividad media	2,5-3,5	Gneis, granito californiano, dolerita
Poco abrasiva	1,2-2,5	Arenisca Portland
Muy poco abrasiva	< 1,2	Caliza

#### **6.2.4. Tenacidad**

La tenacidad de una roca es un parámetro definido a partir de la curva tensión-deformación, y mide la energía elástica que es necesaria para deformarla con un útil de corte. Se utiliza mucho para evaluar la rozabilidad de las rocas y por consiguiente la posibilidad de aplicación de minadores. El índice de Tenacidad se define por:

$$Ti = \frac{RC^2}{2E} \cdot 100 \quad (6.11)$$

donde:

RC = Resistencia a la Compresión (MPa).

E = Módulo de Elasticidad de Young (GPa).

En muchas ocasiones se usa como valor de la tenacidad de las rocas el simple cociente entre la resistencia a la compresión y la resistencia a tracción.

#### **6.2.5. Tamaño y forma de los bloques conformados por las discontinuidades**

Dentro de los macizos rocosos existen toda una serie de discontinuidades de mayor a menor entidad (fracturas, fallas, diaclasas, planos de estratificación, fisuras, etc.) que afectan de manera decisiva a los rendimientos que pueden conseguir los equipos de arranque.

En cada grupo de máquinas, la influencia será distinta en función de la forma de trabajo o los mecanismos de rotura. Así, a un minador continuo le afectan más las microfisuras que las grandes discontinuidades, sucediendo lo contrario en el arranque con excavadoras o con martillos hidráulicos.

Los datos estructurales y características geomecánicas de las discontinuidades que más interesan de cara a la excavación con equipos mecánicos son:

- El espaciado.
- La orientación, y
- Las dimensiones de los bloques conformados.

El espaciado entre discontinuidades, o bien se mide directamente sobre los testigos de los sondeos, definiendo por ejemplo el índice de calidad RQD que es el porcentaje de la longitud de testigo recuperado en trozos mayores de 10 cm respecto a la longitud total, o bien cuando no se dispone de dichos sondeos se estima el número total de juntas por metro cúbico  $J_v$  que se obtiene sumando las juntas que hay por metro de cada familia de las existentes en el lugar de observación.

Entre el RQD y el  $J_v$  existe una relación aproximada que es:

$$J_v = \frac{115 - RQD}{3.3}$$

se considera que si  $J_v$  es menor que 4,5 el valor de RQD es 100.

La descripción de los bloques en función del  $J_v$  es la que se recoge en la Tabla 6.5.

**Tabla 6.5.**  
**Descripción del tamaño de los bloques en función del  $J_v$**

DESCRIPCIÓN	$J_v$ (Discontinuidades/m <sup>3</sup> )
Bloques muy grandes o masivos	< 1,0
Bloques grandes	1 - 3
Bloques Medios	3-10
Bloques pequeños	10-30
Bloques muy pequeños	> 30

En la Fig. 6.7 se estima el volumen aproximado de los bloques a partir del  $J_v$  y de la relación de las tres aristas características de los mismos.

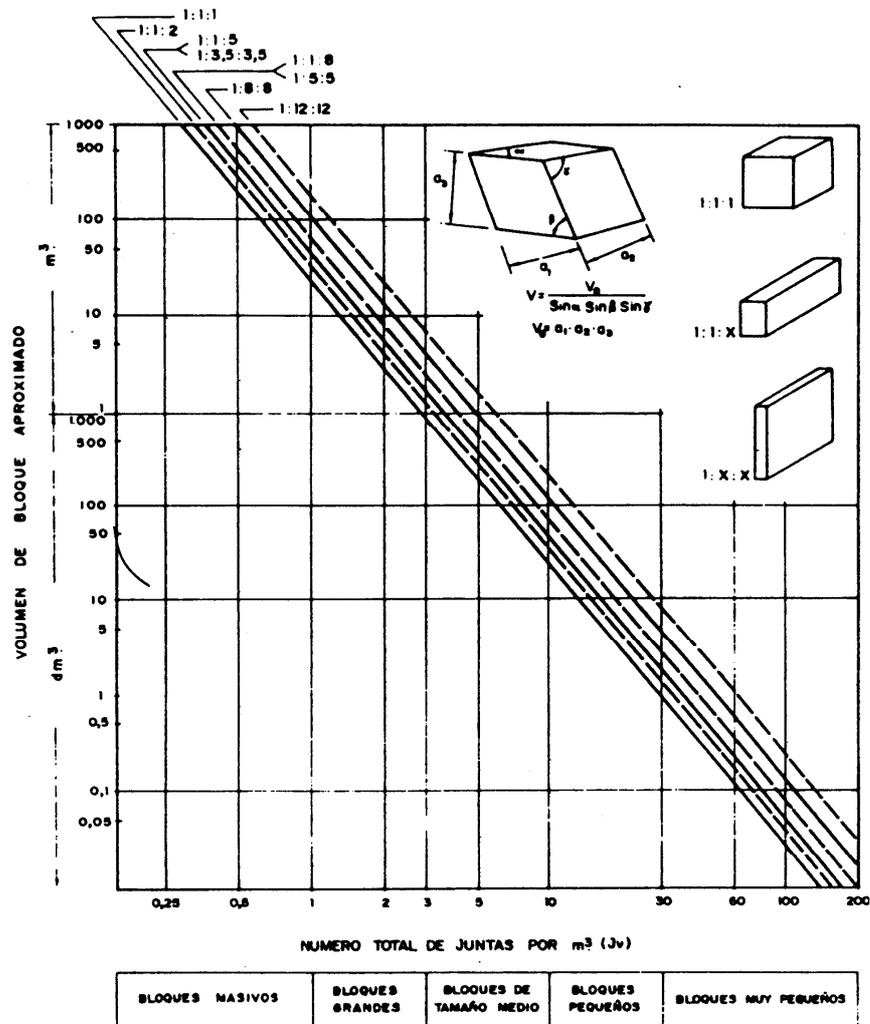


Figura 6.7. Estimación del volumen de los bloques in situ.

### 6.3. Clasificación de los macizos rocosos según su excavabilidad.

#### 6.3.1. Método de Atkinson

Atkinson (Universidad de Durham, 1977), propuso unas zonas de aplicación para cada tipo de maquinaria en función exclusivamente de la

Resistencia a la Compresión Simple de las rocas, sin considerar las discontinuidades presentes en los macizos rocosos, Fig. 6.8, aspecto que tiene gran influencia en la excavación con equipos mecánicos, ya que en las rocas duras más que un corte de éstas lo que se realiza es un arranque aprovechando los planos de debilidad estructural o diaclasas abiertas.

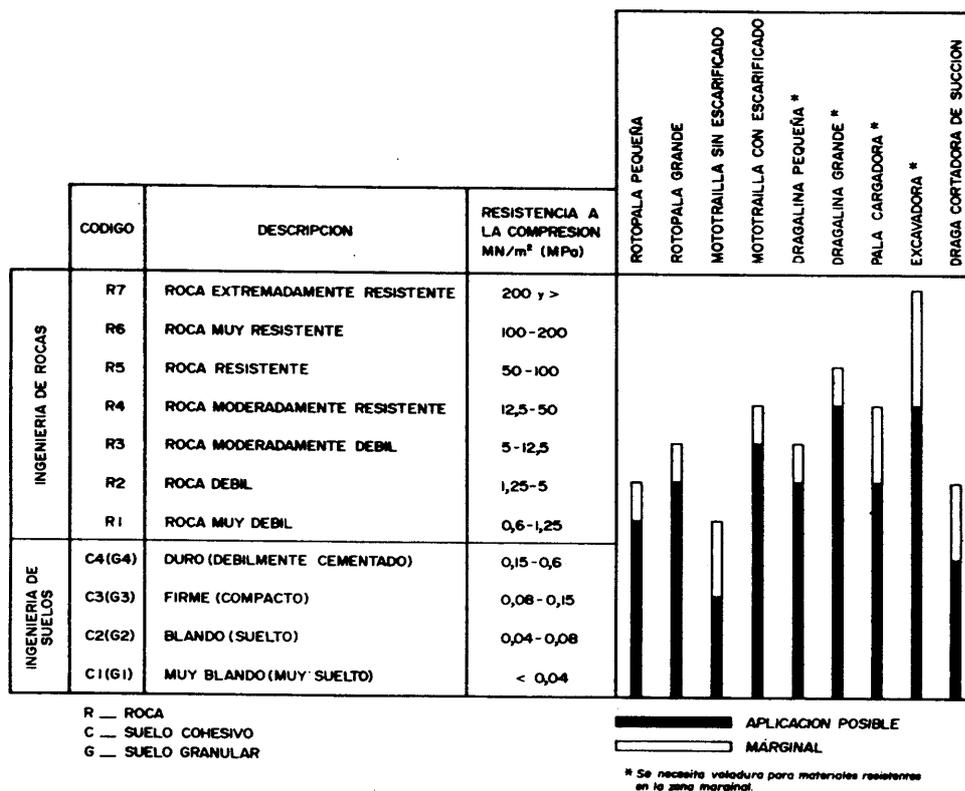


Figura 6.8. Rangos de utilización de maquinaria en función de la resistencia a la compresión (Atkinson, 1977).

### 6.3.2. Método de Franklin

Franklin y sus colaboradores (1971), propusieron clasificar los macizos rocosos mediante el empleo de dos parámetros:

- El índice de Resistencia Bajo Carga Puntual ( $I_s$ ), y
- El índice de Espaciamiento entre Fracturas ( $I_f$ ).

Estos parámetros son obtenidos de los testigos de sondeos, el índice de Espaciamiento entre Fracturas es un valor medio y puede oscilar desde milímetros hasta metros, por lo que su medida será aproximada y requerirá que vaya acompañada de un histograma o se presente en función de intervalos de variación.

En la Fig. 6.9 se representa gráficamente la clasificación denominada de Resistencia - Tamaño propuesta por Franklin, para el estudio de los métodos de excavación, y la relación de  $I_s$  e  $I_f$  con otros ensayos y parámetros geomecánicos.

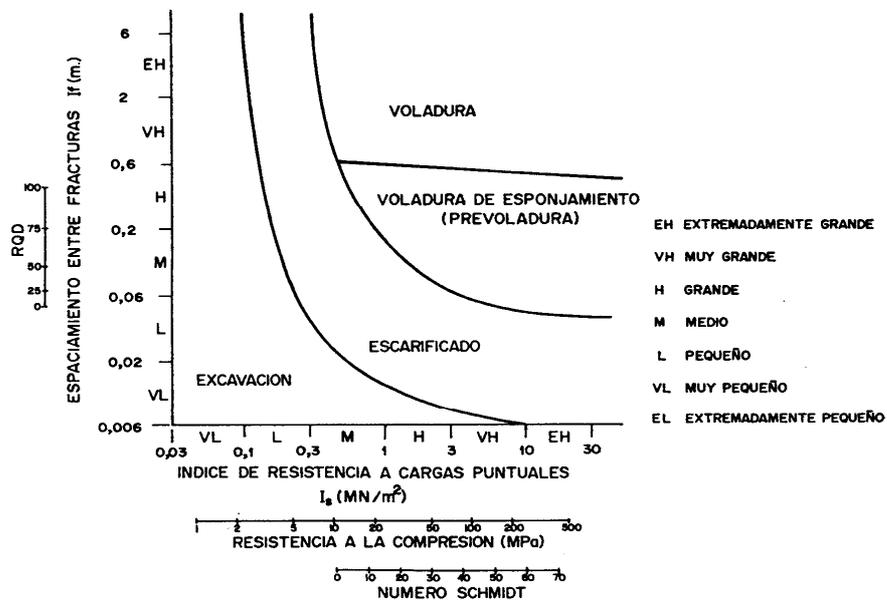


Figura 6.9. Clasificación de los macizos rocosos para su arranque y excavación, según Franklin et al. (1971).

Como puede observarse, se consideran cuatro zonas o regiones, de acuerdo con los valores de los parámetros medidos, pero no se especifican los tipos de maquinaria de arranque a utilizar ni sus capacidades. La zona de excavación directa corresponde a terrenos con una resistencia de la roca pequeña y un número de discontinuidades reducido, o por el contrario a rocas muy resistentes pero intensamente fracturadas. Actualmente, el gráfico

no es tan aplicable, pues las excavadoras hidráulicas de las últimas generaciones pueden ampliar la zona que corresponde al arranque directo, así como los tractores de más de 500 kW de potencia pueden hacer que se solape su área de aplicación con la de perforación y voladura.

Como las escalas en ambos ejes son logarítmicas, un error de medida entre el 10 y el 20 es prácticamente insignificante, por lo que los registros no precisan que sean muy exactos. Un ejemplo de interés en la aplicación de este método, son las isóneas de rendimiento, Fig. 6.10, obtenidas por el BRGM francés en unas pruebas llevadas a cabo en Marsella con un minador continuo (Alpine AM50).

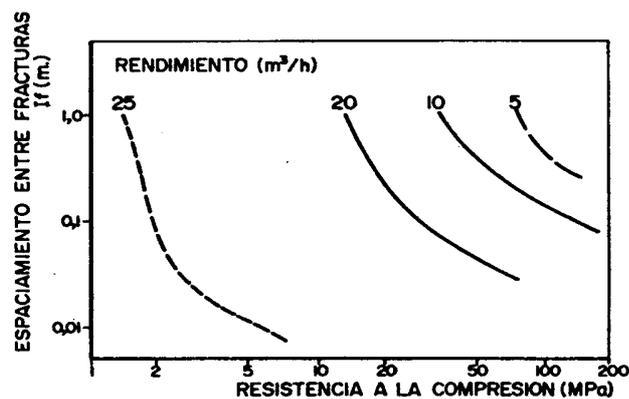


Figura 6.10. Efecto del tamaño de los bloques y resistencia de las rocas sobre el rendimiento de un minador (Masure, P. et al., 1974).

### 6.3.3. Método de Weaver

Weaver (1975) determinó el grado de ripabilidad de un macizo rocoso mediante la valoración de siete factores, de los que los dos más importantes (espaciamiento entre juntas y velocidad sísmica) representan el 56 de la puntuación total, seguidos de la orientación de la dirección y buzamiento con un 15% y la dureza con un 10%, tal como se recoge en la Tabla 6.6.

En la actualidad debe tomarse con cierta prudencia cuando los índices de valoración de la ripabilidad son superiores a 70, debido al incremento de potencia en los tractores de orugas.

#### 6.3.4. Método de Kirsten

Kirsten (1982) en unos estudios que hizo sobre ripabilidad afirmaba que la velocidad sísmica no era un parámetro que reflejara fielmente la facilidad de arranque de los macizos rocosos, ya que tal operación estaba muy influenciada por diversas características de los materiales.

Este autor propone un sistema de clasificación para la excavación de los macizos rocosos basado en el siguiente índice:

$$N = M_s \cdot \frac{RQD}{J_n} \cdot J_s \cdot \frac{J_r}{J_a} \quad (6.13)$$

donde:

$M_s$  = Resistencia a compresión de las rocas (MPa).

RQD = Rock Quality Designation (%).

$J_n, J_r$  = Parámetros del sistema de clasificación Q de Barton.

$J_s$  = Valor de la disposición relativa de los bloques inclinados según la dirección de arranque. Para material intacto  $J_s = 1,0$ .

$J_a$  = Factor de alteración de la junta.

Según el índice de excavabilidad N obtenido por la ecuación anterior se evalúa la facilidad al arranque mediante ripado de la siguiente forma:

- Fácilmente ripable ( $1 < N < 10$ )

- Ripado duro (10 < N < 100)
- Ripado muy duro (100 < N < 1.000)
- Ripado extremadamente duro/ voladura (1.000 < N < 10.000)
- Voladura (N > 10.000)

**Tabla 6.6.**  
**Determinación del Grado de Ripabilidad de un macizo rocoso**

CLASE DE ROCA	I	II	III	IV	V
DESCRIPCIÓN	Roca muy buena	Roca buena	Roca media	Roca mala	Roca muy mala
VELOCIDAD SÍSMICA (m/s)	> 2150	2150 – 1850	1850 - 1500	1500 - 1200	1200-450
Valoración	26	24	20	12	5
DUREZA	Roca extremadamente dura	Roca muy dura	Roca dura	Roca blanda	Roca muy blanda
Valoración	10	5	2	1	0
ALTERACIÓN	Sana	Ligeramente alterada	Alterada	Muy alterada	Completamente alterada
Valoración	9	7	5	3	1
ESPACIADO DE JUNTAS (mm)	> 3000	3000 – 1000	1000 - 300	300 - 50	< 50
Valoración	30	25	20	10	5
CONTINUIDAD JUNTAS	Discontinuas	Poco continuas	Continuas sin relleno	Continua con algún relleno	Continua con relleno
Valoración	5	5	3	0	0
RELLENO EN LAS JUNTAS	Cerradas	Algo separadas	Separación < 1 mm	Relleno < 5 mm	Relleno > 5 mm
Valoración	5	5	4	3	1
ORIENTACIÓN DE DIRECCIÓN Y BUZAMIENTO	Muy desfavorable	Desfavorable	Poco desfavorable	Favorable	Muy favorable
Valoración	15	13	10	5	3
VALORACIÓN TOTAL	100 - 90	90 – 70*	70 - 50	50 - 25	< 25
VALORACIÓN DE LA RIPABILIDAD	Voladura	Extremadamente Dificil de repar. Voladura	Muy difícil de repar	Difícil de repar	Fácilmente ripable
SELECCIÓN DE MAQUINARIA		DD9G / D9G	D9/ D8	D8 / D7	D7
POTENCIA (CV)	-	770 / 385	385 / 270	270 / 180	180
KW	-	575 / 290	290 /200	200 / 135	135

\* La puntuación por encima de 75 se considera como no ripable sin prevoladura

### 6.3.5. Método de Abdullatif y Cruden

Abdullatif y Cruden (1983), en una investigación llevada a cabo en 23 proyectos donde se realizaba arranque de rocas con medios mecánicos y voladuras, estimaron que la excavación es posible hasta un RMR (Rock Mass Rating) de 30 y ripable hasta 60. Los macizos clasificados como de calidad buena o mejores por el sistema RMR deben ser objeto de perforación y voladura.

Estos autores también observaron un salto en el valor de Q ; hasta 0,14 los macizos eran excavables y a partir de 1,05 debían ser ripados. Este hecho puede ser debido a la mala adecuación del sistema de clasificación Q a las operaciones de arranque, como consecuencia del parámetro de tensiones que se tiene en cuenta.

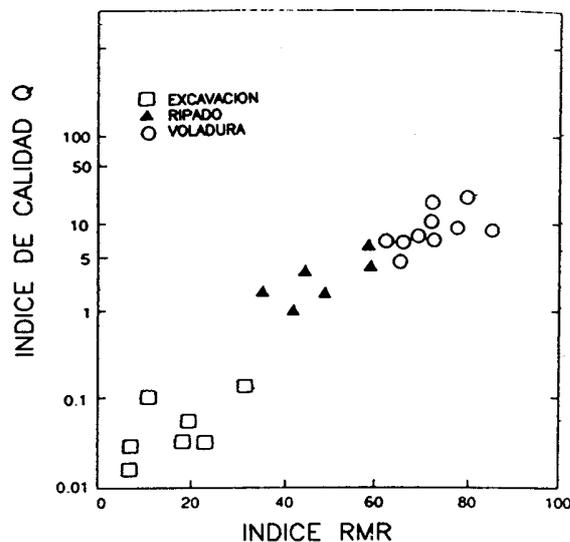


Figura 6.11. Técnicas de excavación en función de los índices de calidad RMR y Q (Abdullatif y Cruden, 1983)

### 6.3.6. Método de Scoble y Muftuoglu

Scoble y Muftuoglu (1984), en un trabajo muy riguroso y completo sobre el tema, definen un índice de Excavabilidad IE combinando cuatro

parámetros geomecánicos: resistencia a la compresión simple, extensión de la meteorización, espaciamiento de juntas y planos de estratificación. En la Tabla 6.7 se muestra el sistema de ponderación de las propiedades del macizo rocoso.

$$IE=W+S+J+B \quad (6.14)$$

donde

W = Alteración por meteorización.

S = Resistencia a la compresión simple.

J = Separación entre diaclasas.

B = Potencia de estratos.

**Tabla 6.7.**  
**Sistema de ponderación de las propiedades del macizo rocoso**

PARÁMETROS	CLASES DE MACIZOS ROCOSOS				
	1	2	3	4'	5
ALTERACIÓN	INTENSA	ALTA	MODERADA	LIGERA	NULA
Valoración (W)	< 0	5	15	20	25
RESISTENCIA DE LA ROCA (MPa)	< 20	20 - 60	40 - 60	60 - 100	> 100
COMPRESIÓN SIMPLE (MPa) Is(50)	<0,5	0,5-1,5	1,5-2,0	2-3,5	>3,5
Valoración (S)	0	10	15	20	25
SEPARACIÓN ENTRE DIACLASAS (m)	0,3	0,6-1,5	0,6-1,5	1,5-2	> 2
Valoración (J)	5	15	30	45	50
POTENCIA DE ESTRATOS (m)	< 0,1	0,1-0,3	0,21-0,6	0,6-1,5	> 1,5
Valoración (B)	0	5	10	20	30

Según los autores, la meteorización fue incluida para tener en cuenta el efecto reductor de la resistencia de las discontinuidades, o incluso de la matriz rocosa. El espaciamiento medio entre juntas se debe obtener según dos direcciones ortogonales. Este parámetro junto con el espaciamiento

entre estratos definen el tamaño medio de los bloques que es el factor que más influye en la excavación.

Los límites relativos superiores de S, J y B se definieron tomando como referencia el rendimiento de las excavadoras hidráulicas. W, S y B pueden obtenerse en la etapa inicial de diseño por testificación de los sondeos y ensayos geomecánicos o determinarse indirectamente por sistemas de campo y laboratorio. En la Tabla 6.8 se presenta este sistema de evaluación del índice de excavabilidad.

### **6.3.7. Método de Hadjigeorgiou y Scoble**

Hadjigeorgiou y Scoble (1988) propusieron un nuevo sistema de clasificación empírica para evaluar la facilidad de excavación de los macizos rocosos combinando los valores de cuatro parámetros geomecánicos:

- Resistencia Bajo Carga Puntual
- Tamaño de Bloque
- Alteración,
- Disposición Estructural Relativa.

En la Tabla 6.9 se presentan las valoraciones que se adjudican a cada uno de los parámetros considerados en el nuevo sistema de evaluación del Índice de Excavabilidad IE. Éste se define mediante la expresión:

$$IE=(IS+BS).W.JS \quad (6.15)$$

donde:

IS = índice de resistencia bajo carga puntual.

Bs = índice de tamaño de bloque. W = índice de alteración.

Js = índice de disposición estructural relativa.

**Tabla 6.8.**  
**Sistema de evaluación del Índice de Excavabilidad IE**

CLASE	FACILIDAD DE EXCAVACIÓN	INDICE (W + S + J + B)	EQUIPO DE EXCAVACIÓN	MODELOS DE EQUIPOS EMPLEADOS
1	MUY FÁCIL	< 40	TRACTORES DE RIPADO DRAGALINAS EXCAVADORAS	A. Tractor (Cat. D8) B. Dragalina > 5 m <sup>3</sup> (Lima 2400) C. Excavadora de cables > 3 m <sup>3</sup> (Ruston Bucyrus 71 RB)
2	FÁCIL	40 – 50		A. Tractor (Cat. D9) B. Dragalina > 8 m <sup>3</sup> (Marion 195) C. Excavadora de cables > 5 m <sup>3</sup> (Ruston Bucyrus 150 RB)
3	MODERADAMENTE DIFÍCIL	50 – 60	DRAGALINAS	A. Tractor - Excavadora - Pala B. Cargadora (Cat. D9) C. Excavadora hidráulica > 3 m <sup>3</sup> (Cat. 245)
4	DIFÍCIL	60 – 70	EXCAVADORAS	A. Tractor - Excavadora – Pala Cargadora (Cat. 010) B. Excavadora hidráulica > 3 m <sup>3</sup> (Cat. 245 ó O&K RH40)
5	MUY DIFÍCIL	70 – 95	EXCAVADORAS	Excavadora hidráulica > 3 m <sup>3</sup> (Cat.245 ó O&K R1-140)
6	EXTREMADAMENTE DIFÍCIL	95-100		Demag H111 Excavadoras Poclain 1000 CK hidráulicas P & H 1200>7 m <sup>3</sup> RH75
7	MARGINAL SÍN VOLADURA	> 100		Demag H 185 Excavadoras Demag H 241 hidráulicas O & KRH300>10m <sup>3</sup>

Como es obvio, tanto la resistencia como el tamaño de bloque son dos de los parámetros más importantes que condicionan la propagación de la rotura a través del material, y consecuentemente la facilidad de excavación. Estos dos parámetros configuran el núcleo o estructura básica del sistema de clasificación.

En algunos casos la mayor alteración o meteorización de los materiales rocosos puede ayudar a hacer una excavación más fácil, razón por la cual aparecen en la expresión anterior. De igual manera la disposición espacial de la estructura rocosa con respecto a las direcciones y sentidos de los

elementos de arranque juega un papel significativo que llega a afectar a la excavabilidad de los macizos, y es por ello que también interviene en el sistema de evaluación.

**Tabla 6.9.**  
**Valoraciones de los parámetros considerados en el nuevo sistema de evaluación del Índice de Excavabilidad IE**

CLASE	1	2	3	4	5
RESISTENCIA BAJO CARGA PUNTUAL $I_s$ (50)	0,5	0,5-1,5	1,5-2,0	2,0-3,5	> 3,5
Valoración ( $I_s$ )	0	10	15	20	25
TAMAÑO DE BLOQUE	Muy Pequeño	Pequeño	Medio	Grande	Muy Grande
$J_v$ (Juntas 1 m <sup>3</sup> )	30	10 – 30	3-10	1-3	1
Valoración ( $B_s$ )	5	15	30	45	50
ALTERACIÓN Valoración ( $W$ )	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
DISPOSICIÓN ESTRUCTURAL RELATIVA	Muy Favorable	Favorable	Ligeramente Favorable	Desfavorable	Muy Desfavorable
Valoración ( $J_s$ )	0,5	0,7	1,0	1,3	1,5

Fuente: HADJIGEORGIOU Y SCOBLE (1988).

Según los valores que resulten del Índice de Excavabilidad los macizos rocosos se clasifican en las categorías que se indican en la Tabla 6.10.

**Tabla 6.10.**  
**Clasificación del macizo rocoso según el índice de Excavabilidad**

CLASE	FACILIDAD DE EXCAVACIÓN	INDICE DE EXCAVABILIDAD
1	Muy Fácil	< 20
2	Fácil	20 - 30
3	Difícil	30-45
4	Muy Difícil	45 - 55
5	Voladura	> 55

### 6.3.8. Método de Singh

Singh, R.N. y otros investigadores (1989) definieron un nuevo índice de Ripabilidad IR para evaluar la facilidad del arranque mecánico con tractores.

Los parámetros geomecánicos que se registran para proceder a la clasificación de los macizos rocosos son los siguientes:

- Espaciamiento entre discontinuidades, medido mediante registro lineal.
- Resistencia a tracción, estimado a partir del índice de Resistencia Bajo Carga Puntual o con el Ensayo Brasileño.
- Grado de meteorización, obtenido mediante observación visual.

Grado de abrasividad, estimado por medio del índice de Abrasividad Cerchar.

La clasificación del índice de Ripabilidad es el resultado de un amplio conjunto de experiencias y observaciones llevadas a cabo, así como de la revisión de diversas clasificaciones de ripabilidad.

Como puede observarse en la Tabla 6.11, los macizos rocosos se clasifican en cinco grupos, de acuerdo a su ripabilidad o facilidad al arranque mecánico con tractores de orugas.

Para cada uno de los cuatro parámetros geomecánicos considerados y en función de los resultados que se obtengan, se le asigna una valoración general. La suma de dichas valoraciones independientes permite proceder a la evaluación de la ripabilidad, distinguiéndose los siguientes grupos: macizos fácilmente ripables ( $< 22$ ), moderadamente ripables (22 - 44), difícilmente ripables (44 - 66), ripabilidad marginal (66 - 88) y fragmentación con voladuras ( $> 88$ ).

Los tractores de orugas considerados son de tipo convencional, pues para las técnicas más modernas de arranque, como es el ripper de impactos no se disponía de datos suficientes.

**Tabla 6.11.**  
**Clasificación de los macizos rocosos de acuerdo a su Ripabilidad o facilidad al arranque mecánico con tractores de orugas**

PARÁMETROS	CLASES DE MACIZOS ROCOSOS				
	1	2	3	4	5
RESISTENCIA A TRACCIÓN (MPa)		2-6	6-10	10 - 15	>15
Valoración	0-4	4-8	8-12	12 - 16	16 - 20
GRADO DE ALTERACIÓN	Completo	Alto	Moderado	Ligero	Nulo
Valoración	0-4	4-8	8-12	12 - 16	16 - 20
GRADO DE ABRASIVIDAD	Muy Bajo	Bajo	Moderado	Alto	Extremo
Valoración	0-4	4-8	8-12	12 - 16	16 - 20
ESPACIAMIENTO ENTRE DISCONTINUIDADES (m)	< 0,06	0,06-0,3	0,21-1	1-2	> 2
Valoración	0-10	10 - 20	20-30	30-40	40-50
VALORACIÓN TOTAL	< 22	22-44	44-66	66-88	> 88
RIPABILIDAD	Fácil	Moderado	Difícil	Marginal	Voladuras
TRACTOR RECOMENDADO	Ninguno - Clase 1 Ligero	Clase 2 Medio	Clase 3 Pesado	Clase 4 Muy Pesado	Clase 5 -
POTENCIA (kW)	< 150	150 - 250	250 - 350	> 350	-
PESO (t)	< 25	25-35	35 - 55	> 55	-

Fuente : SINGH, R. N. et al. (1989).

Los tractores de orugas, a su vez, se han clasificado en cuatro grupos, según la potencia o peso de los mismos. Entre ambas características existe una buena correlación, tal como puede verse en la Fig. 6.12.

### 6.3.9. Método de Romana

Romana propuso en 1981 una clasificación de los macizos rocosos muy simplificada, que se basaba en dos parámetros: resistencia a compresión simple y RQD.

Desde esa fecha hasta la actualidad las máquinas tuneladoras y rozadoras han sufrido ciertas mejoras, aunque no han cambiado sustancialmente los mecanismos de actuación sobre la matriz rocosa.

En la versión más actualizada de 1993 considera en primer lugar tres parámetros principales. Para la resistencia a la compresión simple de la

matriz rocosa utiliza la escala de la Tabla 6.12, parcialmente derivada de la propuesta por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas.

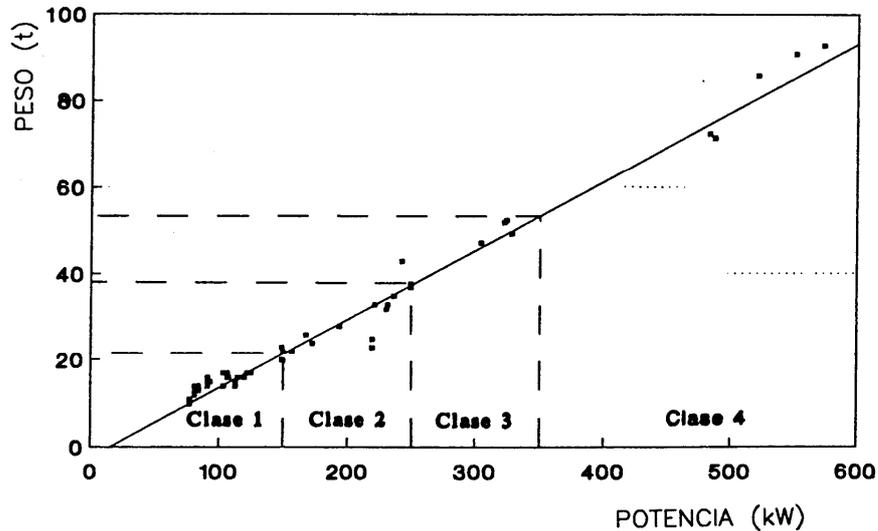


Figura 6.12. Clasificación de tractores de orugas según su peso y potencia.

**Tabla 6.12.**  
**Escala de Resistencias de la matriz rocosa**

Rc (MPa)	MATERIAL	RESISTENCIA
< 0,6	Suelo	
0,15-2	Transición	
2-6	Roca	Muy baja
6-20	Roca	Baja
20 - 60	Roca	Media
60 - 200	Roca	Alta
> 200	Roca	Muy alta

Para el segundo parámetro, RQD, utiliza la escala de Deere, Tabla 6.13, y para el tercero, que es la abrasividad, propone la escala de la Tabla 6.14 en función del contenido equivalente en cuarzo.

**Tabla 6.13.**  
**Escala de fracturación**

RQD (%)	CALIDAD DEL MACIZO
0-25	Muy mala
25 - 50	Mala
50 - 75	Mediana
75 - 90	Buena
90 - 100	Muy buena

**Tabla 6.14.**  
**Escala de abrasividad**

CONTENIDO EQUIVALENTE DE CUARZO (%)	CONDICIONES DE EXCAVACIÓN MECÁNICA
< 40	Viable económicamente
40 – 60	Posible. Los costes crecen con el Q'
60 – 80	Posible. Costes altos, rendimientos reducidos
> 80	Inviabile económicamente

En cuanto al empleo de tuneladoras en roca compacta, con RQD > 90 %, se aplica la escala de la Tabla 6.15, donde además se da la fuerza de empuje máxima por cortador, F<sub>c</sub>. En la Tabla 6.16 se indica la aplicabilidad de los topes en función de las necesidades de sostenimiento del macizo excavado.

**Tabla 6.15.**  
**Escala de utilización de topes en roca compacta (RQD > 90%)**

Rc(Kg/cm <sup>2</sup> )	CONDICIONES DE EXCAVACIÓN	F <sub>c</sub> (t)
6-12	Posible. Problemas de apoyo	Cualquiera
12 - 20	Posible. Muy adecuado	Cualquiera
20-60	Posible. Muy adecuado	> 15
60 - 150	Posible. Problemas de empuje	> 25
150 - 200	¿Posible?. Dificultades de corte	> 25
> 200	Inviabile	-

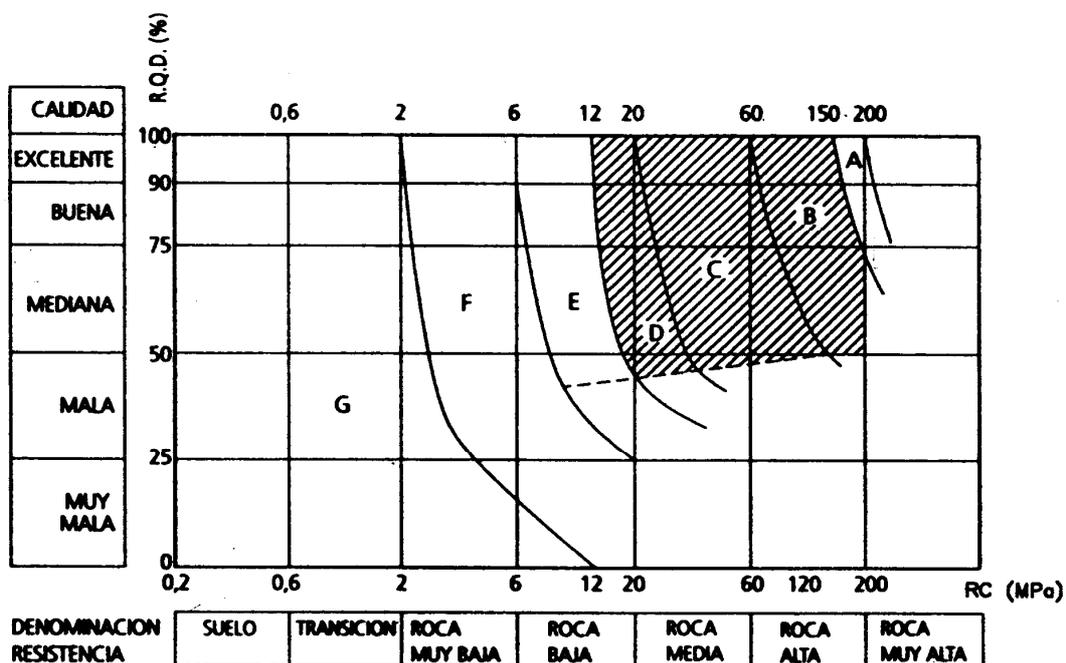
**Tabla 6.16.**  
**Escala de utilización de topes en función de las necesidades de sostenimiento**

RMR		RQD	CONDICIONES DE UTILIZACIÓN DE TUNELADORAS SIN ESCUDO EN FUNCIÓN DEL SOSTENIMIENTO
Valor	Clase		
80 - 100	I	> 90	Excelente. Rendimientos récord
60 - 80	II	70 - 90	Buenos. Rendimientos altos
50 - 60	III a	50 - 70	Adecuados. Rendimientos reducidos
40 - 50	111 b	40 - 50	Poco adecuados
20 - 40	IV	25 - 40	Tolerables sólo en tramos muy cortos
0-20	V	< 25	Totalmente inadecuados

En el caso de las rozadoras, la escala de utilización la establece en función del peso de la máquina y de la resistencia a la compresión simple de la matriz rocosa, cuando RQD > 90%, Tabla 6.17.

**Tabla 6.17.**  
**Escala de utilización de las rozadoras en roca compacta (RQD >90%)**

Rc (Kg/cm <sup>2</sup> )	CONDICIONES DE EXCAVACIÓN	PESO DE ROZADORAS (t)		
		30 - 50	50 - 80	> 80
2-6	Problemas de apoyo	Adecuado	Posible	-
6-12	Problemas de apoyo	Adecuado	Adecuado	Posible
12 - 20	Normales	Posible	Adecuado	Adecuado
20 - 60	Normales	-	Adecuado	Adecuado
60 - 120	Inviabile económicamente	-	-	¿Posible?
>120	Imposible	-	-	-



ZONA	TOPO		ROZADORA			MARTILLO	PALA
	> 25t	< 25t	> 80t	50-80t	< 50t		
A	Posible ?						
B	Adecuado	Posible ?	Posible ?				
C	Adecuado	Adecuado	Adecuado	Adecuado			
D	Adecuado	Adecuado	Adecuado	Adecuado	Posible	Posible ?	
E	Posible	Posible	Posible	Adecuado	Adecuado	Posible	Posible ?
F				Posible	Adecuado	Adecuado	Posible
G					Posible	Posible ?	Adecuado

Figura 6.13. Clasificación de los terrenos respecto a la excavabilidad mecánica en túneles, (Romana, M., 1994).

Fundamentalmente propone la clasificación de la Fig. 6.13, donde se indican las regiones de aplicación de los diferentes métodos de excavación, delimitando el área más idónea de excavación con topo mediante una trama rayada. Según su autor esta clasificación es indicativa y debe usarse con prudencia y sólo en la fase de estudios previos o anteproyectos de obras.

#### 6.4. Perforabilidad de las rocas

A continuación se describe un ensayo de perforabilidad bastante completo, el denominado D.R.I. (Drilling Rate Index), desarrollado en 1979 en la Universidad de Trondheim (Noruega).

Para su realización se toma una muestra de 15 a 20 kg con la que se realizan las siguientes pruebas.

Ensayo de friabilidad S<sub>20</sub>. Una fracción representativa de 500 g de la muestra troceada entre 11,2 y 16 mm se somete a veinte impactos sucesivos de una pesa de 14 kg que se deja caer desde una altura de 25 cm. Se repite el proceso de 3 a 4 veces y se toma el valor medio del porcentaje de muestra menor 11,2 mm, denominado S<sub>20</sub>, Fig. 6.14.

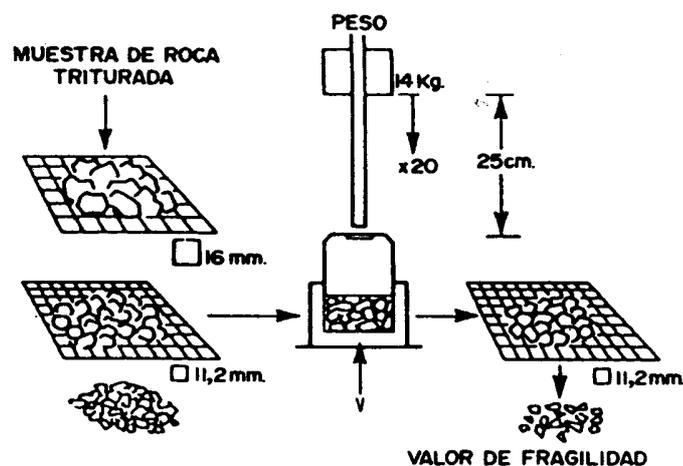


Figura 6.14. Ensayos de friabilidad.

Ensayo de perforación SJ. Con una broca de 8,5 mm de diámetro y 110° de ángulo de bisel, sometida a un empuje sobre la roca de 20 kg y haciéndola girar 200 revoluciones, se efectúan de 4 a 8 perforaciones en cada probeta. La longitud media de los taladros, expresada en décimas de milímetro, constituye el llamado valor SJ, Fig. 6.15.

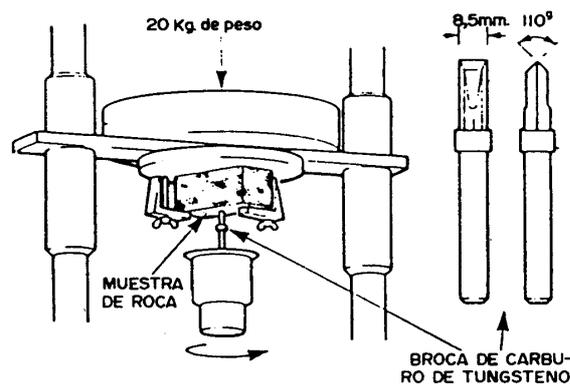


Figura 6.15. Ensayo de perforabilidad.

El índice de Perforabilidad (D.R.I.) de la roca en cuestión se determina a partir de los valores  $S_{20}$  y SJ mediante el ábaco de la Fig. 6.16.

Como puede observarse el D.R.I. coincide con el valor de friabilidad  $S_{20}$  cuando SJ es igual a 10, que corresponde a rocas como granitos o sienitas cuarcíticas.

A partir de los datos obtenidos en diversas investigaciones de campo se han diseñado unos gráficos donde se correlaciona la velocidad de penetración conseguida en la perforación de barrenos por cada martillo particular y diámetro de taladro con el D.R.I. característico de la roca.

Si se conoce el D.R.L. y la abrasividad de la roca expresada con el índice AVS, expuesto anteriormente, puede determinarse un nuevo índice denominado B.W.I. (Bit Wear Index) que sirve para estimar la vida de los útiles de perforación, Fig. 6.18.

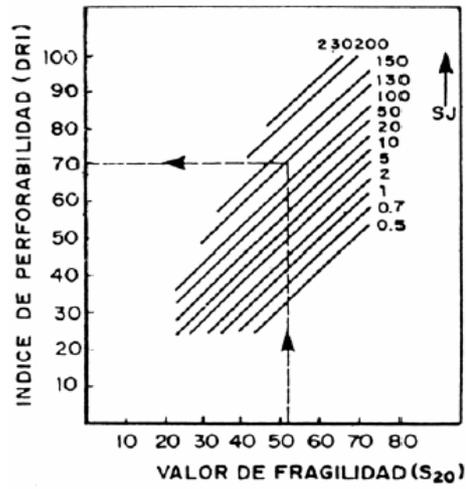


Figura 6.16. Cálculo del D.R.I.

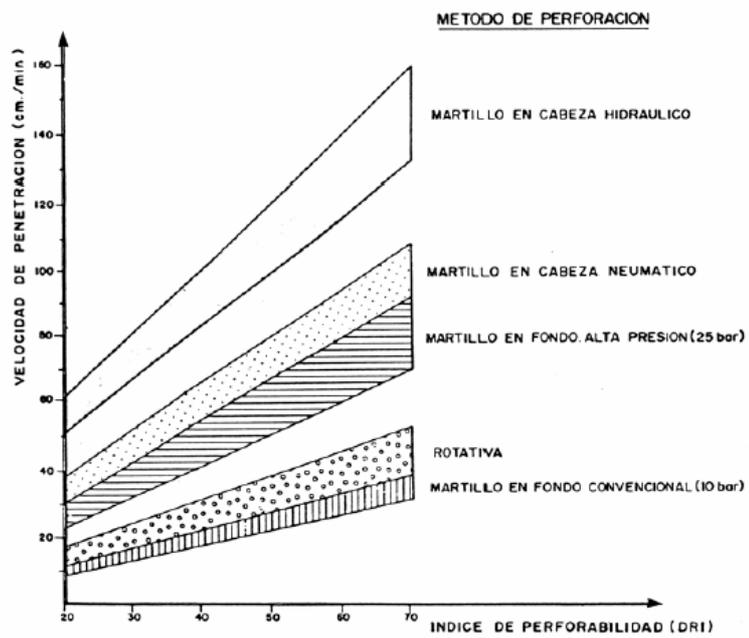


Figura 6.17. Velocidades de penetración obtenidas con diferentes equipos de perforación.

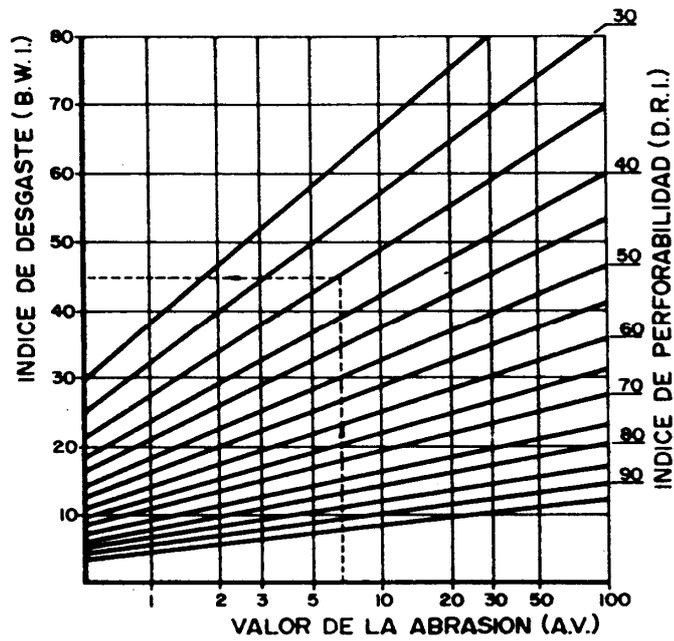


Figura 6.18. Ábaco de cálculo del B.W.I.

En muchos tipos de roca existe una interdependencia entre el D.R.I. y el B.W.I., tal como se muestra en la Tabla 6.18 y Fig. 6.19.

**Tabla 6.18.**  
**Relación entre el D.R.I. y el B.W.I.**

D.R.I. (Drilling Rate Index)		B.W.I. (Bit Wear Index)	
Extremadamente bajo	21	Extremadamente alto	63
Muy bajo	28	Muy alto	53
Bajo	37	Alto	43
Medio	49	Medio	33
Alto	65	Bajo	23
Muy alto	86	Muy bajo	13
Extremadamente alto	114	Extremadamente bajo	3

Los principales inconvenientes que plantea este método son:

Se precisan realizar dos ensayos.

El tamaño de la muestra es relativamente grande si se desean estudiar rocas de otros puntos.

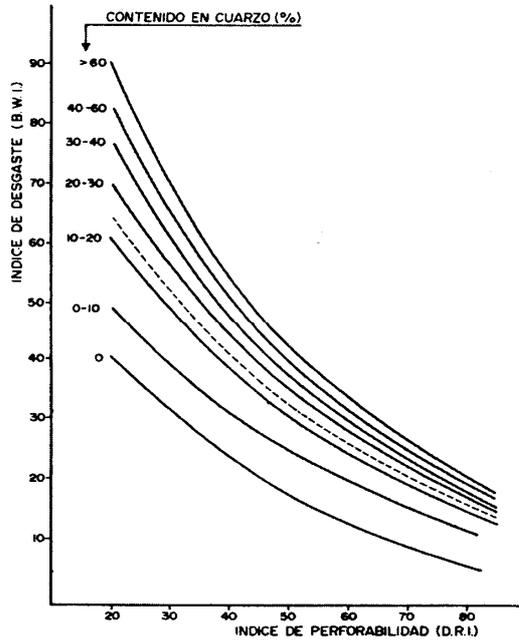


Figura 6.19. Relación entre el D.R.I. y el B.W.I. para rocas con diferentes contenidos en cuarzo.

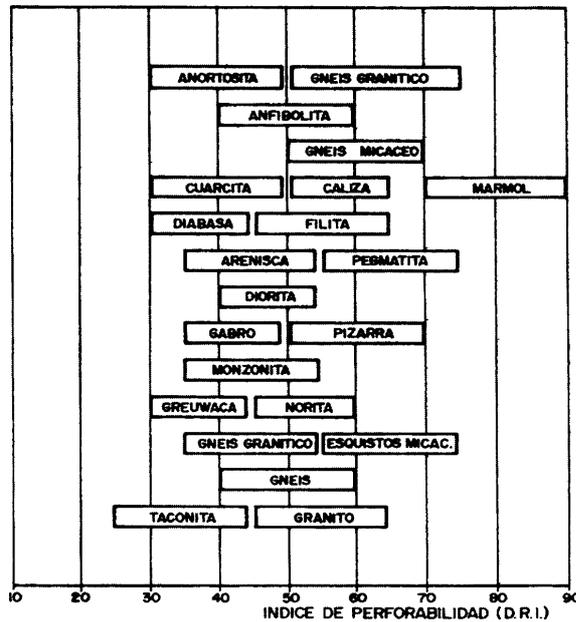


Figura 6.20. Índices de perforabilidad de diferentes tipos de roca.

## 6.5. Excavación mecánica de túneles en roca

Actualmente son varios los tipos de máquinas que se emplean en la excavación mecánica de túneles para atravesar macizos rocosos, los principales son: minadores o rozadoras, tuneladoras o topos, y equipos convencionales como retroexcavadoras, martillos de impactos, etc.

Con relación a los minadores, su empleo nació en rocas muy blandas (minería de sales y de carbón) y ha sido con el aumento de la potencia de la cabeza de corte y la evolución tecnológica de las picas como ha alcanzado un campo de aplicación importante en las rocas de dureza media y alta. Obviamente, además de la resistencia influye mucho el estado de fracturación del macizo rocoso.

Hoy en día pueden ser rozables económicamente rocas de hasta 80 - 120 Kg/cm<sup>2</sup>, siempre que no se trate de rocas muy abrasivas o de formaciones masivas de muy baja fracturación o alta tenacidad.

A título ilustrativo, se comenta seguidamente un procedimiento de estimación de los rendimientos de los minadores, con el que puede evaluarse la gran influencia que poseen las propiedades de las rocas y la potencia de la cabeza de corte.

Gering (1989) propuso la siguiente expresión para calcular el rendimiento de rozado:

$$L_s = \frac{K \cdot N}{R_c} \quad (6.16)$$

donde:

LS = Rendimiento de rozado (m<sup>3</sup>/h).

$N$  = Potencia de la cabeza de corte (kW).

$R_c$  = Resistencia a la compresión

$K$  = Coeficiente que depende de la relación  $R_c/R_t$ , que es una medida de la tenacidad de la roca.

Los valores de  $K$  suelen variar de 6 a 7 para rocas dúctiles, que son difíciles de arrancar, de 7 a 9 para rocas de tipo medio, y menores de 9 para rocas frágiles y fáciles de cortar.

Como puede deducirse el rendimiento es directamente proporcional a la potencia del motor de accionamiento de la cabeza de corte, e inversamente proporcional a la resistencia de la roca.

Otro procedimiento de predicción es el utilizado por Westfalia Lünen, en el que se dispone para cada tipo de máquina de unos gráficos que permiten estimar el rendimiento de rozado en función de la resistencia a compresión de la roca y el consumo de picas por metro cúbico de roca según el contenido de cuarzo. Se supone que la resistencia a tracción de las rocas es del orden de un 10 % de la resistencia a la compresión, Fig. 6.21.

En cuanto a los topes o TBM para rocas, con la tecnología actual pueden ser excavados materiales de hasta 300 - 350 Kg/cm<sup>2</sup> de resistencia a la compresión, con cortadores de 432 y 483 mm (17 y 19 pulgadas), y con los prototipos de inyección de agua a alta presión es posible que se alcancen cifras superiores.

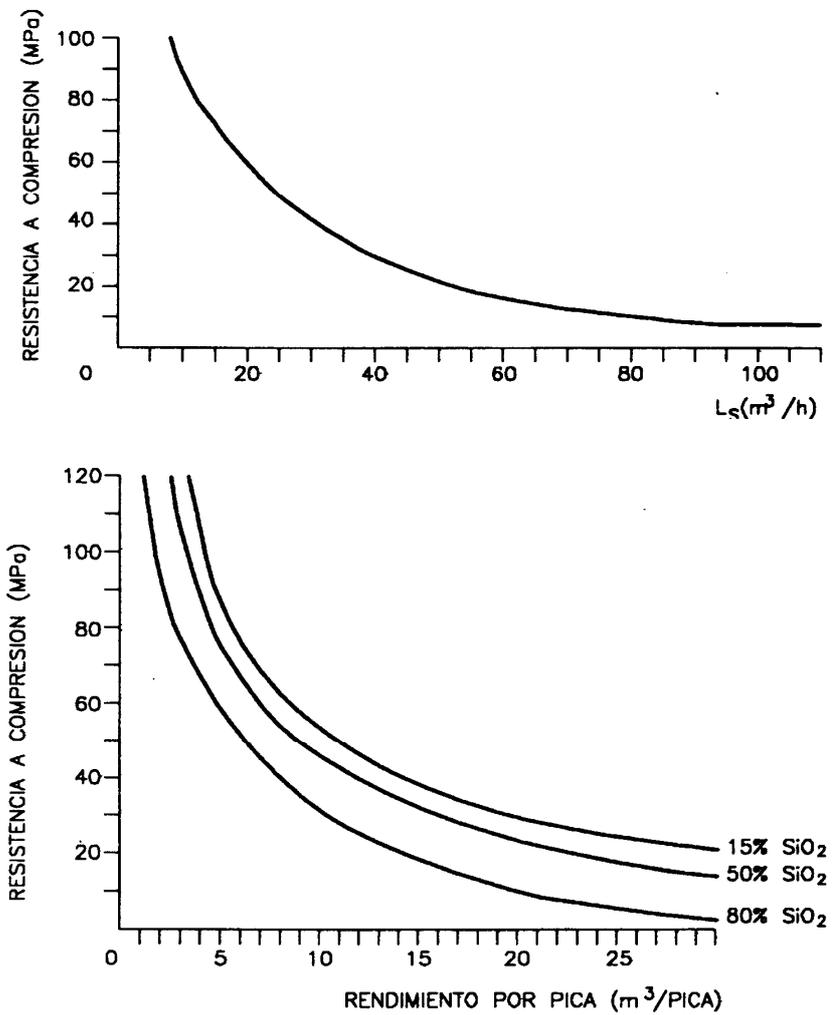


Figura 6.21. Gráficos de cálculo de los rendimientos y consumo de picas (Westfalia Lünen).

En la Tabla 6.19 se recogen algunos de los proyectos más recientes en rocas de alta resistencia.

Los avances más significativos con topes se han conseguido en rocas de dureza media a media baja, inferiores a 120 MPa, que son las más abundantes.

A título orientativo, en la Tabla 6.20 se indican los límites de aplicación de diferentes tipos de cortadores, sin empleo de chorros de agua.

El umbral inferior de dureza que separa el campo de aplicación de los topes de los escudos se puede situar en el entorno de los 0,5 - 2,5 MPa (Mendaña, F., 1995), dependiendo del estado natural del terreno, combinado con la naturaleza más o menos arcillosa de la roca que aumenta o disminuye la posibilidad del empleo de cortadores.

No debe olvidarse que un factor limitante en el empleo de topes es el debido a la necesidad de que el material donde se apoyan las zapatas y los codales tenga un mínimo de resistencia para que se pueda ejercer el empuje adecuado.

**Tabla 6.19.**  
**Proyectos en rocas de alta resistencia (Howard, D.F., 1994).**

PROYECTO	MODELO TIPO	NOMBRE PROYECTO/PAÍS	RC (Kg/cm <sup>2</sup> )	DIÁMETRO (m)	LONGITUD (m)	DIÁMETRO CORTADOR (pulg)
1	Komatsu (Robbins)	Perisher Ski Tube, Australia	250 /350	5	3.300	-
2	Robbins	Melbourne Vic, Australia	250/250	5,5	15.300	17
3	Demag	Bombay, India	205/340	3,5	3.870	-
4	Atlas Copco Jarva	Tjodan Hydro, Noruega	200/250	3,2	1.250	
5	Atlas Copco Jata	Tjodan Hydro, Noruega	- 200/200	3,5	5.100	-

**Tabla 6.20.**  
**Tipos de cortadores y límites de aplicación**

TIPO DE CORTADOR	RESISTENCIA MÁXIMA (Kg/cm <sup>2</sup> )	TIPO DE ROCA
Picas o incrustaciones	55	Blanda
Rodillo dentado	175	Media
Disco	250	Media / Dura
Rodillo con carburo de tungsteno	350	Muy dura

Fuente: SCHENK, G. H. V. (1974)

A continuación se describe, someramente, un método de estimación del rendimiento de tuneladoras desarrollado en la Universidad de Trondheim en Noruega.

La velocidad de penetración neta de una tuneladora depende de las propiedades de las rocas y de las características propias del topo, Tabla 6.21.

**Tabla 6.21.**  
**Parámetros de la roca y características de los topos.**

PARÁMETROS DEL MACIZO ROCOSO	CARACTERÍSTICAS DE LAS ROCAS
<ul style="list-style-type: none"> <li>•Fracturación</li> <li>•índice de perforabilidad, DRI</li> <li>•Abrasividad, CLI</li> <li>•Porosidad</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>•Empuje sobre el cortador</li> <li>•Velocidad de giro de la cabeza cortadora</li> <li>•Espaciamiento entre los cortadores</li> <li>•Tamaño y forma de los cortadores</li> <li>•Potencia instalada</li> </ul>

La fracturación del macizo rocoso es el parámetro más importante. En este contexto, la fracturación se refiere tanto a fisuras como a juntas con pequeña o nula resistencia al corte a través de los planos de debilidad. La pequeña distancia entre fracturas tiene una gran influencia en las velocidades de penetración.

La fracturación del macizo rocoso está caracterizada por el tipo de fracturas y la frecuencia de las mismas, y también por el ángulo formado entre el eje del túnel y los planos de debilidad:

Juntas ( $S_p$ ): incluyen las juntas continuas que pueden ser identificadas en todo el perfil del túnel.

Fisuras ( $S_t$ ): incluyen las juntas no continuas (pueden ser identificadas sólo parcialmente en el perfil del túnel).

Macizo rocoso homogéneo (Clase O): incluye las rocas masivas con juntas o fisuras (pueden presentarse en diques intrusivos, batolitos, etc.).

El grado de fracturación está dividido en clases, según el espaciamiento entre planos de debilidad, Tabla 6.22.

**Tabla 6.22.**  
**Clases de fracturas**

CLASE DE FRACTURA (Juntas Sp / Fisuras St )	DISTANCIA ENTRE PLANOS DE DEBILIDAD (cm)
0	-
0-I	160
I-	80
I	40
II	20
III	10
IV	5

La fracturación se describe mediante el Factor de Fracturación  $K_s$ , que depende del tipo de fractura y de la frecuencia, y el ángulo entre el eje del túnel y los planos de debilidad,  $\alpha$ . El Factor de Fracturación de fisura y junta se muestra en la Fig. 6.22.

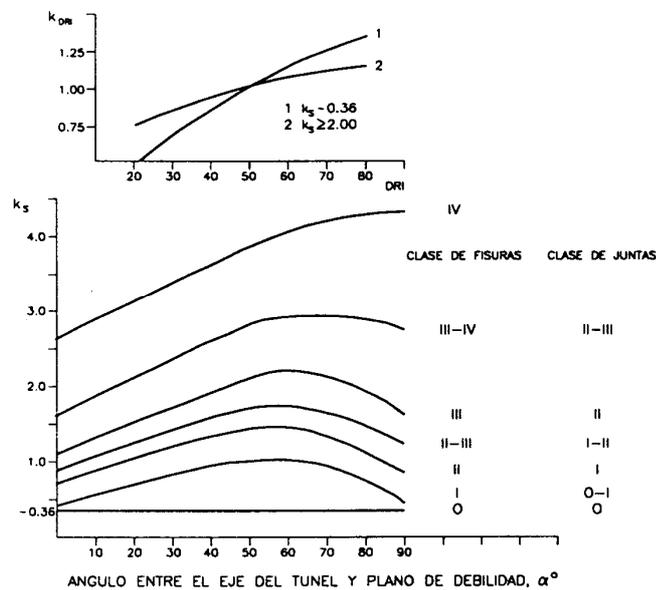


Figura 6.22. Factor de Fracturación. Factor de Corrección para DRI = 49

Las propiedades del macizo rocoso para la tuneladora se expresan mediante el Factor de Fracturación Equivalente:

$$K_{eq} = K_{s-TOT} \cdot K_{DRI} \quad (6.17)$$

La penetración básica en mm/r, en función del empuje sobre el cortador y del Factor de Fracturación Equivalente, se muestra en la Fig. 6.23. Para cortadores de diámetro y espaciamiento diferente al de la Fig. 6.23, el empuje equivalente viene dado por:

$$Meq \text{ (kN/Cortador)} = MB \cdot kd \cdot ka \quad (6.18)$$

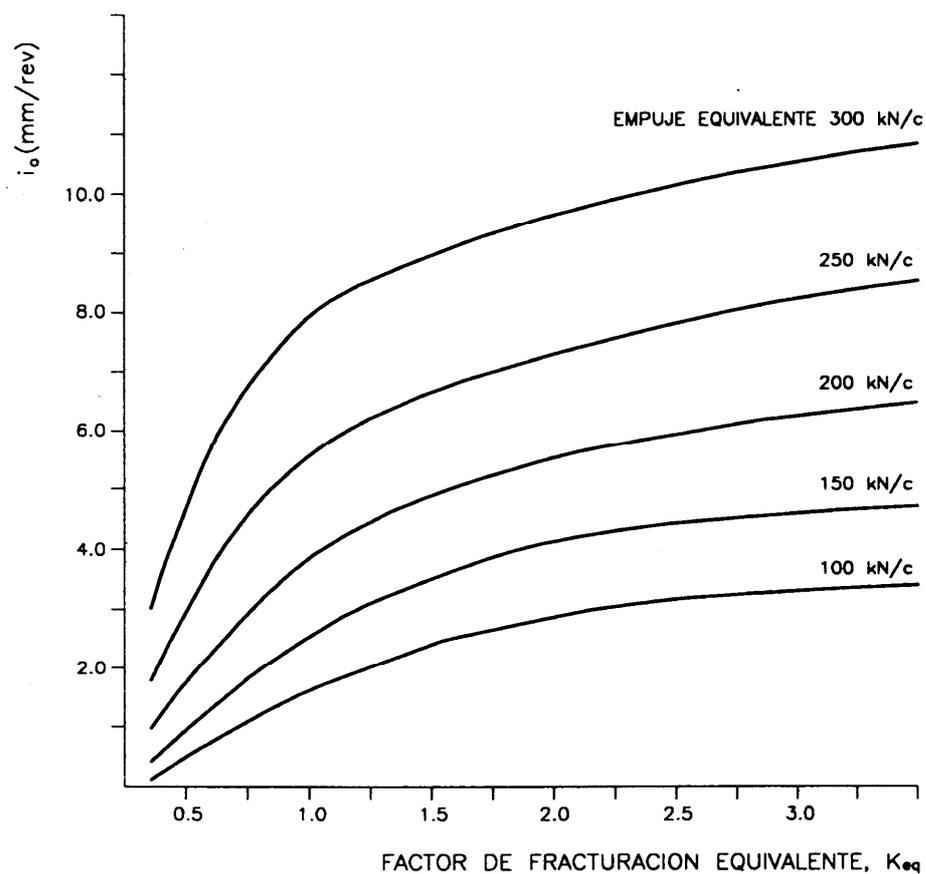


Figura 6.23. Penetración básica.  $D_a = 483$  mm y  $a_c = 70$  mm.

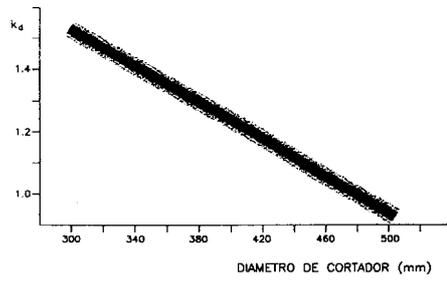


Figura 6.24. Factor de corrección para diámetro de cortador  $d_c \neq 483$  mm.

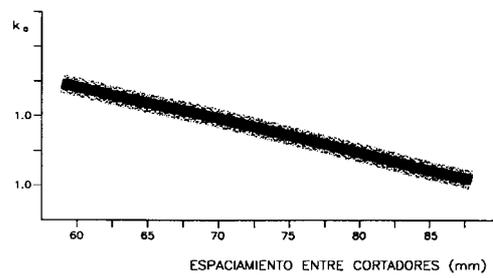


Figura 6.25. Factor de corrección para espaciamento entre cortadores  $a_c \neq 70$  mm.

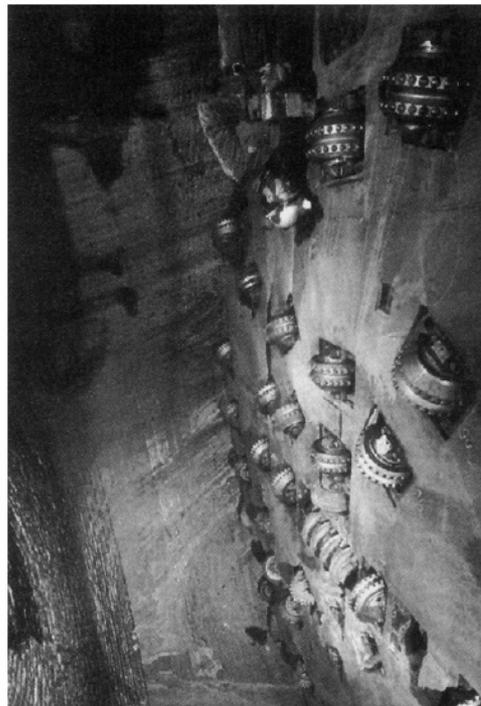


Foto 6.2. Vista frontal de un topo.

## 6.6. Excavación Mecánica de Túneles en Suelo

La excavación mecanizada en terrenos blandos e inestables requiere comúnmente el empleo de escudos (de frente abierto o cerrado), de sección entera o media, y la colocación del revestimiento antes de que la máquina abandone el tramo en cuestión, completando la operación con inyecciones de contacto entre el revestimiento así construido y el terreno.

La excavación en el frente puede hacerse por sistemas manuales o mecanizados, total o parcialmente. A su vez los escudos pueden clasificarse en dos grandes grupos: escudos convencionales y escudos presurizados. En la Tabla 6.23 se resume la tipología actual de escudos.

**Tabla 6.23.**  
**Clasificación de los escudos.**

	FRENTE	MÉTODO DE EXCAVACIÓN	ESTABILIZACIÓN DEL FRENTE	MÉTODO DE ARRANQUE
Escudo	Totalmente abierto	Manual	Protección del techo + placa de cierre del frente	Manual
		Semimecanizado	Protección del techo + placa de cierre del frente	Retroexcavadora, etc.
		Mecanizado	Cortadores de disco o radios de rueda	Cortadores giratorios
	Parcialmente abierto	Blindado o ciego	Mampara de acero con ventanas	Propulsión
	Cerrado	E P B	Suelo excavado + cortadores de disco o radios de rueda + (aditivos)	Cortadores giratorios
		Hidroescudo	Lodo o cortadores de disco	Cortadores giratorios

Fuente: KURIHARA, K. et al (1995).

Los escudos no mecanizados o de arranque manual aún hoy en día se siguen usando en bastantes obras, por ejemplo en túneles cortos o de pequeña sección. El escudo se limita a la cabeza y al sistema de empuje de la misma, gracias a la reacción contra el sostenimiento posterior del túnel.

Dentro de este grupo se distinguen diferentes subtipos de escudos: escudos simples, escudos de rejillas y escudos de elementos de coraza móviles o de cuchillas.

Dentro de los escudos no mecanizados se encuentra también el llamado escudo ciego o de frente cerrado, ya que dispone detrás de la cabeza de un gran mamparo de cierre, con pequeñas ventanas para la salida del escombros conforme progresa con el esfuerzo de empuje.

En los escudos convencionales semimecanizados la excavación puede hacerse por diferentes tipos de máquinas: tornillo sinfín o excavador helicoidal, brazo de retroexcavadora, brazo minador y martillo de impactos; en orden de materiales de más blandos a más duros.

Estos escudos a su vez se clasifican según dispongan de elementos de coraza móviles y también que sean de frente semicerrado, es decir que cuenten con rejillas o planchas de sostenimiento temporal del terreno, generalmente en la parte superior del frente.

Los escudos convencionales mecanizados pueden ser de frente abierto o cerrado. El segundo tipo permite asegurar la estabilidad del terreno del frente, ya que el escombros entra al tambor por unas pequeñas ventanas. Si los terrenos están bajo un freático se requerirán escudos presurizados.

Las máquinas presurizadas se dividen en tres grupos: los hidroescudos o de lodos bentoníticos, las máquinas de presión de aire y los escudos con presión equilibrada de tierras (E. P. B.).

En la Tabla 6.24 se indican las relaciones existentes entre los diferentes tipos de escudos y las características de los terrenos a atravesar.

Tabla 6.24. Aplicabilidad de los escudos a los diferentes tipos de terreno

ESCUDO	ABIERTO				PARCIALMENTE ABIERTO		CERRADO		
	MANUAL	SEMIMECANIZADO	MECANIZADO	BLINDADO	E.P.B				
					SIN ADITIVOS	CON ADITIVOS	HIDROESCUDO		
Suelo cohesivo aluvial	● - Estabilidad del frente - Asentamientos del terreno	▲ - Estabilidad del frente - Asentamientos del terreno	▲ - Estabilidad del frente - Asentamientos del terreno	● - Chequeo del contenido de arena, cohesión y límite líquido - Necesidad de control del terreno arrancado	● - Dificultades con terrenos muy blandos - Necesidades de control del terreno arrancado	-	-	▲ - Dificultades con terrenos muy blandos	
Suelo cohesivo diluvial	● - Caída del rendimiento de excavación - Intercalación de capas de arenas permeables	● - Intercalación de capas de arenas permeables	● - Intercalación de capas de arenas permeables - Bloqueo de huecos y cámara	X - Imposible excavar	● - Mantenimiento de fluidaz	-	-	● - Instalación adicional de equipos de procesamiento	
Roca blanda (limul/Aguila)	X - Dificultad en la excavación	● - Intercalación de capas de arenas permeables - Desgaste de elementos de corte	● - Intercalación de capas de arenas permeables - Desgaste de elementos de corte	- Imposible excavar	-	-	-	-	
Suelo arenoso suelto	X - Dificultad para mantener la estabilidad del frente	X - Dificultad para mantener la estabilidad del frente	X - Dificultad para mantener la estabilidad del frente	X - Imposible excavar	▲ - Conteniendo fros	● - Control avanzado del volumen excavado	● - Control avanzado del volumen excavado - Conservación de la cantidad de lodo	● - Control avanzado del volumen excavado - Conservación de la cantidad de lodo	
Suelo arenoso consolidado	▲ - Estabilidad del frente - Nivel de agua subterránea y permeabilidad	▲ - Estabilidad del frente - Nivel de agua subterránea y permeabilidad	▲ - Estabilidad del frente - Nivel de agua subterránea y permeabilidad	X - Imposible excavar	▲ - Conteniendo fros	● - Desgaste de elementos de corte - Cantidad de aditivos usados	● - Desgaste de elementos de corte - Cantidad de aditivos usados	● - Conservación de la calidad de lodo	
Grava	▲ - Estabilidad del frente - Nivel de agua subterránea y permeabilidad	▲ - Estabilidad del frente - Nivel de agua subterránea y permeabilidad	▲ - Estabilidad del frente - Nivel de agua subterránea y permeabilidad	X - Imposible excavar	▲ - Conteniendo fros - Equipos de trituración de grava	● - Desgaste de elementos de corte - Cantidad de aditivos usados	● - Desgaste de elementos de corte - Cantidad de aditivos usados	● - Medida de la pérdida de lodo - Equipo de trituración de grava - Transporte en forma fluida	
Grava con botos	X - Alto riesgo en los traucos de excavación	▲ - Frente autosoportado - Nivel de agua subterránea y permeabilidad - Cantidad de sobreexcavación	X - Dificultad para retirar botos - Desgaste de elementos de corte y placa frontal	X - Imposible excavar	▲ - Conteniendo fros - Equipos de trituración de grava - Diámetro del tornillo de transporte	● - Equipo de trituración de grava - Desgaste de cortadoras - Diámetro del tornillo de transporte	● - Equipo de trituración de grava - Desgaste de cortadoras - Diámetro del tornillo de transporte	● - Medida de la pérdida de lodo - Equipo de trituración de grava - Transporte en forma fluida	
Adaptabilidad al cambio del tipo de terreno	- Facilitamiento adaptable, en muchos casos es necesario el uso de trabajos auxiliares para mantener la estabilidad del frente (método de construcción con aire presurizado y drenaje de freáticos, etc.)	- Maquinaria de excavación intercambiable - Mismos requerimientos que para la excavación manual para estabilizar el frente	- Maquinaria de excavación intercambiable - Mismos requerimientos que para la excavación manual para estabilizar el frente	- Dificultades para casos que permitan a excavación manual	- Adaptable - Presentación de equipos de alimentación de aditivos	- Adaptable - Aplicable a un amplio rango de propiedades de suelos	- Adaptable - Aplicable a un amplio rango de propiedades de suelos	- Adaptable - Aplicable a un amplio rango de propiedades de suelos	

● Aplicable  
▲ Aplicable con condiciones  
X Indecadado

Fuente: KURIHARA, K. et al. (1995).

Fuente KURIHARA, K. et al. (1995).

La Fig. 6.26 muestra el criterio granulométrico, que es el más utilizado, para tuneladoras, recomendado por la empresa japonesa Hitachi Zosen.

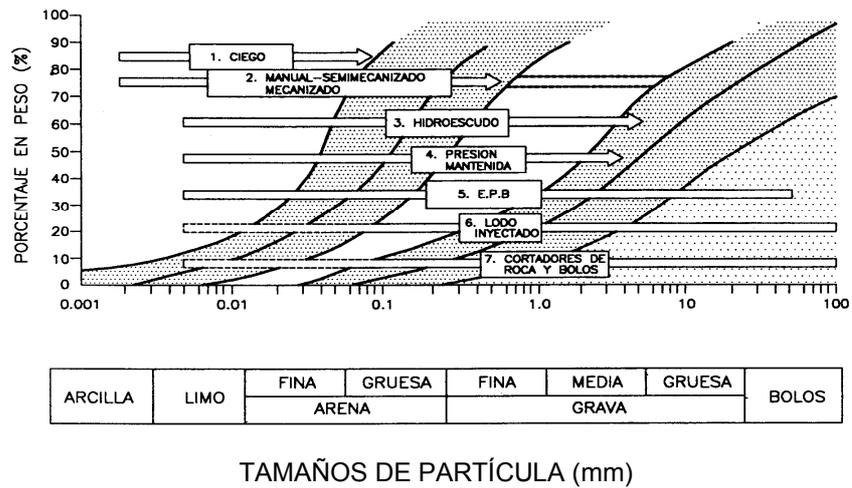


Figura 6.26. Campos de aplicación de los diferentes tipos de escudos.

## **7. EXCAVACIÓN CON MINADORES**

### **7.1. Generalidades**

Dentro de la amplia gama de maquinaria de excavación que se utiliza en el avance de túneles y galerías se encuentran los minadores, que son también conocidos por otros nombres como rozadoras, máquinas de ataque puntual, etc.

La primera aplicación de los minadores tuvo lugar a finales de los años 40 en la preparación y explotación de minas de carbón. Aquéllas eran máquinas de poco peso y potencia y, por consiguiente, de uso limitado.

La necesidad de encontrar respuesta a diferentes requerimientos como: alcanzar producciones o rendimientos instantáneos de corte elevados, arrancar económicamente rocas duras, realizar distintos tipos de secciones (abovedadas, circulares, etc.) que permitieran avanzar galerías y túneles en zonas con grandes presiones o malas condiciones de techo llevó a nuevas concepciones, tanto en lo referente al principio de corte de las rocas como al diseño del propio minador, dando lugar a la aparición y rápida evolución de nuevos equipos, que han extendido su empleo tanto en minería como en obra pública.

De manera esquemática, y bajo un análisis retrospectivo, se puede hablar de las siguientes generaciones:

Primera generación. Se introdujo en los países de Europa Occidental en la década de los 60, con modelos similares a los desarrollados en las naciones del Bloque Socialista. Los modelos más ligeros pesaban 9 t y eran capaces de excavar en rocas con resistencia a compresión simple de hasta 40 Kg/cm<sup>2</sup>, con unas producciones relativamente bajas.

Segunda generación. La segunda generación de minadores apareció en los años 70, como respuesta a la necesidad de disponer de máquinas capaces de trabajar económicamente en todos los tipos de rocas presentes en las explotaciones de carbón, y donde eran necesarias en el avance de las galerías en dirección que acompañaban a los tajos largos.

Estas máquinas pesaban entre 22 y 36 t y eran capaces de arrancar rocas con una resistencia a compresión superior a los 85 Mpa, si el contenido en sílice era bajo.

Tercera generación. Aparecen en 1976 bajo dos esquemas básicamente diferentes, pero con capacidad de arranque de rocas de hasta 124 Mpa. En Alemania y Austria se apostó por el aumento de potencia, resultando modelos de unas 64 t de peso en servicio, mientras que en Inglaterra y Estados Unidos se hizo un mayor esfuerzo para resolver los problemas de diseño de los modelos de las generaciones anteriores, perfeccionándolos y mejorándolos.

Básicamente, los minadores son máquinas excavadoras que realizan su trabajo mediante una cabeza giratoria, provista de herramientas de corte que inciden sobre la roca, y que va montada sobre un brazo monobloque o articulado; y un sistema de recogida y transporte del material que lo evacua desde el frente de arranque hacia la parte trasera de la máquina. Todo el conjunto va montado sobre un chasis móvil de orugas.

Frente a las máquinas integrales de excavación -tuneladoras- presentan las siguientes ventajas:

- a) Flexibilidad y maniobrabilidad (pueden efectuar distintas secciones, cambios de trazado, excavaciones transversales a la principal, etc.).

- b) No se precisan grandes espacios para el montaje y desmontaje cuando finalizan la obra.
- c) Son más accesibles para el mantenimiento en el frente que una tuneladora. E. Menor coste de capital.
- d) El frente queda ventilado más rápidamente.

La flexibilidad de un modelo de minador particular puede evaluarse a través de los siguientes parámetros:

Índice de Flexibilidad, F.

Cuando  $F = 1$ , esto indica una falta de flexibilidad o rigidez de la máquina al no poder variar la dimensión de la sección de excavación, así sucede por ejemplo con los topes o escudos. Los minadores tienen un rango del índice de flexibilidad que varía entre 2,36 y 6,22.

$$F = \frac{\text{Área máxima de excavación}}{\text{Área mínima de excavación}}$$

Eficiencia Potencial,

$$P = \frac{\text{Área efectiva} - \text{Área mínima}}{\text{Área máxima} - \text{Área mínima}}$$

Cuando una máquina trabaja en una excavación con una determinada sección, la productividad está condicionada por la misma. Los mejores resultados se obtienen con un área de trabajo intermedia en el rango de los minadores, de manera que se cumpla  $0,33 < P < 0,66$ .

Si se comparan las excavaciones con minadores con el sistema clásico de perforación y voladura, las ventajas más notables son:

- Admite una mecanización mayor.

- Perfilado exacto de la sección de excavación.
- Menor afección a la roca remanente, ya que no es agrietada por las voladuras.
- Ausencia de vibraciones generadas por la detonación de explosivos.
- Menores necesidades de sostenimiento frente al uso de explosivos.
- Mejor adaptación a la construcción por fases.

Hoy en día la excavación de túneles con minadores se realiza generalmente en terrenos de resistencia media-blanda y obras de longitudes pequeñas, inferiores a los dos kilómetros, donde no son rentables los sistemas a sección completa por la reducida dimensión de los proyectos, y en zonas de rocas medias-duras, en competencia con la perforación y voladura, cuando existen restricciones ambientales que impiden la aplicación de ese método.

En ocasiones, constituye un complemento adecuado a las máquinas de sección total, para conseguir las secciones finales de determinadas obras, por ejemplo una caverna, imposibles de conseguir a sección completa por razones de coste.

## **7.2. Características generales**

Básicamente todos los minadores tienen un diseño modular, como consecuencia de que en muchos casos es preciso su montaje o reparación en espacios cerrados de dimensiones reducidas.

Los componentes principales son: el chasis y el tren de rodaje, el brazo, el dispositivo de giro, el equipo eléctrico, el sistema hidráulico, la cabeza de corte y el sistema de recogida y carga.

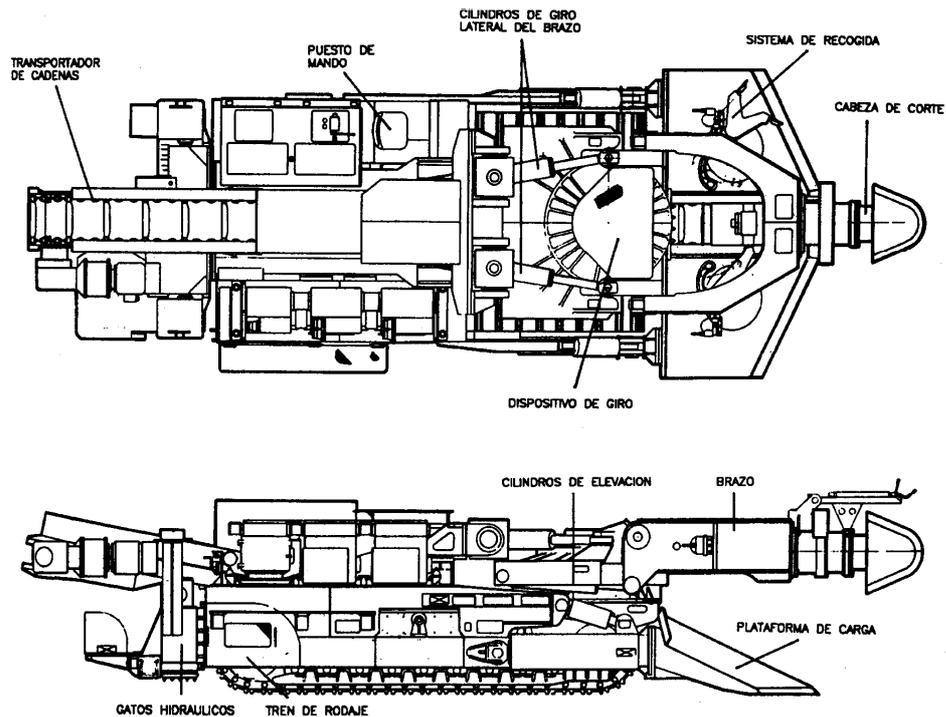


Figura 7.1 .Elementos constituyentes de un minador.

### 7.2.1. Chasis y tren de rodaje

El chasis sirve de soporte y elemento de ensamblaje de los distintos órganos de la máquina. Está montado sobre orugas que garantizan la estabilidad y permiten el desplazamiento.

Las partes del bastidor son de construcción robusta, las cadenas de orugas suelen ir accionadas aisladamente a través de unos reductores de retención automática por motores eléctricos.

Las velocidades de traslación no suelen ser superiores a los 5 m/min.

Desacoplando las ruedas de transmisión de cada cadena es posible remolcar a los minadores en otro vehículo de forma rápida.

La superficie exterior de los bastidores sirve de protección para los mecanismos de traslación de orugas y suele ir provista de argollas para cables, para facilitar el montaje y desmontaje de la máquina mediante grúa.

### **7.2.2. Brazo y dispositivo de giro**

El brazo está compuesto, además de por el propio elemento estructural, por el motor, el reductor de ruedas dentadas epicicloidales o planetario, directamente acoplado, y la propia cabeza de corte. Existen brazos con diseño monobloque y también articulados.

La vibración del brazo durante el corte depende de su estabilidad global, tanto vertical como horizontal. La estabilidad vertical, que afecta al corte ascendente y en elevación, depende de la longitud en voladizo del brazo (C). La estabilidad lateral depende de la anchura de la base de montaje (B) del brazo sobre el dispositivo de giro.

El dispositivo de giro efectúa los movimientos del brazo rozador montado sobre éste mismo y a la vez representa la unión principal con el bastidor. Las partes principales del dispositivo de giro suelen ser: el llamado puente, con el mecanismo para movimientos horizontales y la caja del rodamiento axial con la brida, el soporte del brazo rozador y el mecanismo para el movimiento vertical.

El movimiento horizontal del brazo se efectúa generalmente por dos cilindros hidráulicos de movimientos opuestos, aunque antiguamente se hacía mediante un sistema de piñón dentado y cremallera, y el movimiento vertical por dos cilindros hidráulicos que actúan sobre el soporte del brazo rozador.

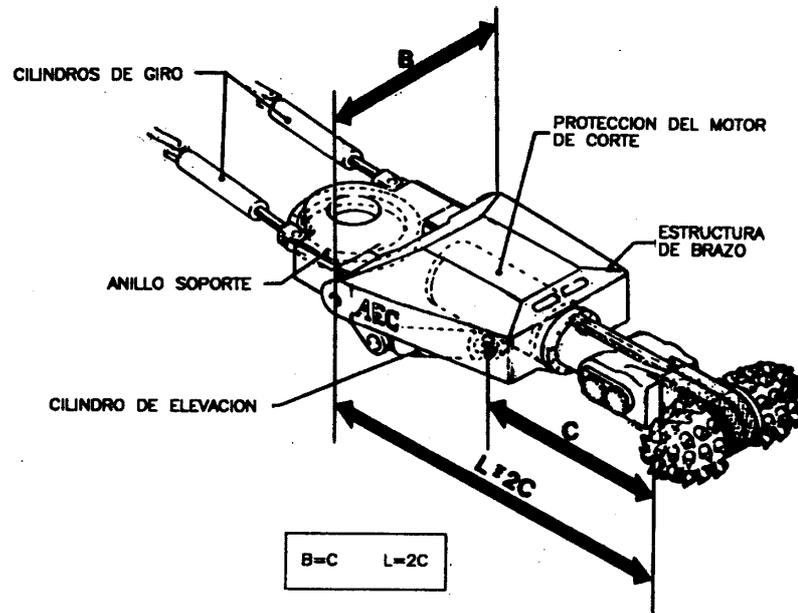


Figura 5.2. Diseño de un brazo cortador de roca dura.

### 7.2.3. Equipo eléctrico

El equipo eléctrico comprende los motores, el dispositivo de mando, los cables y la instalación de alumbrado. Puede ser en muchos modelos de tipo normal o anti-grisú.

La potencia de los motores eléctricos es transmitida a los distintos órganos del minador a través de reductores, que determinan la velocidad de funcionamiento de los mismos (velocidad de giro de la cabeza de corte y de los brazos o discos de recogida, velocidad del transportador de racletas y velocidad de desplazamiento).

Los motores son robustos y suelen ir refrigerados por agua. Según el fabricante, los minadores disponen de motores eléctricos independientes que accionan cada órgano o función de la máquina o, por el contrario, un número reducido proporcionan la potencia necesaria para el accionamiento de todos los órganos del minador, si bien es común que se cuente con un motor

específico para la cabeza de corte y el resto de la potencia para los otros elementos sea suministrada por los demás.

Los motores de accionamiento van normalmente protegidos contra sobrecargas mediante relés de sobrecarga o interruptores termométricos.

#### **7.2.4. Sistema hidráulico**

El equipo hidráulico está compuesto por las bombas, el depósito hidráulico, las conducciones rígidas o flexibles, y los instrumentos necesarios de control y regulación.

Las bombas, arrastradas por un motor eléctrico, proporcionan al fluido hidráulico la presión y caudal adecuados para el accionamiento de embragues, motores y cilindros hidráulicos. Los cilindros posibilitan distintos movimientos del minador, tales como giro de la cabeza de corte y transportador de raquetas, elevación y descenso de la cabeza de corte, plataforma de carga y brazos cargadores, etc.

El aceite hidráulico es normalmente del tipo difícilmente inflamable.

Los sistemas funcionan con presiones bajas, que no superan, por lo general, los 20 Mpa.

#### **7.2.5. Cabeza de corte**

En los minadores de brazo o de ataque puntual, donde toda la potencia del motor de corte y el peso de la propia máquina se aplican en un único útil de corte, se distinguen dos sistemas de trabajo, según la configuración geométrica y movimiento de la cabeza de corte:

Cabeza de eje longitudinal o axial (milling). En este diseño el eje de giro es perpendicular al frente de excavación, estando las picas montadas sobre una hélice dispuesta en forma similar a la de un sacacorchos, Fig. 7.3.

Mirando a la máquina desde detrás, la cabeza parece girar en sentido antihorario. Durante el trabajo en arco ascendente, sólo una pica permanecerá en el plano aproximado de la sección transversal y describirá una curva cicloide. Las velocidades típicas de la cabeza cortadora varían entre 20 y 65 r/min.

La fuerza de corte se aplica lateralmente, por lo que no se aprovecha todo el peso del equipo como fuerza de reacción. En rocas duras se debe disponer de unos gatos o cilindros hidráulicos de apoyo para absorber los momentos de giro producidos por el brazo de corte.

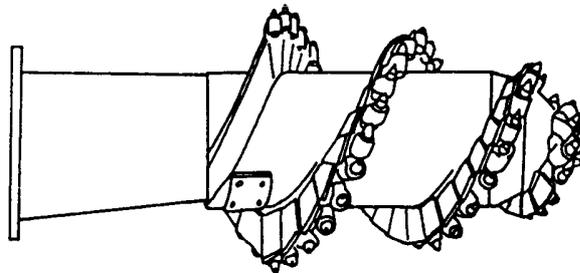


Figura 7.3. Cabeza de tipo axial tipo milling.

Cabeza de eje transversal (ripping). Las cabezas giran alrededor de un eje paralelo al frente. Intervienen tres fuerzas en el arranque por parte de las picas. Si se mira a la máquina desde la parte posterior, las cabezas parecen girar hacia adelante, alejándose del observador.

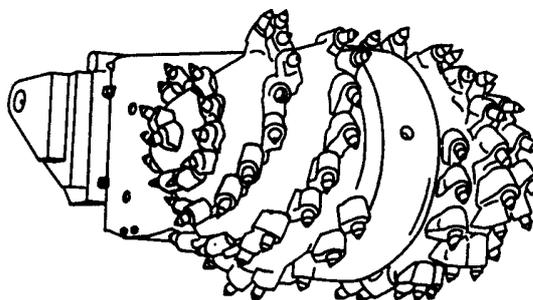


Figura 7.4. Cabeza de corte transversal tipo ripping.

En los modos de trabajo ascendente y descendente, una pica individual describirá una cicloide. Sin embargo, en el modo de trabajo en arco, la trayectoria descrita será una espiral.

Las velocidades típicas de las cabezas varían entre 45 y 100 r/min.

El par de corte es proporcionado por el motor que acciona la cabeza de corte. La fuerza horizontal se ejerce con el giro del brazo y la fuerza vertical con el peso del minador.

El par de corte y la fuerza vertical aplicados en las picas realizan los surcos en la roca, mientras que la fuerza horizontal provoca la rotura de la misma entre ellos. Si la roca es blanda, las picas penetran con facilidad y varios útiles cortan simultáneamente, consiguiéndose un rendimiento elevado. Si la roca es muy dura, en cada instante solamente una pica está en contacto con el frente, aprovechando así toda la potencia del motor de corte, todo el peso de la máquina como fuerza de reacción y toda la fuerza de giro del brazo.

Debido a la forma diferente de corte, cada tipo de cabeza presenta una serie de ventajas e inconvenientes. Desde el punto de vista de la estabilidad, en las cabezas transversales no existe casi empuje lateral, la reacción precisa para el corte, que tiende a limitar al equipo, se equilibra mediante el peso de ésta. Con minadores de cabeza axial, las fuerzas laterales de corte exigen una reacción del equipo en dicha dirección. Si no es suficiente la proporcionada por la propia fricción del tren de rodaje con las orugas será necesario, por ejemplo, disponer de cilindros hidráulicos estabilizadores, que anclen la máquina a los hastiales. Por este motivo, si no se cuenta con esos cilindros horizontales, los equipos de cabeza axial requieren un 20% más de peso que los de cabeza transversal para la misma potencia de corte.

El perfilado de las excavaciones es mucho más perfecto con las cabezas axiales que con las transversales, ya que éstas producen pequeñas sobreexcavaciones por la propia geometría de las cabezas y, consecuentemente, un contorno menos regular, Fig. 7.6.

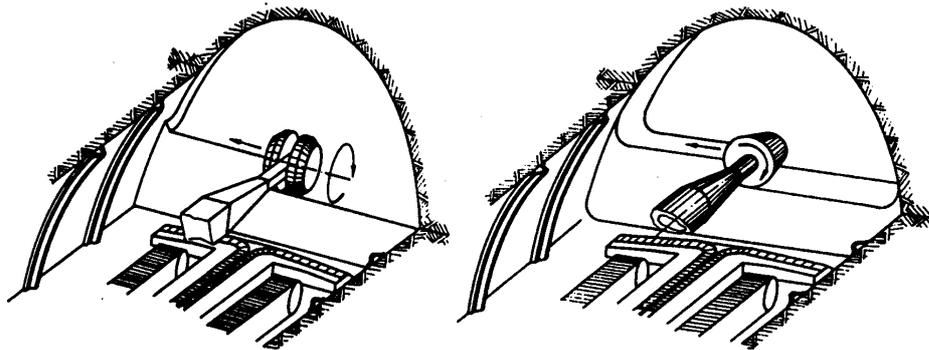


Figura 7.5 Sistemas de trabajo con cabeza axial y transversal.

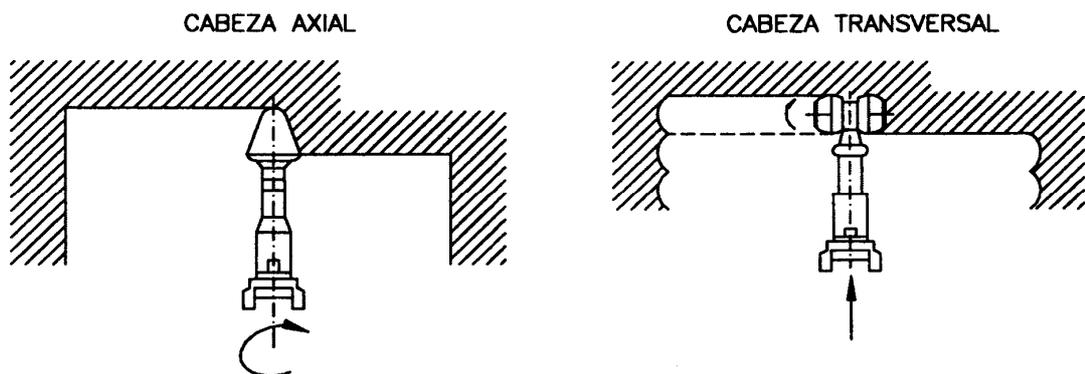


Figura 7.6 Perfiles de excavación de ambos tipos de cabezas de corte.

En cuanto al rendimiento, si el equipo de cabeza axial se tiene que anclar a los hastiales el rendimiento es del orden de un 25% inferior que con un minador de cabeza transversal, debido a los tiempos muertos destinados a la operación de anclaje. En caso contrario, las cabezas axiales avanzan mejor que las transversales, ya que al ser más estrechas penetran muy bien en el frente y, una vez dentro de la roca, al poder cortar en cualquier dirección se aprovechan mejor las partes débiles del macizo rocoso para efectuar el arranque, razón por la cual su longitud suele ser mayor que su

diámetro. Son pues más aptas para el empleo de técnicas de arranque selectivo con estratos o capas de potencia media.

Con cabezas transversales la penetración es más difícil, por lo que no se suele superar los  $2/3$  de diámetro de las mismas. Así, el rendimiento de ambos tipos de equipos, a igualdad de diámetro, es normalmente mayor con cabezas axiales, salvo que estas unidades tengan que anclarse.

#### **7.2.6. Sistema de recogida y carga**

Los sistemas de recogida y carga del material rocoso arrancado del frente son distintos en los diferentes minadores que existen, pero básicamente se dispone de cuatro tipos:

##### **Brazos recolectores**

El material arrancado cae sobre una plataforma y es dirigido mediante unos brazos hacia el transportador de racletas que lo evacua, Fig. 7.7a. Es adecuado para materiales húmedos y pegajosos, entrelazados y en forma de bloques.

##### **Ruedas recolectoras**

Es un dispositivo de ruedas giratorias con varios brazos en posición radial, que al girar entre sí en sentido contrario dirigen el material rozado hacia el transportador, Fig. 7.7b.

##### **Discos giratorios**

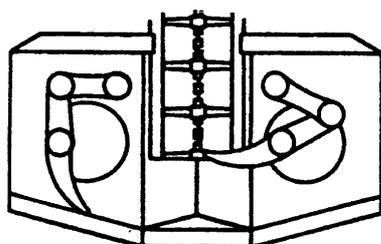
Consisten en dos discos con nervaduras que al girar en sentido contrario envían al material suelto hacia el transportador. Sus aplicaciones son las mismas que las del sistema de ruedas giratorias con brazos, Fig. 7.7c.

### Cargador de racletas

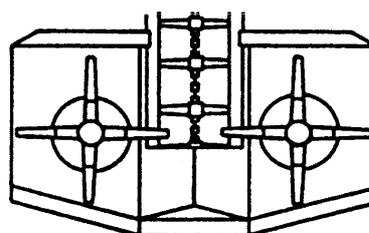
El material suelto si es poco abrasivo y presenta pocos bloques puede ser cargado con uno o dos carruseles continuos de racletas unidas por cadenas, Fig. 7.7d.

### Sistemas especiales

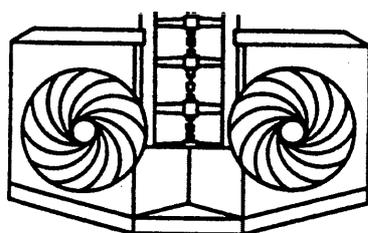
Existen minadores con un brazo rozador y recolector, en el que la cabeza de corte al irse desplazando de abajo a arriba, a la vez que corta, carga el material sobre un transportador central de racletas montado sobre el mismo brazo, Foto 7.1.



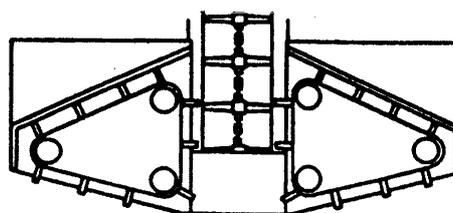
a) BRAZOS RECOLECTORES



b) RUEDAS RECOLECTORAS



c) DISCOS GIRATORIOS



d) CARGADOR DE RACLETAS

Figura 7.7 Dispositivos de carga.

La mayoría de los sistemas de carga van montados sobre una plataforma o rampa de carga, que puede ser subida y bajada hidráulicamente, e incluso en algunos modelos avanzarse hidráulicamente.

Los transportadores de cadenas, uno o dos, suelen ir montados en el centro o en los laterales de las máquinas, y están accionados por reductores colocados en el extremo de descarga.

La velocidad de estos transportadores suele ser inferior a 1 m/s.



Foto 7.1. Minador con brazo rozador y recolector (Alpine Westfalia).

### **7.2.7. Consola de control**

La consola de control se sitúa a un lado o, más frecuentemente, en el centro de la máquina, teniendo el operador una buena visión de los movimientos durante el corte.

En los equipos con cabinas, éstas están diseñadas para ofrecer protección y confort a los maquinistas y facilitar las operaciones de trabajo.

Un gran número de equipos disponen actualmente de un sistema de control y alineación de la excavación, que permiten un trazado exacto de la

obra, así como una eliminación de las sobreexcavaciones cuya repercusión en el revestimiento de hormigón es bastante grande.

Algunas unidades disponen de hasta cuatro modos de operación: manual, que permite el corte fuera del perfil requerido por la sección del túnel; semiautomático, en el cual el ordenador de abordo evita cortar por fuera del perfil establecido; automático, en el cual el ordenador realiza el acabado del corte del perfil y el corte programado, en el cual el ciclo es optimizado a partir de datos obtenidos en un sistema de almacenamiento de memoria.

En el sistema de control automático la posición del brazo puede ser registrada por unos codificadores de ángulo que proporcionan datos digitales al ordenador. El contorno del perfil, la posición de la cabeza de corte y el área de corte aparecen en la pantalla de un monitor en la cabina de control.

La inclinación y el cabeceo lateral de la máquina son medidos por inclinómetros y la alineación por medio de un rayo láser posicionado hasta 300 metros por detrás de la máquina.

Además, se puede disponer de un sistema de detección de fallos por microprocesador que continuamente compara los datos registrados a partir de los sensores con valores de referencia y dando avisos sobre posibles problemas a corto o largo plazo.

Muchos minadores montan en el extremo posterior del bastidor un dispositivo de apoyo hidráulico. Éste es capaz de levantar el peso total de la máquina, tanto en unión con la plataforma de carga bajada, como por el sólo. Este apoyo es útil, sobre todo en terrenos irregulares.



Foto 7.2. Consola de control de un minador (AC - Eickhoff).

En ocasiones se montan otros componentes sobre la propia máquina, como son:

- Equipo para la perforación de taladros y colocación de bulones.
- Placa para el manejo de perfiles de entibación, etc.

### **7.3. Herramientas de corte**

Las herramientas de corte o picas son las encargadas de efectuar la rotura o desgarramiento de la roca, al aplicar en un punto de la misma la energía desarrollada por la máquina.

Las picas están compuestas por un vástago o mango de acero, con formas diferentes según los tipos, que es la parte que se introduce en el bloque portapicas, y por la punta, en el extremo opuesto, que es el elemento de metal duro que va a estar en contacto con la roca.

#### **7.3.1. Tipos de picas**

En lo referente a los tipos de herramientas, existen dos clases: picas radiales y picas tangenciales. Las primeras se utilizan casi exclusivamente en el arranque de rocas blandas, y se caracterizan por tener un filo de corte constituido por una pastilla de carburo de tungsteno o widia.

Las picas tangenciales tienen una forma cónica, y están especialmente diseñadas para soportar la fricción con la roca, de ahí que también se denominen picas lapicero o autoafilantes.

La elección del tipo de pica depende de la dureza y abrasividad de la roca, así como de la potencia de la cabeza de corte.

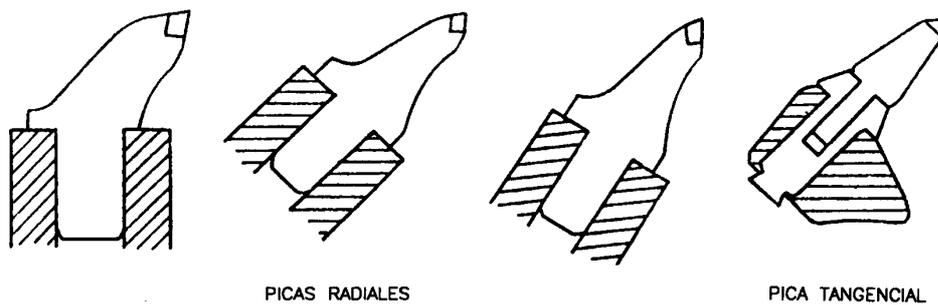


Figura 7.8 Tipos de picas

### 7.3.2. Colocación de las picas

Centrándose en las picas cónicas, su posición sobre las cabezas de corte y su relación con la superficie de roca a cortar queda definida por los siguientes ángulos:

#### Ángulo de ataque

El ángulo de ataque es el ángulo formado por el eje de la pica y el plano que pasa por el vértice de la misma y el eje de la cabeza de corte, medido en el vértice de la pica, Fig. 7.9a.

Se recomienda un valor de  $45^\circ$ , debiendo ser negativa la tolerancia de fabricación ( $2^\circ$ ). En función del diámetro de las cabezas de corte, se tendrán diferentes ángulos de ataque. La soldadura o los revestimientos (cuñas) son los métodos utilizados para la alineación del bloque al ángulo correcto. Este ángulo es el más importante para la rotación de la pica cónica, la penetración en la roca y la economía de corte.

### **Ángulo de oblicuidad o sesgo**

El ángulo de oblicuidad es el formado por un plano que pasa por el eje de la pica y es normal a la placa base del portapicas y un plano normal al eje de corte y la dirección de rotación de la cabeza, medido en el vértice de la pica, Fig. 7.9b.

El ángulo de oblicuidad debe tener un valor entre 5 y 10 grados.

Actuando en combinación con el ángulo de ataque, el ángulo de oblicuidad aumenta la tendencia giratoria de la pica cónica.

### **Ángulo de basculamiento**

El ángulo de basculamiento es el formado por un plano que pasa por el eje de la pica, y es normal a la placa base del portapicas, y un plano normal al eje de la cabeza de corte y la dirección de rotación de éste, medido en la línea central de la placa base del portapicas, Fig. 7.9c.

El basculamiento de los portapicas (además de la inclinación motivada por la forma del cuerpo) es necesario, especialmente en la zona de corte. El ángulo requerido en cada caso dependerá del tamaño de la cabeza de corte y de la combinación portapicas / pica que se utilice.

Por otro lado, es interesante analizar la influencia de estos ángulos sobre el corte y la fuerza de impulso transversal producida por la máquina. El gráfico a) de la Figura 7.10 muestra que el consumo de corriente es mínimo cuando el ángulo de ataque es de  $45^\circ$ , incluso para diferentes ángulos de oblicuidad.

En el gráfico b) de la misma Figura se puede observar que la fuerza de accionamiento transversal de la máquina (giro del brazo), tiene su valor

mínimo cuando el ángulo de ataque es de  $45^\circ$  y el ángulo de oblicuidad está comprendido entre 5 y 10 grados.

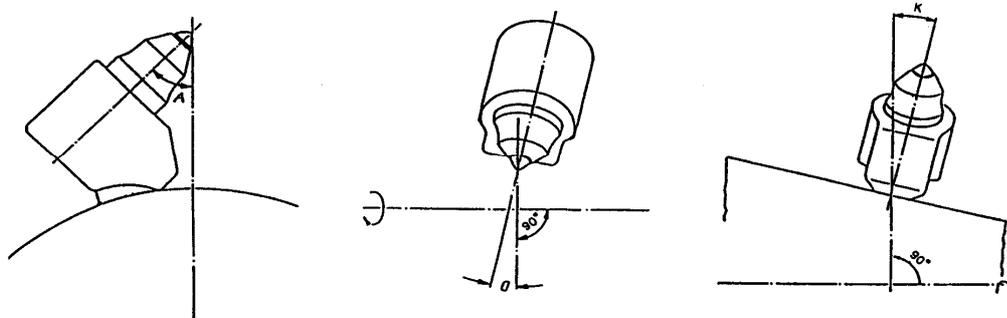


Figura 7.9. Ángulos de ataque, oblicuidad y basculamiento.

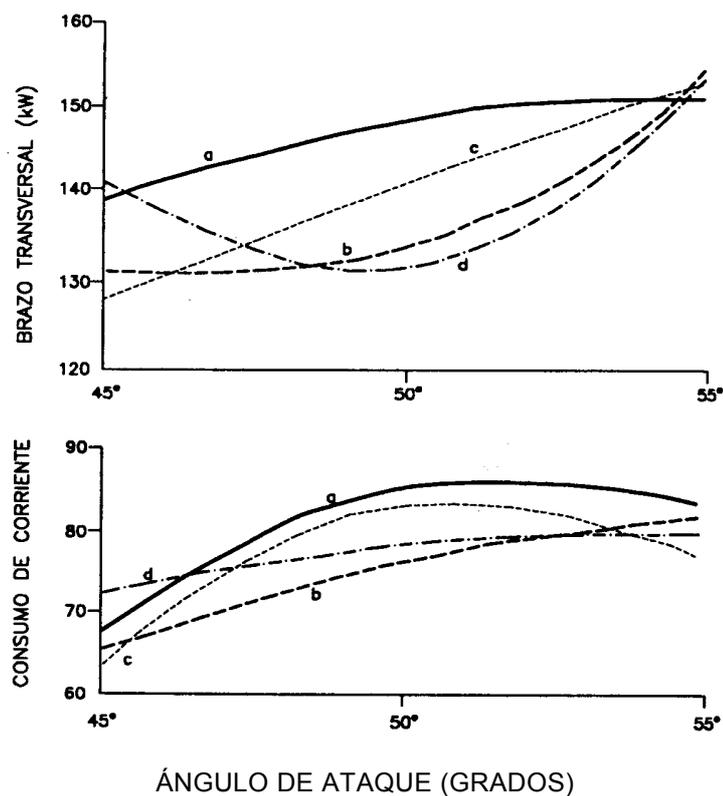


Figura 7.10. Consumo de corriente y fuerza transversal de la cabeza de corte con relación al ángulo de ataque y diferentes ángulos de oblicuidad.

### 7.3.3. Número y tamaño de la picas

Con respecto al número de picas con que ha de estar equipada una cabeza de corte, en general, se puede decir que debe ser el menor posible, pero con el mejor desarrollo, esto es, tantas picas como sean necesarias para obtener una forma de corte uniforme por utillaje y un funcionamiento suave y continuado de la máquina. El aumento del número de picas ocasiona un descenso en el rendimiento de corte y propulsión, así como una mayor generación de polvo, mientras que la disminución en el consumo de picas es mínima. Por otra parte, una reducción importante del número de picas tiene como consecuencia un mayor esfuerzo específico para las restantes, una reducción de su vida de servicio y la producción de vibraciones perjudiciales en la cabeza de corte y en el minador.

La longitud normal de cabeza de la pica (calibre) es de 64 a 68 mm. Este calibre ha demostrado su eficacia en condiciones difíciles de corte (resistencia no inferior a 100 Kg/cm<sup>2</sup>); en condiciones más blandas, una extensión del calibre de 13 mm aproximadamente resulta más ventajosa para obtener un rendimiento de corte mayor.

Por otro lado, en la Fig. 7.11 se muestra de forma esquemática la relación entre el consumo de picas y la resistencia de la roca con respecto a la eficacia de corte, utilizando para ello distintos diámetros de punta de carburo. La trayectoria de las curvas está trazada de forma aproximada y solamente está destinada a mostrar la tendencia. Resulta muy difícil prever el rendimiento de corte y el consumo de picas, dado el cambio constante de factores, tales como las características geológicas, la resistencia de la roca, su tenacidad, el contenido en minerales abrasivos, diaclasas y fisuración.

También tienen importancia las características del propio minador empleado y la experiencia del operario que lo maneja.

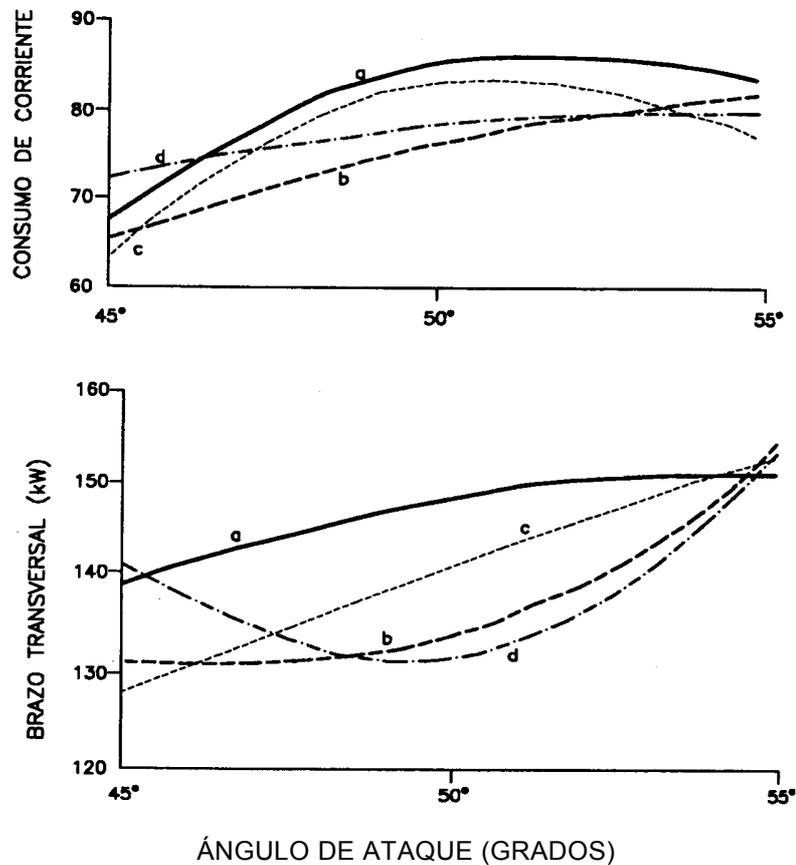


Figura 7.11. Relación entre el consumo de picas y rendimiento de corte con la resistencia de la roca.

Si se usan puntas de carburo de menor diámetro, al aumentar la resistencia de la roca, el consumo de picas aumenta rápidamente, mientras que el rendimiento de corte sólo se reduce moderadamente. Por el contrario, si se emplean puntas mayores de carburo, al aumentar la resistencia de la roca, el consumo de picas aumenta ligeramente, mientras que el rendimiento muestra una mayor tendencia a la disminución.

Según esto, se puede decir que, en general, resulta más económico utilizar puntas de carburo de menor diámetro al disminuir la resistencia de la roca. Debido a la escasa resistencia a la penetración, el rendimiento de corte se mantiene alto y el consumo de picas resulta soportable.

Por otra parte, es aconsejable emplear puntas de carburo de mayor diámetro al aumentar la resistencia de la roca, ya que la vida de la picas en servicio es más crítica desde el punto de vista económico que la disminución del rendimiento de corte.

### 7.3.4. Portapicas

Los portapicas son los elementos que, soldados a la cabeza de corte, permiten fijar a la misma el utillaje de corte. Las picas se pueden colocar, por medio de sus mangos, con anillos de retención o por medio de grapas anulares de montaje rápido.

Con objeto de reducir el desgaste en los orificios de sujeción de los portapicas, también se fabrican éstos con casquillos insertados de acero de gran resistencia y tenacidad.

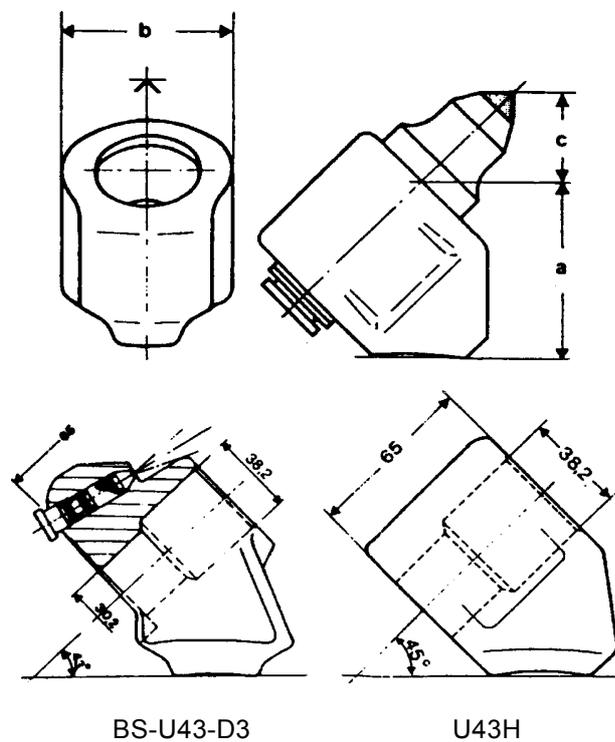


Figura 7.12. Tipos de portapicas.

### **7.3.5. Corte con chorro de agua**

Con el fin de reducir el polvo generado durante la excavación, las cabezas de corte van provistas de sistemas de pulverización o aspersion de agua.

En la actualidad, los chorros de agua juegan un papel múltiple importante, ya que han demostrado ser muy eficientes:

Reducen en algunos casos hasta el 95% el polvo generado durante el corte.

Aumentan la duración de las picas gracias a la refrigeración de las mismas.

Reducen las chispas que pueden producir la ignición en atmósferas explosivas.

Aumentan los rendimientos de arranque en determinadas circunstancias.

Disminuyen las vibraciones de la máquina.

Los diseños de los dispositivos de aspersion han evolucionado con el tiempo, llegándose a la tercera generación de los mismos en los que se trabaja con altas presiones, entre 20 y 70 Kg/cm<sup>2</sup>.

En la Fig. 7.13 puede verse un esquema de uno de estos dispositivos dentro del cuerpo de un portapicas. Cuando la pica entra en contacto con la roca su mango actúa sobre una válvula, que al abrirla permite el paso de agua para que salga un chorro detrás del punto de contacto de la pica.

Este sistema tiene la ventaja de que sólo se consume agua cuando las picas entran en contacto con la zona a cortar.

Los caudales de agua por pica, cuando se usan sistemas de media presión (15 a 20 Mpa), oscilan entre 40 y 60l/min.

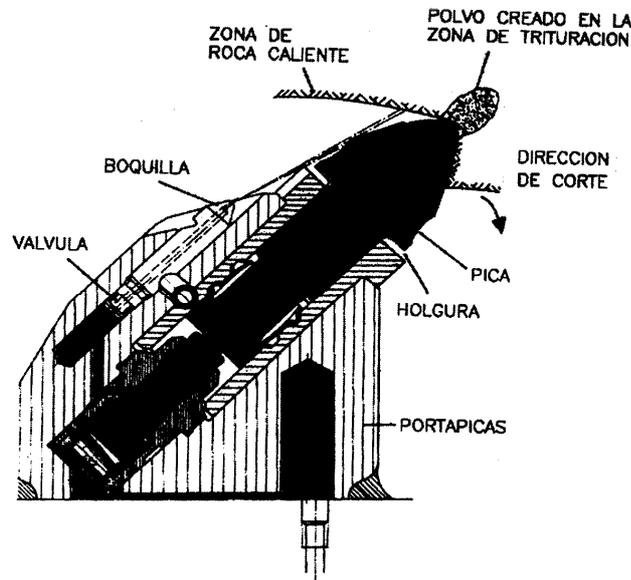


Figura 7.13. Sistema de chorro de agua.

## 7.4. Tipos de minadores

La continua evolución en el diseño de los minadores para dar respuesta a los diferentes trabajos de arranque, tanto en minería como en obra civil, ha dado lugar a diferentes grupos de máquinas, que se describen a continuación.

### 7.4.1. Minadores de brazo

Estas máquinas están dotadas de un brazo rozador móvil, en cuyo extremo está montada la cabeza de corte o piña, portadora de las herramientas de corte. El otro extremo va acoplado a un dispositivo o torreta giratoria que permite movimientos del brazo a izquierda y derecha, mientras que con unos cilindros hidráulicos se realiza la elevación y el descenso del mismo. La combinación de ambos movimientos permite a la cabeza de corte barrer todo el frente.

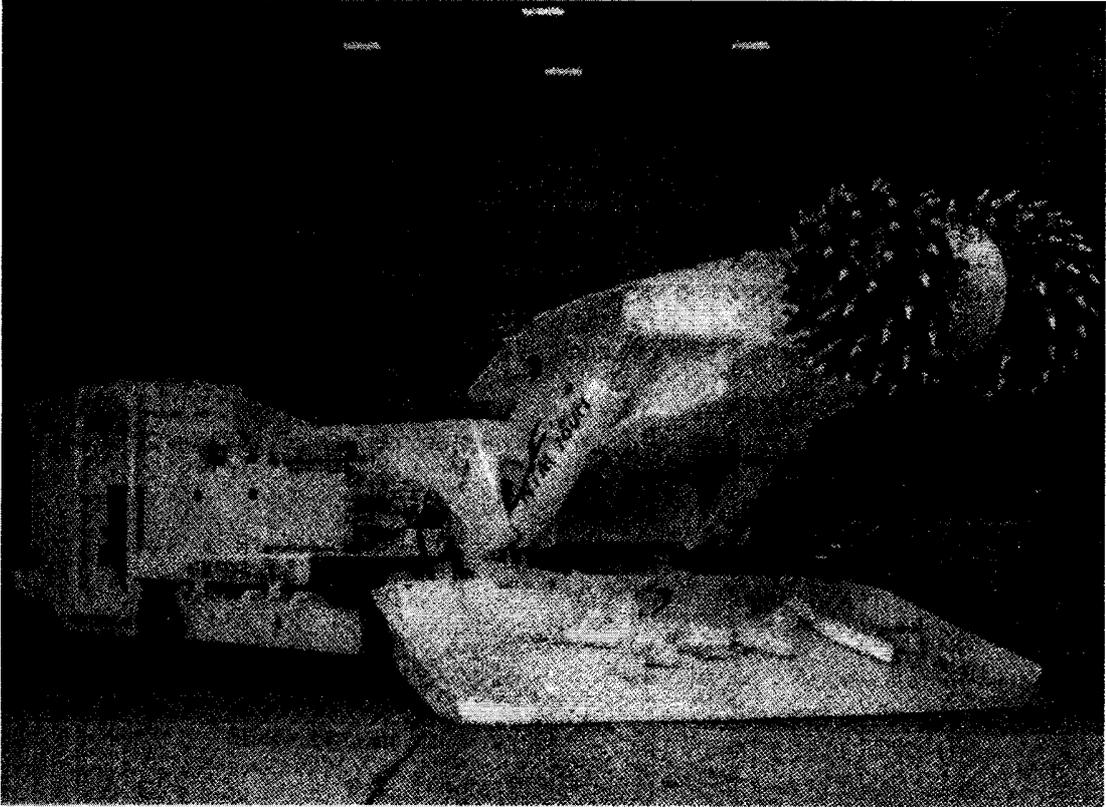


Foto 7.3. Minador de brazo (Noel) - NTM 160H).

#### **7.4.2. Minadores de tambor**

En estos equipos el órgano de corte es un cilindro horizontal, tambor de corte, que gira alrededor de un eje paralelo al frente, y sobre el que va acoplada una hélice portadora de picas.

La fuerza necesaria para la penetración, que se efectúa en el techo, es conseguida mediante las orugas, que empujan a toda la máquina contra el macizo rocoso. Una vez conseguida esa penetración, se arranca en descenso, tirando del tambor hacia abajo con los cilindros hidráulicos principales.

El empleo de estas máquinas está muy extendido en la minería de rocas blandas: carbón, potasa, hierro, etc.

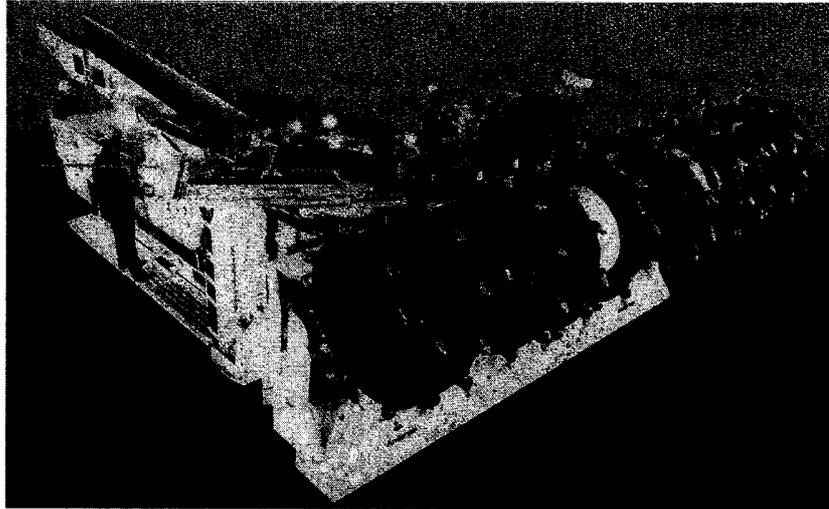


Foto 7.4. Minador de tambor (Anderson, KB II).

#### **7.4.3. Minador de cadenas**

En estos minadores la cabeza de corte está constituida por un cuerpo portador de una serie de cadenas de corte sobre las que están colocados los elementos portapicazas. Va montada sobre un carro impulsado hidráulicamente que desliza sobre el chasis y proporciona el empuje necesario para efectuar la penetración en el frente.

Primero se arranca el muro, permaneciendo el minador fijo sobre sus orugas, y posteriormente se excava en sentido ascendente. Completada la roza vertical, el carro retrocede y mediante un dispositivo giratorio de accionamiento hidráulico se coloca la cabeza al lado de la roza anterior para iniciar un nuevo ciclo. Mediante sucesivas pasadas se cubre toda la sección definida para el avance.

La evolución de estas máquinas se detuvo hace varias décadas, al haber sido superadas sus prestaciones por los otros tipos de minadores.

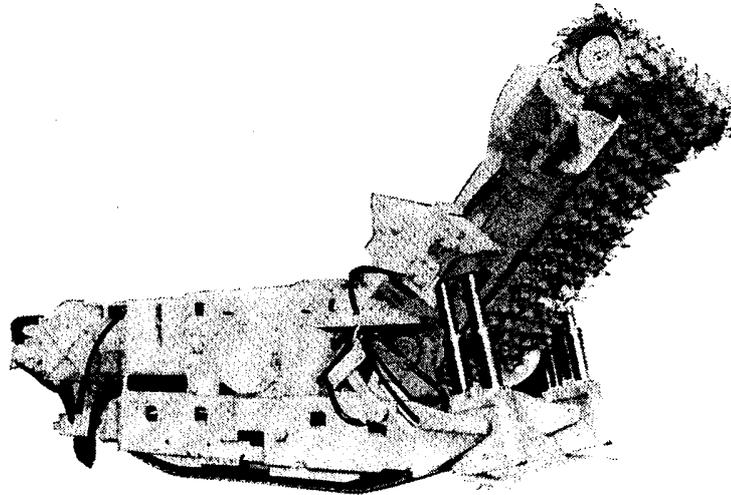


Foto 7.5. Minador de cadenas (Dosco).

#### 7.4.4. Equipos especiales

En el mercado existen minadores especiales diseñados para realizar trabajos específicos. Entre éstos se pueden citar los pequeños minadores con brazo articulado y giratorio, Fig. 7.14, destinados a la apertura de galerías muy pequeñas con anchuras entre 2,5 y 4,5 m y alturas entre 2 y 3,4 m.

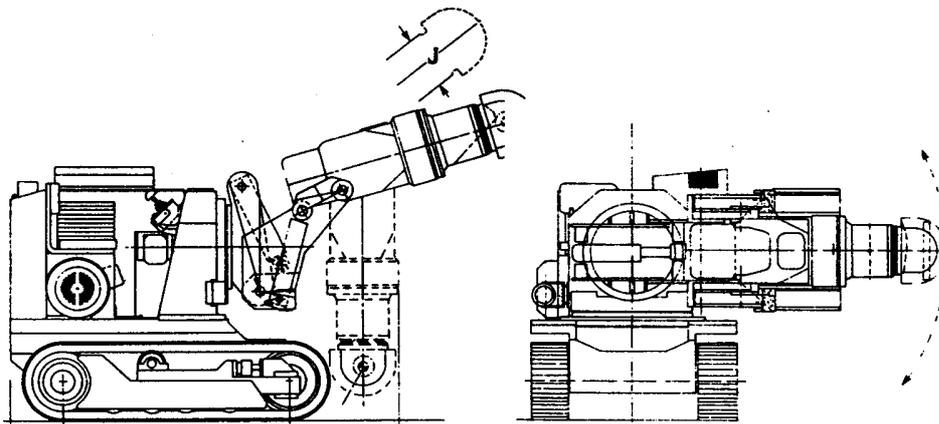


Figura 7.14. Miniminador (Edeco).

También, en diferentes proyectos, se usan máquinas constituidas por una excavadora hidráulica y un brazo cortador, Fig. 7.15. En estos casos, al

no disponer de un sistema de carga, es preciso contar con un equipo cargador del escombro.

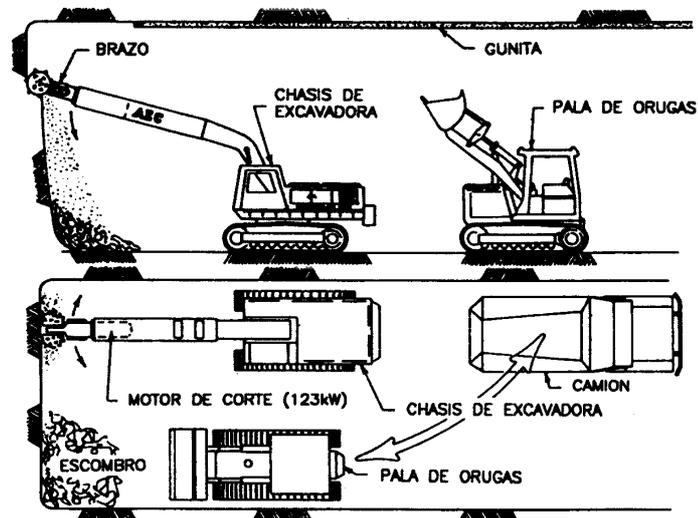


Figura 7.15. Excavadora con brazo cortador.

Por último, existen algunos diseños especiales en los que por ejemplo se ha montado un brazo rozador a una pala LHD sin el cazo, y se ha complementado con dos gatos hidráulicos de apoyo para mejorar la estabilidad del equipo durante el trabajo, Fig. 7.16.

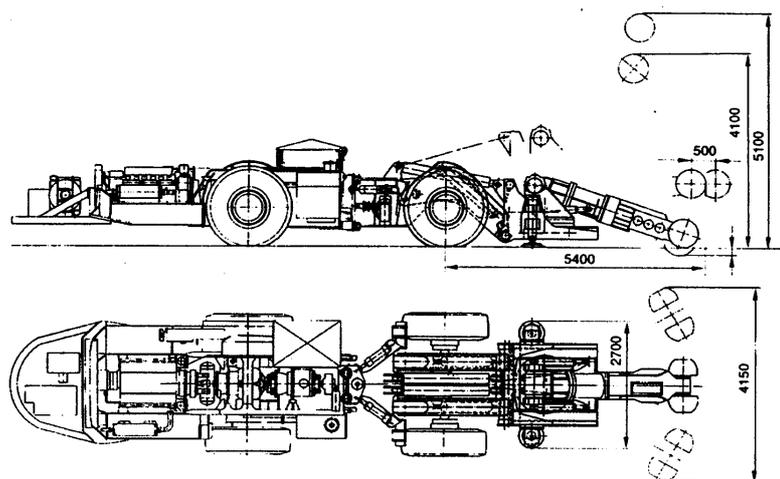


Figura 7.16. Minador sobre ruedas (Alpine Westfalia).

## **7.5. Criterios de selección de minadores**

Actualmente, los minadores en el mercado pueden clasificarse en cuatro categorías, en función de su peso en servicio y dimensiones geométricas correspondientes:

- Pequeños, con un peso de unas 10 t y aptos para el avance de pequeñas galerías.
- Medios, con un peso en torno a 30 t.
- Grandes, con un peso alrededor de 50 t.
- Muy grandes, con pesos superiores a 70 t.

Los factores que hay que considerar en la elección de un minador son numerosos, pudiéndose agrupar en las siguientes áreas:

1. Geometría de la excavación.
2. Características de las rocas a excavar. Rendimiento de corte y consumo de picas.
3. Otros factores.

A continuación, se comentan algunos de estos factores.

### **7.5.1. Geometría de la excavación**

El gálibo del túnel o galería a excavar determina las dimensiones máximas de los minadores que se pueden emplear.

Si la excavación se realiza en una sola fase, el minador deberá elegirse de modo que la altura máxima de corte sea igual o mayor que la altura de la sección a excavar. No obstante, cuando la excavación se realiza por fases o

a sección partida intervendrá en la elección el gálibo de la fase con sección mínima.

El problema se suele dar en secciones pequeñas, inferiores a los 30 m<sup>2</sup>, donde la envergadura y peso del minador no permiten la instalación de la potencia demandada por la roca. Así, por ejemplo, en secciones de 15 m<sup>2</sup> se puede trabajar con máquinas integrales a sección completa con potencias de corte de 500 kW, potencia propia de minadores de más de 70 t, inaplicables en esas secciones.

### **7.5.1. Características geomecánicas de las rocas**

El peso y la potencia de una rozadora dependen en gran medida de la resistencia a compresión de la roca a excavar. Esto es así debido a que el peso constituye la reacción necesaria para producir el empuje sobre el frente de arranque.

Para una primera estimación de la potencia mínima instalada en la cabeza de corte puede usarse la siguiente expresión:

$$POT(kW) = 0,87 \cdot RC^{1,18} \text{ (Kg/cm}^2\text{)} \quad (7.3)$$

La potencia disponible en la cabeza de corte para producir el giro de ésta en el arranque es una condición necesaria, pero no suficiente.

Por otro lado, es habitual que entre la potencia de la cabeza de corte en kW y el peso de la máquina en t exista una relación entre 2 y 4 veces, Fig. 7.17.

Para llevar a cabo un estudio completo de las características de las rocas, con el fin de determinar su rozabilidad o facilidad del corte, es preciso conocer los siguientes parámetros:

- Resistencia a compresión.

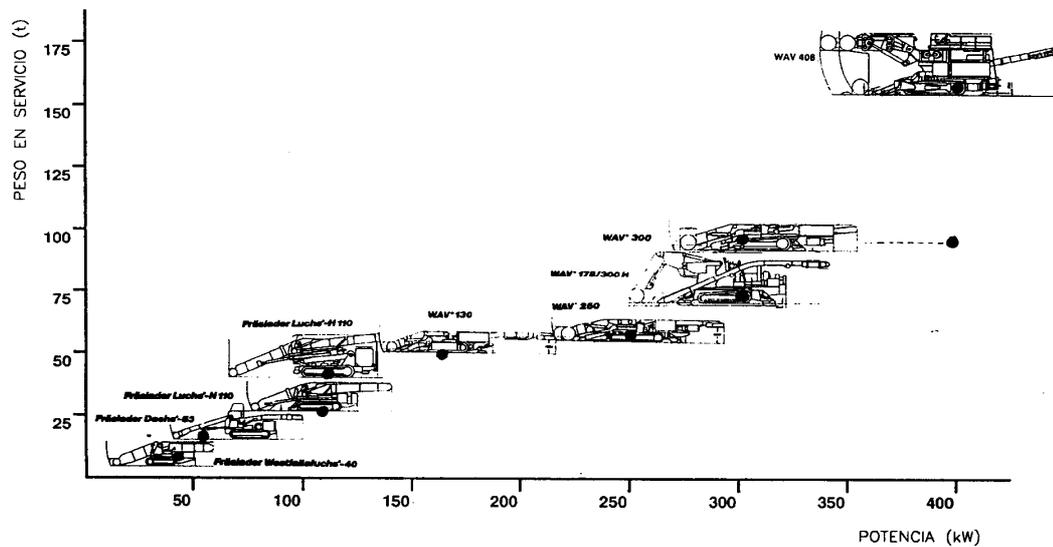


Figura 7.17. Relación entre potencias de la cabeza de corte y pesos en servicio de minadores Alpine-Westfalia.

- Resistencia a tracción.
- Módulo de Young.
- Energía específica de rotura.
- Densidad.
- Cálculo de rendimientos

A continuación se describen los métodos de estimación de rendimientos más actuales, que suelen aplicarse a este tipo de máquinas:

A. Método de Bilgin et al. (1988). Universidad Técnica de Estambul.

El primer paso para la aplicación de este método consiste en el cálculo del índice de Cortabilidad del Macizo Rocos, RMCI ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ), Rock Mass Cuttability Index, a partir de la resistencia a la compresión simple, RC y el RQD.

$$RMCI = RC(MPa) \cdot \frac{(RQD)^{2/3}}{100} \quad (7.4)$$

A continuación se calcula el rendimiento de corte instantáneo, ICR , Instantaneous Cutting Rate, mediante la fórmula:

$$ICR = 0,34 \cdot HP \cdot (0,976)RMCI \quad (7.5)$$

donde:

ICR = Rendimiento de corte instantáneo (M<sup>3</sup> /h).

HP = Potencia del minador (kW).

B. Método de Fowell y McFeat-Smith (1976, 1977).

En primer lugar se determina la energía específica requerida para el corte, SE, con la expresión siguiente:

$$SE = -4,38 + 0,14 \cdot (CI)^2 + 3,3 \cdot (RC)^{1/3} + 0,000018 \cdot (SH)^3 + 0,0057 \cdot (CC)^3 \quad (7.6)$$

donde:

CI = Dureza a la indentación cónica.

RC = Resistencia a la compresión simple.

SH = Dureza Shore.

CC = Coeficiente de cementación.

La dureza a la indentación cónica y la dureza Shore muestran una relación lineal con la resistencia a la compresión (Atkinson et al., 1986), de manera que puede escribirse:

$$SE = -4,38 + 0,14 \cdot (0,0377 \cdot RC + 0,254)^2 + 3,3 \cdot (RC)^{1/3} + 0,000018 \cdot (0,441 \cdot RC - 8,73)^3 + 0,0057 \cdot (CC)^3$$

El coeficiente de cementación se basa en la descripción petrográfica de la roca (McFeath-Smith, 1977).

Cuando se ha calculado SE, el rendimiento de corte instantáneo, ICR, se determina con la fórmula:

$$ICR = \frac{HP}{SE} \quad (7.8)$$

Dado que las ecuaciones usan la SE basada en un tiempo de corte real, se debe aplicar un Factor de corte, CTF, Cutting Time Factor, de corrección de la fórmula anterior. Los valores de CTF con operadores experimentados oscilan entre 0,65 y 0,85, mientras que para los recortes finales puede bajar hasta 0,3. Los valores globales de arranque y perfilado final pueden estar en el rango de 0,45 a 0,65. Luego:

$$OCR = ICR \cdot CTF \quad (7.9)$$

#### C. Método de Neil et al. (1994)

Utiliza un factor " f " para estimar la profundidad de penetración de la cabeza de corte en la roca. La estimación se basa en la resistencia a la compresión y a la tracción de la roca, el RQD y el diámetro de la cabeza de corte (longitud para los minadores de tipo axial). El factor "f" refleja la profundidad que el operador elige intuitivamente, basándose en la facilidad percibida para el corte; f=1 significa que el minador puede alcanzar una profundidad de corte igual a todo el radio de la cabeza de corte (o longitud) en una roca dada, f<1 refleja una menor profundidad probablemente:

$$f = 1 - 0,06 \cdot (R - 7) - 0,5 \cdot \left[ \frac{RQD - 25}{25} \right]^{B1} - \left[ \frac{RC - 5000}{5000} \right]^{B2} \quad (7.10)$$

donde:

R = Relación entre las resistencias a compresión y a tracción.

B1, B2 = Constantes igual a 0,4 y 2 respectivamente.

RC = Resistencia a la compresión (lb/pulg<sup>2</sup>).

El rendimiento de corte se puede calcular con la siguiente expresión:

$$ICR = P_n \cdot RPM \cdot C \cdot (D - f)^2 \quad (7.11)$$

donde:

D = Diámetro de la cabeza de corte.

P<sub>n</sub> = Penetración nominal (P<sub>n</sub> = 10 · f)

C = Factor de conversión de unidades.

La velocidad de penetración y el ritmo de avance de la máquina dependen también de la sección transversal de la excavación y de la adecuada utilización de la misma.

#### 7.5.2.2. Cálculo del consumo de picas

Se han desarrollado y efectuado numerosos ensayos para proporcionar índices específicos de consumo de picas por metro cúbico de material sólido, en función del trabajo de excavación de la máquina.

Así, los valores indicados en la Tabla 7.1 pueden ser tomados como orientativos. Para el cálculo de estos valores se ha supuesto que la resistencia de la roca a la tracción es proporcional a la resistencia a la compresión, aproximadamente 1/10 de ésta.

**Tabla 7.1.**  
**Trabajo específico para el corte de roca según su resistencia a la compresión y contenido de minerales abrasivos**

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN (Kg/cm <sup>2</sup> )	TRABAJO NECESARIO PARA ARRANCAR LA ROCA (kWh/m <sup>3</sup> )		
	CONTENIDO DE MINERALES ABRASIVOS (%)		
	<10	10-30	30<
10	0,2	0,8	1,7
20	0,4	1,6	3,1
30	0,7	2,7	4,5
40	1,5	3,7	6,0
50	2,3	4,8	7,5
60	3,4	6,0	9,2
70	4,5	7,5	11,0
80	6,0	9,3	12,8
90	7,5	11,0	16,0
100	9,5	12,8	
110	11,5	16,0	
120	13,8		
130	16,5		

Con el valor de kWh/m<sup>3</sup> obtenido de la Tabla 7.1 se pasa a la Tabla 7.2 para obtener el consumo de picas por metro cúbico de roca in situ.

Los valores de consumo por metro cúbico se basan en la utilización de las picas con un diámetro de carburo de 22 mm aproximadamente.

Para obtener una estimación del consumo de picas de carburo de tungsteno, con diámetro de 17,5 mm, se deberá multiplicar por 1,3 los datos obtenidos con esta tabla.

La siguiente fórmula define el Coeficiente de Abrasividad de Schimazek Fschmin (N/mm), propuesto por Schimazek y Knatz (1976):

$$Fschmin = Q^* \cdot d_{50} \cdot RT \quad (7.13)$$

siendo:

Q\* = Porcentaje de minerales abrasivos o cuarzo

d<sub>50</sub> = Tamaño medio de los granos de cuarzo (cm)

RT = Resistencia a la tracción (N/mm<sup>2</sup>).

La Fig. 7.21 muestra el consumo de picas en función del coeficiente de abrasión y de la resistencia de la roca.

Hasta un coeficiente de 0,3 y una resistencia de la roca de aproximadamente 70 Kg/cm<sup>2</sup>, la trayectoria de las curvas es relativamente rectilínea, más allá de este punto aparece una subida pronunciada. Este cambio de gradiente del consumo de picas se debe a que aumentan tanto la resistencia de la roca como el contenido en minerales abrasivos.

**Tabla 7.2.**  
**Relación entre el trabajo de corte de roca y consumo específico de picas según el contenido de minerales abrasivos**

TRABAJO NECESARIO PARA EL CORTE (kWh/m <sup>3</sup> )	CONSUMO ESPECIFICO DE PICAS (Picas/m <sup>3</sup> )		
	CONTENIDO DE MINERALES ABRASIVOS		
	<10	10-30	30 <
1	0,01	0,02	0,03
2	0,02	0,03	0,05
3	0,03	0,05	0,08
4	0,04	0,07	0,10
5	0,05	0,09	0,13
6	0,06	0,11	0,17
7	0,08	0,13	0,20
8	0,09	0,14	0,23
9	0,11	0,17	0,26
10	0,12	0,19	0,28
11	0,13	0,21	0,32
12	0,14	0,24	0,36
13	0,15	0,26	0,39
14	0,17	0,28	0,43
15	0,19	0,31	0,47
16	0,21	0,33	0,51

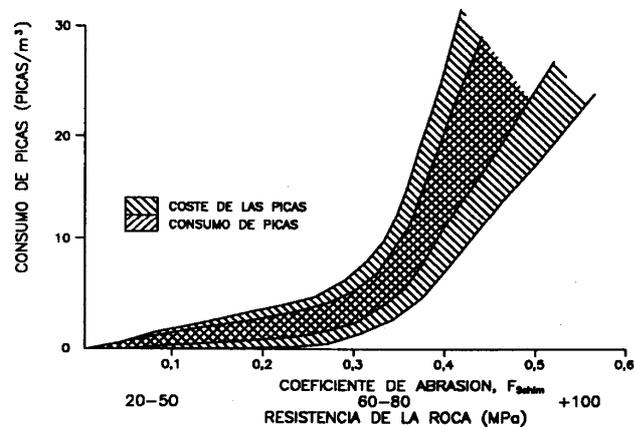


Figura 7.21. Muestra del consumo de picas en función del coeficiente de abrasión y de la resistencia de la roca.

Figura 7.22. Ábaco de cálculo del consumo de picas (AC-Eickhoff).

Finalmente, Alpine utiliza para evaluar el consumo de picas con un diámetro de punta de 17,5 mm el ábaco de la Fig. 7.23, donde interviene la Resistencia a Compresión de la roca y el Coeficiente de Abrasividad de Schimazek.

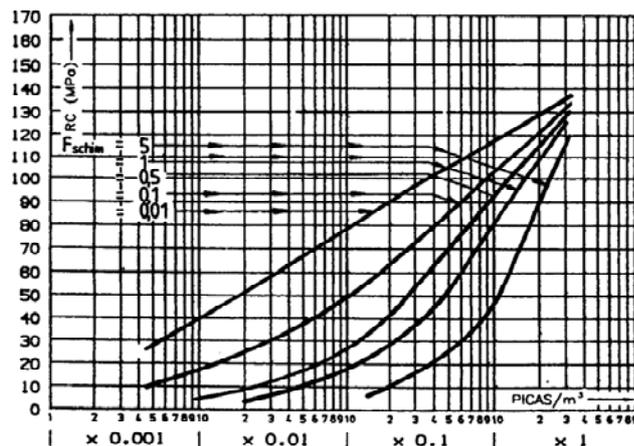


Figura 7.23. Estimación del consumo de picas a partir del Coeficiente de Abrasividad y de la resistencia de la roca.

En la Tabla 7.3, se dan algunos valores indicativos de los parámetros para diferentes tipos de rocas.

**Tabla 7.3.**  
**Resistencia a la compresión Coeficiente de Abrasividad de Schimazek (F) de distintos tipos de roca**

TIPO DE ROCA	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN (Kg/cm <sup>2</sup> )	FSchmin
Arenisca	30 – 180	0,075-4,3
Bauxita	2 – 140	<0,01-1
Calcarenita	30 – 150	< 0,05 - 0,2
Caliza cristalina	70 – 150	< 0,01 - 0,02
Caliza detrítica	50 – 200	< 0,01 - 0,03
Carbón bituminoso	8-45	< 0,01
Filita	30 – 100	0,1-1,5
Laterita	1-40	< 0,01 - 0,1
Lignito	3-35	< 0,01
Lutita	10-75	< 0,01 - 0,3
Mármol	5-75	< 0,01 - 0,1
Pizarra arenosa	20 – 100	0,01-0,1
Yeso	20 – 60	< 0,01

## 7.6. Práctica operativa

A continuación se describen las formas de trabajo habitual durante la excavación de distintos tipos de materiales y clases de minadores.

### 7.6.1. Excavación del frente de avance

Las cabezas de corte de tipo transversal al cortar el frente dejan un núcleo central entre las dos mitades de la cabeza cortadora. Por consiguiente, la máquina se mueve hacia adelante por pasos, desplazando transversalmente el brazo al mismo tiempo. Dependiendo del tipo del material, el socavado se hace en la mayoría de los casos a la altura del piso, y sólo en circunstancias ideales y con material fácil de cortar resulta ventajoso hacerlo en la parte superior.

Para las cabezas axiales la máquina se desplaza hacia adelante con el cabezal en la posición central, la fuerza disponible se aplica sobre un número menor de picas, y pequeños movimientos circulares pueden servir de ayuda en condiciones difíciles. Debido a la posición central del brazo, las máquinas axiales son más estables durante la excavación.

En rocas duras, el arranque es más difícil para la cabeza transversal ya que la cabeza de corte ha de penetrar en una superficie más grande y es difícil conseguir una penetración adecuada para dos cabezales al mismo tiempo. En la Fig. 7.24 se representan los diversos modos en que se ataca el frente, sea con minadores axiales o transversales.

#### **7.6.2. Corte de rocas blandas**

Se entiende por rocas blandas un material que se corta fácilmente, dando un producto seco y bien fragmentado, por ejemplo pizarras blandas. Los materiales húmedos y plásticos (arcilla) o tenaces (talco o yeso) poseen unas características de corte distintas. La mayoría de los materiales blandos tienen una resistencia a la compresión inferior a  $50 \text{ Kg/cm}^2$ , o presentan muchas fracturas que permiten obtener un tamaño pequeño de fragmentación, menor de 200 mm.

En rocas blandas, y generalmente no abrasivas, las elevadas velocidades de la cabeza de corte de los minadores transversales y la gran superficie de la sección transversal de la misma permiten alcanzar, en general, unos rendimientos instantáneos de corte superiores a los de las máquinas de tipo axial equivalente. En estas condiciones, la capacidad de corte del minador es generalmente superior a la de carga y transporte.

Los minadores transversales en material blando cortan generalmente por movimientos verticales. Es ventajoso empezar en la parte superior y trabajar hacia abajo únicamente en condiciones ideales; en la mayoría de los

casos, el corte se hace desde el piso hacia el techo. Debido a la dirección de rotación de la cabeza de corte, ésta puede lanzar el material directamente hacia la plataforma de carga. Si la capacidad de transporte no está sobresaturada, se puede reducir el tiempo de limpieza y de carga, aumentando así el rendimiento global de arranque. En algunas circunstancias, especialmente cortando desde el suelo hacia el techo, es posible que se lance material por encima de la plataforma, lo cual puede exigir desplazamientos adicionales del minador para limpiar el tajo.

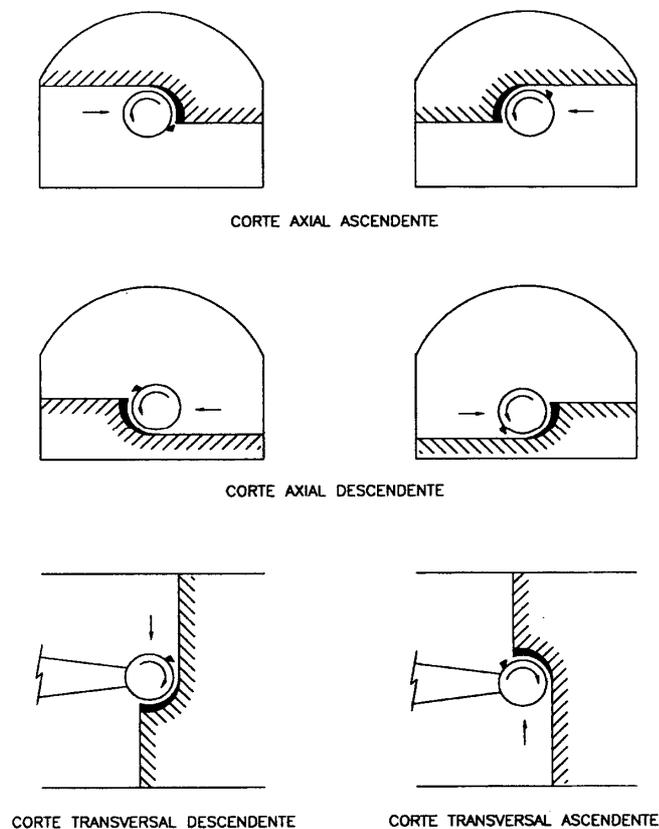


Figura 7.24. Modos de corte con cabezas axiales y transversales.

Los minadores axiales efectúan normalmente un corte limitado en la parte central del frente, para ensancharlo luego en todo el ancho del túnel.

Los rendimientos instantáneos de corte serán ligeramente inferiores a los del minador transversal debido al menor tamaño y velocidad del cabezal.

El tiempo necesario para un corte completo en terreno blando es relativamente pequeño en comparación con el de carga y limpieza. En estas condiciones, adquieren mucha más importancia la maniobrabilidad del minador y su capacidad de carga y transporte.

### **7.6.3. El corte en materiales medios a duros**

Debido a la dirección de rotación de la cabeza transversal, el minador está siempre sometido a fuerzas que tratan de empujarlo hacia fuera del corte. En terreno duro, hacen falta peso y esfuerzo de tracción para mantener a la máquina en el corte. Esta reacción adquiere mayor importancia en condiciones de humedad o en excavaciones en rampas ascendentes.

Normalmente, los minadores transversales cortan en rocas duras moviendo el brazo horizontalmente en todo lo ancho del frente, luego se posiciona de nuevo la cabeza para el corte siguiente. El socavado se hace normalmente a la altura del piso, conociéndose esta modalidad de corte como climb milling. La profundidad y la anchura del plano de corte dependen del material a arrancar. Cuando la cabeza transversal se usa en la modalidad de arco, sólo una de las dos cabezas está en el corte, mientras que la otra la acompaña consumiendo potencia y produciendo polvo y desgaste de las picas.

En lo relativo a los minadores axiales sólo se utiliza esfuerzo de tracción para el socavado inicial, y después la acción de corte depende de la estabilidad de la máquina. Generalmente, después del socavado se hace un corte poco rebajado transversalmente en el centro del frente, el cuál se va

agrandando a continuación. El minador axial puede dar las pasadas en cualquier dirección.

#### **7.6.4. Perfilado**

Debido al eje de rotación de las cabezas transversales y al tamaño de las mismas, existe cierta dificultad para conseguir un perfilado preciso. Si el minador avanza por pasos de un metro, se formarán aristas salientes en el techo y en el suelo. Estos resaltes se pueden eliminar allanando hacia atrás.

Con un minador axial se puede adaptar el ángulo de cono de la cabeza de corte al tamaño del túnel, produciendo un perfil recto que no exija allanado alguno.

Si una máquina axial no está excavando el túnel desde una posición central, entonces puede ser necesario disponer de dos ángulos cónicos en la cabeza de corte para conseguir el perfil exacto en toda la obra. En este caso, el ángulo cónico más grande estará en la parte posterior.

Un perfilado deficiente ocasionará problemas en el movimiento de vehículos sobre los pisos irregulares, y mayores costes de revestimiento en las paredes laterales y el techo. En la Fig. 7.25 se pueden observar detalles de la forma de contacto de los minadores con el terreno y los perfilados que se obtienen.

#### **7.6.5. Corte selectivo en rocas mixtas**

En formaciones rocosas estratificadas es frecuente encontrarse con diversos buzamientos. Como la cabeza de corte de tipo axial puede trabajar eficazmente en cualquier dirección, es decir, horizontal, vertical o diagonalmente, es adecuada para la excavación de estratos duros, con fallas o inclinados. Es posible seleccionar y quitar una determinada banda de roca, sea cual sea su orientación. Este aspecto es muy útil cuando se presentan

zonas de roca blanda y dura, ya que se pueden arrancar primero las rocas blandas de la parte superior y la inferior, para debilitar así a la roca dura.

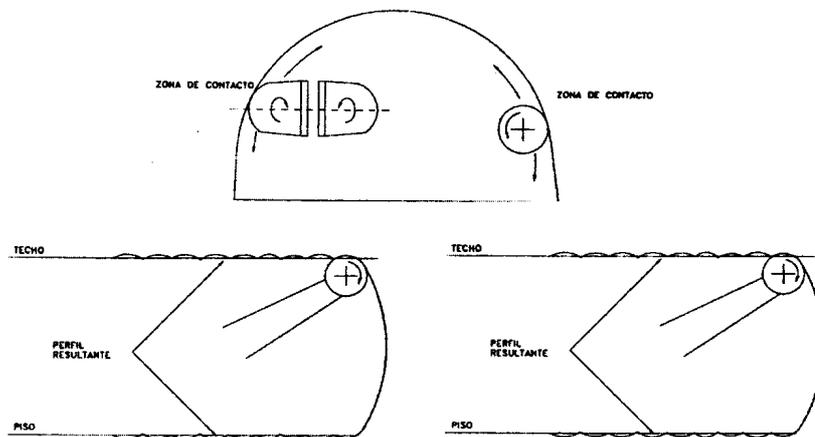


Figura 7.25. Forma de contacto con el terreno y perfiles obtenidos con minadores axiales y transversales.

Es más difícil excavar selectivamente usando la cabeza transversal, dados su tamaño y su forma. A menos que los estratos de roca sean tan potentes como el cabezal, no será posible el corte selectivo. Mientras que los minadores transversales pueden cortar verticalmente y en la modalidad de arco, el corte diagonal puede ser un problema para ellos, a causa del núcleo central que se deja entre las dos mitades de la cabeza cortadora. A menudo será necesario elegir, como solución de compromiso, un recorrido diagonal escalonado. La Fig. 7.26 muestra los procedimientos de minado según cada tipo de cabezal axial o transversal.

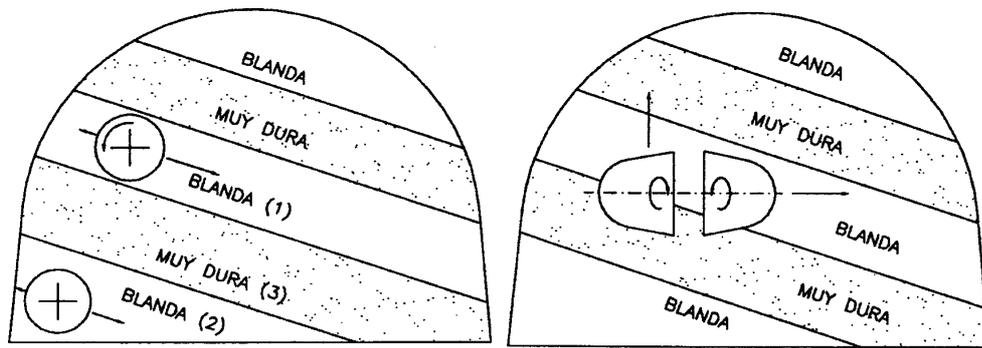


Figura 7.26. Métodos de corte en macizos rocosos estratificados.

## **8. EXCAVACION CON MAQUINAS INTEGRALES**

### **8.1. Topos y escudos**

Las máquinas integrales para excavación de túneles se conocen habitualmente por las siglas T.B.M., formadas por las iniciales de Tunnel Boring Machine, y se refieren a una serie de máquinas capaces de excavar un túnel a plena sección, a la vez que colaboran en la colocación de un sostenimiento provisional o en la puesta en obra del revestimiento definitivo.

Estas máquinas se dividen en dos grandes grupos que, siendo parecidos en lo básico, difieren de forma importante según el tipo de roca o suelo que sea necesario excavar, así como de las necesidades de sostenimiento o revestimiento que requiera cada tipo de terreno.

En efecto, por un lado se tienen los topos, que se diseñan principalmente para poder excavar rocas duras y medias, sin grandes necesidades de soporte inicial y, por otro lado, los escudos, que se utilizan en su mayor parte en la excavación de rocas blandas y en suelos, frecuentemente inestables y en ocasiones por debajo del nivel freático, en terrenos saturados de agua que necesitan la colocación inmediata del revestimiento definitivo del túnel.

En líneas generales, los topos, como se puede ver en la Fig. 8.1, constan de una cabeza giratoria, dotada de cortadores, que se acciona mediante motores eléctricos y que avanza en cada ciclo mediante el empuje de unos gatos que reaccionan sobre las zapatas de los grippers, los cuales a su vez están anclados contra la pared del túnel.

Por su parte, los escudos disponen también de una cabeza giratoria igualmente accionada por motores eléctricos, pero que, en este caso, normalmente incorpora picas o rascadores, y avanza mediante el empuje de

una serie de gatos perimetrales, que se apoyan sobre el revestimiento ya colocado, ya que el terreno blando no permitiría reaccionar contra el mismo, pero, además, y como es necesario colocar el revestimiento definitivo de forma inmediata, éste se puede incorporar al retraerse los gatos después de cada ciclo de avance. Todos estos trabajos se realizan al amparo de una coraza que da el nombre a este tipo de máquinas, tal y como se representa en la Fig. 8.2.

En los últimos años está apareciendo en el mercado un tercer tipo de máquina, conocida como doble escudo con características mixtas entre el topo y el escudo, siendo capaz de avanzar indistintamente, bien apoyándose contra el terreno mediante grippers, o bien mediante cilindros de empuje contra un anillo de dovelas que ella misma coloca.

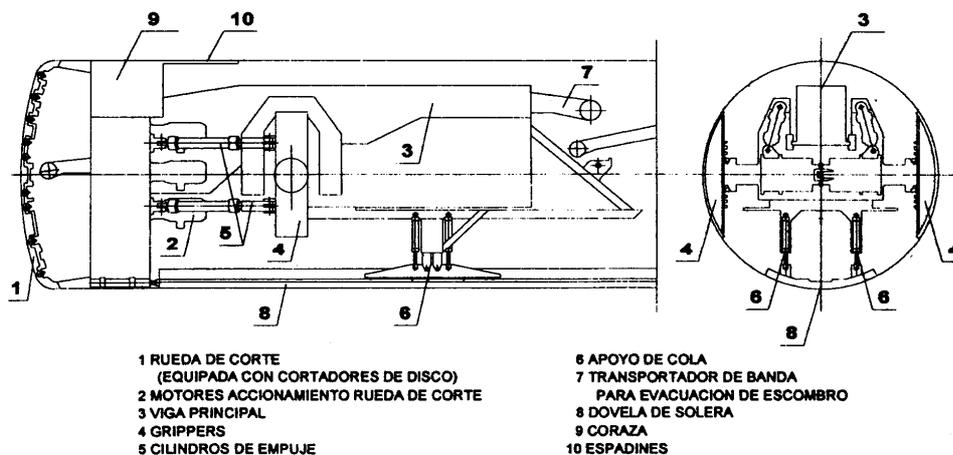


Figura 8.1. Esquema de un topo.

## 8.2. Topos

### 8.2.1. Descripción de la máquina

En la Foto 8.1, se puede ver una T.B.M., tipo topo.

Las partes fundamentales, que se describen a continuación, son: la cabeza, los grippers, los cilindros de empuje, el back-up, y el sistema de guiado.

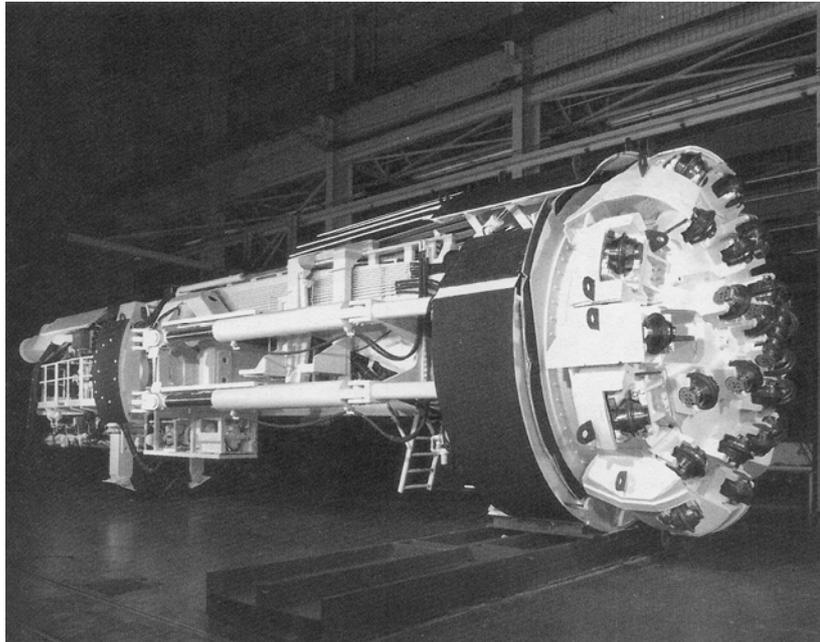
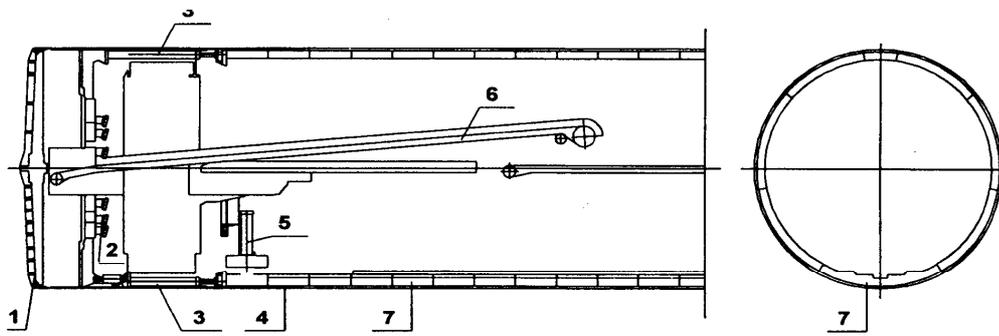


Foto 8.1. Vista general de un topo.



- 1 RUEDA DE CORTE  
(EQUIPADA CON PICAS O ENGASTES DE VIDIA)
- 2 MOTORES DE ACCIONAMIENTO RUEDA DE CORTE
- 3 CILINDROS DE EMPUJE
- 4 COLA DEL ESCUDO  
(ZONA MONTAJE ANILLO REVESTIMIENTO)

- 5 ERECTOR DE DOVELAS
- 6 TRANSPORTADOR DE BANDA  
PARA EVACUACION DE ESCOMBRO
- 7 DOVELAS DE REVESTIMIENTO

Figura 8.2. Esquema de un escudo.

#### 8.2.1.1. Cabeza

Es la parte móvil que realiza la excavación de la roca. Está dotada de cortadores que normalmente son discos de metal duro que giran libremente sobre su eje, y cuya carcaza se fija a la cabeza. Estos cortadores son de mayor diámetro cuanto mayor sea la dureza de la roca y, hoy día, son normales los de 432 mm (17") de diámetro, existiendo algunas realizaciones con 533 mm (21") para rocas muy duras, en el entorno de los 250 Kg/cm<sup>2</sup>.

Los cortadores, normalmente, se disponen en la cabeza de la máquina en forma de espiral, para que, al girar la misma, puedan describir círculos concéntricos prácticamente equidistantes, y únicamente hay una concentración de cortadores en el centro de la cabeza para forzar la rotura de la roca en esa zona a modo de cuele.

El mecanismo de rotura de la roca, forzado en la zona central de la manera indicada, progresa en los círculos siguientes hacia el espacio ya excavado, y para facilitar este trabajo se dota a las cabezas de una pequeña conicidad.

El proceso de corte mecánico se produce inicialmente mediante un proceso de rotura frontal originado por la presión que el cortador ejerce sobre el terreno y, posteriormente, en el resto de la sección, la rotura entre los círculos concéntricos anteriormente aludidos se produce por indentación, con la formación de un escombrosajoso típico de este tipo de máquinas.

En la Fig. 8.3 se representa un esquema de rotura frontal, y se pueden apreciar las cinco fases que cronológicamente se suceden en la misma.

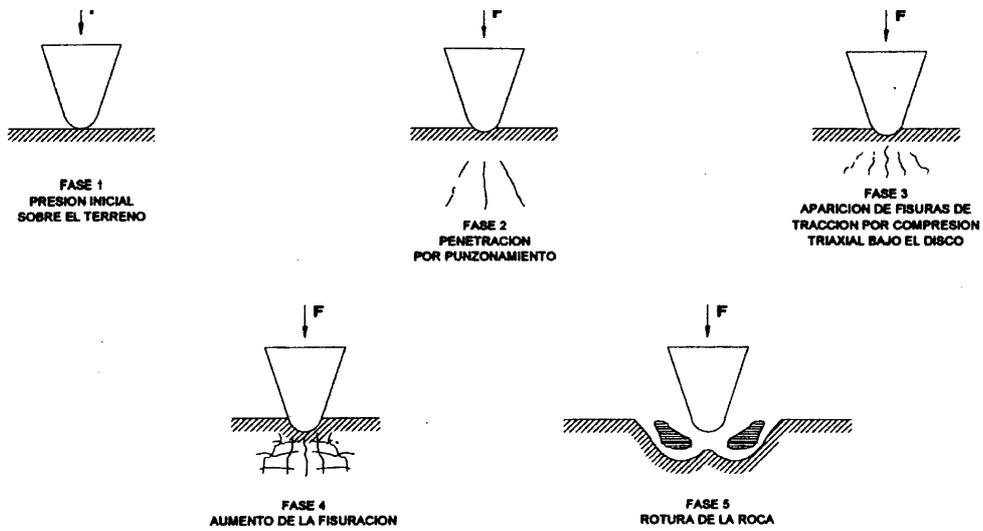


Figura 8.3. Fases en la rotura frontal.

La Figura 8.4 representa la posterior rotura por indentación al paso de los cortadores por los diferentes círculos descritos.

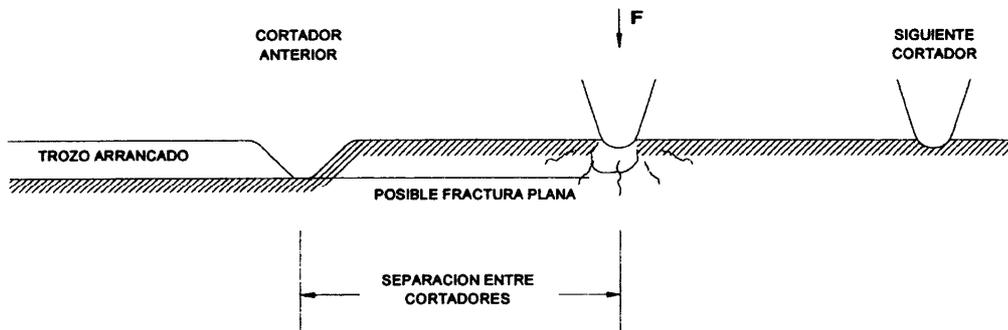


Figura 8.4. Esquema de rotura por indentación.

Los mecanismos de rotura descritos reflejan la importancia que tiene el estudio para cada tipo de roca de la separación óptima entre cortadores, el empuje de la máquina y el diámetro de los cortadores.

Naturalmente, el diaclasado de la roca y su fracturación mejoran considerablemente este proceso, favoreciéndose de forma notable la penetración.

Para la excavación de los escombros producidos, la cabeza incorpora además una serie de cangilones situados en su periferia que recogen el escombros y lo elevan para su descarga en una cinta primaria.

La Foto 8.2 muestra con detalle la cabeza de un topo de 3,20 m de diámetro, donde se ve claramente la disposición de cortadores y cangilones de desescombro.



Foto 8.2. Cabeza de una TBM Robbins de 3,20 m de diámetro.

El accionamiento de la cabeza es normalmente eléctrico y con dos velocidades de giro, una larga, normalmente en el entorno de las 9 r/min y otra corta, usualmente la mitad.

Actualmente, se empiezan a utilizar accionamientos eléctricos con regulación de velocidad mediante la variación de frecuencias. La regulación de esta velocidad, así como la del par, es esencialmente valiosa cuando se excavan rocas de muy distinta calidad, debido a que:

Para excavar rocas duras, no es necesario un par demasiado elevado, pero sí interesa una velocidad alta que permita utilizar toda la potencia de la máquina.

En terrenos más blandos, donde la penetración de la máquina puede alcanzar altos índices, será necesario disminuir la velocidad para no sobrecargar el sistema.

En el caso de terrenos con bloques, puede igualmente ser aconsejable una disminución de la velocidad para evitar el movimiento o derrumbe de bloques en el frente o en la clave del túnel.

Todos estos requerimientos se pueden obtener con el accionamiento eléctrico de frecuencia variable e, igualmente, con un accionamiento hidráulico, pero, en este caso, se genera mucho más calor, lo que puede ser un problema, sobre todo en fondos de saco grandes.

Las ventajas principales de este sistema eléctrico de frecuencia variable se pueden condensar en las siguientes:

Permite una regulación continua de la velocidad con par constante entre 0 y 50 Hz. Por encima de los 50 Hz, se mantiene constante la potencia, disminuyendo el par a medida que aumenta la velocidad, cumpliéndose en este caso que:

$$\text{Par} \times \text{velocidad} = \text{potencia constante} \quad (8.1)$$

- Se dispone de todo el par a velocidades reducidas, incluso en el arranque con velocidad cero. Esto es muy importante en terrenos que tienden a atrapar la cabeza de la máquina, ya que el par de desbloqueo puede aumentarse hasta un 150% del par nominal durante unos 30 segundos.

#### 8.2.1.2. Grippers

Como ya se ha indicado, son las zapatas que acodalan a la máquina contra la roca durante el avance, siendo su superficie mayor cuanto menor sea la resistencia de la roca, y existiendo, como es lógico, unos límites en ambos sentidos.

Normalmente, los grippers no pasan de 0,70 m de anchura, para que puedan apoyarse entre cerchas. En algún caso, cuando se prevé trabajar en terrenos blandos, pueden llegar a tener una acanaladura central que aloje en su momento el gálibo de una cercha en caso de ser necesario.

#### 4.2.1.3. Cilindros de empuje

Son normalmente 2 ó 4 y proporcionan a la máquina el empuje necesario contra el frente para realizar la excavación. Su recorrido, comprendido entre 1,50 y 2,00 m, marca la longitud de cada ciclo de avance, ya que una vez agotada su carrera es necesario soltar los grippers y retraer los cilindros de empuje para conseguir el avance de la parte fija de la máquina.

#### 4.2.1.4. Back-up

Se denomina así al conjunto de plataformas posteriores que arrastra la máquina en su avance y que, normalmente, incorporan los siguientes equipos:

Transformadores y carretes de mangueras eléctricas.

Captadores de polvo, constituidos la mayoría de las veces por una cortina de agua que capta el polvo en la tubería de aspiración del mismo y permite su posterior evacuación en forma de lodos.

Casetes de ventilación que almacenan habitualmente 100 m de tubería soplante.

Polipastos para manejo de vías y dovela de solera, ya que, en la actualidad, la mayoría de los túneles incorporan una dovela en solera de hormigón prefabricado, que se va colocando simultáneamente al avance del túnel.

De esta forma, el túnel dispone a lo largo de toda su longitud de una solera de hormigón que le proporciona las siguientes ventajas:

Permite disponer de una vía bien colocada, y en consecuencia los trenes alcanzar con seguridad velocidades elevadas (próximas a los 30 km/h).

Se dispone de una solera del túnel limpia, ya que facilita considerablemente el drenaje.

Se facilita tremendamente la colocación del revestimiento de hormigón definitivo si lo hubiere, ya que no sería necesario el encofrado de solera, y no se interrumpe nunca la vía.

La Fig. 8.5 muestra el esquema de la dovela de hormigón prefabricado utilizada recientemente en un túnel en el Noroeste de España.

El sistema de evacuación de escombros, de importancia primordial en el método, ya que es necesario evacuar con rapidez grandes cantidades de material.

Los modernos sistemas de evacuación de escombros pueden adoptar diversas configuraciones, siendo las más frecuentes:

Tren de tolvas: está constituido por una batería de tolvas en número igual al de los vagones de cada tren y con idéntica geometría y colocación.

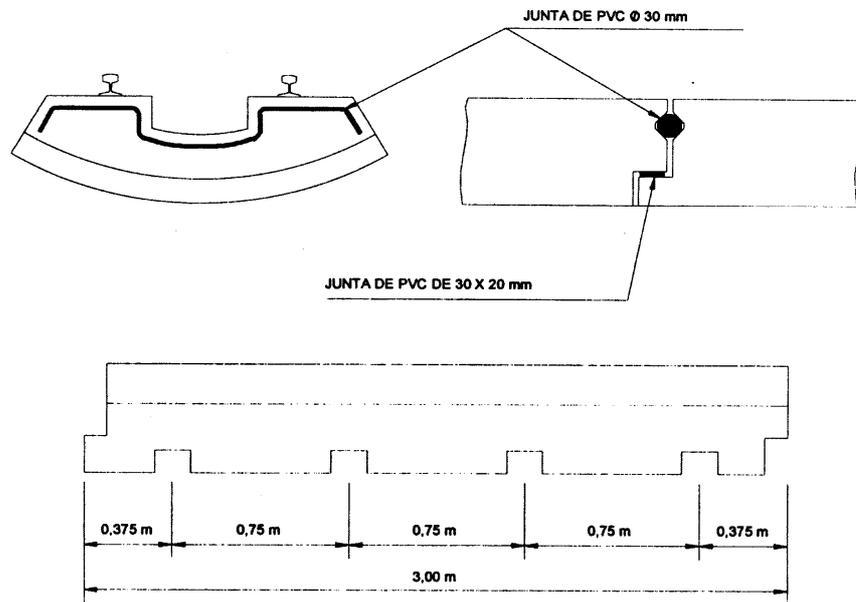


Figura 8.5. Esquema de dovela de solera para TBM.

Estas tolvas sirven como regulación y acopio, y se cargan mediante una cinta repartidora del material, no siendo necesaria la presencia del tren que puede estar viajando.

Cuando el tren regresa vacío, se sitúa debajo de las tolvas y mediante la apertura simultánea de todas ellas se carga éste de forma prácticamente instantánea, repitiéndose el ciclo.

Cinta puente: puede alojar en su interior el tren completo y lo carga mientras éste pasa por debajo de la misma. Un cambio californiano, previo a la cinta, permite la espera de un segundo tren. Es necesario realizar las maniobras mediante la locomotora.

Todo el conjunto va montado en plataformas que ruedan sobre la vía principal del túnel arrastradas por el topo en su avance.

Sistema Rowa: consiste en un conjunto de dos vías paralelas, una para vagones vacíos y otra para vagones cargados, Foto 8.3. Los vagones se

mueven sin la locomotora mediante cadenas de arrastre y el cambio de vía se efectúa mediante un sistema hidráulico. Todo el sistema se controla por un operador situado ante un monitor de TV.

Como en el caso anterior, el sistema completo se aloja en una serie de plataformas que ruedan sobre la vía.

Cintas convencionales que transportan el escombro desde la máquina hasta el exterior, eliminándose el transporte sobre vía.

Este procedimiento de transporte continuo cada vez se utiliza más frecuentemente, porque aumenta el rendimiento al eliminarse tiempos muertos (descarrilamientos, esperas, etc.). La cinta dispone de una reserva de 125150 m, que permite realizar el avance semanal sin necesidad de empalmarla.

### **8.2.2. Guiado**

El guiado de un topo se suele hacer materializando con un rayo láser un eje paralelo al del túnel. El operador de la máquina ve constantemente la señal en una diana cuadrículada que facilita el guiado manual de la máquina.

En cualquier caso, es necesario cada vez que se adelante el láser y en las tangentes de entrada y salida a las curvas verificar el eje y la rasante con topografía convencional.

### **8.2.3. Limitaciones de utilización**

La mayoría están ligadas a la geometría del túnel. En efecto:

La sección debe ser circular y la longitud tal que permita asumir una inversión elevada y unos gastos igualmente importantes de transporte y montaje en obra.



Foto 8.3. Back up tipo Rowa.

El radio de curvatura mínimo está alrededor de los 300 m, aunque son deseables al menos 500 m.

La pendiente máxima debe ser tal que permita una circulación fluida de trenes y está en un entorno máximo del 3,5 - 4%. Esta pendiente se puede superar en el caso de extracción de escombros por cintas, pero no hay que olvidar que, aún en este caso, es necesario disponer de vía para poder introducir al frente del túnel, materiales, repuestos, etc.

Otras limitaciones se refieren a la geología y la geotecnia de los terrenos a atravesar. Así, en terrenos excesivamente blandos o con problemas de sostenimientos podrían desaconsejar el sistema, ya que se podría encarecer considerablemente.

Las fallas son un enemigo mortal de los topos, ya que los sostenimientos no pueden actuar como pronto hasta el paso de los espadines de protección y como en estos casos de fallas el avance suele ser lento, los tiempos que transcurren son demasiado largos, favoreciéndose el desprendimiento del terreno.

La alta abrasividad de algunas rocas así como los contenidos elevados de sílice pueden producir elevados desgastes en los cortadores y cangilones de la cabeza, pudiendo llegar a invalidar la solución topo por puro problema económico.

#### **8.2.4. Máquinas especiales**

Dentro de este grupo se pueden incluir aquellos topos que, mediante un diseño especial, son capaces de excavar planos inclinados de hasta 45° de pendiente. Las principales variaciones sobre una máquina del tipo convencional estriban principalmente en el anclaje al terreno y en la forma de realizar el desescombros. La Fig. 8.6 muestra en esquema una realización de este tipo.

#### **8.2.5. Rendimientos**

Los rendimientos de este tipo de máquinas son normalmente muy elevados. La penetración pura de la máquina en el terreno puede oscilar entre 3 y 6 m/hora e incluso ser superior.

En la Fig. 8.7 se puede ver un gráfico que da una aproximación de la velocidad de penetración pura de una máquina en función de las características de la misma (potencia, par, diámetro de la cabeza, velocidad de giro) y del tipo de roca previsto.

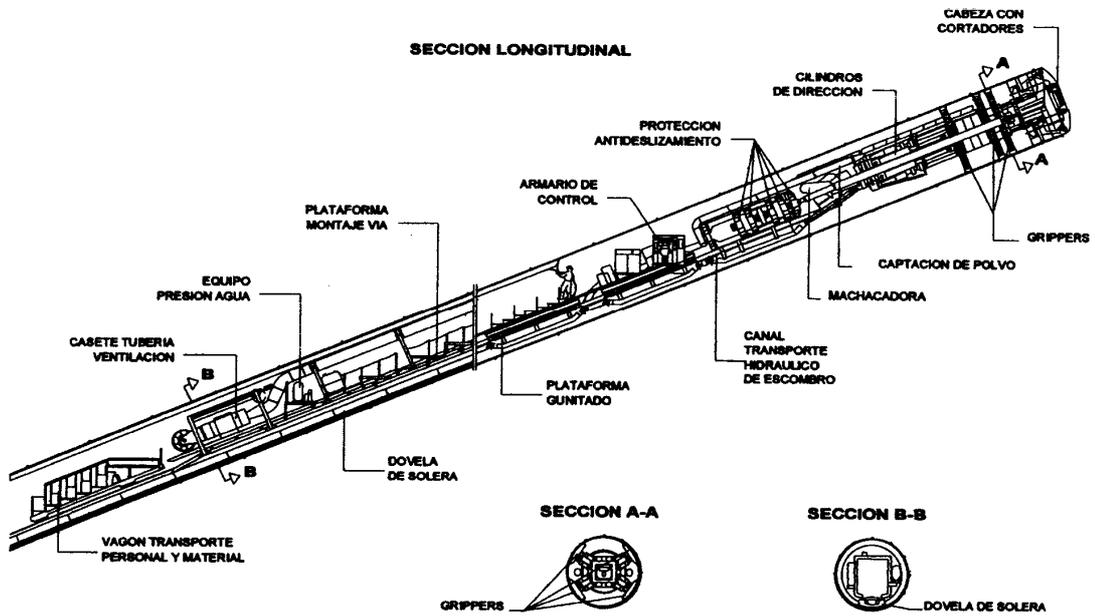


Figura 8.6. Esquema de una TBM en plano inclinado.

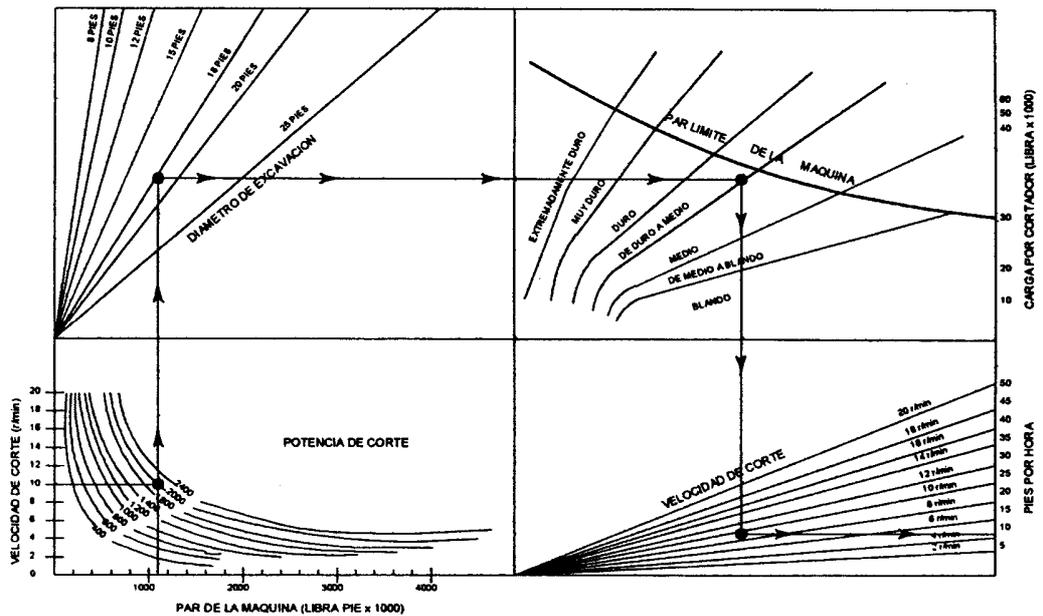


Figura 8.7. Gráfico para la obtención de rendimientos de penetración pura, según Borettec

Sin embargo, los rendimientos puros vienen afectados por las paradas necesarias para realizar el mantenimiento de la máquina o de su back up,

para el cambio de cortadores, averías y sobre todo para colocar los sostenimientos que fueran necesarios.

En consecuencia, y como puede verse en la Fig. 8.8, el coeficiente de utilización real de una máquina rara vez supera el 50%.

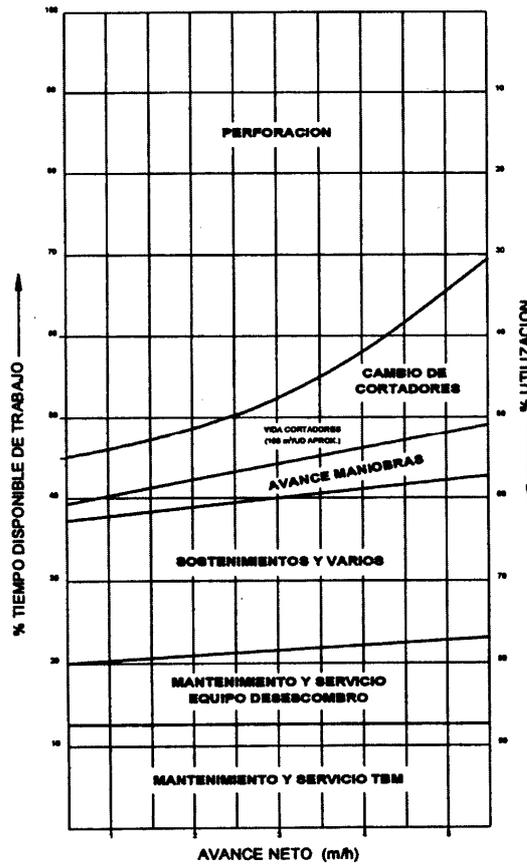


Figura 8.8. Coeficiente de utilización de máquinas TBM tipo topo, según Atlas Copco.

Como ejemplo práctico, se dan a continuación, en la Tabla 8.1, las características principales y los datos de los rendimientos reales obtenidos en la excavación del túnel del Cenza, situado en la provincia de Orense, y que forma parte del Salto de Soutelo, propiedad de Iberdrola.

La excavación se realizó con una máquina Robbins, modelo 1212-228, dotada de 800 kW de potencia en la cabeza de corte, que se equipaba con 31 cortadores de 432 mm (17") de diámetro, realizándose el desescombro con un equipo tipo Rowa.

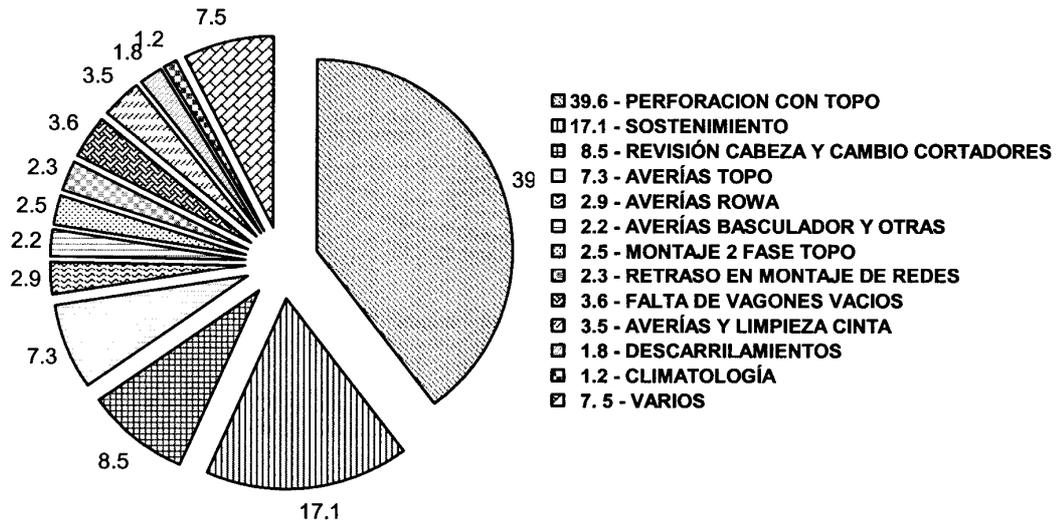


Figura 8.9. Túnel del Ceniza. Disponibilidad de la TBM.

**Tabla 8.1.**  
**Características del túnel de Ceniza y rendimientos de excavación**

Longitud	4.486 m
Diámetro excavación	4,20 m
Tipo de roca	Granitos, gneis y esquistos
Resistencia a la compresión de la roca	Entre 130 Kg/cm <sup>2</sup> en los granitos y 3 Kg/cm <sup>2</sup> en zonas de esquistos alterados
Sostenimiento provisional	Hormigón proyectado y bulones Cerchas metálicas eventuales
Dovela de solera	Sí (hormigón prefabricado)
Avance medio diario	18,46 m/día
Avance medio mensual	561 m/mes
Mejor avance mensual	894 m/mes

En la Fig. 8.9 se puede ver que el coeficiente de utilización de la máquina fue de un 39,6%, así como el desglose de las paradas.

## **8.3. Escudos**

### **8.3.1. Descripción de la máquina**

Un escudo normalmente consta de las siguientes partes: la cabeza o elemento excavador, el cuerpo de mando y controles, los cilindros de empuje y el erector de dovelas y el back-up.

Seguidamente se describen cada una de las partes.

#### **8.3.1.1. Cabeza o elemento excavador**

Está incluido en un primer cuerpo de la coraza, e incorpora el elemento excavador, que puede ser manual, una rozadora, una cabeza giratoria, etc.

En este último caso la cabeza giratoria está accionada por motores hidráulicos que permiten una variación constante de la velocidad de giro, entre 0 y 9-10 r/min y la reversibilidad de la misma.

La cabeza, en este caso, normalmente monta cinceles o picas, y en ocasiones puede incluso incorporar discos. En terrenos muy variables se pueden colocar discos y picas a la vez, aunque siempre los primeros adelantados 2 ó 3 cm sobre las picas. Los cortadores trabajan en terreno duro, sin intervención de las picas y, en terreno blando, se embotan y dejan la responsabilidad de la excavación a las picas.

La cabeza, cuando es giratoria o de rueda, dispone de una serie de aberturas, frecuentemente regulables, por las que el escombros arrancado pasa a una cámara en la que una cinta primaria se ocupa de su evacuación.

Como más adelante se verá, en los escudos cerrados que trabajan con presión en el frente, esta cinta primaria se sustituye por un tornillo sinfín o por un sistema de transporte hidráulico del escombros.

En la Foto 8.4 se ve un escudo de rueda abierta, con picas, mostrando las aberturas para el desescombro.



Foto 8.4. Vista general de un escudo de rueda.

#### 8.3.1.2. Cuerpo de mando y controles

Están alojados, al igual que los motores, en un segundo cuerpo de la coraza.

#### 8.3.1.3. Cilindros de empuje y erector de dovelas

Están situados en un tercer cuerpo de la coraza, también llamado cola del escudo.

Los cilindros de empuje están distribuidos en toda la periferia de la máquina, y están equipados con zapatas articuladas que permiten un apoyo uniforme sobre las dovelas del revestimiento. Su recorrido marca el ciclo de avance, estando normalmente comprendido entre 1,20 y 1,50 m.

Cuando ha finalizado cada ciclo de excavación, se retraen estos cilindros y, al amparo del tramo de coraza que queda libre, se procede a colocar un nuevo anillo de revestimiento.

Para ello, las dovelas que han llegado hasta el back-up de la máquina en mesillas especiales, se transfieren mediante dispositivos adecuados hasta el erector, el cual las coloca una a una hasta completar el anillo, Foto 8.5.

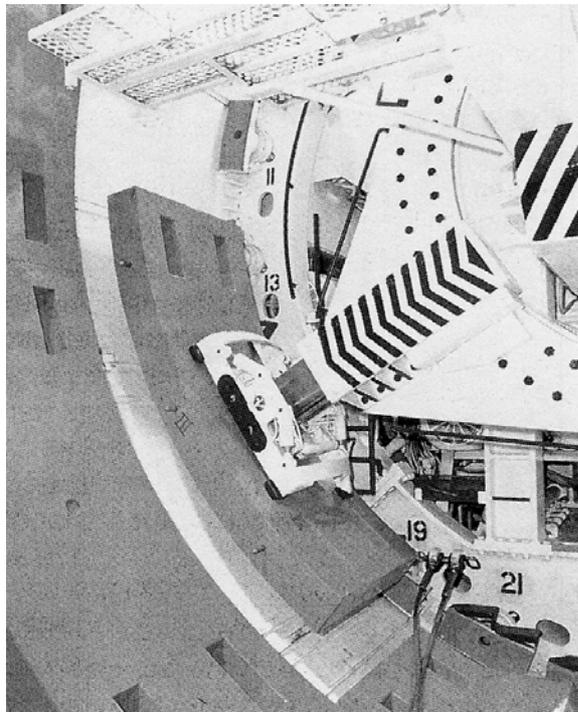


Foto 8.5. Erector de dovelas.

Cuando éste está totalmente cerrado, se puede iniciar un nuevo ciclo de excavación, apoyando los cilindros de empuje contra el nuevo anillo colocado.

El accionamiento del erector suele ser hidráulico, de velocidad variable, muy sensible y preciso para poder aproximar correctamente cada dovela a su situación definitiva.

La coraza del escudo, en la zona en que se coloca el anillo de dovelas, lleva en toda su periferia unos sellos (cepillos de grasa) que en número de 2 ó 3 (Fig. 8.10) impiden que la inyección de mortero que rellena el hueco existente en el trasdós de la dovela pase al interior de la máquina.

Este hueco, generado como mínimo por el espesor de la coraza del escudo y por las propias juntas de grasa, tiene habitualmente un espesor entre 7 y 9 cm y su inyección se puede hacer de forma discontinua, es decir, anillo por anillo cada vez que éste queda liberado de la coraza de la máquina o bien, en los casos de gran responsabilidad en cuanto asientos del terreno, de forma continua, a medida que la máquina avanza y el anillo va saliendo de la coraza.

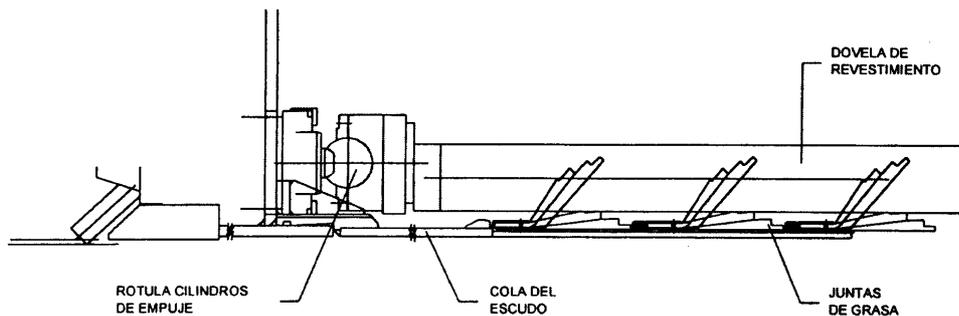


Figura 8.10. Esquema junta de grasa.

#### 8.3.1.4. Back-up

Como en el caso de los topes, está constituido por una serie de plataformas que, deslizándose sobre el propio revestimiento de hormigón, se mueven arrastradas por la máquina simultáneamente a su avance.

El Back-up incorpora los transformadores, casete de cables, casetes de ventilación, depósitos para el mortero de inyección, etc., y el sistema de evacuación de escombros normalmente está formado por una cinta puente que aloja en su interior el tren completo.

En el caso del escudo hay que tener en cuenta que después de cada ciclo de avance, ineludiblemente viene la colocación de un anillo de dovelas. El tiempo empleado en ello, normalmente entre 20 y 35 minutos, según el tipo y número de dovelas, permite el cambio de trenes sin interferencias con el avance y, por tanto, los sistemas de desescombro suelen ser más sencillos que en el caso de los topes.

### 8.3.2. Tipología actual

Se ha visto anteriormente el esquema general de funcionamiento de un escudo, que en lo básico es idéntico para cualquier tipo de máquina.

Una primera y muy importante diferenciación entre los diferentes tipos de escudos estriba en las características del frente de trabajo y sobre todo en la estabilidad o inestabilidad del mismo, dudosa en el caso de suelos.

La fórmula de Peck aplicada a suelos, establece que el factor de estabilidad  $\eta$ , se puede calcular de la siguiente forma:

$$\eta = \frac{\sum \sigma - P_a}{c} \quad (8.2)$$

donde:

$\sum \sigma$  = Presión geoestática en el eje del túnel

$P_a$  = Presión que se ejerce contra el frente

$c$  = Cohesión

Si  $n < 5$  el frente es estable y si  $n > 5$  inestable.

En función de este coeficiente se podrá hablar de escudos abiertos para frentes estables y de escudos cerrados para aquellos frentes que puedan presentar señales de inestabilidad.

En la Tabla 8.2 se representa la tipología actual de estas máquinas, partiendo de una división general en escudos abiertos y cerrados, indicando además las características principales en cada uno de ellos.

### **8.3.3. Escudos abiertos**

Se utilizan normalmente cuando el frente del túnel es estable y las afluencias de agua reducidas, bien por trabajarse por encima del nivel freático o bien por ser terrenos impermeables.

En este tipo de escudos, el elemento excavador puede ser manual (por ejemplo, a base de martillos picadores), o estar constituido por un brazo excavador, Fig. 8.11, o un brazo rozador, y en estos casos es frecuente disponer de algunos elementos, generalmente en forma de paneles de rejillas que, aproximados al frente mediante gatos hidráulicos, pueden colaborar en la estabilidad del mismo una vez realizado cada ciclo de avance.

Dentro de este grupo, se deben incluir también los escudos mecanizados con cabeza giratoria, dotada de picas, rascadores u otros elementos de corte, que en ocasiones pueden ser cortadores de discos o combinaciones entre distintos tipos, convirtiéndose la máquina en verdaderos topos escudados.

En cualquier caso, son máquinas relativamente sencillas, que se adaptan bien a condiciones variables del terreno, siempre que éstas no sean extremadamente difíciles.

Este grupo de escudo permite la colocación de revestimientos de muy variada índole, admitiendo cualquier tipo de dovela, o incluso la puesta en obra de cerchas metálicas con forro de madera o metálico.

Lógicamente, y exceptuando los escudos de rueda, es posible trabajar en secciones diferentes de la circular, lo que constituye la única excepción a la geometría en este tipo de máquinas.

### 8.3.4. Escudos cerrados

Están diseñados para trabajar en terrenos difíciles, no cohesivos y con frecuencia bajo el nivel freático y saturados de agua, en frentes claramente inestables.

Características comunes a todos ellos son la obligatoriedad de la excavación en sección circular y la necesidad de un revestimiento de dovelas de hormigón atornilladas entre sí, con garantías de impermeabilidad.

**Tabla 8.2.**  
**Tipología actual de escudos**

TIPOLOGÍA DE LA CABEZA	MÉTODO DE EXCAVACIÓN	ESTABILIZACIÓN DEL FRENTE	SISTEMA DE EXTRACCIÓN DE ESCOMBROS	TIPO POSIBLE DE REVESTIMIENTO (DOVELAS)	SECCIÓN TIPO A EXCAVAR
Abierta	Manual (martillo picador, etc.)	Únicamente de tipo "pasivo" (Máquina parada)	Cinta	Expandidas Ordinarias inyectadas Atornilladas inyectadas	Circular Posible herradura o rectangular
	Semimecanizado (cuchara, rozadora, martillo pesado, etc.)				
	Mecanizados (rueda)				
Cerrada	Mecanizados (rueda sin presión)	Cierre mecánico Activo	Tomillo sinfín  Transporte hidráulico por tubería	Atornilladas e inyectadas	Circular
	Presurizados de rueda	Aire comprimido			
		Presión equilibrada de tierras (E.P.B.)			
		Lodos bentoníticos (hidroescudos)			

Se pueden distinguir entre los siguientes conceptos o tipos de máquinas, que se describen a continuación.

#### 8.3.4.1. Escudos mecanizados de rueda con cierre mecánico

En estas máquinas, se dispone de unas puertas de abertura controlada hidráulicamente, que en caso necesario se pueden cerrar totalmente, quedando el túnel sellado. Mediante la regulación de la apertura de estas puertas, se puede controlar la cantidad de material excavado y que penetra en la cámara.

Un segundo nivel de control imprescindible para complementar el anterior, consiste en otras puertas situadas justo por detrás de las anteriores, a la salida de la cámara, y cuya apertura se puede preseleccionar para que se realice únicamente cuando se supere una determinada presión del terreno. De esta manera, se puede regular de modo muy preciso el flujo de material procedente de la excavación, que se puede evacuar mediante una cinta transportadora convencional, Fig. 8.12.

En cualquier caso, la máquina trabajaría de forma parecida a un escudo de presión de tierras, aunque lógicamente con limitaciones, sobre todo en presencia de agua.

#### 8.3.4.2. Escudos presurizados con aire comprimido

El aire comprimido se ha utilizado desde hace bastantes años para presurizar totalmente túneles construidos bajo freáticos no muy importantes (0,1 ó 0,2 MPa), entre la esclusa inicial de entrada y el frente, en cifras ligeramente superiores a la carga agua + terreno.

En el frente del túnel se podían utilizar simples escudos de entibación u otros con rueda abierta, ya que la única condición era disponer de un terreno

con coeficiente de permeabilidad al aire bajo, constituido en su mayoría por arenas finas, arcillas y limos.

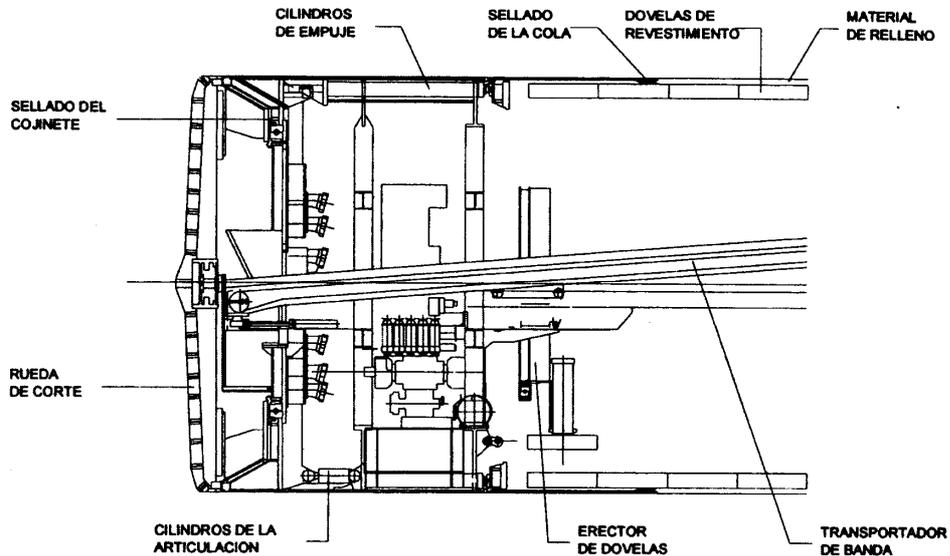


Figura 8.12. Esquema de un escudo de rueda con cámara abierta.

El sistema, teóricamente sencillo, hoy en día está prácticamente abandonado, ya que cualquier pérdida de aire, ya sea en el frente del túnel o a través del propio revestimiento, podría originar una catástrofe.

Además, el cumplimiento de las Normativas vigentes en materia de Salubridad, que regulan las horas de trabajo y de descompresión para el personal que trabaja en estas circunstancias, encarecerían notablemente el proceso, al multiplicar al menos por dos los turnos de trabajo, y lo harían prácticamente inviable con cargas de agua superiores a 0,3 MPa, como requieren algunos proyectos modernos.

En la Tabla 8.3, se muestran los tiempos de descompresión necesarios en función del tiempo de trabajo y de la presión a la que se está sometido.

La tendencia actual, como consecuencia de lo anterior, se encamina a limitar la puesta en presión a la cámara frontal del escudo, de forma que el personal siempre pueda trabajar en condiciones de presión atmosférica.

De igual forma, queda mitigado, aunque no totalmente resuelto, el problema del riesgo de rotura del terreno provocado por las posibles pérdidas súbitas de aire.

En este caso, la extracción del escombros se realiza hasta la presión atmosférica por medio de un tornillo sinfin, que en ocasiones puede descargar en una válvula esférica rotativa.

La manejabilidad del producto, para su evacuación final hasta el vertedero por procedimientos convencionales, se consigue cuando inicialmente existen dificultades, con la adición de espumas o polímeros en cantidad adecuada para formar una especie de gel viscoso que resulte manejable.

En realidad, en la práctica, la presurización de la cámara frontal del escudo con aire comprimido ha quedado reducida a situaciones de emergencia en escudos de bentonita o de presión de tierras, para, mediante una esclusa incorporada en la cabeza de la máquina, poder pasar al frente a cambiar picas, realizar reparaciones o solucionar alguna situación inesperada.

#### 8.3.4.3. Hidroescudos

Los hidroescudos o escudos de bentonita utilizan la propiedad tixotrópica de los lodos bentoníticos para conseguir la estabilización del frente del túnel.

Son máquinas adecuadas para trabajar en terrenos difíciles, constituidos principalmente por arenas y gravas u otros materiales blandos y fracturados bajo presión de agua, en los que la inyección de lodos, además de colaborar a la estabilidad del terreno, ayuda al transporte mediante bombeo de los productos de excavación.

**Tabla 8.3.**  
**Tiempos de descompresión en minutos**

Presion Máxima de Trabajo (Mpa)	Horas de Exposición								Tiempo Máximo de Exposición (h)
	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	4.0	> 4.0	
0.10	3	3	3	8	8	13	18	23	9.50
0.12	4	4	9	14	24	29	39	44	9.25
0.14	4	9	14	29	39	49	59	69	8.75
0.16	5	10	25	45	60	70	80	90	8.50
0.18	5	15	40	60	75	85	100	110	8.00
0.20	11	26	56	76	96	106	116	136	7.75
0.22	11	31	66	91	111	121	136	161	7.25
0.24	12	42	82	107	127	137	157	187	6.75
0.26	12	57	97	127	142	152	167	212	6.50
0.28	18	68	113	138	153	168	183	253	5.75
0.30	18	78	123	153	168	183	198	298	5.00
0.32	24	89	134	164	184	199	219	344	4.25

Su campo de aplicación óptimo se relaciona con granulometrías comprendidas entre 0,1 y 60 mm, que conjuguen una eficaz recuperación de la bentonita con la facilidad del transporte hidráulico.

En efecto, la separación de la bentonita, Fig. 8.14, perfectamente conseguida en las modernas plantas de tratamiento, se encarece muchísimo cuando los materiales finos, que pasan por el tamiz 200 (0,074 mm), superan cifras en el entorno del 20%. Con el 30%, aunque se trate únicamente de arenas finas, la solución es en general económicamente inaceptable. Si, además, hay partes apreciables de limos o arcillas, la separación es técnicamente imposible, teniéndose que recurrir a perder bentonita con las consecuencias económicas y de contaminación que invalidan totalmente el sistema.

Por otra parte, un exceso de tamaños superiores a los citados, así como la presencia en el terreno de bolos puede encarecer notablemente el transporte, aunque el problema técnicamente se soluciona incorporando una trituradora a la cabeza de la máquina.

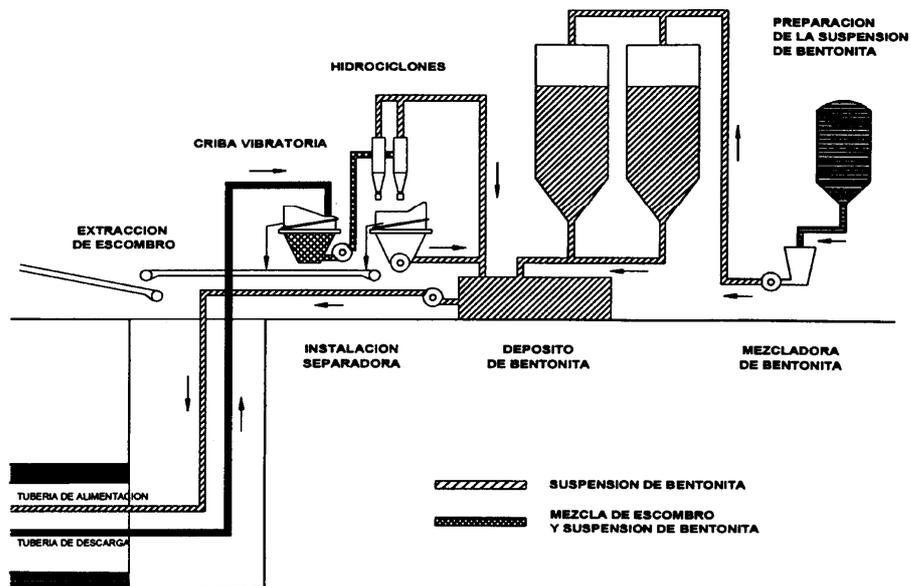


Figura 8.14. Esquema de una planta de separación de bentonita.

#### 8.3.4.4. Escudos de frente en presión de tierras

En este tipo de escudos, llamados EPB (Earth pressure balance) se abarcan prácticamente la totalidad de los terrenos que pueden presentar inestabilidades.

La idea de estas máquinas, cuyo esquema puede verse en la Fig. 8.15, viene en parte de los hidroescudos y en parte de los escudos de rueda presurizados con aire comprimido.

Del primero toma el principio del sostenimiento del frente mediante un equilibrio de la presión del terreno más el agua con la presión que se mantiene en la cámara de la cabeza del escudo, y del segundo el principio de evacuar el escombros en un estado próximo al sólido mediante un tornillo sinfín en la fase de paso a la presión atmosférica y por medios convencionales (cintas, vagones, etc.) en la fase final.

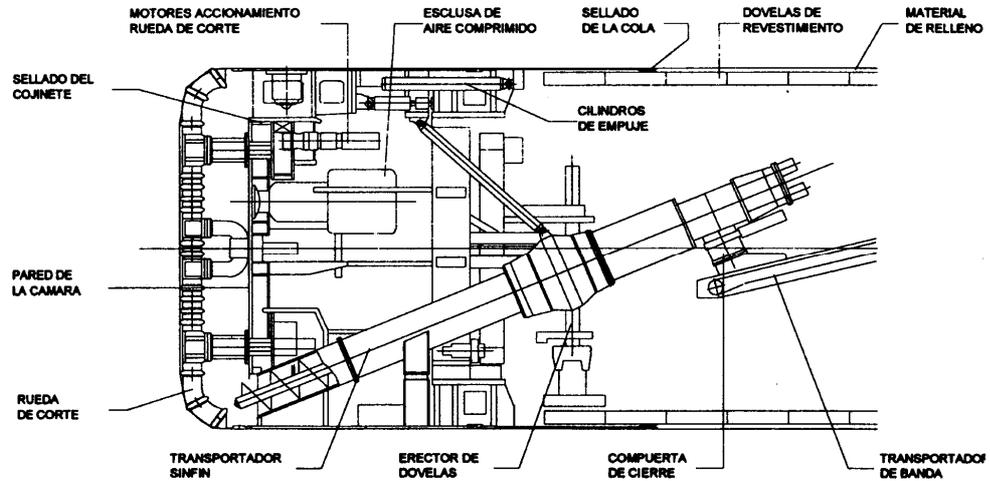


Figura 8.15. Esquema de un escudo tipo E.P.B.

En efecto, el escombros desplazado por el cabezal de corte pasa a una cámara situada tras él, y se va comprimiendo a medida que ésta se va llenando. Un transportador de tornillo procede a desalojar el material excavado, siempre de forma controlada para mantener la presión en la cámara que previamente se ha prefijado.

En la mayoría de los terrenos en los que se utilizan estos tipos de máquinas, y sobre todo en aquellos arenosos o con gravas que presentan una plasticidad muy baja o nula, es necesario disponer de una mezcla plástica y viscosa que satisfaga ciertos requerimientos de impermeabilidad y transmisión controlada de la presión en toda la sección del túnel, a la vez que los productos excavados puedan ser manejados a través del tornillo de desescombro.

Esto se consigue mediante la inyección en la cabeza de la máquina, a través de unas aberturas especiales, de una serie de productos que, en forma de polímeros o espumas, se mezclan con el terreno y el agua que contiene mejorando la plasticidad del terreno que se introduce en la cámara de la cabeza, colaborando eficazmente en la estabilidad del frente.

Adicionalmente, estos aditivos, en caso necesario, pueden igualmente inyectarse en la cámara del escudo e incluso en el tornillo sinfín.

Para controlar el sistema de equilibrio por presión de tierra es necesario el control del volumen de escombro desalojado en el tornillo estableciendo un equilibrio con el excavado, lo que se consigue controlando y manteniendo constante la velocidad del tornillo sinfín en relación con la presión de tierras dentro de la cámara.

La presión de tierras se establece inicialmente en función del tipo de terreno y de la carga de agua correspondiente y se va ajustando de forma constante en función de mediciones continuas de subsidencias antes y después de la excavación. La máquina dispone de detectores de presión en la cabeza, cámara y tornillo cuyas lecturas recogidas y procesadas en un ordenador permiten el control de la estabilidad del frente.

Hoy en día, el sistema de presión balanceada de tierras se corresponde con la tecnología predominante en todo el mundo para la excavación de túneles en suelos bajo freáticos.

### **8.3.5. Guiado**

El sistema de guiado de un escudo se compone de una diana para analizar la posición en la misma de un rayo láser, complementado con un distanciómetro y un inclinómetro que permita fijar la posición y el giro de la máquina.

Estas señales se procesan con ordenador para determinar la posición y la tendencia de la máquina, basando su comparación a través de un programa con la posición real y la teórica prevista en cada anillo del revestimiento.

Este programa da las desviaciones en una pantalla con números guía, de forma tal que permiten al operador corregir la alineación, posibilitándole el cálculo del nuevo trazado que debe realizar para regresar a la alineación primitiva.

La corrección de las desviaciones, así como el trazado de las alineaciones curvas previstas, se consigue variando el flujo de aceite en los cilindros de empuje.

### **8.3.6. Limitaciones de utilización**

De la misma manera que en los topos, las principales limitaciones en la mayoría de los casos se centran en la geometría del túnel, sección circular, longitud mínima de túnel y pendiente adecuada al transporte sobre vía.

Los radios de curvatura mínimos se encuentran en el entorno de los 200 m.

### **8.3.7. Rendimientos**

Como en el caso de los topos, los rendimientos suelen ser muy elevados, aunque sean muy variables en función del tipo de dovela a colocar y del tipo de escudo a que se refiera (abierto, EPB, etc.).

Puesto que la colocación del revestimiento de dovelas es ineludible, el coeficiente de utilización de estas máquinas contempla en su conjunto la excavación y el revestimiento y, por tanto, con frecuencia es superior al 75%.

Como ejemplo, se incluyen en la Tabla 8.4 las características principales del túnel Emisario Pisuerga en Valladolid, así como los rendimientos reales obtenidos durante su excavación en la que se utilizó un escudo mecanizado con cierre mecánico activo Lovat.

**Tabla 8.4.**  
**Características del túnel emisario Pisuerga y rendimientos de excavación.**

Longitud	5.802 m
Diámetro excavación	3,25 m
Tipo de roca	Arcillas arenosas con intercalaciones de arenas y gravas. Agua ocasional.
Tipo de revestimiento	Dovelas de hormigón de 15 cm de espesor, Atornilladas en las 2 direcciones e inyectadas.
Diámetro libre del túnel	2,80 m
Avance medio diario	30,22 m/día
Avance medio mensual	580,25 m/mes
Mejor avance mensual	1.000,90 m/mes

En la Fig. 8.16 se puede ver que el coeficiente de utilización de la máquina obtenido, considerando el conjunto de la excavación y de las dovelas, fue del 83,9%.

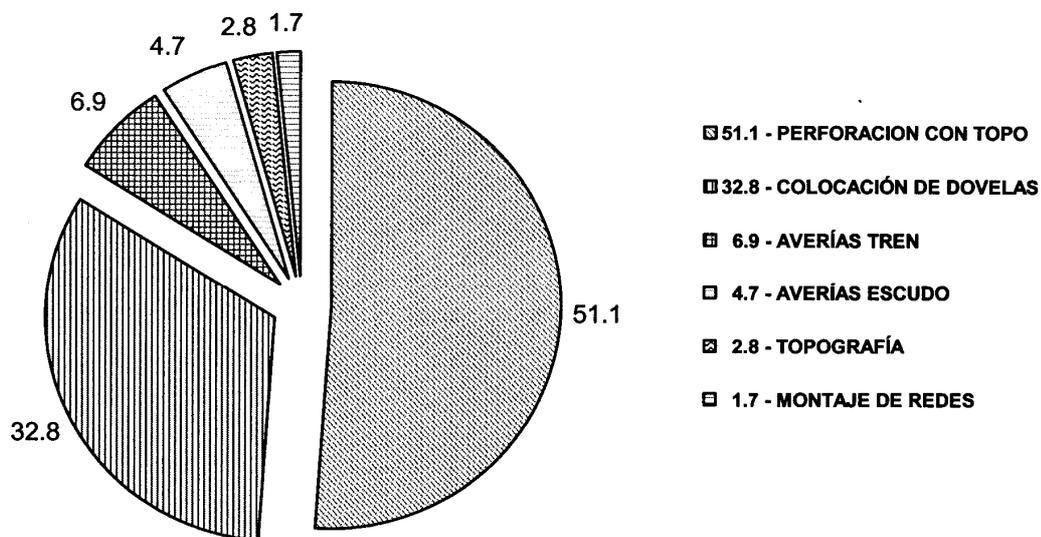


Figura 8.16. Emisario Pisuerga. Disponibilidad del escudo.

## **8.4. Doble escudo**

### **8.4.1. Descripción de la máquina**

Es una máquina concebida basándose en un escudo telescópico articulado en dos piezas, que además de proporcionar un sostenimiento continuo del terreno durante el avance del túnel, de forma similar a como trabaja un escudo, permite en aquellos casos en que el terreno puede resistir la presión de unos grippers, simultanear las fases de excavación y sostenimiento, con lo que se pueden conseguir rendimientos muy elevados.

Son máquinas que pueden trabajar en terrenos de muy diferente naturaleza y que presentan características conjuntas de los topos y los escudos.

Sus componentes principales son los siguientes: cabeza de corte, el escudo delantero, el escudo trasero y el sistema principal de empuje.

#### **8.4.1.1. Cabeza de corte**

Su diseño viene impuesto por las condiciones geológicas de los terrenos que se pretende excavar, siendo más o menos cerrada en función de la calidad del mismo.

La Foto 8.6 muestra una vista general de una máquina de estas características.

Normalmente son cabezas mixtas que incorporan cortadores de disco y picas simultáneamente.

Los cortadores de gálbo, si es necesario, pueden aumentar el diámetro de la excavación en el entorno de los 10 cm, lo que es muy útil en el caso de terrenos expansivos, máxime teniendo en cuenta que al ser máquinas con

doble escudo, su longitud es elevada en comparación con las máquinas convencionales, Fig. 8.17.

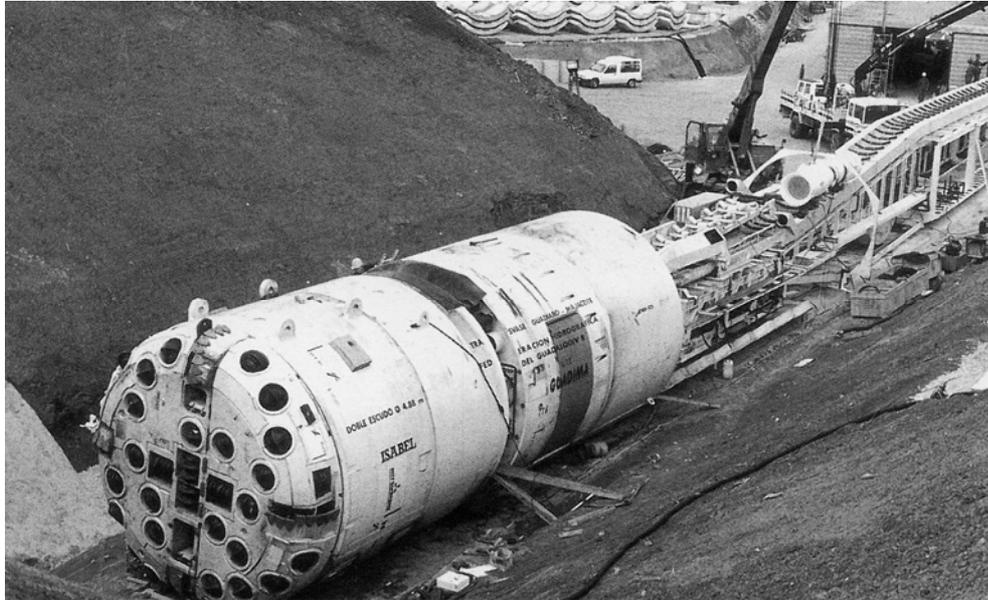


Foto 8.6. Vista de un doble escudo.

La cabeza está igualmente equipada con los cangilones que aseguran el transporte del material excavado hasta las cintas de extracción.

El accionamiento de la cabeza puede ser electrohidráulico con velocidad variable y reversible o bien eléctrico, pero con regulación de velocidad por variación de la frecuencia. La reversibilidad de la cabeza a velocidades bajas ayuda a liberarla en terrenos heterogéneos o con bolos, aunque lógicamente la extracción de escombros sólo puede realizarse en una única dirección.

#### 8.4.1.2. Escudo delantero

Además de servir como estructura soporte de la cabeza de corte, contiene el rodamiento principal, la corona de accionamiento y los sellos interno y externo.

En cada uno de los dos cuadrantes superiores incorpora las zapatas estabilizadoras que aseguran la máquina durante el ciclo de perforación e incrementan la fuerza de anclaje durante la maniobra de avanzar los grippers principales.

#### 8.4.1.3. Escudo trasero

También llamado escudo de anclaje, es el que incorpora las zapatas de los grippers operables a través de ventanas.

Su extremo delantero se proyecta hacia delante dentro de una carcaza sujeta al escudo delantero, permitiendo una acción telescópica que proporciona un sostenimiento continuo del terreno.

La parte posterior de este escudo incorpora en su interior al erector de dovelas y a los cilindros auxiliares de empuje, similares a los de un escudo normal.

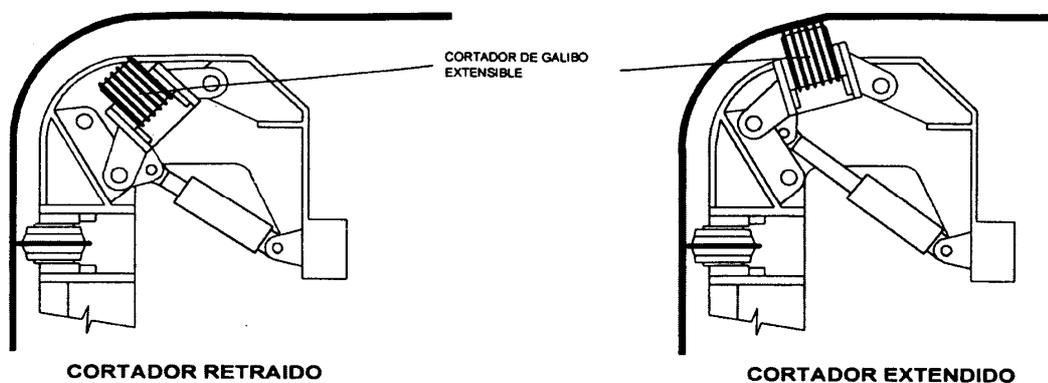


Figura 8.17. Sistema de cortadores de gálbo extensibles en máquinas Robbins.

#### 8.4.1.4. Sistema principal de empuje

Está constituido por una serie de cilindros dispuestos alrededor de la zona telescópica y anclados entre la parte trasera del escudo delantero y la

parte delantera del escudo de anclaje. Esta disposición proporciona el empuje durante la perforación, así como el control en la dirección de la máquina.

La compensación del par en este tipo de máquinas se puede conseguir bien disponiendo los citados cilindros en forma de celosía de modo que cada pareja proporcione una componente contraria a la fuerza rotacional o bien mediante dos cilindros adicionales que, anclados entre los escudos delantero y trasero, pueden generar un par de torsión.

#### **8.4.2. Modo de operación**

En terrenos que permiten a la maquina fijarse con la ayuda de los grippers (sistema topo), la máquina avanza mediante el empuje de los cilindros principales. En este caso, la máquina puede avanzar incluso prescindiendo del revestimiento de dovelas, ya que el avance de la misma se consigue reaccionando sobre las zapatas de los grippers. Sin embargo, si se monta el revestimiento prefabricado, su colocación se puede simultanear con la fase de excavación y el cambio de anclaje se hace mediante la retracción de los cilindros principales y la extensión de los cilindros auxiliares.

En el caso de terrenos inconsistentes, incapaces de absorber la reacción al empuje con los grippers, el avance se realiza mediante el empuje de los cilindros auxiliares que reaccionan contra el obligado revestimiento prefabricado del túnel (sistema Escudo).

## 9. METODO DE EXCAVACION CON PERFORACION Y VOLADURA

### 9.1 Generalidades

El sistema de perforación y voladura para la excavación de túneles, galerías o cavernas es una técnica convencional que aún hoy se utiliza con profusión, debido a las numerosas ventajas que presenta frente a la excavación mecánica con minadores y tuneladoras: versatilidad en cuanto a tipos de roca y secciones de las obras, adaptabilidad a otros trabajos, movilidad de los equipos y reducida inversión inicial.

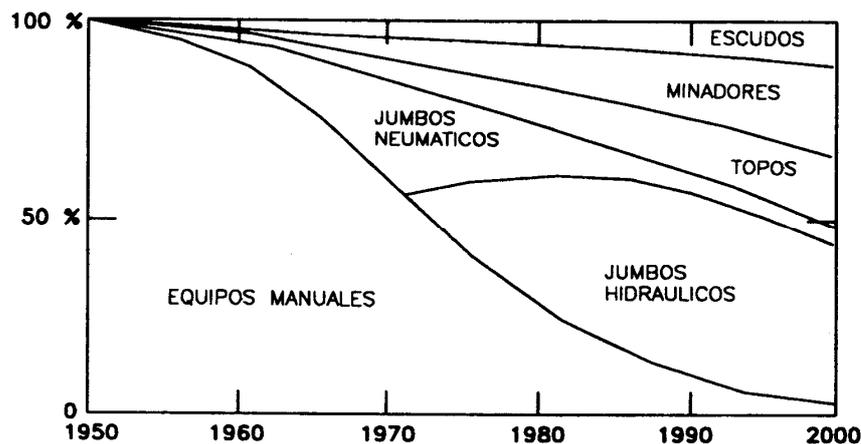


Figura 9.1. Evolución de los equipos destinados a la excavación de túneles y galerías.

Los equipos de arranque mecánico tienen un límite de aplicación en lo referente a resistencia y abrasividad de las rocas. Los minadores suelen trabajar en materiales con una resistencia a la compresión por debajo de los 100 Mpa, mientras que los topes llegan a los 250 MPa. El arranque con explosivos se suele aplicar a partir de los 80 Mpa hasta las rocas más duras, donde por pérdida de rendimiento e incluso por consumo de elementos de desgaste la excavación mecánica es claramente antieconómica. Además, es

más flexible frente a los cambios litológicos o trastornos tectónicos de los terrenos atravesados.

En cuanto a las secciones, éstas pueden ser completas o, si son muy grandes, realizarse la excavación por fases con galerías de avance, destrozadas laterales y/o banqueo al piso. Hay que tener en cuenta que los jumbos modernos poseen secciones de cobertura de grandes dimensiones y formas. Con los topos el sistema de trabajo es muy rígido, ya que por lo común las secciones deben ser circulares y con los minadores, a pesar de sus mayores posibilidades, no se llega a la capacidad de cobertura que poseen los modernos jumbos.

Por otro lado, además de perforar en el frente, los jumbos pueden usarse en la perforación para el sostenimiento y si van montados en un chasis con neumáticos disponer de gran movilidad con capacidad de desplazamiento de un frente a otro.

Por último, la inversión en equipos de perforación es para una misma sección de excavación inferior a la de un minador o un topo, por lo que en obras lineales de reducida longitud es el sistema más aconsejable para su amortización, pudiendo incluso destinarse a la ejecución de otras obras distintas.

Los principales inconvenientes que presenta el arranque con explosivos, frente al mecánico, es que los perfiles de excavación son mucho más irregulares y la alteración del macizo rocoso remanente puede ser intensa si las voladuras no se disparan con las técnicas de contorno en el perímetro. Ambos aspectos inciden en los costes del sostenimiento y sobre todo en los trabajos de revestimiento mediante hormigonado.

Adicionalmente, en proyectos dentro de zonas urbanas las vibraciones generadas por las voladuras pueden ser un factor limitante, ya que se tendrá

que salvaguardar la integridad de las edificaciones e incluso otras estructuras subterráneas, y evitar las molestias a las personas.

El ciclo básico de excavación mediante perforación y voladura se compone de las siguientes operaciones:

- Perforación de barrenos.
- Carga del explosivo.
- Disparo de la pega.
- Evacuación de humos y ventilación.
- Saneamiento de los hastiales y bóveda.
- Carga y transporte del escombros.
- Replanteo de la nueva voladura.

El tiempo de ciclo de excavación de un túnel a sección completa o de calota, en el caso en que el avance se haga en varias fases, suele durar de uno a dos relevos, según la sección y el tipo de sostenimiento necesario. La distribución de tiempos suele ser la siguiente:

- Perforación de barrenos: 10-30%
- Carga del explosivo: 5-15%
- Voladura y ventilación: 5-10%
- Saneamiento y desescombro: 15-35%
- Sostenimiento: 65-10%

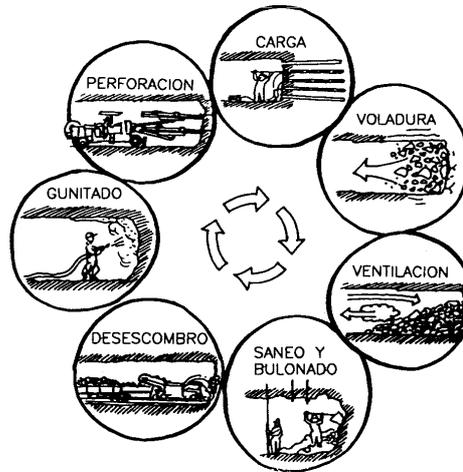


Figura 9.2. Operaciones básicas integrantes del ciclo de excavación con explosivos.

Se observa que el tiempo destinado al sostenimiento en la sección de avance puede, en los casos más desfavorables, llegar a superar el 50 % de la duración del ciclo. En la sección de destroza, generalmente, son del orden de la mitad e incluso inferiores.

## 9.2. Fundamentos de la Perforación Rotopercutiva

La perforación a rotopercusión se basa en la combinación de las siguientes acciones:

- Percusión. Los impactos producidos por el golpeo del pistón originan unas ondas de choque que se transmiten a la boca a través del varillaje (en el martillo en cabeza) o directamente sobre ella (en el martillo en fondo).
- Rotación. Con este movimiento se hace girar la boca para que los impactos se produzcan sobre la roca en distintas posiciones.
- Empuje. Para mantener en contacto el útil de perforación con la roca se ejerce un empuje sobre la sarta de perforación.

- Barrido. El fluido de barrido permite extraer el detrito del fondo del barreno.

El proceso de formación de las indentaciones, con el que se consigue el avance en este sistema de perforación, se divide en cinco instantes, tal como se refleja en la Fig. 9.4.

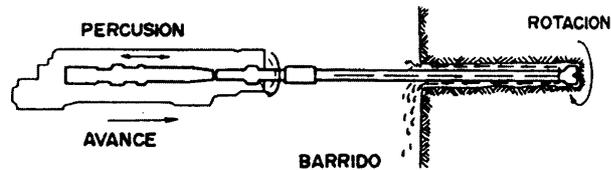


Figura 9.3. Acciones básicas en la perforación rotopercutiva.

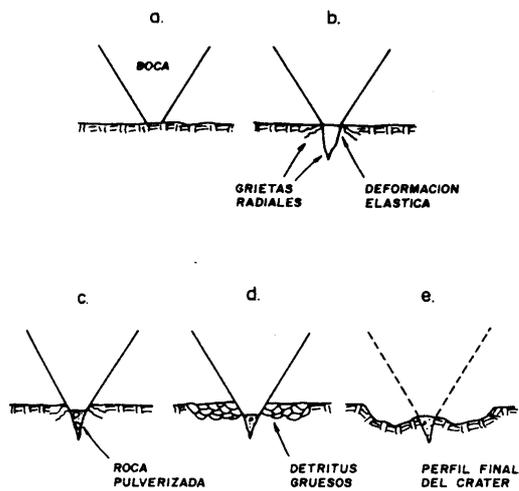


Figura 9.4. Fases de formación de una indentación.

Esta secuencia se repite con la misma cadencia de impactos del pistón sobre el sistema de transmisión de energía hasta la boca. El rendimiento de este proceso aumenta proporcionalmente con el tamaño de las esquirlas de roca que se liberan.

### **9.3. Tipos de Martillo**

Hasta 1970, el accionamiento neumático era el único utilizado en las perforadoras en los trabajos subterráneos. Pero desde 1974, las perforadoras hidráulicas las fueron reemplazando en casi todos los trabajos de barrenado.

La potencia electrohidráulica es más eficiente y fácilmente adaptable a la automatización de los equipos, como se describirá más adelante.

#### **9.3.1. Martillos neumáticos**

Un martillo accionado por aire comprimido consta básicamente de:

Un cilindro cerrado con una tapa delantera que dispone de una abertura axial donde va colocado el elemento portabarrenas, así como un dispositivo retenedor de las varillas de perforación.

El pistón que con su movimiento alternativo golpea el vástago o culata, a través de la cual se transmite la onda de choque a la varilla.

La válvula que regula el paso de aire comprimido en volumen fijado y de forma alternativa a la parte anterior y posterior del pistón.

Un mecanismo de rotación, bien de barra estriada o de rotación independiente.

El sistema de barrido, que consiste en un tubo que permite el paso del aire hasta el interior del varillaje.

Estos elementos son comunes a todos los tipos de martillos existentes en el mercado, variando únicamente algunas características de diseño: diámetro de cilindro, longitud de la carrera del pistón, conjunto de válvulas de distribución, etc.

Estos martillos funcionan con la misma presión del aire para el mecanismo de impacto que para el sistema de barrido. Conforme aumenta la profundidad del barreno y el peso de los detritus se requiere una mayor presión del fluido de barrido, pues de lo contrario se producirá una peor limpieza de los taladros.

### 9.3.2. Martillos hidráulicos

Una perforadora hidráulica consta básicamente de los mismos elementos constructivos que una neumática, Fig. 9.8.

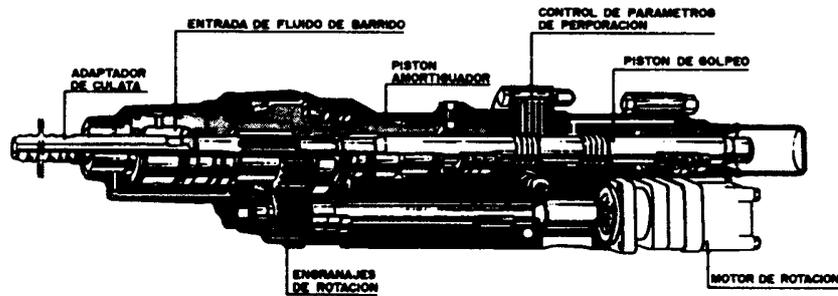


Figura 9.8. Sección de un martillo hidráulico (AtlasCopco).

La diferencia más importante entre ambos sistemas estriba en que en lugar de utilizar aire comprimido, generado por un compresor accionado por un motor diesel o eléctrico, para el gobierno del motor de rotación y para producir el movimiento alternativo del pistón, un motor actúa sobre un grupo de bombas que suministran un caudal de aceite que acciona aquellos componentes. Las características de estas perforadoras se resumen en la Tabla 9.1.

**Tabla 9.1.**  
**Características medias de martillos hidráulicos**

Presión hidráulica (MPa)	14 - 25
Potencia de impacto (kW)	6-40
Frecuencia de golpeo (golpes/min)	2.000 - 6.000
Velocidad de rotación (r/min)	0 - 500
Par máximo (Nm)	100-2000

Los martillos hidráulicos se clasifican de acuerdo con la potencia generada por su mecanismo de impacto. Esta potencia da una idea del rendimiento del equipo, pues a mayor número de kW le corresponde normalmente mayor velocidad de penetración.

Por otro lado, cada perforadora hidráulica está vinculada a un varillaje de una dimensión específica. Ésta es el diámetro óptimo para soportar las tensiones generadas por el mecanismo de impacto del martillo. La armonía entre perforadora y varillaje proporciona una optimización de la velocidad de perforación, junto con una vida de servicio más prolongada del varillaje. Los grupos de martillos hidráulicos que se consideran son:

Martillos ligeros. Con potencia de impacto de 6 kW, se utilizan con varillaje integral para perforar barrenos de 33 a 38 mm de diámetro. Su campo de aplicación es la perforación de bulonado y auxiliar.

Martillos medios. Con potencias de impacto de 7,5 kW, para varillaje R32 y diámetros de perforación de 38 mm.

Martillos pesados. Con potencias de impacto de 15 a 20 kW, para varillaje de R38 y diámetro normal de perforación de 45 mm. Martillos empleados para el avance de galerías, perforación de barrenos largos y perforación de banqueo.

Martillos de alta potencia. Con potencia máxima de 40 kW, utilizado para perforación de barrenos largos con diámetros de 89 a 115 mm.

Las razones por las que la perforación hidráulica ha supuesto una mejora tecnológica sobre la neumática son las siguientes:

Menor consumo de energía: las perforadoras hidráulicas trabajan con fluidos a presiones muy superiores a las accionadas neumáticamente y, además, las caídas de presión son mucho menores. Se utiliza, pues, de una

forma más eficiente la energía, siendo sólo necesario por metro perforado 1/3 de la que se consume con los equipos neumáticos.

Menor coste de accesorios de perforación: la transmisión de energía en los martillos hidráulicos se efectúa por medio de pistones más alargados y de menor diámetro que los correspondientes a los martillos neumáticos. Como se observa en la Fig. 9.11, la forma de la onda de choque es mucho más limpia y uniforme en los martillos hidráulicos que en los neumáticos, donde se producen niveles de tensión muy elevados que son el origen de la fatiga sobre el acero y de una serie de ondas secundarias de bajo contenido energético. En la práctica, se ha comprobado que la vida útil del varillaje se incrementa para las perforadoras hidráulicas aproximadamente un 20%.

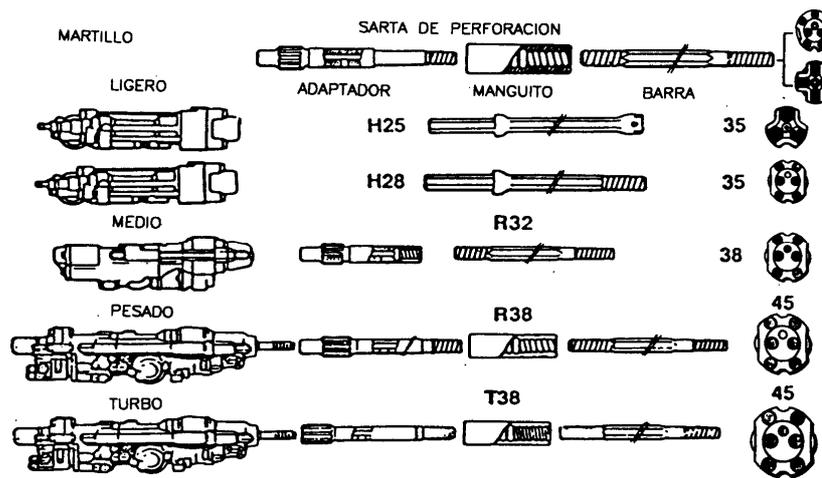


Figura 9.9. Relación entre tipos de martillos y sartas de perforación.

Mayor capacidad de perforación: debido a la mejor transmisión de energía y forma de la onda, las velocidades de penetración de las perforadoras hidráulicas son de un 50 a un 100% mayores que las de los equipos neumáticos.

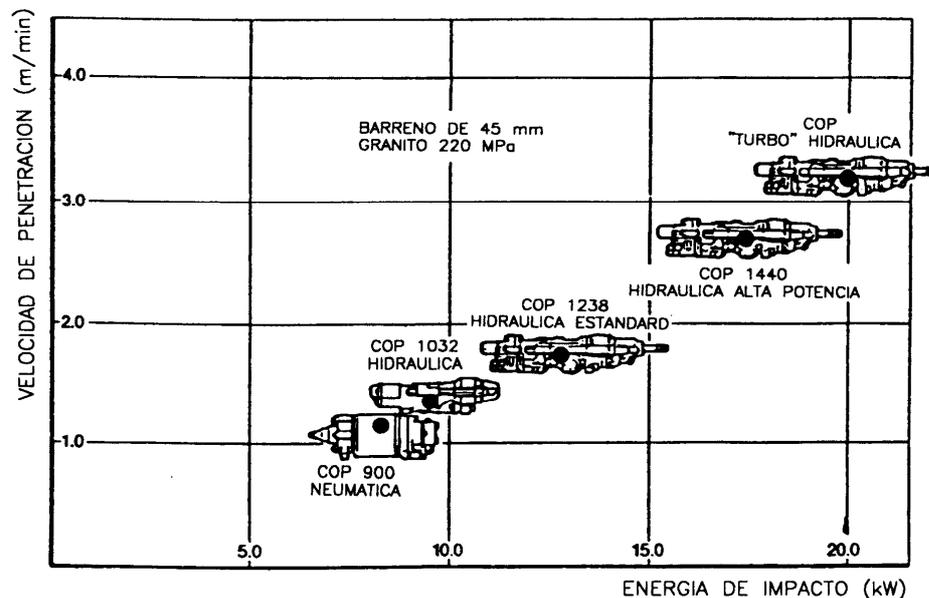


Figura 9.10. Tipos de martillos y velocidades de penetración.

Mejores condiciones ambientales: los niveles de ruido en una perforadora hidráulica son sensiblemente menores a los generados por una neumática, debido a la ausencia del escape de aire. Además, en las labores subterráneas no se produce la niebla de agua y aceite en el aire del frente, mejorando el ambiente y la visibilidad del operario.

Por otro lado, la hidráulica ha permitido un diseño más ergonómico de los equipos, haciendo que las condiciones generales de trabajo y de seguridad sean mucho más favorables.

Mayor elasticidad de la operación: es posible variar dentro de la perforadora la presión de accionamiento del sistema y la energía por golpe y frecuencia de percusión.

Mayor facilidad para la automatización: estos equipos son mucho más aptos para la automatización de operaciones, tales como el cambio de varillaje, mecanismos antiatranque, robotización, etc.

Mantenimiento: los componentes internos de los martillos hidráulicos tienen un entorno de aceite hidráulico limpio y filtrado. El sistema está completamente aislado del exterior, y el desgaste de las piezas es mínimo. Los martillos hidráulicos requieren por lo tanto un menor mantenimiento. Así, por ejemplo, para un equipo de 12 kW de potencia el intervalo de servicio es de 200 h, correspondiente a 15.000 m perforados.

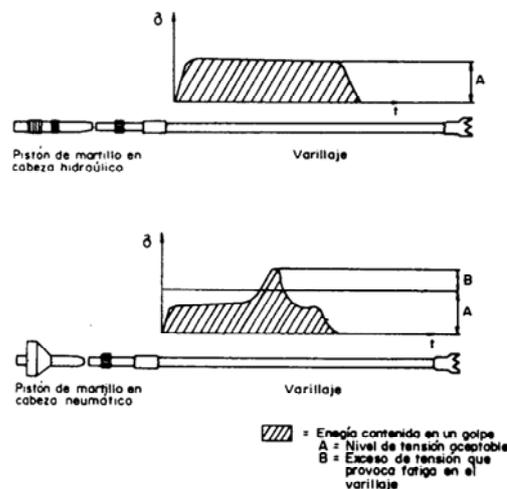


Figura 9.11. Ondas de choque en martillos hidráulicos y neumáticos.

## 9.4. Sistemas de Montaje

### 9.4.1. Jumbos para túneles y galerías

Los jumbos son unidades de perforación equipadas con uno o varios martillos y cuyas principales aplicaciones en labores subterráneas se encuentran en: avance de túneles y galerías, bulonaje y perforación transversal, y banqueo con barrenos horizontales.

Los componentes básicos de estos equipos son: el mecanismo de traslación, el sistema de accionamiento, los brazos, las deslizaderas y los martillos, Fig. 9.14.

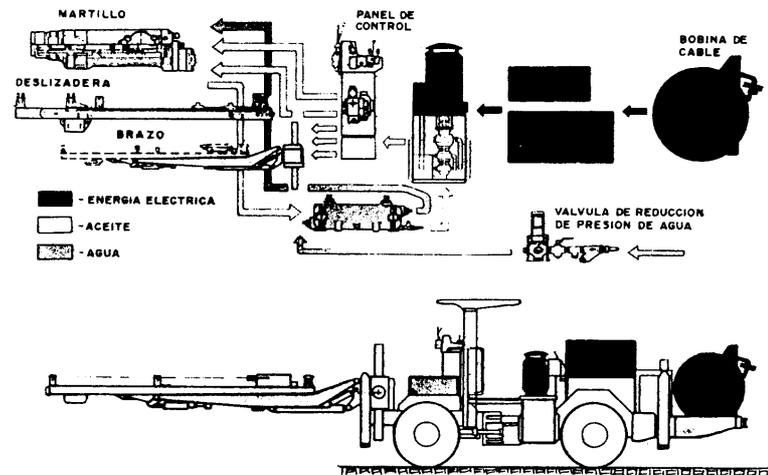


Figura 9.14. Componentes de los jumbos.

Estas máquinas son actualmente autopropulsadas, disponiendo de un tren de rodaje sobre: neumáticos, orugas o carriles.

El primero es el más extendido por la gran movilidad que posee (hasta 15 km/h), por la resistencia frente a las aguas corrosivas y por los menores desgastes sobre pisos irregulares. Los chasis en la mayoría de los casos son articulados, posibilitando los trabajos de excavaciones en curvas.

Las fuentes de energía suelen ser de tipo diesel o eléctrica. Los motores diesel que sirven para el accionamiento del tren de rodadura, por transmisión mecánica o hidráulica, pueden usarse también para accionar todos los elementos de perforación, incluidas las unidades compresoras e hidráulicas. Este sistema se utiliza en proyectos de pequeña envergadura y cuando no existen problemas de contaminación en el frente. Más habitual es emplear el motor diesel para el desplazamiento del equipo y un motor eléctrico para el accionamiento de los elementos de perforación. En este caso se necesita disponer de una instalación de distribución de energía eléctrica en la obra.

También suelen llevar un compresor de aire, usado para la lubricación de los martillos y para el doble barrido, es decir, el cambio de barrido de agua a barrido con aire para limpiar y secar los barrenos una vez taladrados.

Los brazos de los jumbos modernos están accionados hidráulicamente, existiendo una gran variedad de diseños, pero, pueden clasificarse en los siguientes grupos: de tipo- trípode, de giro en la base o en línea. Del número de cilindros y movimientos del brazo dependen la cobertura y posibilidades de trabajo de los jumbos, por lo que la selección de los brazos es un aspecto muy importante, ya que las labores a realizar son muy variadas.

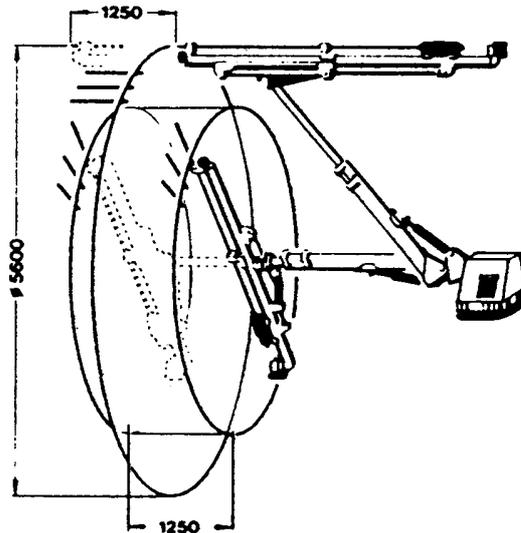


Figura 9.15. Brazo con giro en la base (Atlas Copco).

También existen brazos de extensión telescópica con incrementos de longitud entre 1,2 y 1,6 m.

El número y dimensión de los brazos está en función del avance requerido, la sección del túnel y el control de la perforación para evitar sobreexcavaciones.

Como criterios generales debe cumplirse que: el número de barrenos que realiza cada brazo sea aproximadamente el mismo, la superposición de

coberturas entre brazos no sea superior del 30% y el orden de ejecución de los barrenos sea el que permita globalmente unos tiempos de desplazamiento de los brazos menor.

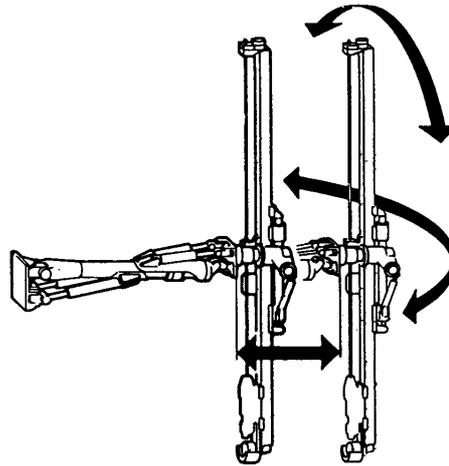


Figura 9.16. Brazo extensible con giro en línea (Atlas Copco).

Las deslizaderas suelen estar constituidas por vigas de aluminio, que proporcionan una elevada resistencia a la torsión y un bajo peso, y disponen el motor o el cilindro de avance en la parte posterior de las mismas para evitar los golpes. Además de los centralizadores finales, se emplean centralizadores intermedios para suprimir el pandeo del varillaje que suele ser de gran longitud y pequeña sección. Como no es normal añadir varillas para la perforación de una pega, éstas llegan a tener longitudes de hasta 4,20 m, e incluso mayores. Cuando el operador tiene que controlar varios barrenos, el control de las deslizaderas puede ser automático con detención de la perforación cuando se alcanza una profundidad determinada, o el martillo ha terminado su recorrido sobre la deslizadera. Asimismo, es normal incorporar un sistema de paralelismo automático para eliminar las desviaciones por errores de angulación y dispositivos de emboquille a media potencia.

Los jumbos más modernos se suministran con cabina de tipo FOPS y ROPS, silenciada para que el operario disponga de unas buenas condiciones de trabajo y mejore su rendimiento. La cabina suele disponer de espacio para uno, dos o más operarios, y está dotada con aire acondicionado para mantener una temperatura constante y controlada. Un número de palancas mínimo con diseño ergonómico proporciona la comunicación entre el operario y el sistema de control, auxiliándose además de pantallas de aplicaciones múltiples, cuyos menús se pueden cambiar fácilmente para conseguirla información deseada.

En los últimos años la técnica de perforación subterránea ha experimentado un fuerte impulso, basado en una mayor potencia de percusión de los martillos y en la robotización de los equipos. El control informático permite medir todos los parámetros de la perforación y adaptarlos a las necesidades requeridas; además, la utilización de precisos sensores y servoválvulas permite situar los barrenos en su posición exacta, evitándose así las imprecisiones provocadas por los errores humanos.

Las ventajas principales de la informática aplicada a los jumbos de perforación se pueden resumir en:

- Ahorro de mano de obra.
- Menor tiempo de perforación.
- Menor sobreperforación.
- Control de la operación.
- Mayor avance por pega.
- Ahorro en varillaje y explosivos Menores costes de excavación.

- Seguridad en el trabajo.

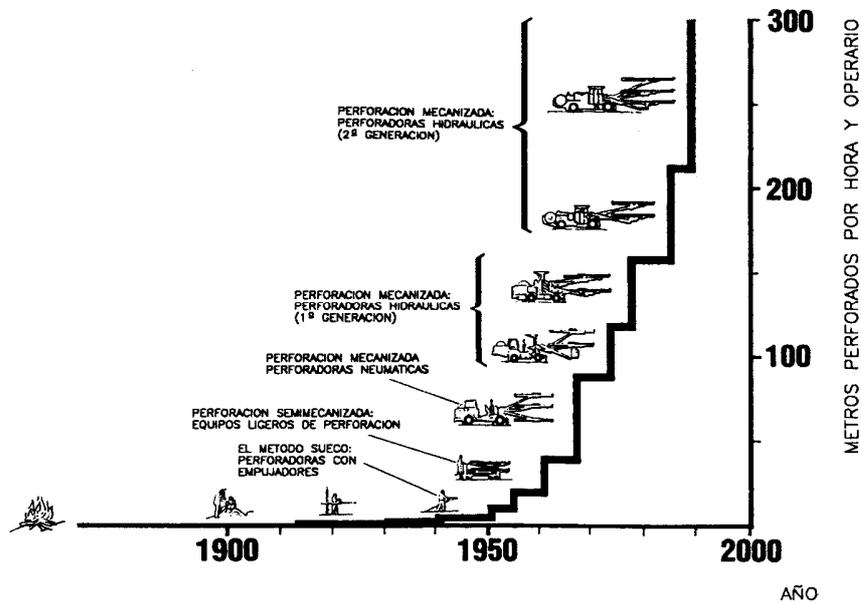


Figura 9.17. Evolución de los rendimientos de perforación en túneles y galerías con la tecnología de perforación.

Los jumbos robotizados cuentan básicamente de los siguientes elementos, que se añaden a los de un jumbo convencional:

Un computador, que almacena los esquemas de perforación, con sus correspondientes secuencias de movimiento de brazos, y controla la posición de las distintas articulaciones de los brazos, así como la situación de los martillos en las deslizaderas.

Unos sensores, que miden en cada articulación los correspondientes ángulos y la posición de los martillos en las deslizaderas.

Unas servoválvulas, que aportan a cada cilindro el caudal de aceite adecuado, de acuerdo con los impulsos eléctricos que reciben del microprocesador.

Un monitor, donde se visualizan tanto los esquemas de las pegas, con indicación de los barrenos ya perforados, en perforación y pendientes de perforar; las velocidades de penetración en cada barreno; los ángulos de divergencia de cada brazo respecto al eje de referencia, etc.

La forma previa de operar de estos jumbos suele ser la siguiente:

Una vez conducido el jumbo hasta el frente, y estabilizado con sus gatos, se alinea una de las deslizaderas con el láser que marca la alineación del túnel. Para ello, se usan dos dianas o colimadores situados en uno de los brazos.

El ordenador lee la posición relativa que ha tomado dicha deslizadera respecto al jumbo, y a partir de la posición de éste respecto al láser efectúa el cambio de coordenadas correspondientes, sobre el esquema de perforación.

A continuación, se indica la roca que más sobresale en el frente, mediante la ayuda de uno de los brazos. Esta información da al sistema de control un plano de posicionamiento desde el cual se pueden mover los brazos sin chocar con el frente.

Una vez finalizado el posicionamiento, existen tres modos distintos de operación: automático, semiautomático y manual.

Automático. El jumbo es manejado totalmente por el ordenador de abordaje, posicionando automáticamente cada brazo frente al correspondiente punto de emboquille de acuerdo con la secuencia programada.

Después de aproximar la deslizadera hasta el frente, se inicia el emboquillado del barreno con percusión reducida y se continúa la perforación del taladro en régimen normal. Una vez concluido se retira el martillo y automáticamente se mueve el brazo para iniciar el barreno siguiente. El

barrenista, en este caso, solamente supervisa la correcta ejecución de la perforación.

Semiautomático. Cuando las irregularidades del frente impiden emboquillar algún barreno en el punto programado, el perforador moverá el brazo a una nueva zona, cerca de la mostrada en el esquema de perforación. El sistema de control ajustará automáticamente la dirección de avance de modo que el fondo del barreno esté en el punto previsto.

Manual. El jumbo se puede operar manualmente como uno normal, sin intervención de un computador. Este modo de operación es útil para perforar los taladros de bulonaje u otras aplicaciones no coincidentales con avance convencional.

Los esquemas de perforación se diseñan en un computador personal en al oficina, pudiéndose obtener por impresora gráficos de cada uno de ellos. La instalación en los jumbos se hace fácilmente mediante disquetes de 3,5", con toda la información almacenada.

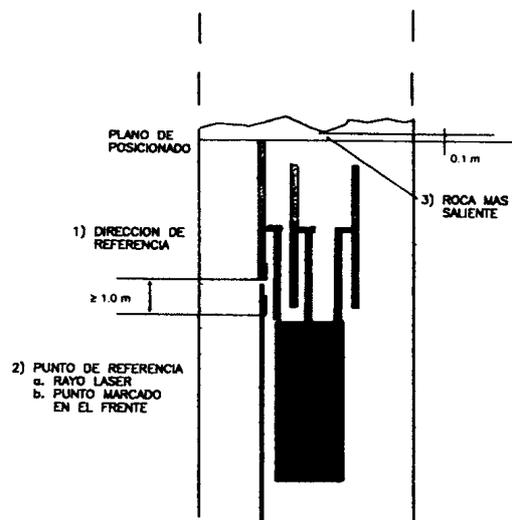


Figura 9.18. Alineación de la deslizadera con el rayo láser

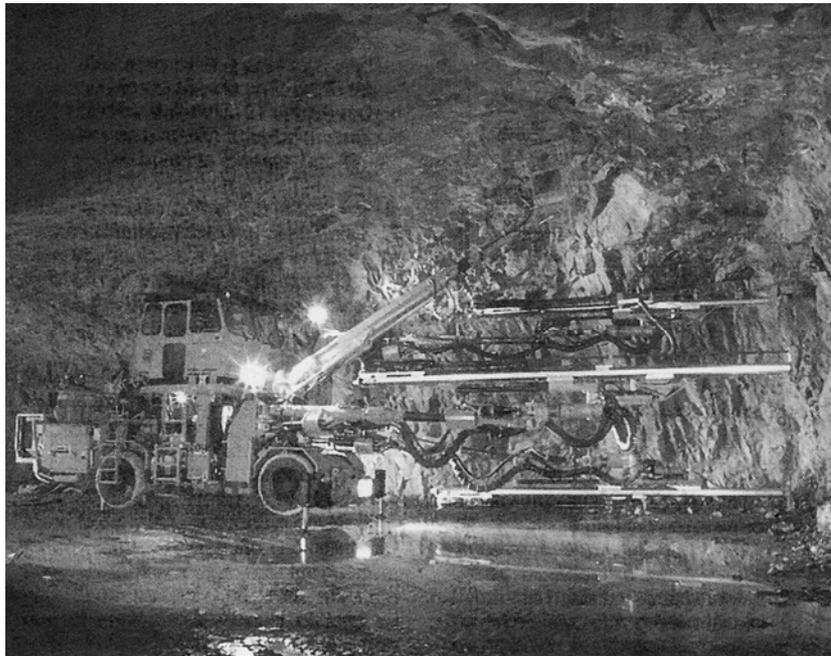


Foto 9.1. Jumbo robotizado

DRILLING REPORT : ENTRECANALES					
RIG	:	DATANAXI	316T		
SERIAL NUMBER	:	940412			
DRIFTCODE	:	1			
DEPTH	:	7979			
ROUND NUMBER	:	36			
DRILLPLAN NAME	:	SIMETRI2			
DATE	:	16.12.1994			
NAVIGATED	:	18:55 FINISH DRILLING:21:27	DURATION:02 h 32 min		
		BOOM I	BOOM II	BOOM III	TOTAL
TOTAL PERC. HOURS	H	88	74	88	250
TOTAL DRILL METERS	M	8900	7800	9500	26200
HOLES IN DRILLPLAN	PIECE	58	54	57	169
READY HOLES	PIECE	51	55	48	154
DRILL METERS	M	261	266	241	768
DRILLTIME	H:MIN	01:45	01:51	01:47	05:23
DRILLTIME, AUTOM	H:MIN	01:57	01:48	01:54	05:39
TRANSFER TIME	H:MIN	00:23	00:23	00:23	01:09
IDLE TIME	H:MIN	00:10	00:11	00:09	00:30
EXTRA TIME	H:MIN	00:02	00:10	00:06	00:18
PENETRATION RATE	M/MIN	2.49	2.40	2.25	5.05
START DRILLING		18:56	18:57	18:57	
FINISH DRILLING		21:27	21:19	21:24	
EXTRA TIME:					
1. SPECIAL DRILLING					
1. REAMING			M	MIN	
			0	0	
2. CONSUMABLES CHANGE					
1. BIT			PIECE	MIN	
2. ROD			0	0	
3. SHANK			0	0	
3. COMPONENT FAILURES					
1. ROCK DRILL				MIN	
2. HOSES				0	
3. HYDRAULICS				0	
4. ELECTRICS				0	
5. ELECTRONICS				0	
6. OTHER				0	
4. BREAKS AND IDLE					
1. POWER FAIL				MIN	
2. OTHER				0	

Figura 9.19. Informe de perforación.

En cada esquema de perforación cada barreno aparece asociado con la siguiente información:

- Número de barreno.
- Coordenadas X e Y.
- Divergencia.
- Tipos de barreno: vacío, del cuele, de contorno, de destroza, y de zapatera.

También aparecen en los esquemas de perforación barrenos imaginarios, que representan:

El punto de referencia (marcado por ejemplo con 0).

Las posiciones de descanso de los brazos cuando no estén perforando (marcadas con -1, -2 o -3).

Otra información adicional corresponde a la secuencia de barrenos de cada brazo. Se pueden programar dos o más brazos para perforar el mismo barreno, lo cual dará lugar a que sea realizado por el brazo que llegue primero al número de taladro indicado en la secuencia.

A la hora de establecer la secuencia de cada brazo, se procurará seguir los siguientes criterios:

- Utilización simultánea de todos los brazos.
- Evitar que los brazos trabajen muy cerca uno de otro.
- Evitar que un brazo trabaje en la vertical de otro, para eliminar el riesgo de caída de rocas.

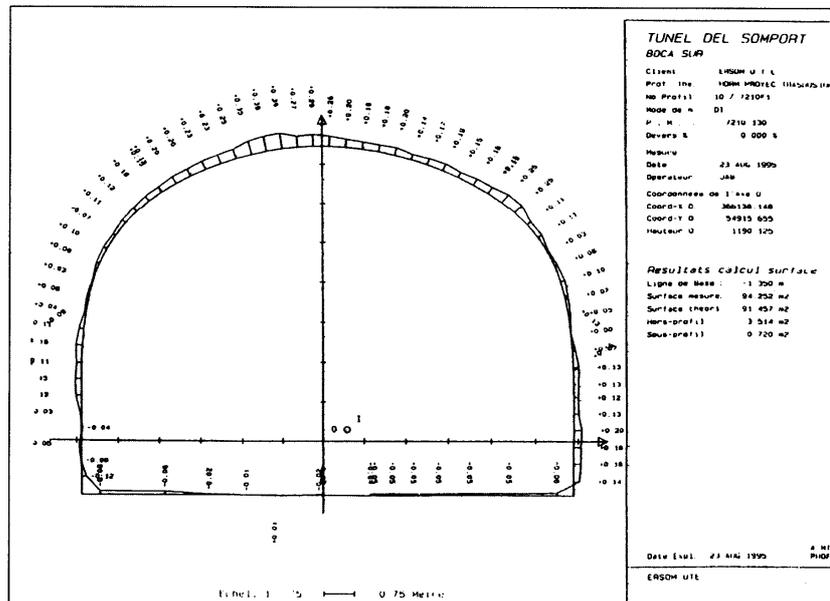


Figura 9.20. Ejemplo de perfil de túnel

Los jumbos robotizados pueden excavar fácilmente túneles con curvas. Cuando el equipo está situado en el frente, en el sistema de control se programan los valores de compensación de las direcciones, ajustándose éstas automáticamente.

Durante la operación, el sistema de control actualiza continuamente el esquema de perforación mostrando en el monitor el estado de los barrenos: sin perforar, a perforar a continuación, perforando. Los barrenos del cuele se muestran actuando en un menú específico, ya que los taladros se encuentran a distancias muy pequeñas.

Por otro lado, se puede disponer de un completo conjunto de datos de cada barreno para su posterior análisis: velocidad de penetración, presión de percusión, presión de avance, presión de rotación y presión de barrido. Estas curvas, procedentes del registro continuo de los parámetros, proporcionan valiosa información acerca de las condiciones geológicas del terreno, así como de la propia máquina, por ejemplo los tiempos muertos de parada,

cambios de material fungible, etc. También se puede archivar la función real en que se ha perforado cada barreno y compararla con la teórica.

Como se registra la hora de comienzo y fin de la perforación, es posible conocer de una forma exacta la duración del ciclo completo de trabajo en el frente.

Una vez hecha la voladura, el equipo de topografía procederá a obtener el perfil del túnel mediante un perfilómetro, ayudando así a corregir los ángulos de los barrenos de contorno para conseguir una sobreperforación mínima.

Los diámetros de perforación dependen de la sección de los túneles o galerías, que para una roca de resistencia media a dura pueden fijarse según lo indicado en la Fig. 9.21.

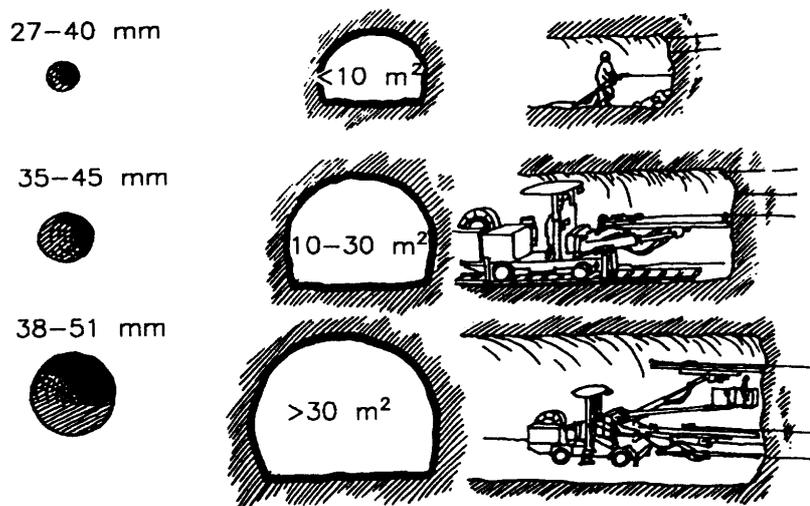


Figura 9.21. Diámetros de perforación usados según la sección de excavación.

## **9.5. Explosivos y Accesorios**

Actualmente se fabrica una gama amplia de explosivos y accesorios de voladuras, que permiten al usuario elegir los más adecuados para cada proyecto. Esta selección se basa en la determinación de una serie de parámetros del macizo rocoso a volar, en la definición previa de la geometría de la voladura, en el conocimiento de un conjunto de propiedades que caracterizan cada tipo de explosivo y en las condiciones de la obra.

El desarrollo de los productos explosivos se ha dirigido hacia una mayor seguridad en su manipulación y un menor coste, no sólo en su fabricación sino también en su aplicación.

### **9.5.1. Propiedades de los explosivos industriales**

La elección de un explosivo, teniendo en cuenta sus propiedades físicas y químicas, se basa en los siguientes parámetros: potencia explosiva, velocidad de detonación, densidad de encartuchado, resistencia al agua, sensibilidad/aptitud a la propagación y humos.

A continuación se hacen algunas consideraciones relativas a cada una de estas propiedades.

#### **9.5.1.1. Potencia explosiva**

La potencia puede definirse como la capacidad de un explosivo para fragmentar y proyectar la roca a volar. Esta definición no es del todo precisa, puesto que es sabido que en la voladura de rocas blandas un explosivo con baja potencia y velocidad de detonación fragmenta y proyecta mejor la roca que un explosivo más potente. Realmente, esta propiedad es el resultado de una combinación entre la presión de detonación, encargada de crear fisuras en la roca, y el volumen de gases a alta presión y temperatura producidos en

la explosión, que debe proceder al agrandamiento de las grietas iniciales y al desplazamiento de la roca.

Son varios los métodos existentes para poder valorar esta característica. Las pruebas comúnmente realizadas para la determinación de la potencia son las del bloque de plomo (Traulz), el mortero balístico y la detonación de cargas bajo el agua en piscinas.

Así como con los explosivos industriales tradicionales, su potencia se refiere a la de la Goma Pura, que se toma como unidad patrón en el ensayo del péndulo dándole el valor 100; los explosivos más modernos, como las emulsiones, estos valores se refieren al ANFO como patrón, llegándose a determinar dos valores fundamentales, que son:

Potencia Relativa en Peso (PRP): energía relativa por unidad de peso, referida al ANFO.

$$PRP = \frac{PAP(Emulsion)}{PAP(ANFO)} \times 100 \quad (9.8)$$

Potencia Relativa en Volumen (PRV ): parámetro, referido al ANFO, que da la energía por unidad de volumen.

$$PRV = \frac{PAV(Emulsión)}{PAV(ANFO)} \times 100 \quad (9.9)$$

#### 9.5.1.2. Velocidad de detonación

La velocidad de detonación de un explosivo es la velocidad con que la onda de detonación se propaga a través del explosivo. Este parámetro tiene un significado físico de potencia cedida por la detonación del explosivo, ya que a mayor velocidad mayor será también la energía de tensión cedida en el mismo tiempo.

Los explosivos de alta velocidad se denominan rompedores. Son explosivos adecuados para la voladura de rocas duras - frágiles -, donde la fisuración se produce por esa potencia de la onda de detonación. Por el contrario, si la roca es blanda y deleznable, es mejor que la explosión dé lugar a una gran cantidad de gases.

En general, para un explosivo dado, la velocidad aumenta con el diámetro del cartucho o de la carga, el confinamiento y la energía de iniciación.

La medida de la velocidad de detonación de un explosivo puede realizarse por diversos métodos, Dautriche, Cronógrafo y Kodowimeter, cuya única diferencia es el grado de precisión que se consigue con el método empleado.

#### 9.5.1.3. Densidad de encartuchado

La densidad de encartuchado depende del propio peso específico del explosivo y del grado de compactación. Se determina de forma que en cada explosivo sea la óptima para desarrollar su máxima velocidad, potencia, etc.

Los explosivos de alta densidad tienen mayor potencia y velocidad de detonación y, además, son más resistentes a la acción del agua.

#### 9.5.1.4. Resistencia al agua

El comportamiento de cualquier explosivo ante la humedad o el agua depende de los elementos que entren a formar parte de su composición y de su propia constitución.

En los explosivos gelatinosos, a medida que aumente la proporción de sales oxidantes disminuye la resistencia al agua, especialmente en el caso del nitrato amónico, ya que este producto es altamente higroscópico. Por el

contrario, a medida que aumenta la proporción de nitroglicerina aumenta la resistencia al agua. Ésta es la razón por la que las gomas tienen una mejor resistencia al agua que los explosivos pulverulentos.

Estas reglas dejan de cumplirse en los hidrogeles o en las emulsiones, las cuales, por su propia constitución, poseen una excelente resistencia al agua.

#### 9.5.1.5. Sensibilidad. Aptitud a la detonación

La sensibilidad puede definirse como la facilidad relativa de un explosivo para detonar cuando se le somete a un estímulo exterior. En la sensibilidad al choque se determina la energía precisa para iniciar un explosivo por impacto de un martillo. En la sensibilidad al rozamiento se obtiene la fuerza necesaria para producir la detonación del explosivo por rozamiento de dos superficies de porcelana áspera.

Los hidrogeles y emulsiones no presentan ningún tipo de reacción en los dos ensayos antes citados, mientras que los explosivos tradicionales, sensibilizados con nitroglicerina, sí presentan sensibilidad al choque y rozamiento, sensibilidad que, en general, se acrecienta con la proporción de nitroglicerina que entra en su constitución.

Por otra parte, y directamente relacionada con esta sensibilidad, está la aptitud a la detonación. Esta propiedad determina la posibilidad de transmitir la detonación de un cartucho a otro en contacto con el primero, o bien a través de un medio interpuesto entre ambos.

#### 9.5.1.6. Humos

Los humos de una voladura están formados por el conjunto de gases resultantes de la explosión. En ellos existen gases derivados de la reacción química de los componentes del explosivo, producidos por una detonación, y,

además, vapor de agua y finas partículas de los productos propios del explosivo y de la roca volada.

Los humos producidos en voladuras contienen gases nocivos, como óxido de carbono o vapores nitrosos, por lo que su presencia en labores subterráneas con ventilación deficiente puede ocasionar molestias o intoxicaciones graves de las personas que se encuentren en ellas.

### **9.5.2. Tipos de Explosivos Industriales**

Los diferentes tipos de explosivos que se utilizan en labores subterráneas pueden agruparse en las siguientes familias: explosivos sensibilizados con nitroglicerina, ANFO, hidrogeles y emulsiones explosivas.

A continuación se describen las características de cada uno de estos grupos.

#### **9.5.2.1. Explosivos sensibilizados con nitroglicerina**

En la fabricación de estos explosivos primero la nitroglicerina se gelatiniza con nitrocelulosa y a continuación se adiciona a esta mezcla una cierta proporción de nitrato amónico, obteniéndose los explosivos gelatinosos, que se conocen con el nombre de Gomas especiales.

En general, estos explosivos tienen una consistencia plástica que permite un buen encartuchado y una buena resistencia al agua. Estas propiedades, junto con su elevada potencia explosiva, densidad y velocidad de detonación, hacen que estos explosivos sean adecuados para la voladura de las rocas más duras.

La disminución de la proporción de nitroglicerina de la dinamita da lugar a los explosivos Pulverulentos, que presentan una menor resistencia al agua que los gelatinosos, así como inferiores propiedades explosivas.

#### 9.5.2.2. ANFO

Estos explosivos están constituidos fundamentalmente por nitrato amónico y un producto combustible líquido (aceite mineral), si bien, de acuerdo con las aplicaciones a que se les destine, pueden llevar incorporado un combustible sólido u otro aditivo que les confiera propiedades especiales.

El ANFO es un material granulado, por lo que una de las ventajas más importantes de estos productos es la posibilidad de realizar la carga a granel del mismo. Otra de sus mayores ventajas es la seguridad en el manejo y el buen rendimiento en la voladura de rocas blandas o muy fracturadas, pues su detonación produce un gran volumen de gases. Por el contrario, el principal inconveniente es su nula resistencia al agua.

#### 9.5.2.3. Hidrogeles

Los hidrogeles o papillas explosivas son composiciones formuladas a base de un oxidante, generalmente nitratos inorgánicos, y de un reductor con suficiente defecto de oxígeno, junto con gelatinizantes y estabilizantes, que le dan una buena consistencia e impiden la difusión en su interior del posible agua exterior, por lo que resiste muy bien la humedad y el agua en los barrenos. Estos geles explosivos son muy seguros ante estímulos subsónicos, sus humos son muy poco tóxicos y tienen elevada potencia.

La gran importancia que tiene la correcta ejecución de las voladuras de contorno, precorte y recorte, ha llevado al desarrollo de unos explosivos especialmente elaborados para este fin. Estos explosivos se presentan encartuchados en vainas rígidas de 18 mm de diámetro o mangueras flexibles de 18 y 22 mm de diámetro, las cuales llevan en su interior un cordón detonante de 6 g/m, que asegura aún mejor la propagación a lo largo de toda la columna explosiva.

#### 9.5.2.4. Emulsiones

Este tipo de explosivos mantienen las propiedades de los hidrogeles, y se definen como una dispersión estable de un líquido inmisible en otro, lo cual se consigue mediante agentes que favorecen este proceso (agentes emulsificantes) y una fuerte agitación mecánica.

Cuando se produce una emulsión siempre hay una fase continua en la que se distribuyen las gotas del otro líquido inmisible que forma la fase dispersa. Como norma general, la fase continua es aquella en la que la superficie activa del agente emulsificante es más soluble. En las emulsiones explosivas la fase dispersa supone más del 90% de la composición total y está constituida por una solución acuosa de sales oxidantes, y la fase continua, que representa solamente un 5%, por ceras o aceites minerales.

Las pequeñas gotas de solución acuosa ofrecen una gran superficie de contacto con una capa muy delgada de combustible, por lo tanto, al producirse el contacto íntimo entre combustibles y oxidante, se aíslan las gotas de este último por medio de una capa envolvente continua de la fase aceite, que las impermeabiliza y evita su disolución en el agua de los barrenos. Con el fin de lograr una adecuada sensibilización y densidad, se añaden, una vez elaborada la emulsión base o matriz, una determinada proporción de sensibilizantes y combustibles sólidos que no varían las propiedades físicas de la emulsión.

### **9.5.3. Accesorios**

#### 9.5.3.1. Detonadores eléctricos convencionales

Los detonadores eléctricos están constituidos por una cápsula metálica, de cobre o aluminio, cerrada por un extremo, en cuyo interior lleva: un iniciador, un explosivo iniciador o primario y un explosivo base o secundario.

Cuando el detonador es de tiempo (retardo o microrretardo), lleva incorporado entre el inflamador y el explosivo primario un elemento retardador, constituido por un casquillo metálico en cuyo interior se ha colocado una pasta retardadora de precisión. La ignición de la píldora del inflamador provoca el encendido de la pasta del elemento retardador, que arde con una velocidad característica para cada tipo de detonador. Al finalizar la combustión de la pasta retardadora, se inicia la carga explosiva primaria y ésta a su vez hace detonar a la carga base.

El inflamador está formado por dos electrodos separados por una pieza de plástico, cuyos extremos están unidos entre sí por un filamento metálico calibrado (puente de incandescencia) el cual está embebido en una composición inflamadora y protegido por un tapón de P.V.C. antiestático. Los terminales de los electrodos del lado opuesto al puente quedan conectados a los hilos de alimentación del detonador, los cuales llevan un recubrimiento especial antiestático.

Los detonadores eléctricos pueden clasificarse en función de sus características eléctricas, tiempos de detonación y aplicaciones.

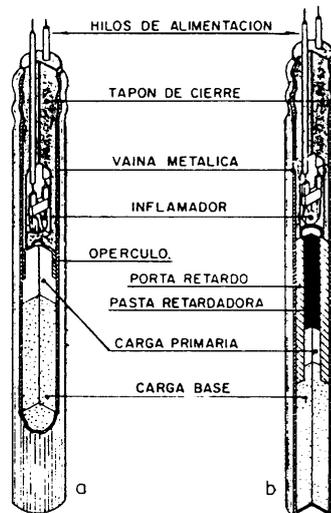


Figura 9.36. Sección de un detonador eléctrico instantáneo y otro temporizado

#### 9.5.3.1.1. Características de sensibilidad eléctrica

Los detonadores eléctricos se fabrican en tres grados de sensibilidad eléctrica. Según esta sensibilidad se denominan sensibles (S), insensibles (I) y altamente insensibles (AI). Las características eléctricas de cada uno de ellos se reflejan en la Tabla 9.5.

#### 9.5.3.1.2. Características de tiempos

Existen series tanto de microrretardo, de 30 y 20 ms, como de retardo de 500 ms.

#### 9.5.3.1.3. Características especiales

El único sistema de iniciación autorizado en minas subterráneas de carbón u obras similares, con excepción de las clasificadas de primera categoría, es el uso de detonadores eléctricos. Éstos deben poseer una característica especial y es que las partes metálicas que lo constituyen deben ser de cobre.

### 9.5.3.2. Detonadores no eléctricos

La iniciación del detonador se consigue mediante una onda de choque que se transmite a unos 2.000 m/s por el interior de un tubo de plástico acoplado a él, que posee un fino revestimiento interior de una sustancia reactiva.

En la Tabla 9.6 se indican las características de algunos de estos detonadores de microrretardo y de retardo.

Las ventajas principales de estos accesorios son:

- Son insensibles a corrientes estáticas o corrientes inducidas y emisiones de radiofrecuencia.
- Ayudan a mejorar la fragmentación al disponerse de un gran número de tiempos de retardo.
- Resuelven eficazmente problemas de vibraciones y onda aérea.
- Las conexiones son sencillas y simples, no precisándose herramientas.

Para preparar el cebo con un detonador no eléctrico, primero se debe taladrar el cartucho con un punzón de madera o latón, en una longitud suficiente para introducir completamente el casquillo del detonador en el mismo. Una vez introducido el detonador, se asegurará mediante un lazo con un tubo o cinta adhesiva. El cartucho cebo se introduce en el barreno de forma que el extremo del detonador apunte en la dirección de la carga del explosivo, Fig. 9.37.

**Tabla 9.4.**  
**Características de los explosivos UEE**

TIPO DE EXPLOSIVO	POTENCIA RELATIVA (%)	DENSIDAD D (g/cm <sup>3</sup> )	VELOCIDAD DE DETONACIÓN (m/s)	CALOR DE EXPLOSIÓN (cal/g)	RESISTENCIA AL AGUA	PRINCIPALES APLICACIONES
<b>GELATINOSOS</b>						
Goma 1-ED	>90	1,45	6.000	1.205	Muy buena	Voladura de rocas muy duras a cielo abierto y en interior
Goma 2E-C	>85	1,40	5.200	1.114	Buena	Carga de fondo de barrenos. Voladura de rocas duras a cielo abierto y en interior
<b>PULVERULENTOS</b>						
Amonita 2-1	>70	1,00	3.000	802	Débil	Voladura de rocas semiduras y blandas
Ligamita 1	>77	1,10	3.500	998	Mala	Voladura de rocas semiduras y blandas
<b>ANFOS</b>						
Nagolita	>70	0,80	2.000	925	Mala	Voladura de rocas blandas y como carga de columna de barrenos
Alnafo	>80	0,80	2.000	1.175	Mala	Voladura de rocas blandas y semiduras
Naurita	>70	0,80	2.000	1.108	Mala	Para barrenos con temperaturas elevadas
<b>HIDROGELES</b>						
Riogel 2	>72	1,15	3.500	760	Excelente	Carga de fondo de barrenos. Para trabajos subterráneos
Riogur R/Riogur F	>72	1,10	3.500/7.000	860	Excelente	Voladuras de contorno
<b>EMULSIONES</b>						
Riomex E 20/24	>65/>70	1,15	5.000	713/863	Excelente	Carga de fondo de barrenos. Para trabajos subterráneos
Riomex V 20/24	>65/>72	1,25	5.000	694/869	Excelente	Carga de fondo de barrenos. Para trabajos subterráneos
Riomex V 150/154	>65/>72	1,25	5.000	655/852	Excelente	Carga de barrenos de mediano y gran calibre a cielo abierto
<b>ANFOS PESADOS</b>						
Emunex 3.000	>75	1,10	3.300	833	Mala	Voladura de rocas blandas y semiduras, y carga de columna de barrenos
Emunex 6.000/8.000	>65/>70	1,20/1,25	4.500	795/744	excelente Buena/	Carga de barrenos de mediano y gran calibre a cielo abierto
<b>EXPLOSIVOS DE SEGURIDAD</b>						
Explosivo de Seguridad n°9	>45	1,60	4.000	767	Excelente	Explosivo Tipo II. Voladura en minas de carbón
Explosivo de seguridad n°20 SR	>37	1,15	1.800	537	Mala	Explosivo Tipo III. Voladura en minas de carbón
Explosivo de seguridad n°30 SR	>35	1,10	1.700	358	Mala	Explosivo Tipo IV. Voladura en minas de carbón
Permigel	>54	1,10	2.800	705	Excelente	Explosivo Tipo II. Voladura en minas de carbón

Fuente: UNIÓN ESPAÑOLA DE EXPLOSIVOS, S.A..

**Tabla 9.5.**  
**Sensibilidad de los detonadores eléctricos.**

TIPO DE DETONADOR	RESISTENCIA AL PUEBTE ( $\Omega$ )	IMPULSO DE ENCENDIDO (mW5/0)	CORRIENTE DE SEGURIDAD (A)	INTENSIDAD RECOMENDADA (A)
Sensible S	1,6	3	0,18	1,2
Insensible I	0,5	16	0,45	2,5
Altamente insensible AI	0,05	2.500	4	25

Fuente: UEE, S.A..

**Tabla 9.6.**  
**Características de los detonadores Rionel.**

DETONADOR	N* DE PERÍODO	TIEMPO DE RETARDO (ms)	INTERVALO (ms)	LONGITUDES DE TUBO (m)
Rionel MR	2-10	50 - 250	25	4-5-7-15-18-24-*
	11 - 20	300 - 750	50	
Rionel R	0	50	250	5-7-*
	1-8	250-2.000	500	
	9-15	2.500 - 5.500		

\* Se fabrican otras longitudes según necesidades de cada proyecto. Fuente: UEE, S.A..

Una vez colocado en el fondo del barreno el cartucho cebo, se procede a completar la carga. Durante este proceso hay que evitar los golpes bruscos de los atacadores, con el fin de no dañar el tubo de transmisión del detonador.

A continuación se procede a la conexión de los detonadores. Las conexiones más sencillas y fiables son las que se realizan con cordón detonante. Para este tipo de conexiones es preciso emplear los conectadores "J". Se colocan líneas de cordón detonante verticales y/o horizontales a las que se unen los tubos que salen de los barrenos con la ayuda del conector "J". Las mismas deben ser perpendiculares a todas las líneas de tubo y de cordón, debiendo estar muy tirantes para evitar contactos no deseados entre el cordón detonante y los tubos.

Si la longitud sobrante de los tubos lo permite, se pueden hacer manojos de tubos con un máximo de 20 tubos cada uno. En cada uno de esos manojos se coloca cinta adhesiva en dos puntos separados unos 30 cm, de forma que todos los tubos queden bien tirantes, como si de un tronco se tratara. A una distancia no inferior a 20 cm, del primer punto de unión del

manejo de tubos, se coloca un cordón detonante (6 g/m es el más adecuado) rodeando el manejo con 4 a 6 vueltas de cordón. Se tira hacia atrás del cordón para mantenerlo tirante y los extremos sobrantes de cordón en el nudo se cortan.

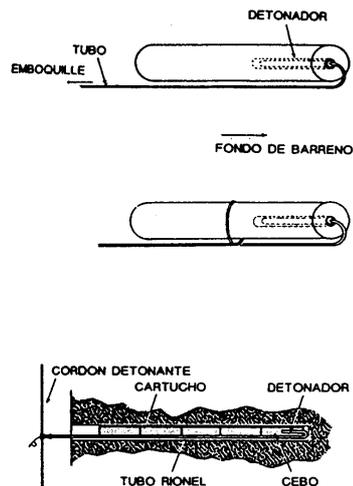


Figura 9.37. Preparación del cartucho del cebo y colocación de éste en el interior del barreno.

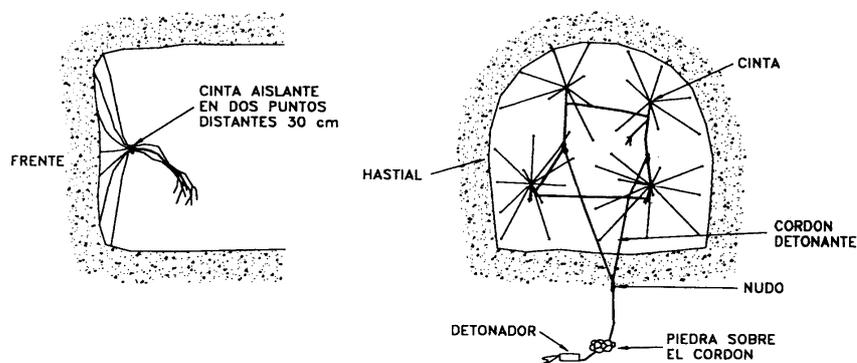


Figura 9.38. Conexión con cordón detonante y líneas tirantes.

Se hacen tantos manojos como sea necesario para conectar todos los detonadores de la pega y finalmente se unen entre sí los cordones detonantes en el punto de iniciación de la voladura. En dicho punto se coloca un detonador para iniciar la pega. En la Fig. 9.38 se ilustra el proceso de conexión.

### 9.5.3.3. Cordón detonante

Es un cordón flexible e impermeable que contiene pentrita, que es un explosivo con una elevada velocidad de detonación (7000 m/s). El núcleo de pentrita de cantidad variable, según el tipo de cordón, va envuelto de hilados y fibras textiles y con un recubrimiento exterior de cloruro de polivinilo, que le confiere impermeabilidad así como buena resistencia mecánica.

Su aplicación es tanto la iniciación de los explosivos industriales, cuanto su utilización como explosivo rompedor en las voladuras de contorno. Su iniciación se lleva a cabo mediante detonador.

Actualmente se fabrican cordones con gramajes de 3, 6, 12, 20, 40 y 100 g/m, que permiten su uso en una gran variedad de trabajos.

## 9.6. Voladuras en Túneles y Galerías

### 9.6.1. Sistemas de Avance

La forma según la cual se ataca la sección de los túneles y galerías depende de diversos factores: tipo de terreno, equipo de perforación empleado, tiempo disponible para la ejecución, tipo de sostenimiento, y sistema de ventilación.

En rocas competentes los túneles con secciones inferiores a 100 m<sup>2</sup> pueden excavarse con perforación y voladura a sección completa o en un solo paso. La excavación por fases se utiliza para la apertura de grandes túneles donde la sección resulta demasiado grande para ser cubierta por el equipo de perforación, o cuando las características geomecánicas de las rocas no permiten la excavación a plena sección, Fig. 9.40.

El sistema usual consiste en dividir el túnel en dos partes, una superior o bóveda y otra inferior en banco o de destroza. La bóveda se excava como

si se tratara de una galería y la destroza, que irá retrasada con respecto al avance de la bóveda, se lleva a cabo por banqueo.

El banqueo puede ser vertical, en cuyo caso será necesario disponer de un carro de perforación con una deslizadera no demasiado grande, pues de lo contrario presentará problemas de ubicación en puntos próximos a los hastiales. La ventaja de este sistema es que el banco completo puede ser perforado y volado de forma continua y simultánea con la bóveda, así como compaginar la operación de perforación con la de desescombro, Fig. 9.41.

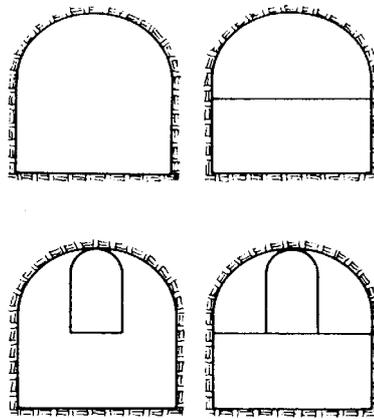


Figura 9.40. Sistemas de avance en la excavación de túneles y galerías.

El banqueo horizontal permite la utilización del mismo equipo de perforación que para la bóveda y, además, el mismo procedimiento de carga de explosivos y desescombro. El principal inconveniente de este sistema es la discontinuidad de ejecución.

Cuando la calidad de la roca es mala, es preciso, por lo general, dividir el túnel en varias secciones más pequeñas. Una técnica bastante común es la de abrir en la bóveda una galería piloto con una o dos destrozas laterales. Esa galería piloto, que sirve principalmente de reconocimiento, va adelantada con respecto a las destrozas, e incluso puede calarse antes de iniciar la perforación lateral permitiendo una mejor ventilación de las labores. La excavación de la bóveda se completa por lo general antes de iniciar el

arranque de la sección inferior, aunque en túneles anchos puede llevarse a cabo simultáneamente estableciendo un acceso entre el piso del túnel y la bóveda mediante una rampa lateral.

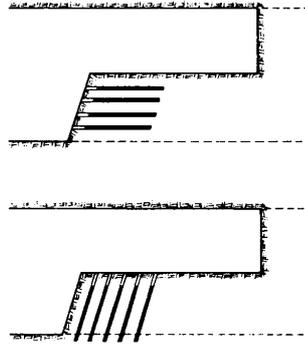


Figura 9.41. Banqueo horizontal y vertical.

### 9.6.2. Esquemas de voladura en túneles

Las voladuras en túneles y galerías se caracterizan por no disponer inicialmente de ninguna superficie libre de salida, salvo el propio frente de ataque. El principio de ejecución se basa en crear un hueco libre con los barrenos del cuele y contracuele hacia el cual rompen las cargas restantes de la sección. Dicho hueco tiene, generalmente, una superficie de 1 a 2 m, aunque con diámetros de perforación grandes se alcanzan hasta los 4 m<sup>2</sup>. En los cueles en abanico los barrenos del cuele y contracuele llegan a cubrir la mayor parte de la sección.

La destroza, aunque sea comparable geoméricamente a las voladuras en banco, requiere consumos específicos de explosivo entre 4 y 10 veces superiores, puesto que hay errores de perforación, menor hueco de esponjamiento e inclinación con respecto al eje de avance, menor cooperación entre cargas adyacentes y en algunas zonas existe la acción negativa de la gravedad, como sucede con los barrenos de zapatera, Fig. 9.42.



Figura 9.42. Zonas de una voladura en túnel.

Los barrenos de contorno son los que establecen la forma final del túnel, y se disponen con un reducido espaciado y orientados hacia el interior del macizo para dejar hueco a las perforadoras en el emboquille y avance, de cada pega.

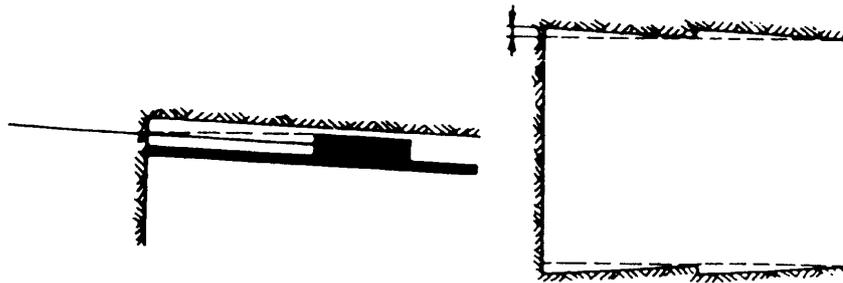


Figura 9.43. Orientación de los barrenos de contorno para mantener el perfil del túnel.

En cuanto a la posición del cuele, ésta influye en la proyección del escombro, en la fragmentación y también en el número de barrenos. De las tres posiciones: en rincón, centrada inferior y centrada superior, se elige normalmente esta última, ya que se evita la caída libre del material, el perfil del escombro es más tendido, menos compacto y mejor fragmentado.

### 9.6.3. Tipos de Cueles y Cálculo de Voladuras

Las voladuras en túneles y galerías son mucho más complejas que las voladuras en banco, debido, como ya se ha indicado, a que la única

superficie libre es el frente de excavación, los consumos específicos son elevados y el confinamiento de las cargas alto. Por otro lado, las dimensiones de las piedras en el cuele son pequeñas, por lo que los explosivos deben ser lo suficientemente insensibles para evitar la transmisión de la detonación por simpatía, pero poseer una velocidad de detonación lo suficientemente elevada, superior a los 3.000 m/s, para evitar el efecto canal en los explosivos encartuchados dentro de barrenos de mayor diámetro. Este fenómeno consiste en que los gases de explosión empujan al aire alojado entre la columna de explosivo y la pared del barreno, comprimiendo a los cartuchos por delante del frente de la onda de choque, destruyendo así los puntos calientes o aumentando excesivamente la densidad del explosivo.

En cuanto a la perforación, ésta se ha mecanizado intensamente en las últimas décadas, sobre todo por el desarrollo de los jumbos hidráulicos. Esto ha hecho que la elección de los cueles se dirija hacia el grupo de los denominados de barrenos paralelos, pues son mucho más fáciles de perforar, ya que no hay necesidad de cambiar el ángulo de las deslizaderas, y los avances no están tan condicionados por la anchura de los túneles como en el caso de los cueles en ángulo.

Así pues, los cueles pueden clasificarse en dos grandes grupos:

1. Cueles de barrenos paralelos; y
2. Cueles de barrenos en ángulo.

A continuación, se exponen por orden de importancia los distintos tipos de cueles, así como el cálculo de los esquemas y cargas en el resto de las secciones, que son por lo general independientes de la clase de cuele aplicado.

### 9.6.3.1. Cueles cilíndricos

Actualmente, es el tipo de cuele que se utiliza con más frecuencia en la excavación de túneles y galerías, con independencia de las dimensiones de éstos. Consta de uno o más barrenos vacíos o de expansión, hacia los que rompen escalonadamente los barrenos cargados. Los barrenos de gran diámetro (65 a 200 mm) se perforan con bocas escariadoras acopladas al mismo varillaje que es utilizado para perforar los barrenos de voladura.

El tipo de cuele cilíndrico más empleado es el de cuatro secciones, ya que es el más sencillo de replanteo y ejecución. La metodología de cálculo de esquemas y cargas de este cuele y del resto de las zonas de un túnel corresponde a las teorías suecas, actualizadas por Holmberg (1982) y simplificadas por Oloffsson (1990), que se estudian seguidamente. Por último, se indican otros tipos de cueles cilíndricos que se han utilizado con éxito y están bien experimentados.

#### 9.6.3.1.1. Avance por pega

El avance de las pegas está limitado por el diámetro del barreno de expansión y la desviación de los barrenos cargados. Siempre que esta última se mantenga por debajo del 2%, los avances medios  $X$  pueden llegar al 95% de la profundidad de los barrenos  $L$ .

$$X = 0,95 \cdot L \quad (9.10)$$

En los cueles de cuatro secciones la profundidad de los barrenos puede estimarse con la siguiente expresión:

$$L = 0,15 + 34,1 \cdot D_2 - 39,4 \cdot D_2^2 \quad (9.11)$$

donde:

$D_2$  = Diámetro del barreno vacío (m).

Cuando se utilizan cueles de varios taladros vacíos en lugar de uno sólo de mayor diámetro, la ecuación anterior sigue siendo válida haciendo

$$D_2 = D_2'' \cdot \sqrt{NB} \quad (9.12)$$

donde  $D_2''$  es el diámetro de los dos barrenos vacíos y NB es el número de barrenos.

El esquema geométrico general de un cuele de cuatro secciones con barrenos paralelos se indica en la Fig. 9.44.

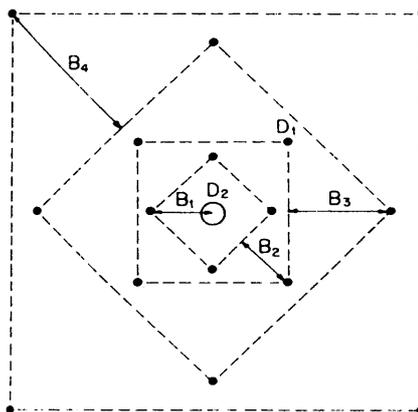


Figura 9.44. Cuele de cuatro secciones.

#### 9.6.3.1.2. Cuele y contracuele

La distancia entre el barreno central de expansión y los barrenos de la primera sección no debe exceder de  $1,7 \cdot D_2$  para obtener una fragmentación y salida satisfactoria de la roca. Las condiciones de fragmentación varían mucho, dependiendo del tipo de explosivo, características de la roca Y distancia entre el barreno cargado y el vacío.

Tal como se refleja en la Fig. 9.45 para piedras mayores de  $2 \cdot D_2$  el ángulo de salida es demasiado pequeño y se produce una deformación plástica de la roca entre los dos barrenos. Incluso si la piedra es inferior a  $D_2$ , pero la concentración de carga es muy elevada, se producirá la sinterización de la roca fragmentada y el fallo del cuele. Por eso, se recomienda que las piedras se calculen sobre la base de

$$B_1 = 1,5 \cdot D_2$$

La concentración lineal de carga se calcula a partir de la siguiente expresión:

$$q_l = 55 \cdot D_1 \cdot \left[ \frac{B}{D_2} \right]^{1,5} \cdot \left[ B - \frac{D_2}{2} \right] \cdot \left[ \frac{c}{0,4} \right] \cdot \frac{1}{PRP_{ANFO}} \quad (9.13)$$

siendo:

$q_l$  = Concentración lineal de carga (kg/m).

$D_1$  = Diámetro de perforación (m).

$D_2$  = Diámetro del barreno de expansión (m).

$B$  = Dimensión de la piedra (m).

$c$  = Constante de la roca.

$PRP_{ANFO}$  = Potencia Relativa en Peso del explosivo referida al ANFO.

Para una concentración lineal fijada de antemano, puede determinarse la dimensión de la piedra a partir de la ecuación anterior, si bien el cálculo resulta un poco más complejo.

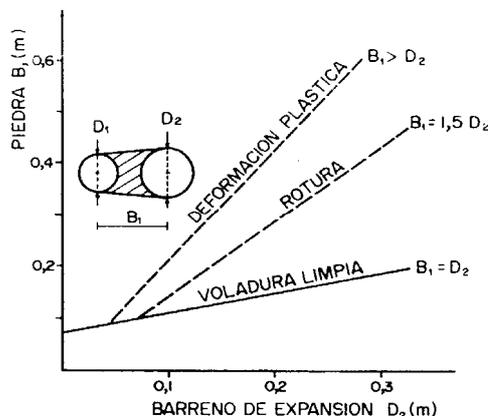


Figura 9.45. Resultado de las voladuras para diferentes distancias de los barrenos cargados a los vacíos y diámetros de éstos.

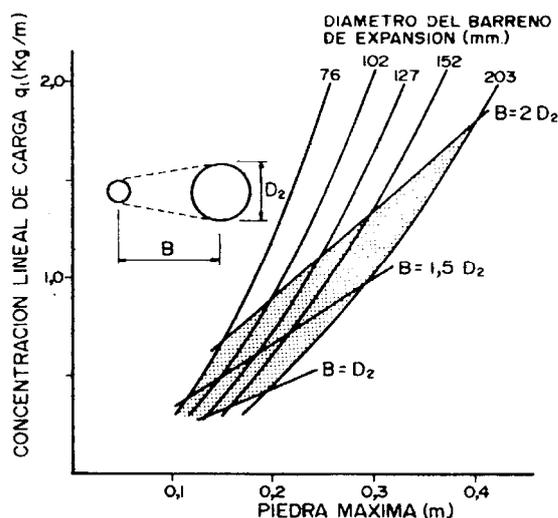


Figura 9.46. Relación entre la concentración lineal de carga y piedra máxima para diferentes diámetros de barrenos de expansión (Larsson y Clark).

Para calcular el resto de las secciones, se considera que ya existen unos huecos rectangulares de anchura  $A_h$  y que se conocen las concentraciones lineales de carga,  $q_l$ . El valor de la piedra se calculará a partir de:

$$B = 8,8 \cdot 10^2 \cdot \sqrt{\frac{A_h \cdot q_l \cdot PRP_{ANFO}}{D_1 \cdot c}} \quad (9.14)$$

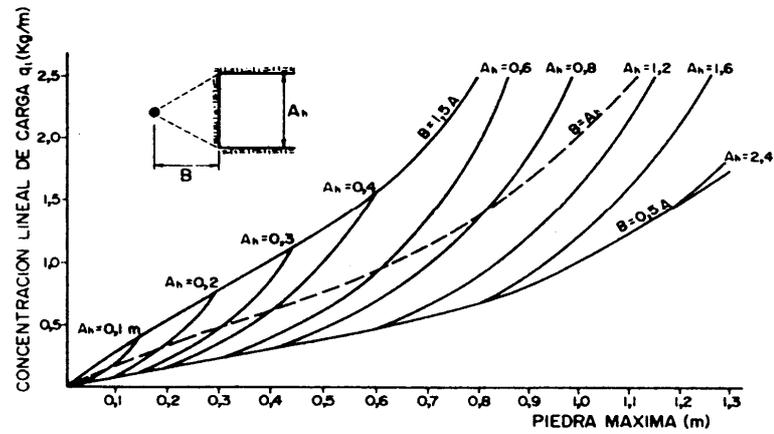


Figura 9.47. Relación entre la concentración lineal de carga y la piedra máxima para diferentes anchuras de hueco (Larsson y Clark).

Cuando existe un error de perforación, tal como se observa en la Fig. 9.48, la superficie libre  $A_h$  difiere de la distancia  $A'_h$  en la primera sección, por lo que:

$$A_h = \sqrt{2} \cdot (B_1 - E_p) = \sqrt{2} \cdot (B - \alpha - L - e') \quad (9.15)$$

donde:

$E_p$  = Error de perforación (m).

$\alpha$  = Desviación angular (m/m).

$L$  = Profundidad de los barrenos (m).

$e'$  = Error de emboquille (m).

y sustituyendo este valor en la ecuación anterior resulta:

$$B = 10,5 \cdot 10^2 \cdot \sqrt{\frac{(B_1 - E_p) \cdot q_l \cdot PRP_{ANFO}}{D_1 \cdot c}} \quad (9.16)$$

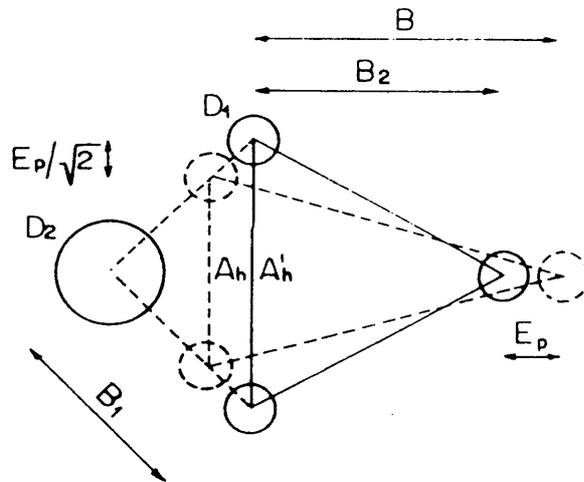


Figura 9.48. Influencia de la desviación de los barrenos.

Este valor tiene que reducirse con la desviación de los barrenos para obtener la piedra práctica.

$$B_2 = B - E_p \quad (9.17)$$

Existen algunas restricciones en cuanto a  $B_2$ , ya que debe satisfacer:

$$B_2 \leq 2 \cdot A_h \quad (9.18)$$

para que no se produzca la deformación plástica. Si esto no se cumple, se modificará la concentración lineal de carga, calculándola con:

$$q_1 = \frac{540 \cdot D_1 \cdot c \cdot A_h}{PRP_{ANFO}} \quad (9.19)$$

El ángulo de apertura debe ser también menor que 1,6 radianes ( $90^\circ$ ), pues si no el cuele pierde su carácter de cuele de cuatro secciones. Esto significa que:

$$B_2 > 0,5 \cdot A_h \quad (9.20)$$

Gustafsson (1973) sugiere que la piedra para cada sección se calcule con  $B_2 = 0,7 \cdot B$ .

Una regla práctica para determinar el número de secciones es que la longitud del lado de la última sección B no sea menor que la raíz cuadrada del avance. El método de cálculo del resto de las secciones es el mismo que el aplicado para la segunda sección.

Algunos problemas que se presentan en las voladuras con cueles de barrenos paralelos son la detonación por simpatía y la desensibilización por precompresión dinámica. El primer fenómeno puede aparecer en un barreno adyacente al que está detonando, cuando el explosivo que se encuentra en él tiene un alto grado de sensibilidad, como son todos aquellos que poseen en su composición nitroglicerina. Por el contrario, la desensibilización por precompresión dinámica tiene lugar en muchos explosivos y particularmente en el ANFO, pues la onda de choque de una carga puede elevar la densidad de la adyacente por encima de la densidad crítica o de muerte.

Los problemas de desensibilización pueden atenuarse con el correcto diseño de las secuencias de encendido, haciendo que la detonación sucesiva de cada barreno se realice con un retraso suficiente para que la onda de choque del disparo anterior pase y que el explosivo recupere su densidad y grado de sensibilidad normales.

Para disminuir los problemas mencionados, se pueden realizar los cueles cilíndricos disponiendo tres barrenos vacíos de expansión de forma que actúen de pantalla entre los de carga, Fig 9.49.

#### **9.6.3.1.3. Zapateras**

La piedra de los barrenos de zapatera dispuestos en filas se calcula, básicamente, con la misma fórmula que se emplea en las voladuras en

banco, considerando que la altura de esta última es igual al avance de la pega:

$$B = 0,9 \cdot \sqrt{\frac{q_1 \cdot PRP_{ANFO}}{\bar{c} \cdot f \cdot (S/B)}} \quad (9.21)$$

siendo:

f = Factor de fijación. Generalmente se toma 1,45 para tener en cuenta el efecto gravitacional y el tiempo de retardo entre barrenos.

S/B = Relación entre el espaciamiento y la piedra. Se suele tomar igual a 1.

$\bar{c}$  = Constante de roca corregida, con valores:

$$\bar{c} = c + 0,05 \text{ para } B > 1,4\text{m}$$

$$\bar{c} = c + 0,07/B \text{ para } B < 1,4\text{m}$$

En los barrenos de zapateras es necesario considerar el ángulo de divergencia "y" o inclinación que se precisa para proporcionar un hueco adecuado a la perforadora para realizar el emboquille de la próxima pega. Para un avance de 3 m un ángulo de 3°, que equivale a 5 cm/m, es suficiente, aunque dependerá lógicamente de las características del equipo.

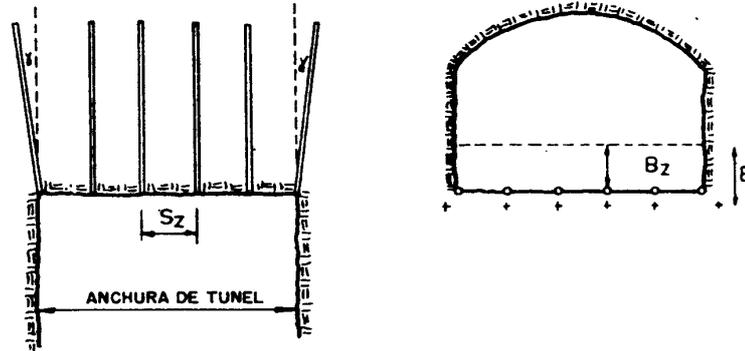


Figura 9.54. Geometría de los barrenos de zapatera. El número de barrenos vendrá dado por

$$NB = \left| \frac{AT + 2 \cdot \sin \gamma}{B} + 2 \right| \quad (9.22)$$

donde AT es la anchura del túnel (m).

El espaciado práctico para los barrenos de esquina será:

$$S'_z = S_z - L \cdot \sin \gamma \quad (9.23)$$

La piedra práctica " B " se obtiene a partir de

$$B_z = B - L \cdot \sin \gamma - E_p \quad (9.24)$$

Las longitudes de la carga de fondo I f y de columna II deben ser

$$l_f = 1,25 \cdot B_z \quad (9.25)$$

$$l_c = L - l_f - 10D_1 \quad (9.26)$$

La concentración de carga de columna puede reducirse al 70% de la de fondo. Sin embargo, se suele emplear la misma concentración por motivos

de tiempo de preparación. El retacado se fija en  $T = 10 \cdot D_1$  y la condición que debe cumplir la piedra es  $B \leq 0,6 L$ .

#### 9.6.3.1.4. Destroza

El método para calcular el esquema de los barrenos de destroza es similar al empleado para los de zapatera, aplicando únicamente unos valores distintos del Factor de Fijación y de la relación Espaciamento/Piedra.

**Tabla 9.7**  
**Valores del Factor de Fijación y Relación S/B**

DIRECCIÓN DE SALIDA DE LOS BARRENOS	FACTOR DE FIJACIÓN	RELACIÓN S/B
Hacia arriba y horizontalmente	1,45	1,25
Hacia abajo	1,20	1,25

La concentración de la carga de columna, para ambos tipos de barrenos, debe ser igual al 50% de la concentración de la carga de fondo.

#### 9.6.3.1.5. Contorno

Si en la excavación no se precisa una voladura de contorno o de recorte, los esquemas se calculan de acuerdo con lo indicado para los barrenos de zapatera, con los siguientes valores:

Factor de Fijación,  $f = 1,2$

Relación S/B = 1,25

Concentración de la carga de columna  $q_c = 0,5 \cdot q_f$  siendo  $q_f$  la concentración de la carga de fondo.

En el caso de tener que realizar voladuras de contorno el espaciamento entre barrenos se calcula a partir de  $S_c = K \cdot D_1$  donde K varía entre 15 y 16. La relación S/B debe ser 0,8.

La concentración lineal de carga mínima se determina en función del diámetro de perforación. Para barrenos con un calibre inferior a los 150 mm se emplea la ecuación  $q_{lc} = 90 \cdot D_1^2$ , donde  $D_1$  se expresa en m.

#### 9.6.3.1.6. Cálculo simplificado

Para un cálculo más rápido de las voladuras en túnel con cueles de barrenos paralelos de cuatro secciones se pueden aplicar las fórmulas que se recogen en las Tablas 9.8 y 9.9.

#### a) Cuele

**Tabla 9.8**  
**Cueles de barrenos paralelos en túnel**

SECCIÓN DEL CUELE	VALOR DE LA PIEDRA	LADO DE LA SECCIÓN
PRIMERA	$B_1 = 1,5 \cdot D_1$	$B_1 \cdot \sqrt{2}$
SEGUNDA	$B_2 = \sqrt{2}$	$1,5 \cdot B_2 \cdot \sqrt{2}$
TERCERA	$B_3 = 1,5 \cdot B_2 \cdot \sqrt{2}$	$1,5 \cdot B_3 \cdot \sqrt{2}$
CUARTA	$B_4 = 1,5 \cdot B_3 \cdot \sqrt{2}$	$1,5 \cdot B_4 \cdot \sqrt{2}$

#### b) Destroza

Para calcular el resto de la voladura, se parte de la dimensión de la piedra B y concentración lineal de carga en el fondo  $q_f$  para el explosivo y diámetro utilizado. Las fórmulas que se emplean son:

$$q_f = 7,85 \cdot 10^{-6} \cdot d^2 \cdot \rho_e \quad (9.27)$$

$$B = 0,88 \cdot q_f^{0,35} \quad (9.28)$$

siendo:

d= Diámetro del cartucho de explosivo (mm).

$\rho_e$  = Densidad del explosivo (g/cm<sup>3</sup>).

En la Fig. 9.55 puede verse un esquema real de voladura en un túnel y el resumen de las cargas de explosivos y accesorios empleados.

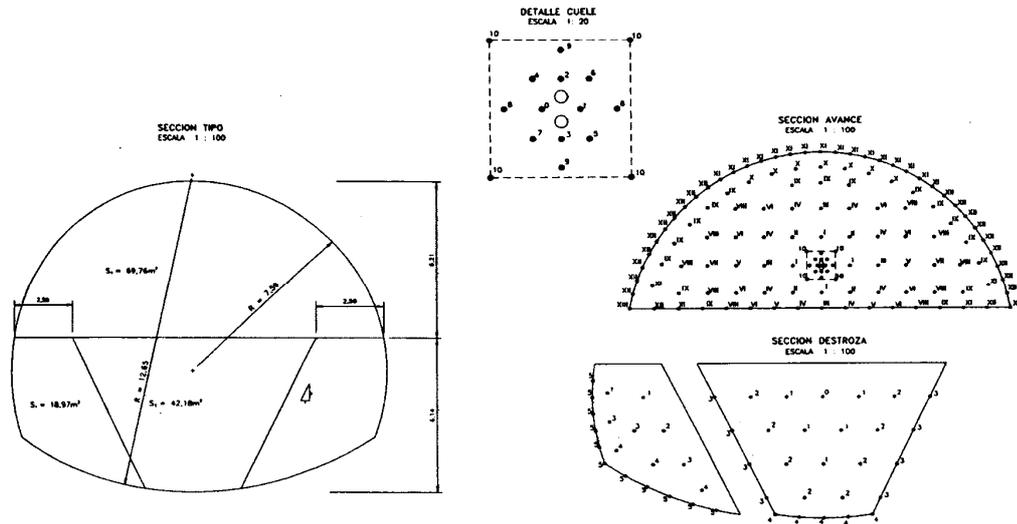
**Tabla 9.9.**  
**Cálculo rápido de las cargas**

ZONA DE LA VOLADURA	PIEDRA (m)	ESPACIAMIENTO (m)	LONGITUD DE LA CARGA DE FONDO (m)	CONCENTRACIÓN DE LA CARGA		RETACADO (m)
				FONDO (kg/m)	COLUMNA (kg/m)	
Piso	B	1,1.B	L/3	qr	qr	0,2.B
Hastiales	0,9.B	1,1.B	L/6	qr	0,4.qr	0,5.B
Techo	0,9.B	1,1.B	L/6	qr	0,36.qr	0,5.B
Destroza						0,5.B
Hacia arriba	B	1,1.B	L/3	qr	0,5.qr	0,5.B
Horizontal	B	1,1.B	L/3	qr	0, 5.qr	0,5.B
Hacia abajo	B	1,2.B	L/3	qr	0, 5.qr	0,5.B

#### 9.6.3.2. Comprobación de los esquemas de voladura

Una vez efectuado los cálculos de los esquemas y cargas, y antes de disparar las voladuras, es interesante chequear o contrastar los datos obtenidos con los estándares o resultados típicos de operaciones similares. Estas comprobaciones se pueden realizar con simples gráficos como los de las Figs. 9.56 a 9.58, donde se refleja el consumo específico de explosivo en función de la sección del túnel y diámetro de perforación, el número de barrenos por pega y la perforación específica a partir de las dos variables indicadas.

Los gráficos anteriores se refieren a voladuras con barrenos paralelos y sólo pueden tomarse como orientativos, pues son muchas las variables que influyen sobre los resultados de la excavación: tipos de rocas y explosivos, tamaño de los barrenos, tipos de cuele, necesidad de voladuras de contorno, restricciones por vibraciones, etc., que pueden hacer variar ligeramente los parámetros de diseño.



TÚNEL DE VILLANUEVA DE JALÓN											
LÍNEA MADRID-ZARAGOZA - TRAMO CALATAYUD-RICLA (Subtramo II)											
VOLADURA DE AVANCE (tipo de roca: media a buena)											
PARÁMETROS DE PERFORACIÓN											
Superficie (m <sup>2</sup> )	69,76										
Longitud perforación (m)	4,5										
Avance pega (m)	4,2										
Volumen pega (m <sup>3</sup> )	292,99										
Nº barrenos (45 mm)	127										
Nº barrenos (102 mm)	2										
M. perforados (51 mm)	571,5										
M. perforados (102 mm)	9										
Total metros perforados (m)	580,5										
Perforación específica (m/m <sup>2</sup> )	1,98										
Consumo específico (kg/m <sup>3</sup> )	1,47										
ZONA	Nº barrenos	Carga por barreno (nº cartuchos)			Carga por zona (nº cartuchos)			Carga total por zona (kg, m)			
		Goma 2EC	Riogel 2	C. detonante	Goma 2EC	Riogel 2	C. detonante	Goma 2EC	Riogel 2	Total	C. detonante
Cuele	16	3	14		48	224		10,3	50,8	61,2	
Destroza 1	40	5	10		200	400		84,0	90,8	174,8	
Destroza 2	19	2	14		38	266		16,0	40,4	56,4	
Contorno	35	1	8	4,5	35	280	157,5	7,5	42,6	50,1	157,5
Zapateras	17	7	10		119	170		50,0	38,6	88,6	
<b>TOTAL</b>	<b>127</b>							<b>167,8</b>	<b>263,2</b>	<b>431,0</b>	
Detonadores tipo "AI":		Cuele - microrretardo 30 ms			Resto zonas: Retardo 500 ms						
Explosivo	Diám. (mm)	Long. (mm)	Peso (g)	Peso (kg/m)							
Goma 2EC	40	240	420	1,750							
Goma 2EC	32	200	215	1,075							
Riogel 2	32	250	227	0,908							
Riogel 2	26	250	152	0,608							

Figura 9.55. Ejemplo de cálculo de voladura en un túnel.

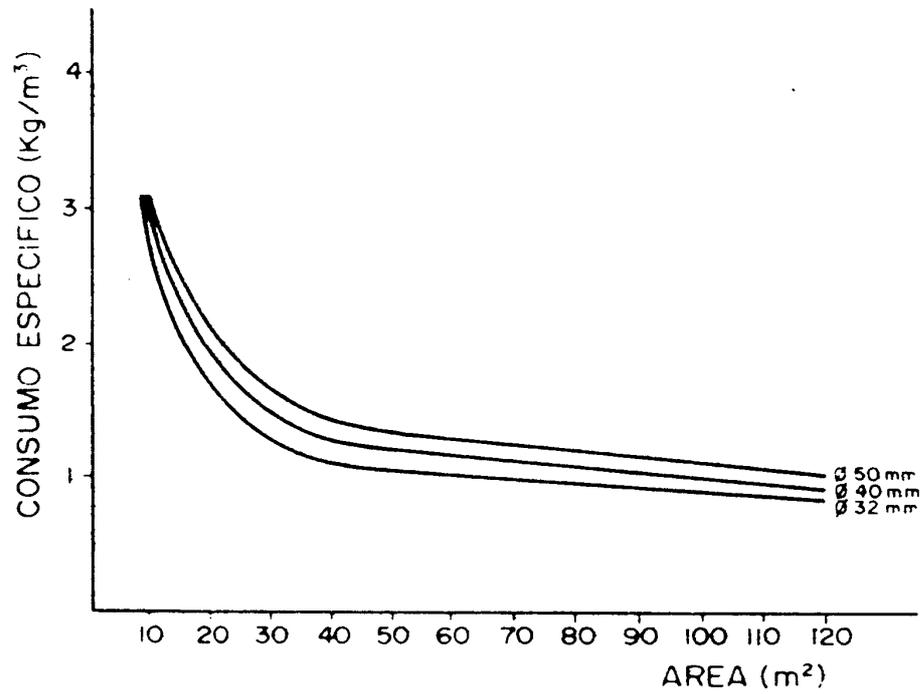


Figura 9.56. Consumo específico en función del área del túnel y diámetro de los barrenos.

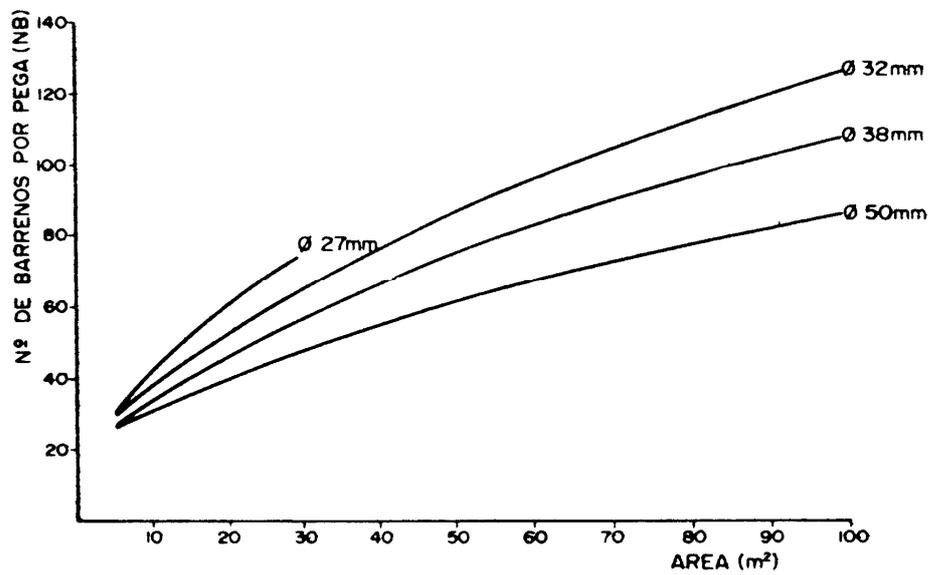


Figura 9.57. Número de barrenos por pega en función del área.

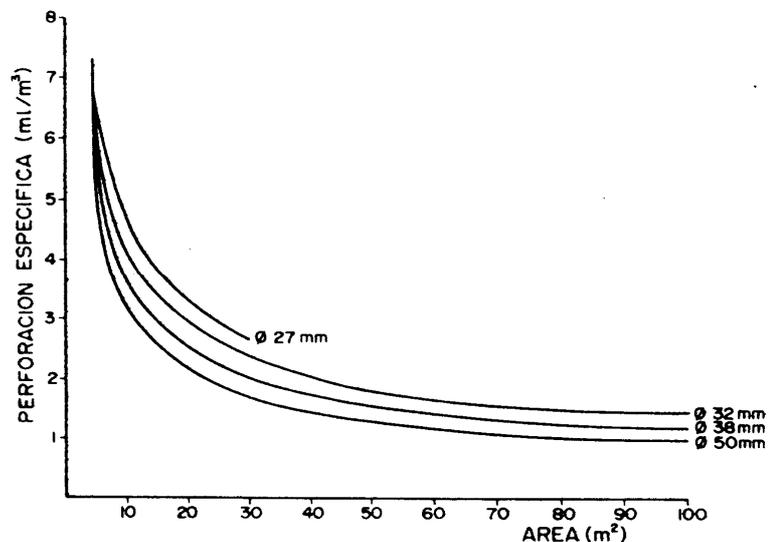


Figura 9.58. Perforación específica en función del área del túnel y diámetro de perforación.

Alternativamente, pueden emplearse las expresiones de la Tabla 9.10, de estimación del número de barrenos NB y el consumo específico de explosivos CE ( $\text{kg}/\text{m}^3$ ).

Tabla 9.10  
Estimación del número de barrenos

	TIPO DE BARRENOS	
	PEQUEÑO DIAMETRO	GRAN DIAMETRO
<i>NB</i>	$13 \cdot A^{0,5}$	$10 \cdot A^{0,47}$
<i>CE</i>	$7,85 \cdot A^{-0,5}$	$8 \cdot A^{-0,45}$

A = Sección del túnel ( $\text{m}^2$ ).

La comprobación final de los cálculos se hará una vez efectuada cada voladura. La forma de introducir las modificaciones necesarias a partir de los análisis de los resultados en las primeras pruebas debe ser gradual y sistemática, recomendándose incluso que en las pegadas iniciales no se perforen los barrenos en toda su profundidad y se vaya poco a poco aumentando el avance por ciclo.

### 9.6.3.3. Cueles en ángulo

Este grupo de cueles cada día se utilizan menos, ya que implican una gran laboriosidad en la perforación de los barrenos. La ventaja que presentan es el menor consumo de explosivo, al ser mejor el aprovechamiento de la superficie libre del frente, y la posibilidad de orientación con respecto a las discontinuidades visibles en la sección. A continuación, se comentan los cueles en ángulo más conocidos.

#### A. Cuele en V

Con estos cueles en cuña o en V los avances que se consiguen oscilan entre el 45 y el 50% de la anchura del túnel. En túneles anchos, estos avances se ven afectados por la desviación de los barrenos, que generalmente es del orden del 5%. Así, por ejemplo, en un barreno de 5 m de largo, su extremo puede quedar desviado unos 25 cm, lo cual puede causar problemas de detonación por simpatía con otras cargas próximas.

El ángulo del vértice interior de la cuña no debe ser inferior a 60°, pues de lo contrario las cargas estarían muy confinadas y se precisaría mayor cantidad de explosivo para obtener una buena fragmentación.

Los parámetros medios de diseño del cuele, en función del diámetro de perforación  $D$ , son los siguientes:

Altura total del cuele:  $H = 46.D$

Piedra:  $B = 34.D$

Concentración de la carga de fondo:  $q_f = 990.D^2$  ( $D$  en m)

Longitud de la carga de fondo:  $l_f = 0,3.L$

Concentración de la carga de columna:  $q_c = 0,5.q_f$

Longitud de retacado:  $T = 12.D$

Número de cuñas en sentido vertical: 3.

Los barrenos del contracuele, que también se perforan inclinados con respecto al eje del túnel, Fig. 9.58, se disponen de acuerdo con las siguientes ecuaciones:

Piedra:  $B = 24.D$

Concentración de la carga de fondo:  $q_f = 990 \cdot D_2$

Longitud de la carga de fondo:  $l_f = 0,3.L$

Concentración de la carga de columna:  $q_c = 0,4.q_f$

Longitud de retacado:  $T = 12.D$

El valor de la piedra debe cumplir la condición siguiente  $B \leq 0,5.L - 0,2m$ , que supone que en voladuras de pequeña profundidad debe reducirse la piedra.

Los barrenos del cuele, e incluso los más próximos del contracuele, deben dispararse con detonadores de microrretardo y el resto con detonadores de retardo. Los esquemas de perforación para las zonas de destroza, zapateras y contorno se calculan de la forma indicada para los cueles de barrenos paralelos.

#### B. Cuele en abanico

Este tipo de cuele se empleó bastante hace años, pero también ha caído en desuso por su complejidad en la perforación. Los esquemas y cargas de los barrenos del se calculan con las mismas expresiones dadas para el cuele en "V".

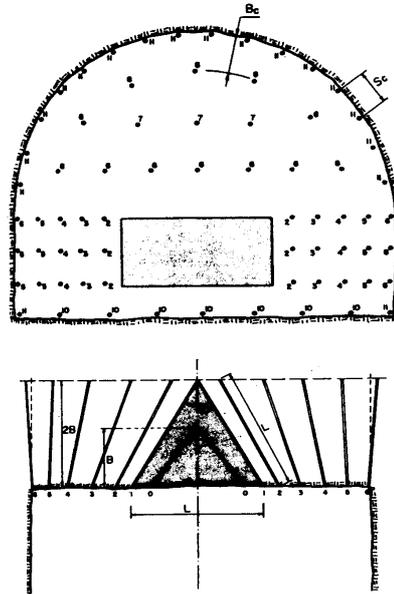


Figura 9.59. Voladura con cuele en cuña.

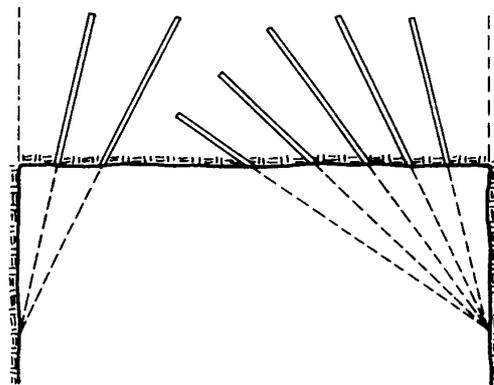


Figura 9.60. Cuele en abanico horizontal.

Los barrenos del contracuele se dimensionan con las siguientes expresiones:

Piedra (debe cumplir  $B < L - 0,4m$ :  $B = 23.D$ )

Altura del cuele:  $H = 42.D$

Concentración de la carga de fondo (D en m):  $q_f = 990.D_2$

Longitud de la carga de fondo:  $l_f = 0,3.L$

Concentración de la carga de columna:  $q_c = 0,4 \cdot q_f$

Las secuencias de encendido del cuele y contracuele se recomienda que se realicen con detonadores de microrretardo. Los abanicos pueden ser horizontales, como el anterior, o pinchados hacia arriba o hacia abajo.

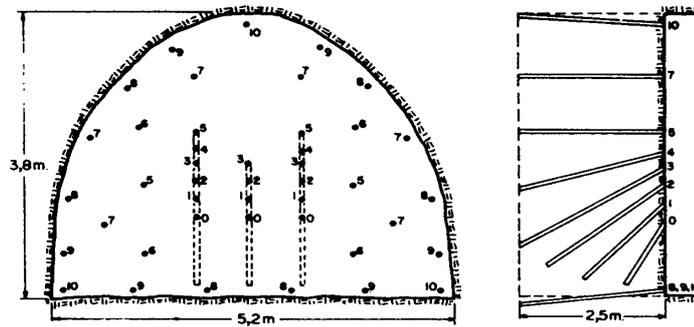


Figura 9.61. Voladura con cuele en abanico al piso.

### C. Cueles Instantáneos

Una de las variaciones del cuele en V consiste en perforar un haz de barrenos más cerrados e iniciar todas las cargas simultáneamente. Se pueden lograr avances del orden del 80% del ancho del túnel.

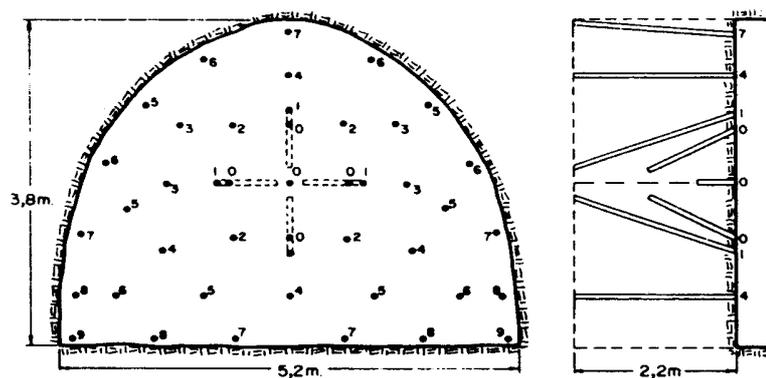


Figura 9.62. Voladura con cuele instantáneo piramidal.

Un inconveniente de estos cueles estriba en la gran proyección del escombros que hace que éste quede disperso a una distancia considerable del frente del túnel.

Entre las variantes que existen cabe destacar el cuele piramidal con una o dos secciones.

#### 9.6.4. Secuencias de encendido y tiempos de retardo

Cuando se utilizan cueles de barrenos paralelos, las primeras cargas detonadas son las que se encuentran más próximas a los barrenos vacíos o de expansión. El valor de la piedra aumenta a medida que progresa la secuencia de encendido, Fig. 9.63.

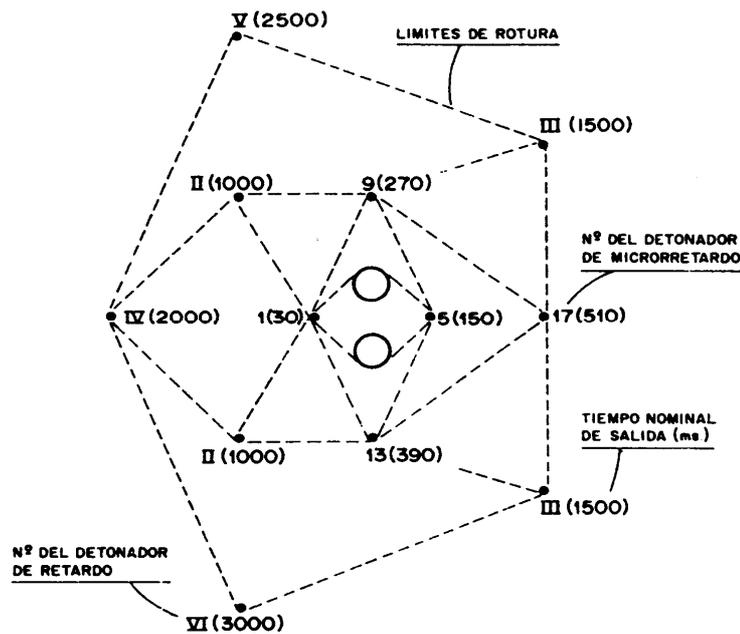


Figura 9.63. Secuencia recomendada en un cuele de barrenos paralelos.

La roca fragmentada por la acción de los primeros barrenos se proyecta lateralmente hacia el pequeño volumen de hueco disponible. En barrenos con longitud de más de 3 m el tiempo necesario para que los trozos de roca sean completamente expulsados de las zonas de cuele es considerable, y

normalmente superior a los 100 ms. Por consiguiente, el tiempo de retardo entre barrenos consecutivos debe exceder de 100 ms si se quiere evitar la sinterización y apelmazamiento de la roca en la zona de cuele, Fig. 9.64, y hacer que cada carga disponga después de un frente libre efectivo.

En túneles con secciones medias y grandes no es posible el empleo de secuencias de encendido con tiempos mayores de 100 ms debido al número de detonadores disponibles. Por ello, se ha hecho necesario el empleo de detonadores de microrretardo en el cuele y de retardo en el resto de las secciones.

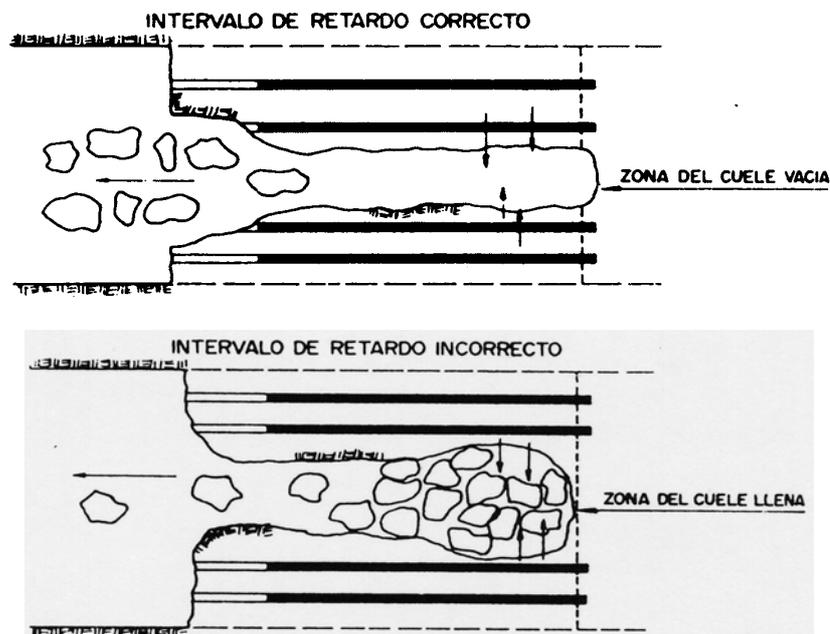


Figura 9.64. Efecto del tiempo de retardo de los barrenos del cuele sobre el rendimiento de la voladura en túnel.

### 9.7. Alteraciones Producidas por Voladuras

Las voladuras efectuadas en las excavaciones subterráneas generan vibraciones en el terreno, ya que una parte de la energía del explosivo se transforma en ondas elásticas que se transmiten a través del medio rocoso

circundante. Ocasionalmente, estas vibraciones pueden provocar daños a estructuras próximas -edificaciones superficiales, obras subterráneas, etc.- e incluso molestias a personas que residan cerca de las áreas de trabajo.

Otra alteración que se origina en las voladuras subterráneas, además de las proyecciones de fragmentos de roca, es la sobrepresión aérea, que en un espacio confinado como es un túnel puede en algún caso producir daños en instalaciones y equipos.

En este apartado se describen algunos de los fenómenos asociados a las vibraciones terrestres y a la onda aérea, su caracterización y registro, así como las técnicas de control para un correcto diseño de las voladuras.

#### **9.7.1. Vibraciones terrestres**

En el campo de la ingeniería sísmica se distinguen dos grupos de ondas: las internas y las superficiales.

Las ondas internas viajan en el macizo rocoso y se transmiten de forma esférica en los mismos. Dentro de este grupo se distinguen las ondas primarias P, que deforman a la roca en la misma dirección de propagación estirándola y comprimiéndola como si fuera un muelle, y las ondas secundarias o S, que hacen vibrar a la roca perpendicularmente a la dirección de propagación creando esfuerzos cortantes.

Las ondas superficiales se transmiten en una superficie, generalmente la del terreno, si bien pueden propagarse por cualquier otra donde entren en contacto dos materiales distintos: roca-aire, roca-agua, rocas de diferentes características, etc. Los principales tipos de ondas superficiales son las Rayleigh y las Love.

Las ondas superficiales tienen una velocidad de transmisión menor que las internas y sus frecuencias son más bajas, por lo que en ocasiones

pueden verse en las colas de los trenes de ondas que se generan en las voladuras, amortiguándose menos que las ondas internas y portando a una cierta distancia la mayor parte de la energía.

En los trenes de ondas reales van superpuestas varias ondas independientes y no existe una sola frecuencia de vibración, sino un amplio margen de frecuencias con un valor más o menos dominante. No obstante, en ocasiones se asimila el paso de las ondas por un punto a un movimiento sinusoidal simple, cuyas ecuaciones de movimiento son:

$$V_{\max} = A_{\max} \cdot 2 \cdot \pi \cdot f \quad (9.38)$$

$$a_{\max} = A_{\max} \cdot (2 \cdot \pi \cdot f)^2 - V_{\max} \cdot 2 \cdot \pi \cdot f \quad (9.39)$$

donde:

$V_{\max}$  = Velocidad de vibración máxima

$a_{\max}$  = Aceleración de vibración máxima

$A_{\max}$  = Desplazamiento máximo del punto al paso de la onda

$f$  = Frecuencia de vibración

El tren de ondas producido se va amortiguando paulatinamente, con lo que matemáticamente se representaría con:

$$A_{\max} \cdot e^{-\alpha \cdot t} \cdot \sin(\omega \cdot t) \quad (9.40)$$

donde:

$\alpha$  = Coeficiente de amortiguación

$t$  = Tiempo

$$\omega = \text{Pulsación } (2 \cdot \pi \cdot f)$$

#### 9.7.1.1. Estudio de vibraciones

Los objetivos básicos de un estudio de vibraciones se concretan en dos puntos:

Conocer la ley de propagación que relaciona cargas detonadas y distancias con la intensidad máxima de vibración generada.

Conocer las frecuencias dominantes y el efecto de la superposición entre disparos consecutivos.

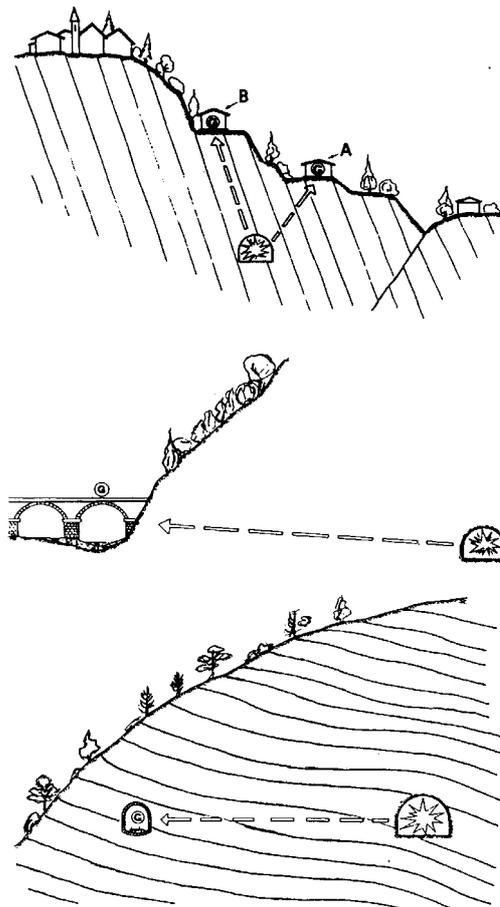


Figura 9.85. Afección de estructuras por las vibraciones de una voladura en túnel.

Con los datos de frecuencia dominante y empleando los criterios definidos por la normativa vigente se puede adoptar un límite de vibración adecuado que, una vez introducido en la ley de propagación, permita calcular la carga máxima a detonar en cada distancia a la estructura a proteger.

El parámetro generalmente utilizado para caracterizar la magnitud de la vibración es la velocidad de partícula, por ser el que mejor se correlaciona con el riesgo de daños a estructuras. Las leyes que se buscan en los estudios de vibraciones son de la forma:

$$V = k \cdot Q^\alpha \cdot DS^\beta \quad (9.41)$$

o una particularización de ésta:

$$V = K \cdot \frac{Q^\alpha}{DS^\beta} \quad (9.42)$$

donde:

V = Velocidad de partícula (mm/s)

Q = Carga de explosivo detonado (kg)

DS = Distancia a la estructura a proteger (m)

K,  $\alpha$  y  $\beta$  = Constantes a determinar estadísticamente.

Disparando cargas individuales y midiendo la velocidad de vibración que inducen a una distancia conocida, se puede hacer un ajuste estadístico de una de esas ecuaciones, hallándose así los valores de K,  $\alpha$  y  $\beta$ , que serán característicos del terreno objeto de la excavación.

Los tiros de ensayo son barrenos individuales o grupos de barrenos que se disparan instantáneamente. También es conveniente disparar grupos de

barrenos secuenciados entre sí con microrretardos, con el fin de determinar cuál es el grado de superposición, evaluando la cantidad de la energía de un barreno que se suma a la del precedente cuando son disparados con diferencia de decenas o centenas de milisegundos.

Es importante que, tanto las cargas de los tiros de ensayo, como las distancias a las que se midan las vibraciones generadas, sean lo más variadas posible, ya que así el ajuste de la ley con los puntos obtenidos es de mejor calidad, con lo que la misma es consecuentemente más representativa.

De cada tiro de ensayo se toman medidas en varios puntos distintos y con las tres componentes de la velocidad de vibración.

Una vez calculada la ley de propagación, es preciso hallar las frecuencias dominantes de la vibración. Este dato es fundamental a la hora de seleccionar el límite a imponer a las vibraciones. Con este fin, se obtienen los espectros de frecuencia y de energía acumulada.

A partir de esa información se puede confeccionar la tabla de cargas por microrretado/distancias, en la que se puede ver carga instantánea máxima o carga operan que se puede disparar para no superar una distancia dada la velocidad de vibración límite impuesta.

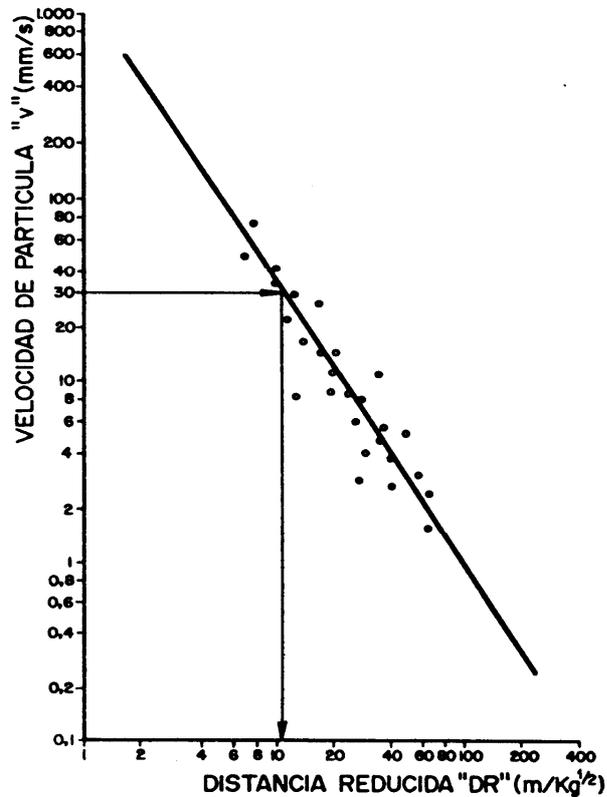


Figura 9.86. Ejemplo de Ley de propagación.

#### 9.7.1.2. Normativa española relativa vibraciones

En la actualidad, la normativa relativa vibraciones se plasma en la Norma UNE

Control de vibraciones producidas por voladuras, N° 22-381-93. A continuación se resume el contenido de la misma y si, aplicación:

Tipos de estructura:

- Grupo I. Edificios y naves industriales ligeras con estructuras de hormigón armado o metálicas.
- Grupo II. Edificios de viviendas, oficinas centros comerciales y de recreo cumpliendo la normativa legla vigente. Edificios y estructuras

de valor arqueológico, arquitectónico o histórico que por su fortaleza no presenten especial sensibilidad a las vibraciones.

- Grupo III. Estructuras de valor arqueológico, arquitectónico o histórico que presenten una especial sensibilidad a las vibraciones por ellas mismas o por elementos que pudieran contener.

Los demás tipos de estructuras, equipos, etc., quedan explícitamente excluidos de la Norma.

Límites de prevención:

Los umbrales de perturbación se establecen en función de la frecuencia principal de vibración y tipo de estructura a proteger utilizando como parámetro de medida la velocidad de partícula, aunque en el intervalo de frecuencias de 15 a 75 Hz se utilice el parámetro de desplazamiento, Fig. 95.87. En ambos casos se refiere al valor pico de la mayor componente de la velocidad de vibración medido en el terreno.

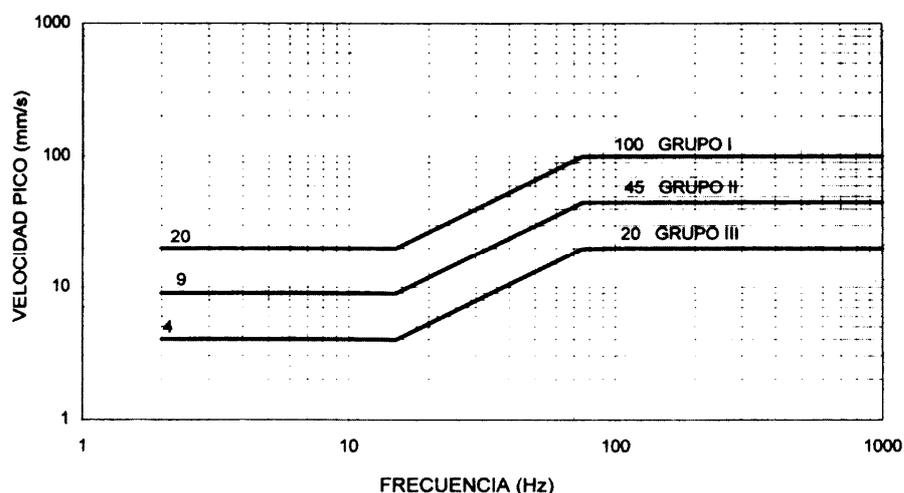


Figura 9.87. Criterios de prevención de daños.

Cuando el nivel está dado en desplazamiento, se puede calcular la velocidad equivalente conociendo la frecuencia principal, considerando un movimiento ondulatorio ideal de tipo sinusoidal:

$$V = 2 \cdot \pi \cdot f \cdot d \quad (9.43)$$

donde.

V = Velocidad de partícula equivalente (mm/s)

f = Frecuencia principal (Hz)

d = Desplazamiento admisible indicado en la Tabla 9.12 (mm).

**Tabla 9.12.**  
**Desplazamiento admisible en función del tipo de estructura**

TIPO DE ESTRUCTURA	FRECUENCIAS PRINCIPALES (Hz)		
	2-15	15 - 75	> 75
	Velocidad (mm/s)	Desplazamiento (mm)	Velocidad (mm/s)
I	20	0,212	100
II	9	0,095	45
III	4	0,042	20

Tipo de estudio requerido:

En lo referente al tipo de estudio a realizar, hay que considerar las características del macizo rocoso sobre el cuál está cimentada la estructura a proteger. Esta caracterización se efectúa por medio de la velocidad de propagación de las ondas sísmicas, Tabla 9.13.

**Tabla 9.13.**  
**Velocidad de propagación de las ondas sísmicas**

CLASE DE FORMACIÓN	VELOCIDAD SISMICA (m/s)
Dura	> 4.000
Media	2.000 - 4.000
Blanda	< 2.000

A continuación se determina la carga máxima operante de explosivo ( $Q_c$ ) que se prevé detonar, es decir, la suma de todas las cargas detonadas con el mismo número de detonador o retardo, entre números inferiores a 8 ms. El valor obtenido se corrige con el Factor de Macizo Rocoso "Fr", que implícitamente tiene en cuenta la frecuencia dominante del medio

transmisor, y el Factor de Estructura " Fe "

$$Q_c = F_r \cdot F_e \cdot Q \quad (9.44)$$

Los valores de Fe y Fr, se indican en las Tablas 9.14 y 9.15.

**Tabla 9.14.**  
**Valores de Fe en función del tipo estructura**

TIPO DE ESTRUCTURA	FACTOR Fe
I	0,28
II	1,00
III	3,57

**Tabla 9.15.**  
**Valores de F en función de la clase de formación**

CLASE DE FORMACIÓN	FACTOR Fr
Dura	0,40
Media	1,00
Blanda	2,52

Con el valor de  $Q_c$  y la distancia existente entre la voladura y la estructura a proteger se entra en la Fig. 9.88 para ver la región en la que se pretende trabajar, distinguiéndose tres tipos de estudios: estudio preliminar, medición de control y proyecto tipo de vibraciones.

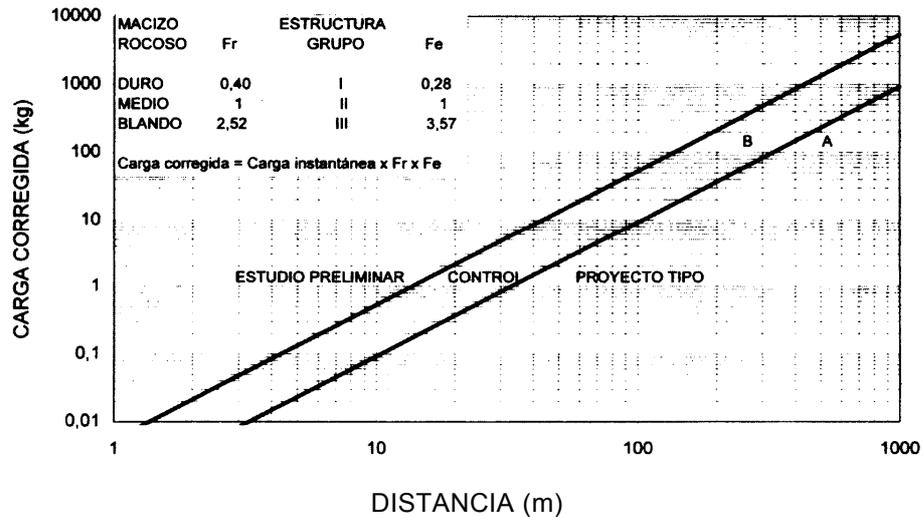


Figura 9.88. Selección del tipo de estudio.

En este último caso se estima que la carga operante de explosivo es tan baja y la distancia suficiente como para descartar cualquier incidencia de las vibraciones.

El control de vibraciones implica la medición de estas perturbaciones en una voladura de producción. Si el nivel de vibración registrado fuera menor que el criterio de prevención, podrá incrementarse progresivamente la carga hasta que las intensidades de vibración fueran iguales al valor máximo admisible. En caso contrario se pasará a hacer un estudio preliminar de vibraciones.

En los estudios preliminares se pretende conocer el comportamiento sísmico, del terreno mediante la definición de la ley de propagación, realizándose voladuras de ensayo con diferentes cargas instantáneas y registro en posiciones distantes que cubran el área de interés. Conociendo la frecuencia dominante y el tipo de estructura, y consecuentemente el criterio de daños, con la ley de propagación se elaborará la tabla de cargas máximas operantes en función de la distancia.

### 9.7.1.3. Efecto de las vibraciones y onda aérea sobre las personas

Uno de los factores con el que es preciso contar en la ejecución de voladuras es el efecto fisiológico de las mismas, ya que con niveles inferiores a los máximos admisibles para no producir daños en las estructuras se puede obtener un índice de percepción que puede hacer pensar a las personas en probables daños potenciales.

Así, en algunos proyectos -por ejemplo, excavaciones bajo zonas habitadas- los umbrales de vibración se adoptan más sobre la base de la respuesta humana que sobre la probabilidad de daños.

Existen numerosas normas sobre respuesta humana a las vibraciones, las dos más importantes son la ISO-2631 y la DIN-4150. Otros autores presentan gráficos donde establecen distintos niveles de percepción a partir de la intensidad y la frecuencia de vibración, Fig. 9.89.

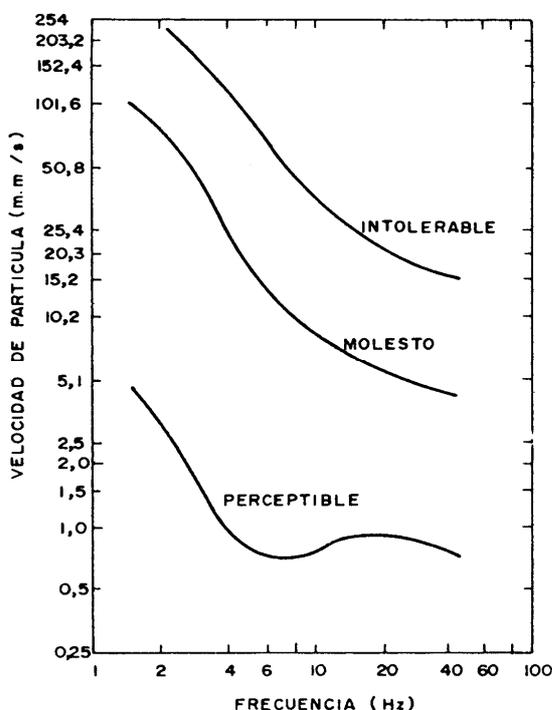


Figura 9.89. Respuestas humanas a las vibraciones.

Un procedimiento analítico de estimación del efecto es el propuesto por Steffens (1974), que se basa en el cálculo de un parámetro K.

$$K = \frac{0,005 \cdot A \cdot f^2}{\sqrt{(100 + f^2)}} = \frac{0,8 \cdot V \cdot f}{\sqrt{(100 + f^2)}} = \frac{0,125 \cdot a}{\sqrt{(100 + f^2)}} \quad (9.45)$$

donde:

$f$  = Frecuencia (Hz)

$A$  = Amplitud máxima (pm)

$V$  = Velocidad de partícula (mm/s)

$a$  = Aceleración (mm/s<sup>2</sup>).

De acuerdo con este valor de K se distinguen los niveles de percepción de la Tabla 9.16.

**Tabla 9.16**  
**Niveles de percepción en función del valor de K**

VALOR DE K	NIVEL DE PERCEPCIÓN
< 0,10	No se siente
0,10	Comienza a percibirse
0,25	Escasamente perceptible
0,63	Perceptible
1,60	Fácilmente perceptible
4,00	Fuertemente detectable
10,0	Muy fuertemente detectable

### 9.7.2. Onda Aérea

La onda aérea es la onda de presión que va asociada a la detonación de una carga explosiva, mientras que el ruido es la parte audible e

infrasónica del espectro, desde 20 Hz a 20 kHz. Las ondas aéreas son vibraciones en el aire de baja frecuencia, con valores generalmente por debajo de los 20 Hz.

Estas ondas se caracterizan por una elevación brusca de la presión seguida de un descenso relativamente lento, hasta un valor inferior a la presión atmosférica y con un posterior retorno al valor positivo. Este fenómeno, que dura inicialmente unos milisegundos, varía en función de la masa del explosivo y de la distancia al punto de iniciación de la explosión. Posteriormente esta forma de onda deriva en una serie de oscilaciones amortiguadas.

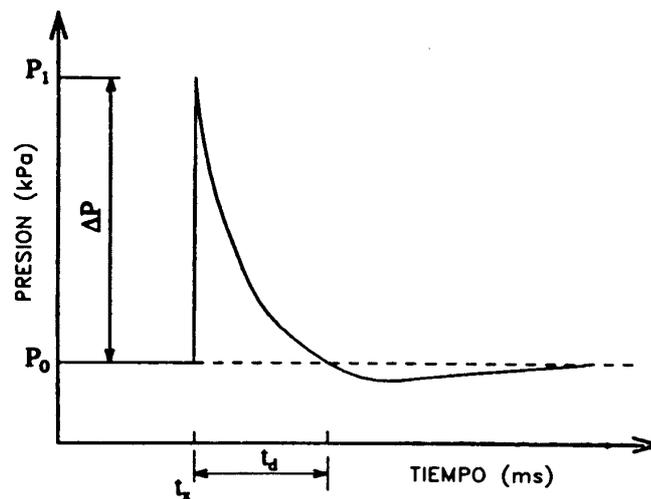


Figura 9.90. Curva de presión-tiempo de una onda aérea.

La onda aérea generada en voladuras se produce como consecuencia de seis fenómenos principalmente: escape de los gases a través del retacado, escape de los gases de explosión a través de las fisuras creadas en la roca, vibración del terreno, detonación del cordón iniciador al aire libre, desplazamiento del frente al progresar la voladura y colisión entre los fragmentos.

En las voladuras de interior, si las obras están próximas a la superficie, se generará una componente vertical de la vibración del suelo que hará que toda la superficie actúe como un gran pistón vibrante, que en su movimiento genera un pulso de presión que se llamará pulso de roca.

#### 9.7.2.1. Cálculo de sobrepresiones en voladuras subterráneas

La formula empírica propuesta por Kuzih et al. (1993) para calcular la sobrepresión originada por un barreno cargado de explosivo (ANFO) se ha obtenido a partir de la propuesta por Yakovlev:

$$\Delta P = \left[ 2900 \cdot \frac{m \cdot Q_A}{DS \cdot S} + 73 \cdot \sqrt{\frac{m \cdot Q_A}{DS \cdot S}} \right] \cdot e^{-\frac{n \cdot DS}{d_r}} \quad (9.46)$$

donde:

$\Delta P$  = Sobrepresión (kPa)

$m$  = Índice de efectividad dependiente del diseño de la voladura:

Voladuras secundarias,  $m = 0,30$

Barrenos del cuele en voladuras en túnel,  $m = 0,1 - 0,15$

Otros barrenos de voladuras en túnel,  $m = 0,05 - 0,1$

$Q_A$  = Masa de explosivo (equivalente en ANFO) detonada por retardo (kg)

$S$  = Área de la sección transversal del túnel (m<sup>2</sup>)

$DS$  = Distancia al frente de la voladura (m)

$n$  = Coeficiente de fricción de los hastiales del túnel:

$n = 0,02$  para hastiales y piso suaves y

$n = 0,03 - 0,04$  para hastiales y piso rugosos

$d_t =$  Diámetro equivalente del túnel, que se calcula con:  $d_t = 2 \cdot \sqrt{\frac{S}{\pi}}$

Para el cálculo de la masa equivalente de ANFO, cuando se utiliza otro tipo de explosivo como es habitual, se lleva a cabo a partir de la potencia relativa en peso:

$$Q_A = \frac{PRP_x}{100} \cdot Q_t \quad (9.47)$$

donde:

$PRP_x$  = Potencia relativa en peso del explosivo empleado

100 = Potencia del ANFO

$Q_t$  = Masa total de explosivo empleada por retardo (kg).

La precisión de la estimación de la sobrepresión  $\Delta P$  depende fuertemente del índice de efectividad  $m$ , por lo que en algunos casos deberá evaluarse para diversas voladuras de ensayo con un mismo diseño.

Los túneles frecuentemente se cruzan con otras labores o cambian de dirección. En tales casos, la sobrepresión siempre se reduce después de pasar la intersección o cambio de dirección. El coeficiente de reducción se define con:

$$r = \frac{\Delta P_x}{\Delta P} \quad (9.48)$$

donde:

$r$  = Coeficiente de reducción de la sobrepresión

$\Delta P_x$  = Sobrepresión después de pasar la intersección (kPa)

$\Delta P$  = Sobrepresión cuando se alcanza la intersección (kPa)

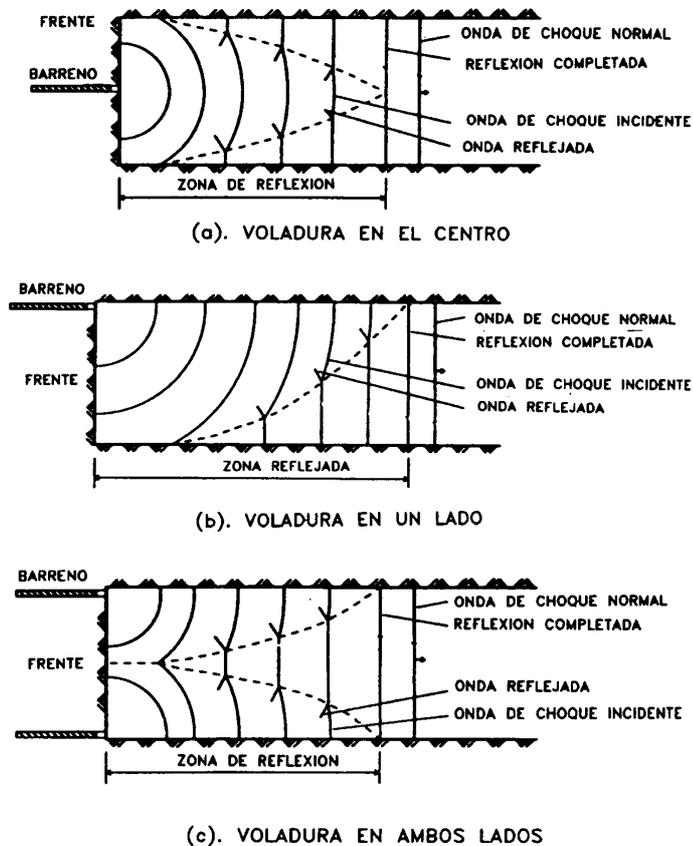


Figura 9.91. Formación de ondas aéreas en voladuras de túnel.

En la Fig. 9.92 se dan los valores de  $r$  para diferentes localizaciones y diversas configuraciones de intersección (Vaiwinco et al., 1979). Es preciso señalar que estos valores son válidos cuando la sobrepresión inicial es  $\Delta P < 100$  kPa, debido a que tales coeficientes fueron determinados bajo esas condiciones.

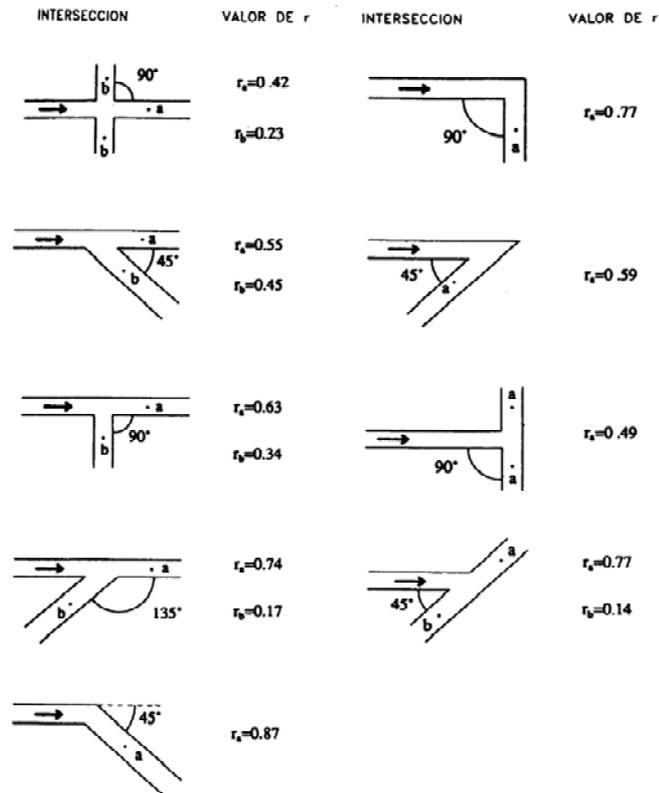


Figura 9.92. Valores de reducción de sobrepresión por la intersección de labores.

Si la onda de choque encuentra un cambio en la sección transversal del túnel, la sobrepresión también cambia. Cuando una onda de choque viaja por un túnel de pequeña sección y pasa a otro mayor, la reducción de la sobrepresión puede estimarse con la expresión siguiente (Yakovlev, 1961):

$$\Delta P_1 = \Delta P_0 \left[ \frac{S_0}{S_1} \right]^{0.8} \quad (9.49)$$

donde:

$\Delta P$  y  $S$  = Sobrepresión y sección transversal respectivamente. Los subíndices 0 y 1 representan al menor y al mayor túnel respectivamente.

El cambio de un túnel grande a otro pequeño no está, sin embargo, bien estudiado. Estas situaciones pueden presentarse en las galerías de acceso a grandes cámaras donde se realicen voladuras de destroza.

### **9.7.3. Medidas para reducir los niveles de vibración y onda aérea**

Aunque cada caso debe ser objeto de un análisis particular, se enumeran a continuación las principales medidas que pueden tomarse para aminorar las vibraciones generadas por las voladuras:

Minimizar la carga de explosivo por unidad de microrretardo: reduciendo el diámetro de perforación o acortando la longitud de los barrenos; seccionando las cargas dentro de los barrenos e iniciándolas en tiempos distintos; y utilizando el mayor número de detonadores o tiempos de retardo posible.

Reducir el número de barrenos con detonadores instantáneos, ya que éstos presentan menor dispersión que los números más altos de la serie.

Elegir un tiempo de retardo entre barrenos y filas efectivas que evite una fuerte superposición de ondas y permita un buen desplazamiento de la roca.

Utilizar el consumo específico adecuado, ya que una disminución de éste puede aumentar el confinamiento de las cargas y, por consiguiente, la intensidad de las vibraciones. Obviamente, un consumo excesivo da lugar a una sobrecarga innecesaria acompañada de grandes efectos perturbadores.

Disponer los frentes con la mayor superficie libre posible.

Crear pantallas o discontinuidades entre las estructuras a proteger y los macizos a volar.

Al igual que con las vibraciones terrestres, las recomendaciones para reducir el nivel de las ondas aéreas son:

Minimizar la carga de explosivo por unidad de microrretardo.

Elegir los tiempos de retardo, en las voladuras en banco, de modo que progrese a lo largo del frente a una velocidad inferior a la del sonido en el aire ( $< 340$  m/s).

Aumentar el confinamiento de las cargas de explosivos con longitudes de retacado adecuadas y emplear material inerte para este fin.

Evitar el empleo de cordón detonante al aire libre, y cuando éste sea necesario cubrirlo con arena fina con un espesor mínimo de 7 a 10 cm.

No disparar las voladuras a cielo abierto cuando la dirección del viento sea crítica.

Seleccionar esquemas y secuencias que eviten el reforzamiento de ondas.

Inspeccionar el estado de los frentes en las voladuras en banco antes de dispararlas para corregir las cargas en los barrenos con piedras menores que las nominales.

Controlar la carga de explosivo en terrenos con coqueras para eliminar las concentraciones puntuales.

Disponer pantallas sónicas entre las voladuras y los puntos receptores.

## 9.8. Cálculo de rendimientos y tiempos de ciclo

### 9.8.1. Velocidad de penetración

La velocidad de penetración conseguida por un equipo rotopercutivo depende de los siguientes factores: características geomecánicas, potencia de percusión de la perforadora, diámetro del barreno, empuje sobre la boca, longitud de perforación, limpieza del fondo del barreno, diseño del equipo y condiciones de trabajo, y eficiencia de la operación.

Para un equipo dado, la velocidad de penetración puede predecirse a través de los siguientes procedimientos: extrapolando los datos obtenidos en otras condiciones de trabajo, con fórmulas empíricas, y mediante ensayos de laboratorio sobre muestras representativas.

#### 9.8.1.1. Extrapolación de datos reales

Cuando se conoce la velocidad de penetración para un diámetro dado puede estimarse la que se conseguiría con el mismo equipo y un diámetro menor o mayor utilizando la siguiente expresión:

$$F = \left( \frac{D_1}{D_2} \right)^{1,5} \quad (9.50)$$

Por ejemplo, si perforando a 51 mm se consiguen 36 m/h de velocidad instantánea de penetración, haciéndolo a 64 mm el ritmo de avance conseguido será aproximadamente  $36 \cdot 0,71 = 25,6$  m/h.

#### 9.8.1.2. Fórmulas empíricas

Una fórmula que se utiliza para estimar la velocidad de penetración en una roca tipo como es el granito Barre de Vermont (Estados Unidos), que suele tomarse como patrón, es la siguiente:

$$VP(m/\text{min}) = 31 \cdot \frac{POT}{D^{1,4}} \quad (9.51)$$

donde:

POT = Potencia cinética disponible en el martillo (kW).

D = Diámetro del barreno (mm).

Así, por ejemplo, un martillo hidráulico con una potencia de 18 kW perforando barrenos de 51 mm de diámetro conseguiría una velocidad de penetración, en granito Barre, de unos 2,0 m/min.

#### 9.8.1.3. Ensayos de laboratorio

Método de la energía Específica (U. S. Bureau of Mines)

La velocidad de penetración se calcula a partir de:

$$VP = \frac{48 \cdot P_M \cdot R_e}{\pi \cdot D^2 \cdot E_v} \quad (9.52)$$

donde:

VP = Velocidad de penetración (cm/min).

PM = Potencia de la perforadora (kgm/min).

Re = Rendimiento de transmisión de energía, normalmente entre 0,6 y 0,8.

D = Diámetro del barreno (cm).

Ev = Energía específica por unidad de volumen (kgm/cm).

Para determinar la Energía Específica y el Coeficiente de Resistencia de la Roca "CRS " es preciso hacer un sencillo ensayo de laboratorio, consistente en dejar caer una pesa sobre la muestra de roca de unos 15 cm<sup>3</sup> un determinado número de veces y medir el porcentaje de material inferior a 0,5 mm (Paone y otros, 1969). La relación entre la Resistencia a la Compresión Simple y el CRS se muestra en la Fig. 9.94.

Asimismo, entre el "CRS " y la energía Específica  $E_v$ , existe una relación como la que se indica en la Fig. 9.95 (Paone, Madson y Bruce, 1969).

#### B. Índice de Perforabilidad (D.R.I.)

El índice de D.R.I. (Drilling Rate Index) desarrollado en 1979, en la universidad de Troheim (Noruega).

#### **9.8.2. Velocidad media de perforación**

La velocidad media alcanzada por una perforadora en un período de trabajo largo depende, al margen de la eficiencia de organización, de los siguientes factores:

- Profundidad de los barrenos y
- Tiempos de maniobras.

La longitud de los barrenos marca el número de barras y empalmes de la sarta de perforación, que afectan a los ritmos de avance, pues existen pérdidas de energía debidas a:

Falta de rigidez en los acoplamientos, que dan lugar a unas pérdidas del 3% de la energía transmitida por efectos de las reflexiones y del 5,5% aproximadamente por fricciones que se transforman en calor.

Rozamientos internos con elevación subsiguiente de la temperatura del varillaje, actuar éste como vehículo de transmisión de las ondas de choque. Las pérdidas estiman entre un 0,2 y 0,4% por cad barra.

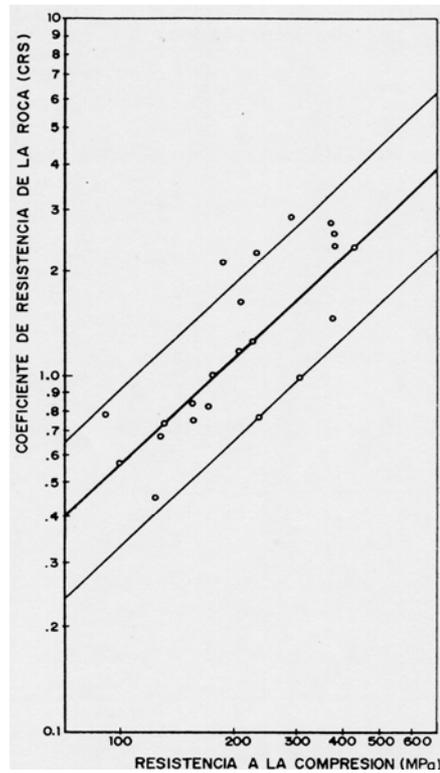


Figura 9.94. Relación entre la Resistencia a la Compresión y el Coeficiente de Resistencia de la Roca.

Las cifras indicadas sólo son válidas cuando se trabaja con martillo en cabeza. La velocidad de penetración media que resulta puede así calcularse en función del número de barras empleado, teniendo en cuenta una caída media del rendimiento del 9% equivalente a la pérdida de energía:

$$VP_m = \frac{VP}{N_v} \cdot \frac{1 - 0,91^{N_v}}{0,09} \quad (9.53)$$

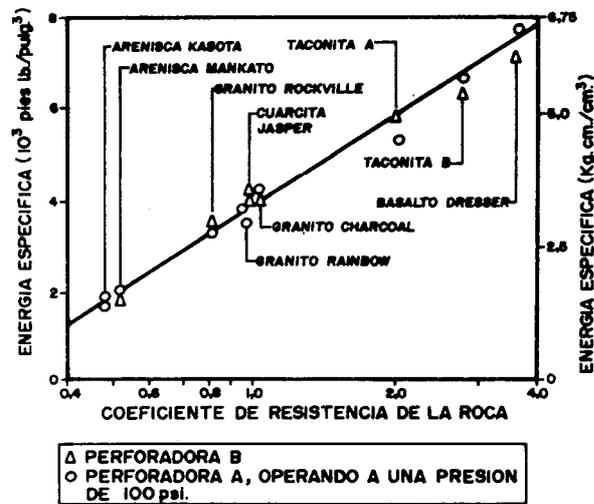


Figura 9.95. Relación entre el Coeficiente de Resistencia de la Roca y la Energía Específica.

donde:

Nv = Número de barras utilizado.

VP = Velocidad de penetración conseguida con la primera barra.

Una vez obtenido el valor medio de la velocidad de penetración se pasa a corregir ésta por los tiempos muertos o no productivos derivados de: desplazamientos de la máquina de un barreno a otro, posicionamiento y emboquillado de taladros, cambio y extracción de barras, limpieza del barreno, atascos, etc.

Si se consideran carros de perforación, con o sin cambiador automático de barras, se tendrán los tiempos medios de la Tabla 9.17.

**Tabla 8.17.**  
**Tiempos medios en cambio de barras**

	CAMBIO DE BARRA	
	MANUAL (min)	AUTOMÁTICO (min)
Tiempo de poner barra	1,0	0,9
Tiempo de quitar barra	1,5	1,0
Tiempo total de barra	2,5	1,9

Los tiempos restantes de maniobra son los reflejados en la Tabla 9.18.

**Tabla 9.18. Tiempos de Maniobra del cambio de barra**

OPERACIÓN	TIEMPO (min)
Cambio de barreno	3
Posicionamiento y emboquille	1
Limpieza de barreno	1

Así, un equipo con cambiador automático en un banco bajo de destroza que requiera una sola maniobra de barras presenta un tiempo total no productivo de 6,9 min.

Las cifras anteriores son orientativas y pueden variar en función de las condiciones de trabajo, características del equipo, etc.

Otra forma más rápida de estimar la velocidad de perforación final consiste en la utilización de ábacos como el de la Fig. 9.96, que corresponde a jumbos, y que ha sido construido para unos tiempos totales de maniobra preestablecidos.

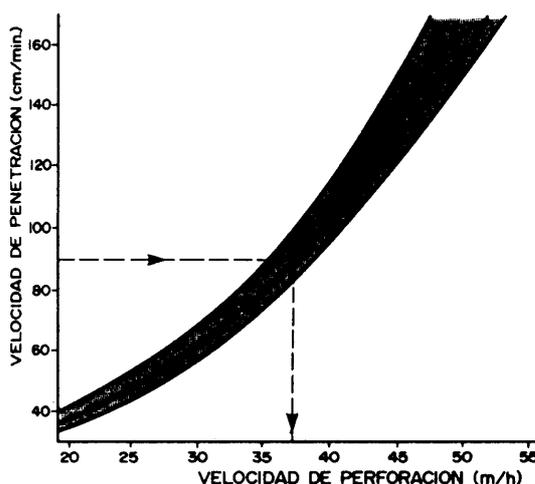


Figura 9.96. Velocidades medias de perforación en el avance de túneles y galerías.

## **10. ASPECTOS MEDIOAMBIENTALES DE LA CONSTRUCCIÓN Y EXPLOTACIÓN DE TÚNELES**

### **10.1. Generalidades**

En el mundo de la obra civil se está asistiendo en la actualidad a la construcción cada vez de un mayor número de túneles, quedando éstos habitualmente integrados dentro de proyectos de mayor amplitud, como carreteras, autopistas, ferrocarriles, centrales hidroeléctricas, acueductos, etc., en los que las consideraciones de tipo medioambiental tienen una importancia creciente, acorde con la cada vez mayor preocupación que la sociedad y la opinión pública tienen sobre la conservación del entorno.

Los túneles pueden ser de tipos diversos, por su cometido y por el entorno en que se ubican; así hay túneles urbanos, rurales, de montaña, subacuáticos, de carretera, ferroviarios, metropolitanos, etc., dependiendo las consideraciones medioambientales del tipo de túnel de que se trate, es decir, del entorno en que se ubique, de las ventajas socioeconómicas que reporte, y de las características de la obra superficial a la que sustituye.

En el caso de obras de comunicación lineales, el túnel se plantea como alternativa a la obra equivalente superficial, y la utilización de una u otra opción depende de consideraciones de tipo económico, de tiempos de transporte, y, en muchos casos, de tipo ambiental. Estas últimas consideraciones juegan a favor de los túneles, en la mayoría de los casos, por las siguientes razones:

Con la opción túnel se minimiza el impacto paisajístico en comparación con la obra superficial, quedando este tipo de problema reducido a la fase de obras en las bocas del túnel, y a los portales o boquillas en la explotación. En

el caso de ejecución de un falso túnel las ventajas en la fase de explotación se mantienen.

Se evita el efecto barrera.

No se afecta a los usos del terreno en la zona situada sobre la traza de la obra.

Se evita la pérdida de suelo.

Se reduce considerablemente el impacto sobre la fauna y la flora.

Se reduce la formación de taludes, ya que las obras de comunicación lineales, cuando se realizan en zonas de orografía complicada, como son en muchas ocasiones aquéllas en que se construyen los túneles, producen grandes superficies de taludes de pronunciada pendiente, con los problemas de estabilidad, erosión y revegetación que ello supone.

La contaminación acústica se reduce considerablemente.

Sin embargo, es necesario prevenir los problemas medioambientales que acarrearán los túneles, para lo cual debe diferenciarse entre las fases de construcción y operación. En la fase de construcción los aspectos ambientales a los que debe prestarse atención son los siguientes:

Aspectos sociológicos que implica la realización de un gran proyecto de ingeniería.

Degradación de las condiciones paisajísticas del entorno.

Producción de ruidos molestos o dañinos.

Vibraciones por causa de voladuras y circulación de maquinaria pesada.

Generación de humos y polvo.

Producción de residuos, como los escombros procedentes de la excavación del túnel, y los procedentes de la maquinaria utilizada.

Afecciones a la hidrología subterránea del macizo rocoso atravesado por la obra.

Contaminación provocada en las labores de investigación geotécnica, como realización de sondeos mecánicos y geofísicos.

Problemas ambientales provocados por la construcción de las chimeneas y torres de ventilación.

Formación de taludes.

En la fase de explotación de los túneles los problemas ambientales más frecuentes son los siguientes:

Aumento del tráfico en el caso de túneles carreteros.

Posible afluencia masiva de visitantes a zonas de alto valor ecológico a las que el túnel facilita el acceso.

Impacto paisajístico de los portales.

Alteración de los usos del suelo en los emboquilles.

Generación de ruido en las entradas.

Formación de humos procedentes de los automóviles.

Producción de residuos procedentes de accidentes, desprendimientos de cargas, aceites, etc.

Afección a la hidrología subterránea si el túnel no está bien impermeabilizado.

Una estimación de la importancia relativa de los distintos impactos provocados por los túneles es la mostrada en la Tabla 10.1. Esta valoración es meramente indicativa, debiéndose realizar en cada caso un análisis exhaustivo de los posibles impactos y de los efectos que éstos provocan.

**Tabla 10. 1.**  
**Importancia relativa de los impactos provocados por los túneles**

IMPACTOS	IMPORTANCIA RELATIVA
Hidrología subterránea, superficie afectada.	Muy importante
Vegetación, impacto visual, ruido	Importante
Afección a construcciones e instalaciones, residuos sólidos y líquidos.	Poco importante
Vibraciones y humos	No significativo

En este capítulo se analizan, con una visión general, las relaciones existentes entre la construcción y operación de un túnel y su entorno, comenzando con el socioeconómico para pasar luego al físico y biológico, haciendo también mención al entorno urbanístico.

## **10.2. Aspectos Socioeconómicos**

Las principales razones que llevan a la construcción de una obra subterránea son de tipo social, económico o político, como son la mejora de las comunicaciones, y el ahorro en la ejecución de las mismas. Por ello, la influencia que la construcción de un túnel tiene sobre los aspectos socioeconómicos del área en que se ubica debe ser tenida en cuenta a la hora de estimar sus efectos ambientales, ya sean éstos positivos o negativos.

A continuación se analizan estos posibles efectos bajo una óptica general, y con referencia principal a los túneles carreteros y ferroviarios.

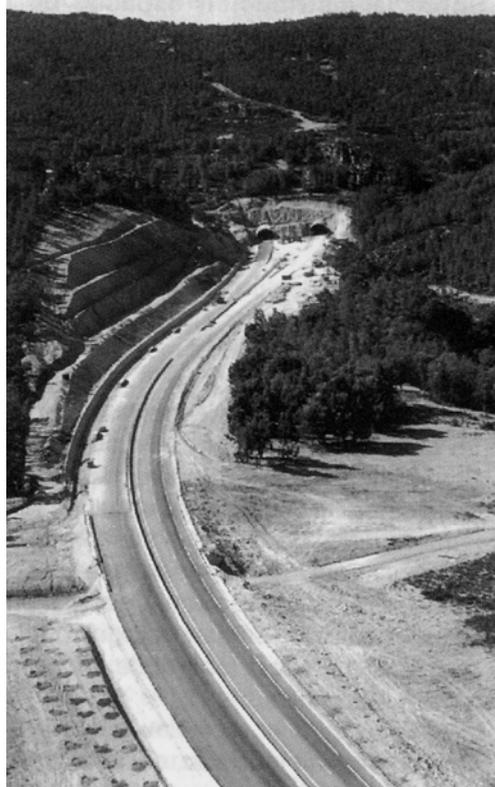


Foto 10.1. Entrada a los túneles de Miravete, en el tramo Almaraz-Jaraicejo.

### **10.2.1. Demografía**

#### a) Sobre la estructura demográfica

Se puede considerar que el efecto de los túneles sobre este aspecto está provocado más que por éstos en sí mismos por la obra de comunicaciones de la que forman parte.

Durante la fase de obras se da la presencia en las poblaciones cercanas de los operarios del túnel, que serán por lo general jóvenes, lo cual, en zonas rurales, afectará claramente a la estructura de la pirámide de población. Adicionalmente, estos trabajadores demandarán infraestructuras de alojamiento, dotaciones asistenciales, docentes y sanitarias.

En la fase de operación pueden producirse procesos de inmigración o emigración en la zona, dependiendo de las posibilidades que ofrezca la misma; teniendo en cuenta que los principales protagonistas de los procesos migratorios son las personas jóvenes, se deduce la influencia de este aspecto sobre la estructura demográfica.

#### b) Sobre la distribución espacial de la población

El túnel, en comparación con las obras superficiales, al reducir los cambios de propiedad del terreno y, por tanto, las expropiaciones, y al no generar efecto barrera, no produce mayores cambios en la distribución espacial de la población que los inducidos por la mayor movilidad que ésta pueda tener.

#### c) Alteraciones en la población activa

Estas alteraciones serán escasas en la zona cercana a la obra, ya que los trabajadores formarán parte de empresas constructoras que, en general, pertenecerán a otras localizaciones geográficas. Algunos trabajos subcontratados podrán recaer en personal laboral de las cercanías.

Como ya se ha indicado, durante la fase de construcción se producirá un crecimiento en la demanda de servicios por parte de los trabajadores, lo cual redundará en el aumento de los puestos de trabajo. Si la mejora de las comunicaciones que suponga la entrada en funcionamiento del túnel produce un crecimiento económico de la zona, se inducirá descenso de los índices de desempleo. También, si se aumenta la escala geográfica del análisis, es claro que la construcción, sector dentro del cual se incluyen los túneles, es uno de los ámbitos más importantes en la generación de empleo.

En cuanto a la fase de operación del túnel, deberán realizarse únicamente trabajos de mantenimiento, los cuales exigen poco personal.

#### d) Alteraciones sobre la salud

Resulta evidente que la influencia que tiene la construcción de un túnel sobre la salud de las personas que habitan la zona será extraordinariamente escasa. Únicamente deberá prestarse atención a que no se excedan los límites de emisión de polvo, humos y ruido, más que por que puedan suponer problema grave para la salud de los habitantes, por que les puedan provocar molestias.

El problema para la salud de los trabajadores será más grave, si bien pertenece ya a consideraciones de tipo de seguridad e higiene en el trabajo.

En la operación del túnel ya construido los problemas para la salud vendrán dados por las deficiencias que en la ventilación pudieran darse, que provocarían serios problemas a los usuarios de túneles para tráfico automóvil por causa de la contaminación de la atmósfera interior, por los accidentes que inducirían un mal trazado o señalizado, y en menor medida por la incidencia que tuvieran sobre el entorno los humos y ruidos provocados.

#### **10.2.2. Factores Socioculturales**

Un aspecto socio-cultural importante sobre el que puede incidir una obra de comunicación es sobre los modos de vida de la población cercana a la misma. Durante la construcción del túnel en una zona rural y montañosa, la existencia de personas foráneas ejerce una influencia transformadora en las costumbres del área. Un aspecto muy positivo que implica la opción túnel es el hecho de no suponer efecto barrera, con lo que no se produce una disminución en la cohesión de las comunidades, factor éste muy importante cuando se trata de áreas con un alto grado de dispersión demográfica.

Los efectos sobre el patrimonio histórico, en cuanto a desestabilizaciones geotécnicas y destrucción de yacimientos arqueológicos,

deben estudiarse con atención, si bien también en este aspecto el túnel suele considerarse como una medida positiva frente a las obras superficiales.

### **10.2.3. Sector Primario**

La adquisición de terrenos se da únicamente en los emboquilles y en las instalaciones exteriores, tipo chimeneas de ventilación. Por ello, en este aspecto, la incidencia sobre las actividades agropecuarias, forestales y cinegéticas es muy reducida. La misma consecuencia tiene la poca influencia que sobre la accesibilidad a las fincas agrarias impone la construcción de un túnel.

Mayor impacto puede suponer el que se alteren los regímenes hidrogeológicos del monte atravesado por la obra, y las variaciones en la productividad por causa de la emisión de polvo durante la construcción y humos durante la explotación.

También debe indicarse que la mayor movilidad que supone la construcción de una nueva vía de comunicación actúa en detrimento del sector agrario, debido a la alta sensibilidad de éste a los fenómenos migratorios.

### **10.2.4. Sector secundario**

Una obra de comunicaciones mejora la accesibilidad de las zonas que atraviesa, lo cual se traduce en la mejora en el transporte de mercancías, por lo que se verá potenciado el sector industrial del área.

### **10.2.5. Sector terciario**

Como ya se ha indicado, durante la fase de construcción se producirá un aumento en la demanda de servicios, por lo que el sector terciario de la zona se verá influido favorablemente.

### **10.2.6. Sistema Territorial**

La mejora en la accesibilidad se puede traducir en variaciones positivas o negativas, según los casos, en el sistema territorial. La disminución del efecto barrera en la obra global de comunicaciones, provocada por la adopción del túnel en alguno de sus tramos, reduce la influencia sobre el sistema territorial.

### **10.3. Usos del Terreno**

Durante la ejecución de cualquier obra civil se produce ocupación de terrenos, teniendo ello como consecuencia los gastos de adquisición de los mismos, así como incidencia en factores paisajísticos y de ordenación del territorio. Este último aspecto puede influir en los entornos socioeconómico y natural, al afectar a viviendas, industrias, labores agropecuarias, o a fincas con alto valor ecológico.

Debe diferenciarse entre dos tipos de ocupación de terrenos, con consecuencias bien distintas: la ocupación permanente y la temporal. La ocupación permanente será aquella que deba darse durante el período de operación de la obra; en el caso de un túnel de carretera serían las superficies ocupadas por la calzada, arcenes, cunetas, portales, taludes, torres de ventilación, etc. La ocupación temporal es la que se da únicamente en la fase de construcción, siendo mayor que la anterior, puesto que es preciso ocupar una superficie mayor para dar cabida a la infraestructura necesaria para la ejecución de la obra (vías para la maquinaria, barracones, apilado de escombros, etc.), y se ocupan terrenos que luego son recuperados. En este sentido debe indicarse que la ejecución de falsos túneles, es decir, excavar el túnel a cielo abierto y luego recubrirlo reponiendo los terrenos iniciales, tiene la ventaja de reducir

considerablemente la superficie afectada permanentemente, pudiendo ser así reintegrada a su entorno.

Económicamente los dos tipos de ocupación tienen una influencia diferente sobre la obra, ya que supone una inversión superior adquirir un terreno definitivamente que adquirirlo temporalmente.

En cualquier caso, debe indicarse que desde el punto de vista de afección a los usos del terreno, resulta mucho menos agresiva la opción túnel que su equivalente superficial.

#### **10.4. Hidrológica Subterránea y Patrimonio Geológico**

Un factor geológico importante que se evalúa en los proyectos de obras subterráneas es la hidrogeología, ya que el agua del subsuelo es capaz de provocar desestabilidades en el macizo rocoso a sostener y obliga a importantes actuaciones de impermeabilización y drenaje. Ello hace que desde las primeras fases del proyecto se intente detectar las vías preferentes de circulación de aguas (fallas, cavernas cársticas) y la existencia de acuíferos, para poder así diseñar la traza por las formaciones más adecuadas y aplicar los métodos constructivos más apropiados.

Cuando se construye un túnel, éste interactúa con el régimen hidrogeológico del macizo que atraviesa, es decir, no sólo la hidrogeología afecta al túnel, sino que también el túnel afecta a la hidrogeología, al constituirse en un gran drenaje que deprime los niveles freáticos. Teniendo en cuenta lo estrecho de la relación existente en la naturaleza entre los regímenes hídricos subterráneo y superficial, se deduce que la afección al primero de ellos alterará, en mayor o menor medida, los regímenes hidráulicos de manantiales, fuentes, arroyos, y, en general, corrientes superficiales de agua en el área.

De lo anterior se deduce la posibilidad de afección de un túnel al entorno hidrológico de un amplio área, ya que las formaciones geológicas consideradas como acuíferos pueden estar conectando zonas de recarga y drenaje muy separadas entre sí.

La importancia del impacto sobre la hidrología superficial estriba en el hecho de ser el agua el recurso mineral más importante para las comunidades humanas, así como el principal factor físico de configuración de los ecosistemas naturales, al depender de él de forma directa la vida vegetal, base de las cadenas tróficas.

#### **10.4.1. Efectos sobre la hidrología subterránea**

Durante la fase de exploración del macizo rocoso se pueden realizar sondeos con el fin de tomar muestras sobre el material a atravesar y obtener un modelo estructural. Estos sondeos pueden actuar en algunos casos como vías de drenaje de acuíferos colgados, Fig. 10.1, desecando pozos y manantiales situados sobre la obra a realizar, a la vez que pueden suponer un peligro si atraviesan la futura traza del túnel al constituirse en una vía preferente de aflujo de agua al mismo. Para evitar esto se debe planificar detalladamente la ubicación de los sondeos, de forma que aporten la mayor información posible sin perjudicar a las futuras fases del proyecto.

Los problemas de drenaje dependen del método constructivo que se utilice; si en el avance se utilizan explosivos se producirá un cierto grado de fisuración de la roca alrededor del túnel. La existencia de esta corona de roca fracturada, aparte de suponer un claro problema geotécnico, favorece la circulación del agua, tanto hacia el interior del hueco creado, como paralelamente al eje del túnel. Cuando se utilizan medios mecánicos la afección a los materiales circundantes será menor, pero precisamente cuando se utilizan estos medios es porque se da la presencia de materiales

no plenamente competentes, que incluso sin verse afectados presentan de por sí una buena permeabilidad.

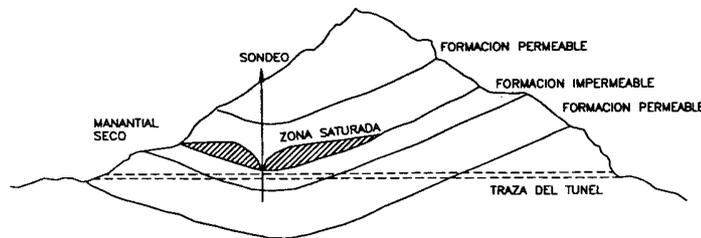


Figura 10.1. Drenaje de un acuífero colgado por la acción de un sondeo

Para evitar los problemas que provoca el agua en la obra se recurre a la impermeabilización, que puede consistir en la inyección a presión de cemento o resinas en aquellas zonas con mayores problemas de fracturación o disgregación. Estos métodos estabilizan geotécnicamente el medio a la vez que rellenan las fisuras y poros con lo que reducen la transmisividad. Otros métodos consisten en el recubrimiento de bóveda, solera y hastiales con diferentes tipos comerciales de láminas impermeables que se instalan, bien a cara vista, bien entre el hormigón y la roca. En todos los casos la impermeabilización nunca es total y, en ocasiones, si la cantidad de agua es pequeña y el uso del túnel lo permite, tampoco se pretende que lo sea, puesto que resulta más económico mantener un sistema de drenaje mediante cunetas o colectores que acometer una obra de impermeabilización.

Cuando se extrae agua del túnel, se está alterando el régimen de descarga del acuífero, ya que los manantiales por los que drenaba de forma natural verán disminuidos sus caudales, y se verán influidas negativamente las comunidades freatófilas y de ribera asociadas a estas fuentes. También, si el acuífero suministra agua a pozos utilizados para regadío se disminuirá el caudal extraíble de éstos, obligando a abandonar determinados usos tradicionales. Sin embargo, estos problemas rara vez llegarán a darse de forma significativa, debido a la propia necesidad de constructores y

mantenedores de la obra subterránea de impedir que se den filtraciones de agua.

Para prevenir y controlar el impacto sobre la hidrogeología se deberá tener conocimiento con la mayor precisión posible de los siguientes aspectos:

- a) Obtener un modelo hidrogeológico detallado del área en que se ubica la obra.
- b) Realizar un inventario de los puntos de agua permanente en el macizo cruzado por la traza, es decir, pozos, manantiales, zonas húmedas o encharcadas.
- c) Distribución temporal de caudales en las corrientes de agua de la zona.
- d) Intensidad de las precipitaciones en estaciones meteorológicas cercanas.
- e) Profundidad de agua en los pozos y alturas de los niveles piezométricos.

#### **10.4.2. Patrimonio Geológico**

En la construcción de obras lineales de comunicación un aspecto ambiental que debe considerarse es el impacto sobre el patrimonio geológico. En ocasiones, una carretera o ferrocarril puede destruir yacimientos paleontológicos de interés científico en la datación de las formaciones o en el estudio de las condiciones de vida antiguas. También se pueden destruir formaciones geológicas de interés cultural, estético o científico. En este concepto, la construcción de un túnel presenta una influencia claramente positiva, al no alterar formaciones geológicas

superficiales, a la vez que permite el conocimiento y estudio de las formaciones subterráneas, a las que de otro modo no se tendría acceso directo.

## **10.5. El Ruido**

En la construcción y operación de obras destinadas al transporte terrestre se producen importantes emisiones de ruido. El ruido es causa de molestias a las personas y también causa de afección al espacio natural, por lo que debe estar sujeto a estudio, control y prevención. A grandes rasgos, las actuaciones que deben realizarse para minimizar el impacto acústico provocado por la construcción de un túnel son las siguientes:

- a) Realizar estudios sobre la situación acústica pre-operacional en el entorno del área que se verá afectada por la construcción de la obra.
- b) Predecir el impacto acústico que la ejecución y operación van a provocar en el entorno.
- c) Establecer el grado de riesgo para cada constituyente de la zona afectada.
- d) Proponer y estudiar posibles alternativas para reducir el impacto.
- e) Introducir las medidas correctoras oportunas para reducir o eliminar el impacto acústico.

### **10.5.1. Efectos Provocados por el Ruido**

Los efectos que pueden llegar a provocar la exposición a fuertes niveles de ruido son los siguientes:

a) Efectos sobre las personas:

Fisiológicos, como la sordera que se produce en aquellas personas sometidas a fuertes niveles de inmisión sonora durante tiempos prolongados.

Psicológicos, provocados por la interferencia sobre las comunicaciones y el descanso.

Empeoramiento de las condiciones de trabajo, lo cual acarrea aumento de accidentes y disminución en el rendimiento.

Efectos subjetivos, provocados por la molestia que produce el estar sometido a ruidos.

Sobre la salud; el ruido puede provocar desorganización visual, taquicardias y afectar incluso a los procesos digestivos.

b) Efectos sobre la fauna:

Sobresaltos y movimientos bruscos provocados por ruidos intensos y puntuales.

Cuando se producen ruidos en la época de celo se alteran las costumbres de apareamiento.

En la época de cría se puede provocar el abandono de nidos por parte de los progenitores.

Durante la explotación de un túnel carretero, el ruido del tráfico es más continuo y amortiguado que durante la fase de construcción, por lo que la fauna se acostumbra rápidamente al mismo.

### 10.5.2. Principales Fuentes de Ruido

El conocimiento preciso de las fuentes sonoras es necesario para realizar una correcta caracterización de los ruidos que se van a producir, estimar los efectos que éstos van a provocar, así como para poder planear las actuaciones que minimicen el impacto acústico.

En la Fig. 10.2 se muestran las formas de onda de los principales tipos de ruidos.

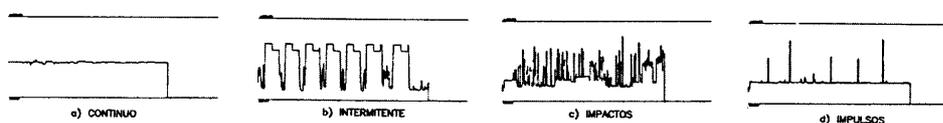


Figura 10.2. Formas típicas de ondas sonoras.

A continuación se enumeran las principales fuentes de ruido que se dan en la construcción y explotación de un túnel.

a) Fuentes fijas durante la construcción

Realización previa de sondeos de exploración del macizo rocoso.

Equipos exteriores de ventilación, que se ocupan de renovar el aire del interior de la obra.

Centrales de hormigón, que suelen situarse en los emboquilles para suministrar dichos productos a las labores de encofrado y concreto proyectado.

Grupos motogeneradores, ya que en muchas obras no se dispone de la posibilidad de conseguir suministro eléctrico de la red general.

Grupos motocompresores.

Voladuras en los emboquilles o en la construcción de falsos túneles. Cuando la voladura se realiza en interior no supone fuente de impacto acústico en el entorno. Es un ruido de tipo impulsivo que alcanza entre 70 y 140 dB(A), que aparte de los daños reales que pueda provocar, genera un efecto subjetivo de rechazo por parte de la población.

Carga y descarga de escombros. En ocasiones el material que se extrae del interior del túnel es apilado en su exterior; en el proceso de descarga y carga se produce polvo y ruido, dependiendo su cuantía de la granulometría y tipo de material y de la altura de vertido.

b) Fuentes móviles durante la construcción

Movimiento de maquinaria, como camiones, excavadoras, grúas, etc.

Tratamiento de los taludes que se forman en las entradas. Este tratamiento puede consistir en estabilización geotécnica o en restauración vegetal o edáfica.

c) Fuentes fijas durante la explotación,

Instalaciones externas de ventilación, ya sean en las cercanías de los portales o en las chimeneas de ventilación.

d) Fuentes móviles durante la explotación

Vehículos que transitan. Las principales fuentes de ruido en un vehículo en circulación son motor, escape, admisión, transmisión, ventilador, frenos, carrocería y neumáticos. Se ha estimado que cuando la velocidad es inferior a los 60 km/h la fuente predominante es el motor, mientras que a velocidades superiores son los neumáticos. Con vehículos pesados este umbral se sitúa en 90 km/h.

Labores de mantenimiento de la vía, arcenes, cunetas, taludes y portales.

**Tabla 10.2.**  
**Niveles de ruido correspondientes a distintas fuentes**

FUENTE	NIVEL DE RUIDO (dB)	RESPUESTA	EFECTO SOBRE LA CONVERSACIÓN	DAÑOS AL OÍDO
Cubierta de portaviones	150		Imposible	
Avión a reacción	140	Doloroso		
Avión a reacción a 60 m	120	Máximo esfuerzo vocal		
Discoteca	120			
Perforadora	120			
Bocina de coche a 1 m	120			
Avión a reacción a 600 m	110	Muy molesto		
Grito a 15 m	100		Gritando al oído	
Estación de metro	95		Gritando a 2 m	
Camión a 15 m	90	Molesto	Conversación muy alta a 0,5m	Daños después de 8h
Martillo neumático a 15 m	80		Conversación alta a 0,5 m	
Tren de mercancías 15	80	Límite uso del teléfono Intensivo	Conversación alta a 1 m	
Tráfico autopista 15 m	70	Tranquilo	Conversación normal a 3 m	Posibles daños
Acondicionador de aire 6 m	60			
Tráfico ligero a 30 m	50			
Sala de estar	50			
Dormitorio	40	Muy tranquilo		
Pájaro	40	Justo audible		
Biblioteca	30			
Susurro a 5 m	20			
Estudio de radio	10			

Fuente: ROMANA, M. y SAEZ, J. (1994)

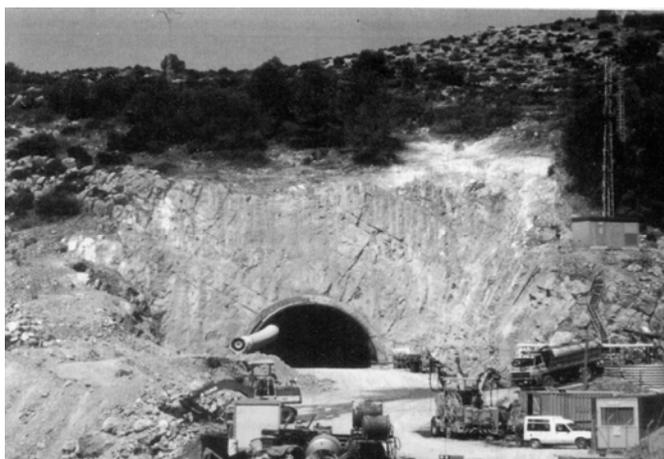


Foto 10.2. Acceso a uno de los cuatro túneles ferroviarios en la línea Oropesa-Benicasim (Benicasim U.T.E.).

### 10.5.3. Conceptos Básicos en Ruidos

El sonido se transmite a través del aire como ondas de presión, de forma que la presión en un punto fluctúa alrededor de un valor medio de forma periódica. Al constituir una onda, el ruido tiene período, amplitud y frecuencia; el período, T, es el tiempo que tarda en completarse un ciclo completo, la amplitud A es el valor máximo que alcanza la presión con respecto al valor medio, y la frecuencia es el número de ciclos completos que se producen en la unidad de tiempo.

Según las Leyes de Weber-Fecner, cuando al oído se le somete a estímulos que varían en forma de progresión geométrica, las sensaciones que el sujeto experimenta crecen en forma de progresión aritmética. La relación entre dichas progresiones es logarítmica, por lo cual, en la medida del sonido se utilizan escalas logarítmicas. Así, el Nivel de Presión Sonora  $L_p$  es 20 veces el logaritmo decimal de la relación entre dos presiones acústicas, la que se desea medir P, y otra tomada como referencia  $P_0$ , cuyo valor es  $2 \times 10^{-5}$  Pa, es decir, la variación de presión mínima detectable.

$$L_p = 20 \cdot \text{Log} \frac{P}{P_0} \quad (10.1)$$

siendo:

$L_p$  = Nivel de presión sonora (dB)

$P_0$  = Presión de referencia ( $2 \times 10^{-5}$ )

P = Presión sonora (Pa).

El nivel de presión sonora cuantifica la fuerza de las señales acústicas con relación a un nivel mínimo de referencia. Al expresarse en escala logarítmica, dos niveles de presión sonora no se suman algebraicamente; por

ello, el nivel de presión sonora total  $L_{PT}$  correspondiente a varias presiones sonoras P, vendrá dado por la siguiente expresión:

$$L_{PT} = 20 \text{Log} \frac{\sum P_i}{P_0} \quad (10.2)$$

O bien, el nivel de presión sonora total  $L_{PT}$  expresado en función de los distintos niveles constituyentes  $L_{pi}$  será:

$$L_{PT} = 20 \text{Log} \left[ \text{antiLog} \frac{L_{p1}}{20} + \text{antiLog} \frac{L_{p2}}{20} + \dots \right] \quad (10.3)$$

La percepción que el oído tiene de los sonidos no depende únicamente de los niveles de presión sonora de éstos, sino también de la frecuencia de los mismos, siendo más perceptibles y molestas las frecuencias altas de los sonidos agudos que las frecuencias bajas de los sonidos graves. Por ello se define el concepto de Nivel de Sonoridad, con el que se cuantifica la intensidad con que un sonido es percibido.

En la Fig. 10.3 se presentan las curvas isofónicas, a cada una de las cuales corresponde un mismo nivel de sonoridad, en función del nivel de presión sonora y de la frecuencia de la onda sónica.

Estas curvas están dadas en fones. La unidad de sonoridad es el son, siendo el nivel de sonoridad percibido por un individuo medio al oír un tono de 1000 Hz a un nivel de presión sonora de 40 dB; a un sonido considerado dos veces más sonoro le corresponde en esta escala un valor de dos sones. La relación entre las unidades de fon y son está dada por la siguiente expresión:

$$S(\text{sones}) = 2^{\frac{F(\text{sones}) - 40}{10}} \quad (10.4)$$

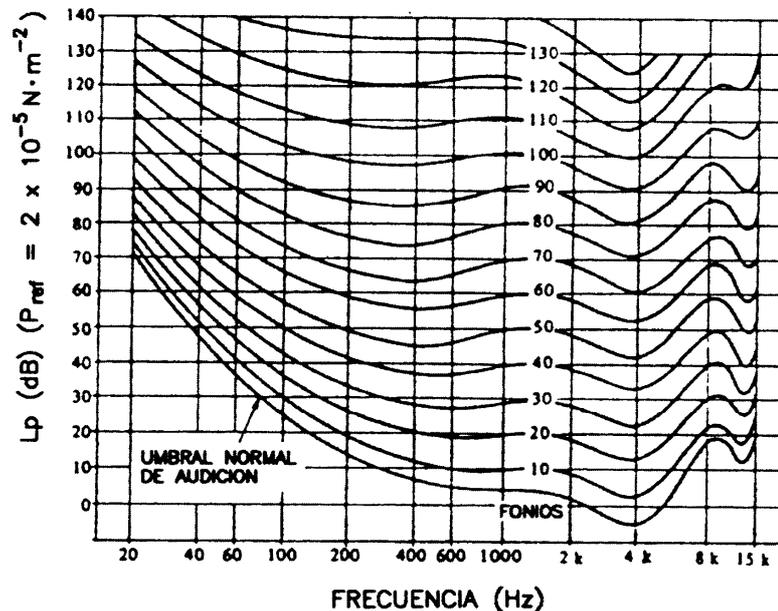


Figura 10.3 Curvas Isofónicas

En general, los ruidos reales están constituidos por la superposición de sonidos puros, que son aquéllos caracterizados por una única frecuencia. Por ello, dentro de un mismo ruido se puede identificar una amplia gama de frecuencias pasando de unas a otras sin solución de continuidad. En el espectro de frecuencias se representa la distribución de energía de un ruido en función de sus frecuencias componentes.

El rango de frecuencias audibles se divide en incrementos a los que se asigna un nivel medio de energía acústica. Esta división se puede hacer de dos formas:

- a) En bandas de octava: gama de frecuencias comprendidas entre una dada  $f$  y otra  $2 f$ .
- b) En bandas de tercio de octava: gama de frecuencias comprendidas entre una dada  $f$  y otra  $2^{1/3} f$ .

Con el espectro de frecuencias de un ruido se puede cuantificar su grado de molestia con respecto a un sujeto medio. Dos ruidos con el mismo nivel de presión sonora pero con distintos espectros de frecuencias presentan grados de molestia diferentes, siendo ésta tanto mayor cuanto mayor sea la distribución en altas frecuencias.

En los aparatos de medición de ruidos, sonómetros, para simular la percepción que el oído tiene de los sonidos se utilizan las curvas de ponderación, con las cuales se filtra el espectro de frecuencias, restando valor a los niveles de potencia sonora correspondientes a las frecuencias bajas. En la Fig. 10.4 se muestran tres curvas de ponderación, siendo la más comúnmente utilizada la A. Los valores obtenidos utilizando esta curva se expresan con la notación dB.

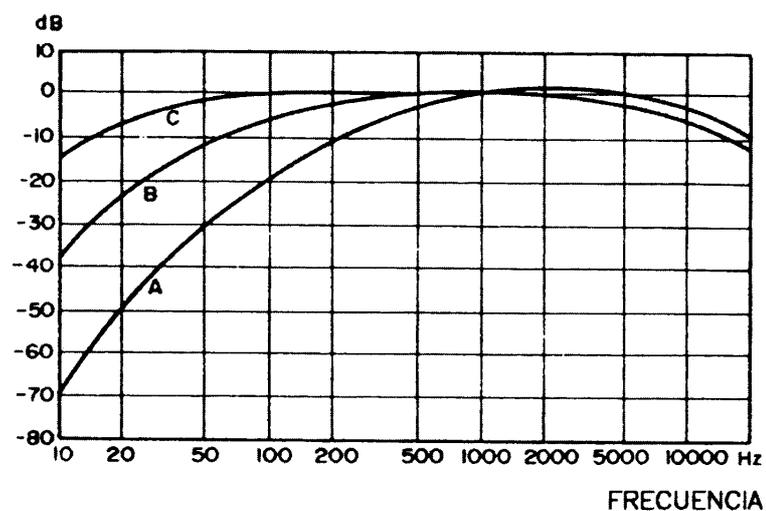


Figura 10.4. Curvas de ponderación.

Con los sonómetros, aparte del nivel de presión sonora pueden medirse otros parámetros como son el nivel de exposición sonora, niveles de pico, percentiles, etc. Otro parámetro de gran importancia que puede medirse es el nivel sonoro continuo equivalente,  $L_{eq}$ ; con el que se cuantifica la intensidad de ruido que se da a lo largo de un determinado intervalo de tiempo:

$$L_{eq.T} = 10 \text{Log} \frac{1}{T} \int_0^T \frac{P_A^2(t)}{P_0^2} dt \quad (10.5)$$

siendo:

$L_{eq.T}$  = Nivel sonoro continuo equivalente a lo largo de un intervalo de tiempo T (dB)

T = Tiempo de duración de la medida (s )

$P_A(t)$  = Presión sonora instantánea en el instante t (Pa)

$P_0$  = Presión de referencia ( $2 \times 10^{-5}$  Pa ).

#### **10.5.4. Niveles máximos de ruido aceptables**

En cuanto a los niveles de inmisión sonora debe diferenciarse entre aquellos a que se ven sometidos los operarios de la obra, y los que afectan a las personas que se encuentran en el entorno de la misma.

En el R.D. 1316/89 de 27 de Octubre se definen los niveles máximos de inmisión de los trabajadores, las medidas correctoras a adoptar y la forma de ejecutarlas. Este aspecto queda englobado dentro de las medidas de seguridad e higiene en el trabajo y cobra especial importancia en las labores desarrolladas en el interior del túnel, ya que al constituir un espacio cerrado los ruidos se perciben con mayor intensidad.

El parámetro que mejor cuantifica los niveles de inmisión es el nivel sonoro equivalente, ya que relaciona la intensidad del ruido con su tiempo de duración. Con respecto a este parámetro están legislados los límites máximos aceptables, siendo menor el tiempo máximo durante el cual una persona puede estar sometida a un ruido cuanto mayor sea su nivel de presión sonora.

También existe una propuesta de legislación de los niveles máximos de ruido en poblaciones, que establece la regulación según el tipo de entorno y según el horario. En la Tabla 10.3 se muestran los valores máximos admisibles de nivel sonoro equivalente según sea horario diurno (NED, entre 7:00 y 22:00 h) o nocturno (NEN, entre 22:00 y 7:00 h del día siguiente).

**Tabla 10. 3.**  
**Niveles máximos de inmisión sonora**

TIPO DE RECEPTOR	NIVEL MÁXIMO INMISIÓN dB (A)	
	NED	NEN
A. Areas sanitarias, docentes, parques naturales	55	45
B. Viviendas, hoteles, áreas deportivas	60	50
C. Oficinas, servicios públicos, centros comerciales	65	60
D. Industrias, estaciones de viajeros	75	70

### **10.5.5. Condiciones Sónicas en los Emboquilles de un Túnel en Explotación**

En los túneles ferroviarios o carreteros la circulación de vehículos o trenes provoca problemas de ruido. En las cercanías de las entradas a la obra el problema es independiente del túnel y existiría igualmente si éste no se construyera. Únicamente debe indicarse el hecho de que en túneles de montaña dichas entradas pueden provocar la reflexión del ruido de los convoyes y vehículos que se acercan o alejan, con lo que se aumenta el problema acústico en las zonas cercanas.

Cuando los vehículos se encuentran en el interior, cerca de las salidas, las únicas vías de escape del ruido que generan son los emboquilles, con los que éstos dirigen el camino de escape de los ruidos pudiendo afectar a las zonas circundantes.

Debe indicarse, sin embargo, que el principal problema que supone la circulación de vehículos en el interior de un túnel no es de índole medioambiental sino de confort de los usuarios, ya que éstos perciben con mucha mayor intensidad el ruido de los vehículos en el interior que en el exterior, pudiendo ello provocar molestias si sobre todo la transición del exterior al interior es demasiado brusca. Una solución es recubrir las paredes interiores con material absorbente de ruido, principalmente en las cercanías de las salidas, para hacer a los usuarios la transición menos brusca.

#### **10.5.6. Medidas para el Control del Ruido**

Las medidas que deben utilizarse para controlar el ruido pueden agruparse en tres grandes grupos en función de cuál sea el elemento sobre el que actúan:

- a) Medidas que actúan sobre la causa que produce el ruido.
- b) Medidas que actúan sobre la fuente emisora del ruido.
- c) Medidas destinadas a absorber o atenuar el ruido en su camino entre la fuente emisora y el receptor.

A continuación se describen las principales medidas que deben tomarse para la minimización del impacto acústico.

##### **10.5.6.1. Reducción del nivel de emisión**

Una primera fase en la reducción del ruido es incidir sobre las causas que lo generan, que suelen ser impactos y vibraciones. En este sentido es necesario elegir equipos y maquinaria que sean poco ruidosos, incluyendo este factor en las especificaciones técnicas de adquisición. También es importante realizar una labor exhaustiva de mantenimiento de los equipos.

#### 10.5.6.2. Uso de cerramientos

En aquellas instalaciones exteriores como talleres, generadores, etc., en que ello sea posible, deben instalarse cerramientos con materiales adecuados para que absorban el ruido y minimicen su salida al exterior.

#### 10.5.6.3. Uso de materiales resilientes

Muchos de los ruidos generados son debidos a impactos, como las cargas sobre camiones o tolvas; para reducir el ruido pueden realizarse revestimientos con materiales resilientes que absorban los impactos, tales como gomas.

#### 10.5.6.4. Alejamiento de las fuentes

Una medida muy utilizada es alejar las fuentes de ruido de las zonas más sensibles al mismo, puesto que la propagación de las ondas acústicas en el espacio es atenuada con la distancia, si bien en menor grado cuanto mayor sea la humedad ambiental. En la Fig. 10.5 se indica el grado de atenuación del nivel sonoro con la distancia.

#### 10.5.6.5. Barreras acústicas

Las barreras acústicas se interponen entre la fuente emisora y el receptor con el fin de absorber el ruido y hacer que éste tenga que recorrer una mayor distancia hasta llegar al área afectada, con lo que se ve atenuado.

Las pantallas pueden ser prefabricadas, existiendo diversos materiales y tamaños; constituyen una opción cara que sólo se utiliza en las cercanías de zonas habitadas. Cuando se utilicen deberá procurarse su integración paisajística en el entorno. También pueden utilizarse como pantallas antiruido simples caballones de tierra recubiertos de vegetación, que deberán ser más altos del lado de la fuente que del receptor. En el caso de tener que

apilar el material extraído en las inmediaciones de las entradas al túnel, podrá utilizarse éste para construir estos caballones.

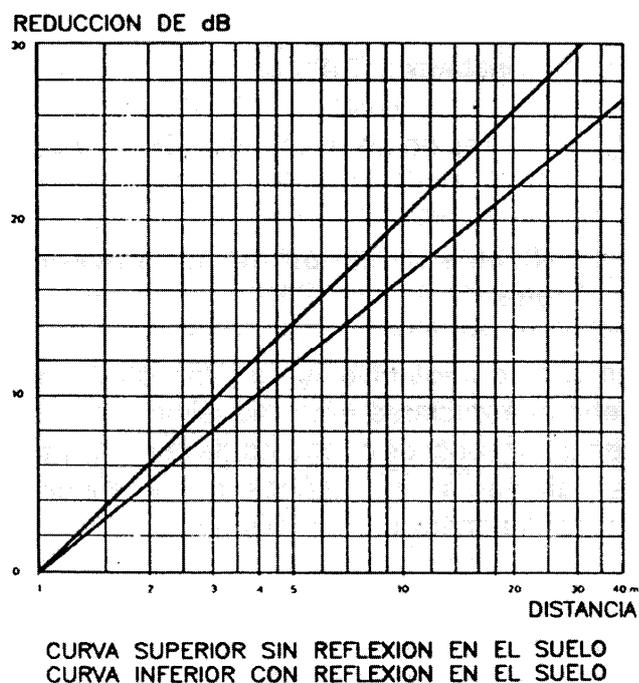


Figura 10.5. Atenuación del nivel sonoro con la distancia.

Con el fin de cuantificar el efecto de una barrera acústica, se ha definido el parámetro valor de pantalla, que está dado por la diferencia entre la distancia que ha de recorrer el sonido hasta llegar al receptor y la mínima distancia entre el emisor y el receptor. En el ábaco de la Fig. 10.6 se muestra la amortiguación del nivel de ruido para distintas frecuencias según sea el valor de la pantalla interpuesta entre emisor y receptor.

#### 10.5.6.6. Atenuación por vegetación

La existencia de vegetación en las cercanías de la obra tiene el efecto de reducir el nivel de ruido que sale al exterior. Este efecto reductor de la vegetación depende de las características de ésta, principalmente su altura, del espesor del follaje, y de la extensión. Con el fin de aumentar el espesor

del follaje es conveniente la existencia de distintas especies vegetales con alturas diferentes, como arbustos y árboles, y también se ve mejorada la eficacia de las barreras vegetales si se combinan con la utilización de caballones, disminuyéndose así mismo el impacto paisajístico.

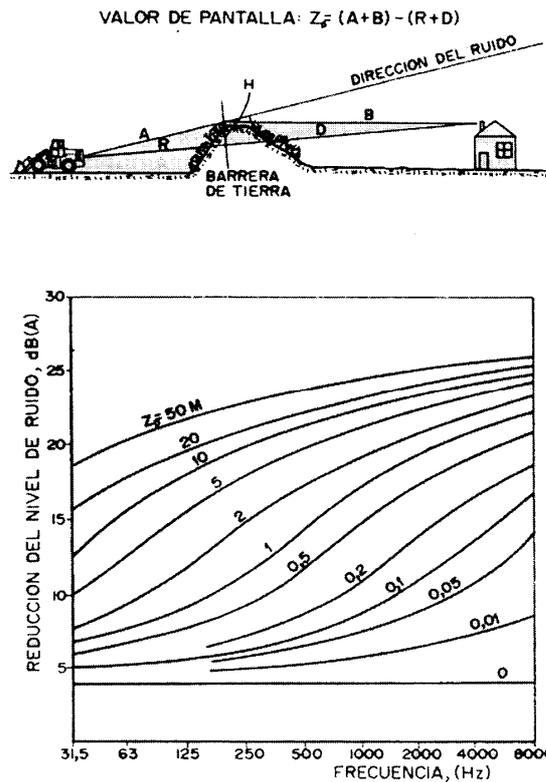


Figura 10.6. Ábaco para la cuantificación del efecto pantalla.

En la Tabla 10.4 se indica la atenuación provocada por diferentes tipos de vegetación por cada 100 de extensión.

Otro efecto beneficioso de la existencia de caballones de tierra y vegetación a ambos lados de la vía en las inmediaciones del túnel, es reducir el golpe de viento lateral que puede afectar a los vehículos que salgan de la obra.

#### 10.5.6.7. Planificación y diseño

Mediante una adecuada planificación y diseño de la obra es como mejor se pueden prever, disminuir y corregir los problemas acústicos, tanto durante la fase de construcción como durante la explotación. Por ello es necesario que desde las primeras fases del proyecto se tenga presente la necesidad de controlar los niveles sonoros que se emitirán y los niveles de inmisión que habrá en las posibles zonas afectadas.

**Tabla 10.4.**  
**Niveles de atenuación sonora por cada 100 m de extensión de vegetación**

Tipo de Vegetación	FRECUENCIA(Hz)					
	125	250	500	1.000	2.000	4.000
•Hierba escasa: 0,1 - 0,8 m de altura	0,5	-	-	3	-	-
•Hierba espesa: 0,4 - 0,5 m	0,5	-	-	12	-	-
•Árboles de hoja perenne	7	11	14	7	19	20
•Árboles de hoja caduca	2	4	6	9	12	16

Como ya se ha indicado anteriormente, se deben ubicar las fuentes generadoras de ruido lo más alejadas de los receptores; en este sentido debe indicarse que el factor que marca la atenuación de los niveles de inmisión es la distancia entre emisor y receptor, independientemente de si las fuentes se encuentran o no agrupadas entre sí.

Deben reducirse los niveles de emisión de la maquinaria y equipos, pues ésta es a la larga la opción más económica, ya que ataja el problema en su causa. En caso de tener que utilizar inevitablemente equipos ruidosos, deberá limitarse su funcionamiento a las horas diurnas, pues durante la noche los niveles máximos admisibles son menores.

En cuanto a la distribución estacional de los trabajos debe tenerse en cuenta que en las zonas urbanas la población es más sensible al ruido en el

verano, y en los entornos rurales de alto valor ecológico debe evitarse la realización de voladuras en épocas de celo o cría.

Desde un punto de vista físico es independiente el situar las barreras acústicas más cerca de las fuentes o de los receptores, lo que realmente tiene influencia es la altura de la pantalla y que se encuentre cerca de uno de los dos elementos, pues ello obliga al sonido a recorrer una mayor distancia. Sin embargo, a efectos prácticos, es preferible situar las barreras cerca de las fuentes, y en el caso de caballones, que sean más altos del lado del emisor, pues ello hará que el ruido se dirija hacia arriba.

En general, no será posible la elección entre distintas alternativas de emplazamiento de la obra, y cuando ello sea así, existirán factores de elección más restrictivos que los aspectos de impacto acústico; sin embargo, se debe procurar elegir emplazamientos tales que se aprovechen los accidentes topográficos naturales como barreras acústicas.

Es preferible la utilización de barreras acústicas de vegetación frente a las pantallas prefabricadas, pues disminuyen el impacto visual y sobre la flora. La plantación debe planificarse desde los inicios del proyecto y es conveniente realizarla por fases, de forma que los resultados de las primeras vayan indicando las medidas a adoptar en las siguientes.

## **10.6. Alteración de la Calidad de Aire**

La alteración de la calidad del aire asociada a los túneles se debe a grandes rasgos a dos tipos de emisiones atmosféricas: el polvo, que se produce principalmente en la fase de construcción, y el humo que contiene sustancias contaminantes generado por la circulación de vehículos de motor de combustión interna en la fase de explotación.

### **10.6.1. Emisión de Polvo en la Fase de Obras**

El polvo consiste en un gran número de pequeñas partículas sólidas provenientes del terreno o de los materiales utilizados que son suspendidas y arrastradas por el aire. Sus tamaños oscilan entre 1 y 100  $\mu\text{m}$  y son causa de problemas medioambientales y de molestias a la población. Algunas de estas partículas son mantenidas en suspensión en el aire formando nubes polvorientas, mientras que otras se depositan generando suciedad.

Las principales causas que provocan la emisión de polvo en la fase de obras son las siguientes:

Perforación de barrenos para la realización de voladuras; cuando son realizados en el interior del túnel el problema de la emisión de polvo debe ser controlado para mantener unas condiciones mínimas de seguridad e higiene.

En la realización de voladuras, al fragmentarse y proyectarse la roca se produce de forma puntual una gran cantidad de polvo.

Durante la carga y descarga de escombros, que en ocasiones se apilan en las entradas de la obra.

En el transporte de escombros, por las caídas de material y la acción del viento.

La erosión eólica se ve acentuada sobre las superficies de terreno sin pavimentar y desprovistas de vegetación, como son los taludes, terraplenes y escombreras.

También se produce polvo en el tratamiento de materiales para la construcción, como cemento y áridos.

El tráfico rodado sobre superficies sin pavimentar hace que las ruedas trituren la capa superficial del firme y que los elementos triturados sean levantados por los neumáticos, con lo que se produce polvo.

#### 10.6.1.1. Problemas generados por el polvo

La gravedad del impacto provocado por la emisión de polvo está relacionada con los siguientes factores:

La sensibilidad del entorno en que se ubique el túnel, la cual es función de si se trata de un entorno urbano residencial o industrial, o de una zona rural de escaso valor ecológico o de un parque natural, etc.

Las características constructivas de la obra: si es a cielo abierto, si exige una gran infraestructura en los emboquilles, etc.

El tipo de ventilación del túnel.

Durante la explotación el principal factor a considerar será la intensidad del tráfico.

Las razones por las que el polvo constituye un problema que debe ser resuelto son de tipo ambiental, social, laboral y técnico. A continuación se enumeran algunos de los problemas más frecuentes generados por esta causa.

El polvo puede generar problemas de carácter respiratorio si las personas están sometidas a ambientes pulvígenos durante tiempo prolongado. La peligrosidad está directamente relacionada con el contenido en sílice, y se incrementa cuando los tamaños de partícula son inferiores a 0,005 mm, pues entonces son capaces de llegar hasta los alveolos pulmonares.

Genera conflictos laborales y sociales, ya que su presencia es fácilmente detectable, por las nubes que forma y por la suciedad que genera al depositarse.

Reduce la visibilidad en el trabajo, lo cual puede acarrear un aumento en el riesgo de accidentes.

Produce efectos perjudiciales sobre la vegetación de la zona cercana a la obra, ya que en su deposición obstruye los estomas de las plantas dificultando su respiración y la penetración de la luz.

Provoca un desgaste prematuro de los elementos móviles de las máquinas al incrementar la abrasividad en el roce de unas piezas con otras.

#### 10.6.1.2. Tipos de fuentes

En cuanto a sus características espaciales las fuentes emisoras se han clasificado en los siguientes tipos:

a) Fuentes localizadas o puntuales; son aquellas cuya localización puede estimarse en un punto concreto. Pueden ser móviles, como un camión cargado de escombros que circule por una vía de transporte, o fijas, como una pila de arena para la fabricación de hormigón.

b) Fuentes fugitivas o no puntuales; son aquellas que se ubican de forma fluctuante a lo largo del tiempo sobre una superficie relativamente amplia, como puede ser el frente de un talud, un terraplén sin revegetar, o una pista sin asfaltar.

#### 10.6.1.3. Cuantificación de las emisiones de polvo

A continuación se exponen una serie de fórmulas empíricas que han sido determinadas para calcular la emisión de polvo generada en distintas actividades relacionadas con la construcción y la minería.

Transporte sobre pistas sin pavimentar (Coward, 1982)

$$ep = 5,9 \left( \frac{s}{12} \right) \cdot \left( \frac{S}{30} \right) \cdot \left( \frac{W}{3} \right)^{0,7} \cdot \left( \frac{w}{4} \right)^{0,5} \cdot \left( \frac{d}{365} \right) \quad (10.6)$$

siendo:

ep = Emisiones en pista sin pavimentar, expresadas en lb de partículas sólidas/milla (partículas menores de 30  $\mu\text{m}$  con una densidad de 2,5  $\text{g/cm}^3$ ).

s = Contenido de limo del material de la superficie de rodadura.

S = Velocidad media del camión (millas/h).

W = Peso medio del camión.

w = Número de neumáticos.

d = Días secos por año.

Operaciones de carga discontinua (Coward et al., 1978)

$$e_{cd} = 0,0018 \cdot \left[ \frac{S \cdot V \cdot h}{5 \left( \frac{M}{2} \right)^2 \left( \frac{Y}{6} \right)^{0,33}} \right] \quad (10.7)$$

siendo:

ecd = Emisiones de partículas expresadas en lb/t de material cargado.

V = Velocidad del viento a 4 m del suelo (millas/h).

h = Altura de descarga (pies).

M = Contenido en humedad del material (%).

Y = Capacidad del cazo de la máquina (yd<sup>3</sup>).

S = Contenido en limo del material de superficie.

Acción del viento sobre pilas de material (Coward et al., 1978)

$$e_{ca} = 5,9 \left( \frac{s}{1,5} \right) \cdot \left( \frac{F}{1,5} \right) \cdot \left( \frac{D}{90} \right) \cdot \left( \frac{d}{235} \right) \quad (10.8)$$

siendo:

eca = lb/t de material desplazado por la acción del viento.

d = Número de días secos por año.

F = Porcentaje de tiempo durante el que la velocidad del viento es superior a 12 millas/h.

D = Duración del apilado (días).

s = Contenido en limo del material (%).

Superficies expuestas a la acción del viento

$$e_s = 3400 \left[ \frac{\left( \frac{e}{50} \right) \left( \frac{s}{15} \right) \left( \frac{f}{25} \right)}{\left( \frac{P.E.}{50} \right)^2} \right]$$

siendo:

es = lb de partículas/acre año de terreno expuesto.

e = índice de erosión superficial (t/acre/año).

s = Contenido en limo del material superficial (%).

f = Porcentaje de tiempo en que la velocidad del viento supera las 12 millas/h a una altura de 1 pie del suelo.

P.E. = Índice de evaporación y precipitación Thornthwaite de 12 meses.

El hecho de que el polvo sea desplazado y dirigido por el viento hace que su difusión dependa de un gran número de factores, algunos de difícil cuantificación:

- Estado del suelo y tipo de vehículo sobre la superficie y/o equipo generador de polvo.
- Estación del año y hora del día.
- Velocidad y dirección del viento.
- Turbulencia del aire.
- Humedad y temperatura del suelo.
- Relación que se establece entre la dirección del viento y los efectos de la lluvia caída durante los días inmediatos precedentes.
- Rugosidad del terreno, existencia de taludes de excavación y terraplenes naturales o artificiales.
- Vegetación y otros obstáculos, en general.

En la Fig. 10.7 se representa cómo varía la concentración de polvo, en un caso particular, con la distancia a la fuente emisora. Aparte de la dilución que se produce tiene lugar una decantación paulatina de las partículas sedimentables.

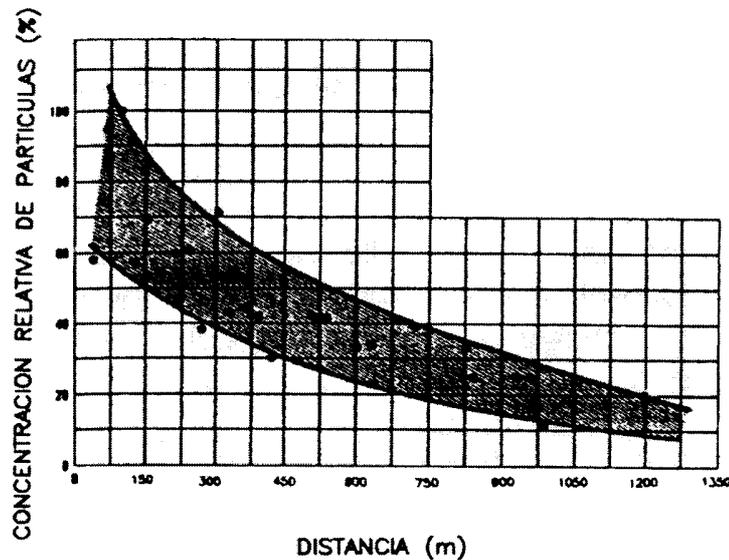


Figura 10.7. Variación de la concentración de polvo con la distancia.

#### 10.6.1.4. Prevención y control del polvo

En la lucha contra la emisión de polvo existen cuatro tipos de actuaciones: la prevención, que evita que se incurra en actividades generadoras; el control, con el que se evita que las finas partículas sólidas pasen a estar suspendidas en el aire; la dilución, en la que el aire polvoriento es mezclado con aire limpio disminuyendo así la concentración de polvo; y el aislamiento, con el que se impide que el polvo se extienda.

La prevención total de emisión de polvo es muy difícil, ya que muchas de las actividades pulvígenas son inevitables en la construcción de una obra subterránea; sin embargo, una buena planificación puede reducir los niveles de generación. Por ejemplo, se puede reducir el tiempo durante el cual se mantiene un talud sin revegetar, se puede reducir el número de acopios de áridos, etc.

Los sistemas de control de polvo pueden ser de tipo colector, o bien supresores por vía húmeda, según se verá más adelante.

La dilución no es un sistema aconsejable, ya que en cierto sentido, no hace sino enmascarar el problema, y debe ser utilizado únicamente cuando sea la única acción posible. En los trabajos de interior el polvo supone un grave problema, al tratarse de una atmósfera confinada; en esta situación la dilución con aire fresco mediante ventilación es la única solución posible.

Para aislar las zonas pulvígenas de la acción del viento se pueden utilizar pantallas corta viento, como en taludes y explanadas anejas a los emboquilles del túnel. También deben aislarse aquellos espacios en que se vayan a producir cargas y descargas de material.

En este aspecto del aislamiento del polvo debe indicarse que la construcción de una obra subterránea frente a su equivalente superficial, reduce notablemente las emisiones, así como los problemas acústicos y visuales.

A continuación se comentan los problemas que aparecen con relación al polvo en los distintos trabajos necesarios para la construcción de un túnel.

a) En los taludes

La acción del viento sobre los taludes desnudos de los emboquilles o existentes durante la construcción de falsos túneles provoca el desprendimiento de polvo. La erosión eólica sobre el terreno es función de la velocidad y turbulencia del viento y de las características granulométricas y de cohesión de los materiales constituyentes, viéndose incrementada con la falta de humedad asociada con climas secos y con la escasez de vegetación.

Los movimientos que el viento induce en las partículas pueden ser de tres tipos: saltación, deslizamiento superficial y suspensión.

Para disminuir los problemas asociados a la erosión eólica sobre los taludes puede recurrirse a la instalación de pantallas cortavientos, si bien

esto supone únicamente una solución de carácter local y temporal. La solución más definitiva consiste en la cubrición vegetal de la superficie afectada, que además supone otros efectos ambientales beneficiosos.

b) En el vertido y almacenamiento

El problema aparece en el vertido libre de material granular que contenga finos, así como por la acción del viento sobre los acopios de áridos o escombros.

Para reducir la formación de polvo en estas situaciones, puede recurrirse a la reducción de la altura de caída libre en el vertido, con lo que se reduce el tiempo durante el cual los finos se encuentran sometidos a la acción del viento. Para minimizar la acción del viento sobre los acopios pueden disponerse barreras naturales o artificiales y ubicar las zonas de almacenamiento a sotavento. También es aconsejable utilizar silos para el almacenamiento.

c) En el transporte

Según ya ha sido indicado, la circulación de camiones sobre firmes sin asfaltar provoca la trituración y disgregación de los materiales de la vía, al tiempo que los neumáticos levantan este polvo y lo dejan en suspensión en el aire. Para disminuir el problema puede regarse la vía, pudiendo añadir al agua si ésta es escasa, estabilizantes químicos que reducen la formación de polvo.

d) En la extracción y carga de tierras y rocas

El problema aparece en el arranque mecánico con martillos neumáticos, directamente con excavadoras, o bien mediante explosivos, y en la carga sobre camiones.

Solucionar la emisión de polvo en estas actividades es muy difícil; en el caso de voladuras se debe retirar con antelación los detritus de la perforación y se puede realizar el retacado de barrenos con tacos de arcilla. En la carga sobre camiones debe minimizarse la altura libre de vertido.

e) En la perforación de barrenos

La perforación de barrenos en el interior de la obra supone un problema de tipo de higiene y seguridad laboral, pudiendo llegar a ser peligroso para los operarios, según los tamaños de partícula y el contenido en sílice, existiendo en muchos países normas de seguridad que lo limitan y obligan a su eliminación.

Para eliminar el polvo en el interior durante la perforación se utiliza habitualmente como fluido de barrido el agua. En el exterior existen dos métodos, el seco y el húmedo. En el sistema seco se utiliza una campana de aspiración, una manguera flexible, un ciclón para eliminar las partículas gruesas, un filtro para partículas finas y un ventilador para crear depresión.

Con el sistema de eliminación del polvo en seco se reducen los costes de mantenimiento del equipo motocompresor, se aumenta la velocidad de penetración, ya que se evita la remolienda de detritus y se disminuyen los costes de perforación, ya que se reducen los desgastes de las bocas.

Con el sistema húmedo se añade una pequeña cantidad de agua con o sin espumantes al aire de barrido, con lo que el polvo formado en el fondo del barreno durante la perforación es apelmazado y sale al exterior junto con los detritus.

### **10.6.2. Contaminación del Aire en la Fase de Explotación**

En los túneles para tráfico de automóviles se produce contaminación del aire interior y exterior por efecto de los gases de escape de los vehículos.

Los efectos de las emisiones en el interior del túnel influyen en la atmósfera exterior dependiendo del sistema de ventilación adoptado y de la localización de los puntos de expulsión del aire viciado interior, ya sea mediante chimeneas o por los emboquilles del túnel.

El caudal de aire utilizado para la ventilación del túnel, que después es expulsado al exterior arrastrando los contaminantes emitidos por los vehículos, depende de las emisiones que se den en el interior y de los límites de concentración de dichas sustancias que se adopten. Debe indicarse que en condiciones normales los túneles no suponen un problema de contaminación del medio ambiente atmosférico exterior, ya que en todo momento se persigue que la concentración en la atmósfera interior no alcance límites peligrosos, y cuando este aire interior es expulsado, el efecto de la difusión atmosférica hace que se reduzcan en una cuantía aún mayor estas concentraciones. En cualquier caso se tratará a continuación este problema con el fin de minimizar aún más los efectos.

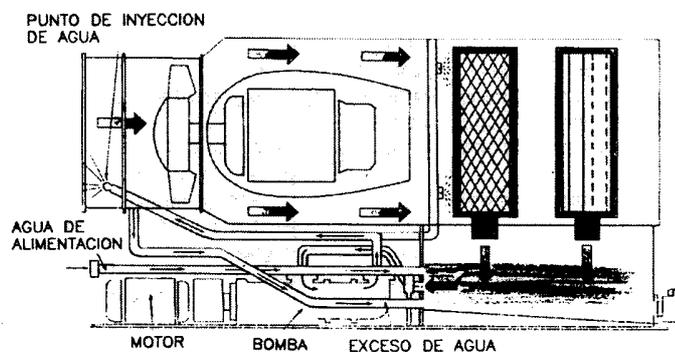


Figura 10.8. Extractor de polvo

#### 10.6.2.1. Valores límite de contaminación

A continuación se indican los límites que deben asumirse como valores de concentración de sustancias contaminantes en la atmósfera exterior circundante al túnel. Los factores de seguridad que deben fijarse en la fase de diseño para no superar estos límites serán entre 2 y 5.

### 10.6.2.2. Cálculo de la concentración de contaminantes

A continuación se expone un método para el cálculo de la dispersión de contaminantes procedente de los emboquilles del túnel. Se trata de un método empírico basado en medidas de dispersión de elementos traza en la parte exterior de las entradas del túnel y en modelos de dispersión atmosférica al nivel del suelo. El método fue desarrollado y comprobado en el túnel de Valerenga, Oslo.

**Tabla 10. 5.**  
**Valores límite de contaminación en la atmósfera exterior de un túnel**

SUSTANCIA	TIEMPO SOBRE EL QUE SE ESPECIFICA EL VALOR MEDIO			
	1 h		8 h	
	mg/m <sup>3</sup>	ppm	mg/m <sup>3</sup>	ppm
COco	25	21	10	9
NO <sub>2</sub>	0,2-0,35	0,10-0,17	-	-

Para describir el fenómeno se ha dividido el proceso en dos fases, la fase de chorro y la fase de humo, Fig. 10.9. En la fase de chorro la velocidad del aire a la salida del túnel ( $V_t$ ) es el factor dominante, mientras que en la fase de humo son las condiciones atmosféricas (como la velocidad del viento, U) las más importantes. Al tratarse de un método empírico, los parámetros elegidos han de corresponder a medidas representativas. La transición entre las fases de chorro y humo es muy complicada y se realiza únicamente una aproximación.

Para calcular la concentración de contaminantes de la forma más correcta posible, es necesario conseguir información detallada de las condiciones climáticas de la zona a lo largo de un amplio período. Es también necesario medir los niveles previos de contaminación en el área.

La topografía local, así como la forma de los portales, pueden tener también importancia en los procesos de dispersión.

En la Fig. 10.10 se muestran unos ábacos que permiten estimar la concentración ( $C$ ) de monóxido de carbono, en función de la que existe en el interior del túnel ( $C_t$ ), de la velocidad del aire que sale del túnel ( $V_t$ ), y de la velocidad del viento ( $U$ ), a distintas distancias del emboquille en la dirección del viento. Cuando no se conozcan con exactitud los valores de entrada de estos ábacos, el ponerse del lado de la seguridad implica adoptar un valor bajo para el parámetro  $U$  y un valor alto para el  $V$ . Estos ábacos son válidos para túneles de sección aproximada a  $48 \text{ m}^2$ , y únicamente deben utilizarse para el cálculo de la dispersión del CO y no son representativos para valores de  $U$  menores de  $1 \text{ m/s}$  o  $V_t$  mayores de  $8 \text{ m/s}$ .

Si, como ejemplo, se tiene que la concentración en el interior del túnel es de  $200 \text{ ppm}$  de CO y el valor máximo permitido en el exterior (para 1 hora) es  $21 \text{ ppm}$ , una velocidad del viento de  $U = 2 \text{ m/s}$ , y una velocidad en el interior del túnel de  $3 \text{ m/s}$ , se alcanzará la concentración límite durante los aproximadamente  $70 \text{ m}$  más cercanos al emboquille en la dirección del viento.

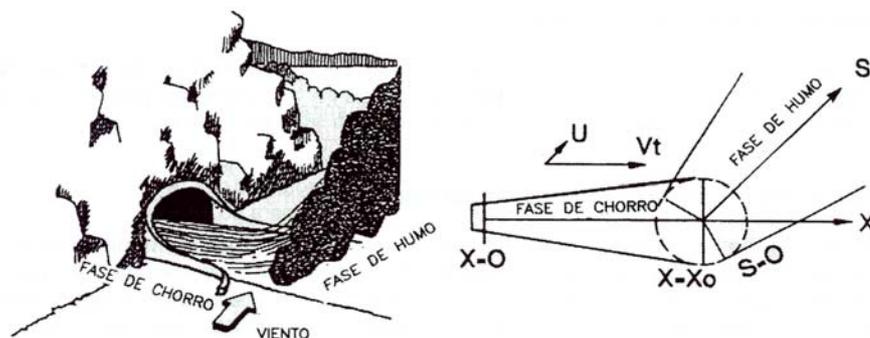


Figura 10.9. Emisión de contaminantes en los emboquilles del túnel.

### 10.7. Afección a Construcciones e Instalaciones

La construcción de una obra subterránea puede afectar a las edificaciones, instalaciones e infraestructuras existentes en el área en que

ésta se ubica. Este problema es especialmente frecuente en el caso de entornos urbanos, en que la obra se ve mediatizada por la existencia previa de edificios, monumentos, conducciones de agua, electricidad, alcantarillado y mobiliario urbano.

En ocasiones el problema viene dado por una afección directa en cuanto a la localización del túnel o paso subterráneo, cuando éste ha de atravesar cimentaciones, conducciones, ferrocarriles suburbanos, etc. En estos casos, la única posibilidad será adoptar un trazado alternativo, cosa en general muy difícil por el propio objetivo del proyecto, o bien reconfigurar la implantación de las instalaciones preexistentes, lo cual supondrá un coste elevado que ha de cuantificarse y reducirse en la medida de lo posible.

En otros casos la afección será temporal, y relativa al tiempo que dure la fase constructiva, como pueda ser la existencia de monumentos, parques o vías de comunicación en la superficie que podrán ser de nuevo repuestos una vez termine la obra.

Otras posibles afecciones serán de tipo geotécnico y estructural, unas puntuales en el tiempo, como los efectos que sobre las edificaciones tienen las vibraciones provocadas por las voladuras, y otras continuas, como la desestabilización de cimientos por la posible reducción de la capacidad portante y de transmisión de esfuerzos provocada por los huecos creados por la obra. Para evitar este tipo de problemas debe realizarse un inventario previo de las instalaciones que pueden verse afectadas, y desde las primeras fases del proyecto disponer las medidas técnicas oportunas tendentes a la supresión de estas afecciones. Estas medidas pueden suponer un coste elevado que debe ser convenientemente cuantificado.

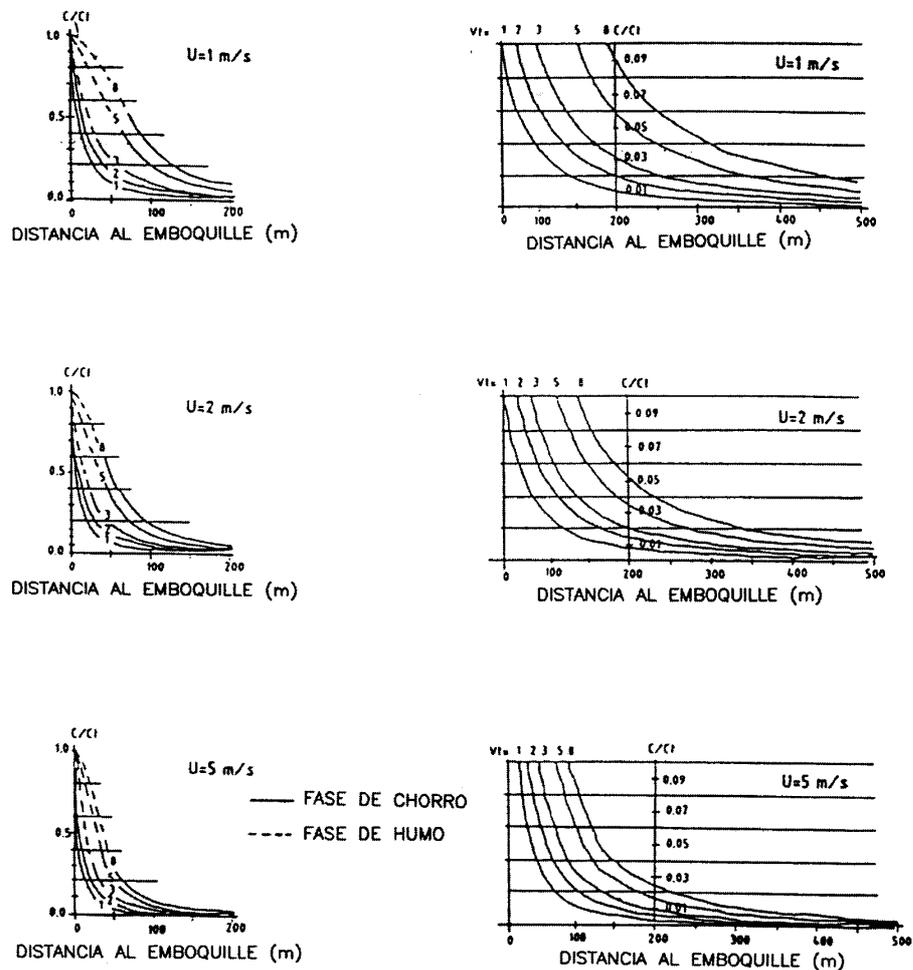


Figura 10.10. Ábacos de concentración de contaminantes en los emboquilles del túnel.

### 10.8. Impacto Sobre la Vegetación.

La construcción de un túnel, en comparación con la obra alternativa superficial, minimiza el impacto negativo sobre la flora y la fauna de su entorno. Las incidencias sobre estos aspectos son de tipo indirecto, relativo a las actividades relacionadas con la construcción del túnel pero realizado en su parte exterior, o bien a las nuevas condiciones de accesibilidad que un túnel carretero genera.

En este último sentido, los túneles de carretera realizados en zonas de montaña, siendo éstas a menudo zonas aisladas, en que aún se conservan importantes valores de tipo medioambiental, facilitan el acceso masivo de visitantes a estas frágiles áreas, que por esta causa pueden verse sometidas a impactos negativos. Por ello, en estos casos debe realizarse una previsión del aumento de visitantes a dichas zonas, y dependiendo de su valor y fragilidad ambientales, implantar las medidas correctoras oportunas

#### **10.8.1. Causas de impacto sobre la vegetación**

Las principales causas de impacto sobre la vegetación son las siguientes:

- Ocupación de las fincas contiguas a las boquillas, en las que se monta la infraestructura, así como de las fincas en que se ubican las chimeneas.
- Escarificado de la capa vegetal y consiguiente pérdida de suelo.
- Formación de taludes y terraplenes.
- Utilización de terrenos como zonas de acopios.
- Formación de polvo.
- Realización de vertidos contaminantes.
- Recubrimiento e impermeabilización de grandes superficies mediante asfaltado.
- Alteraciones debidas al propio mantenimiento y a la corrección de posibles deficiencias.
- Limpieza de cunetas.

- Rectificado de taludes por efecto de los deslizamientos.
- Depresión de los niveles freáticos.

### **10.8.2. Efectos sobre la vegetación**

Durante la fase de construcción de la obra la formación de polvo incidirá negativamente sobre la vegetación en la forma en que ya ha sido indicada anteriormente. La ocupación de terreno en las cercanías de los emboquilles destruirá la flora preexistente en la misma pudiendo también degradar las condiciones edáficas del área, por arrastre del horizonte húmico, erosión, contaminación y compactación, con lo que se reducirá la productividad vegetal en las fases posteriores, lo cual a su vez supone un efecto negativo sobre la fauna.

La formación de taludes genera una superficie de terreno desprovista de suelo sobre la que es difícil la implantación natural o artificial de vegetación, viéndose además multiplicada esta dificultad por efecto de la mayor insolación, oscilación térmica y erosión que las fuertes pendientes provocan. Este problema no sólo afecta a la fase de construcción, sino que puede hacerlo también a la fase de operación si no se adoptan las medidas correctoras oportunas en cuanto al tratamiento de taludes.

Durante la fase de explotación se dispondrán sistemas de ventilación con los que se evacuarán los contaminantes emitidos por los vehículos en la atmósfera interior. Los puntos de evacuación serán pocos y muy localizados, como son los emboquilles, las salidas de las galerías de ventilación las chimeneas. Si la dirección de los vientos dominantes es muy constante en el tiempo, éstos harán que el chorro de aire procedente de dichos puntos incida continuamente sobre unas áreas muy localizadas, cuya flora podrá verse afectada negativamente por la presencia en su entorno atmosférico circundante de sustancias tóxicas. En cualquier caso, la necesaria dilución

con que estas sustancias son arrastradas por la corriente de ventilación hace que este tipo de impacto sea poco probable o que afecte a superficies muy reducidas.

La depresión de los niveles freáticos provocada por la apertura del hueco del túnel, por la construcción de cunetas o por la disminución de los índices de recarga por la impermeabilización mediante asfaltado, afectará negativamente a la flora freatófila, que hunde sus raíces en la zona de suelo saturada de agua, pudiendo llegar incluso a secarse.

## **10.9. Residuos Sólidos y Líquidos**

La construcción y explotación de un túnel generará residuos cuyo control es necesario para minimizar la afección de la obra al medio ambiente, siendo conveniente tratar por separado la generación de dichos residuos en las dos fases principales del proyecto.

### **10.9.1. Residuos Generados en la Fase de Construcción**

Durante la fase de construcción se generan dos tipos principales de residuos, unos similares a aquellos producidos en cualquier tipo de obra pública y otros consistentes en los escombros extraídos del propio hueco del túnel. Entre los primeros se encuentran los aceites y grasas derramados, materiales de construcción sobrantes o defectuosos, plásticos y envoltorios, lodos de perforación y aguas con finos en suspensión o con sustancias contaminantes disueltas. Para evitar los problemas generados por este tipo de residuos debe planificarse su recogida y traslado a vertederos controlados, así como evitar los derrames de aceite usado y su infiltración en el suelo o arrastre por agua, para lo cual debe ser recogido y entregado a gestores autorizados por la administración pública.

Cuando la obra es de gran envergadura, el volumen de escombros extraído presentará problemas para su gestión y ubicación. Lo más económico será aprovechar estos materiales para formar terraplenes en las zonas de la vía cercanas al túnel en que esto sea necesario, o para el relleno de canteras abiertas para el suministro de áridos a la construcción de la carretera o vía férrea. Cuando esta opción no sea viable se deberán construir escombreras, que presentan problemas de estabilidad, seguridad y de integración en el entorno. Los materiales constituyentes de los escombros son función de la litología del macizo atravesado, y su granulometría depende del método constructivo empleado en el avance: si se han utilizado explosivos se producirán tamaños gruesos, mientras que si se han utilizado medios mecánicos se obtendrán tamaños menudos.

Los factores que condicionan la ubicación de una escombrera son de tipo técnico-económico, como la distancia, capacidad de almacenamiento, características geotécnicas y precio del terreno, ambiental, como valores de tipo ecológico o paisajístico, y social como restricciones legales. Por todo ello, la selección del emplazamiento idóneo ha de realizarse conjugando todos estos parámetros y tras haber realizado un estudio exhaustivo que permita cuantificarlos.

#### **10.9.2. Residuos Generados en la Fase de Explotación**

Los residuos sólidos y líquidos generados en esta fase son escasos, y se reducen a las basuras que puedan verter los usuarios, a los desprendimientos de carga de camiones de transporte, a los elementos resultantes de accidentes y a los arrastres del agua de drenaje. Este agua arrastrará aquellas sustancias que hayan derramado los vehículos, ricas en ocasiones en plomo y otros metales pesados, hollines depositados en las paredes y solera por los humos, y cloruro sódico que se vierte sobre la calzada en zonas de clima frío para evitar la formación de hielo. Para reducir

la peligrosidad de estas aguas pueden situarse arquetas en los canales exteriores del túnel en las que podrán decantarse los sólidos en suspensión.

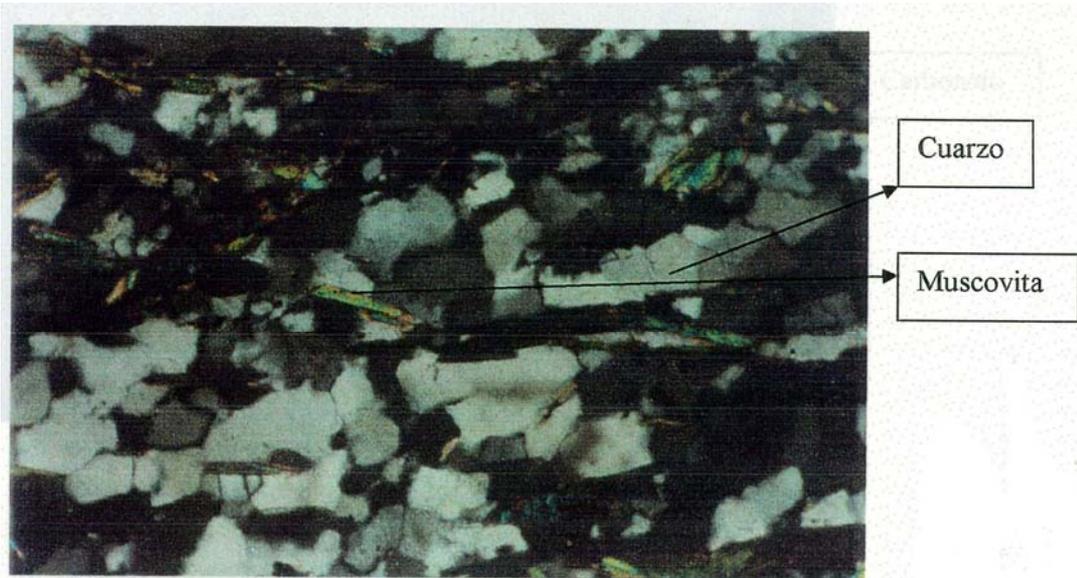
## **11. OBTENCION DE LA DATA**

Se presenta a continuación desde la tabla 11.1 hasta la tabla 11.5 un resumen elaborado para la caracterización geomecánica del túnel, la cual se ha basado sobre los datos de estudios previos a la construcción de la obra o inferidas directamente del análisis de los mismos.

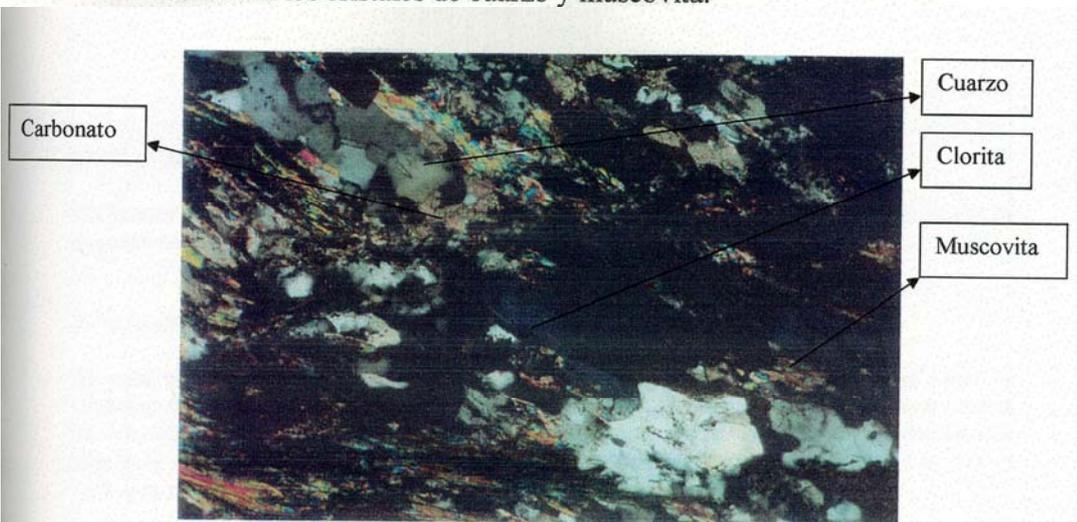
La tabla contiene, a manera de resultado acumulativo de todas las características parciales definidas a lo largo del alineamiento del túnel, la sectorización-clasificación del trazado en base a las posibles técnicas de excavación a emplear.

Para el estudio de abrasividad fue necesario conocer el tamaño medio del grano de cuarzo, requiriéndose las secciones finas realizadas a los núcleos de los cuatro pozos perforados. En esas secciones finas se identificaron los granos de cuarzo para posteriormente obtener un promedio del grano de cuarzo.

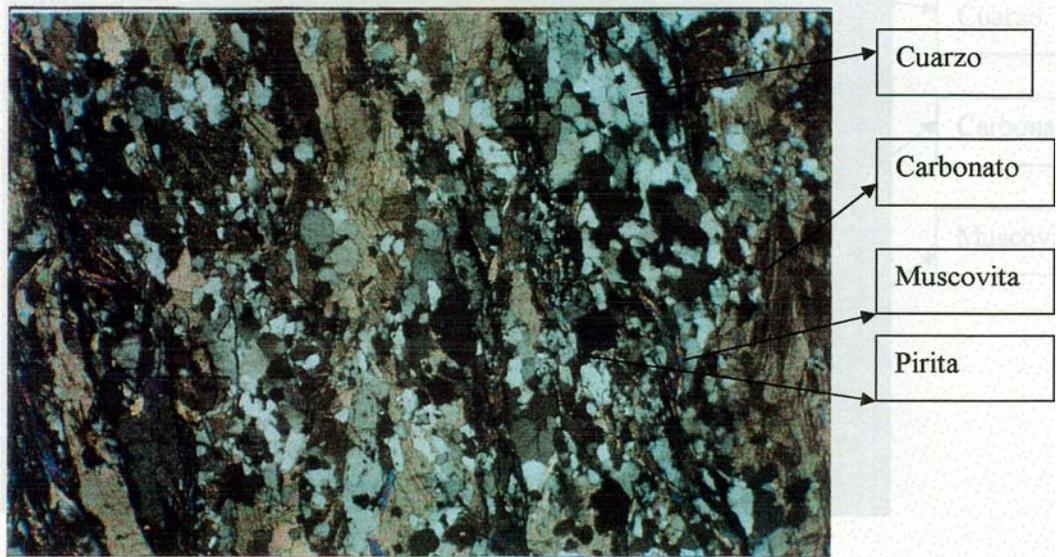
A continuación se mostrara en las siguientes fotos las secciones finas de los núcleos de rocas obtenidos en los estudios previos a la construcción del Túnel Corral de Piedras, que será útil para estimar un tamaño de cuarzo promedio, necesario para el cálculo de abrasividad.



Muestra **P1-1**: Objetivo 10x, vista en nicoles cruzados, donde se observan los cristales de cuarzo y muscovita.



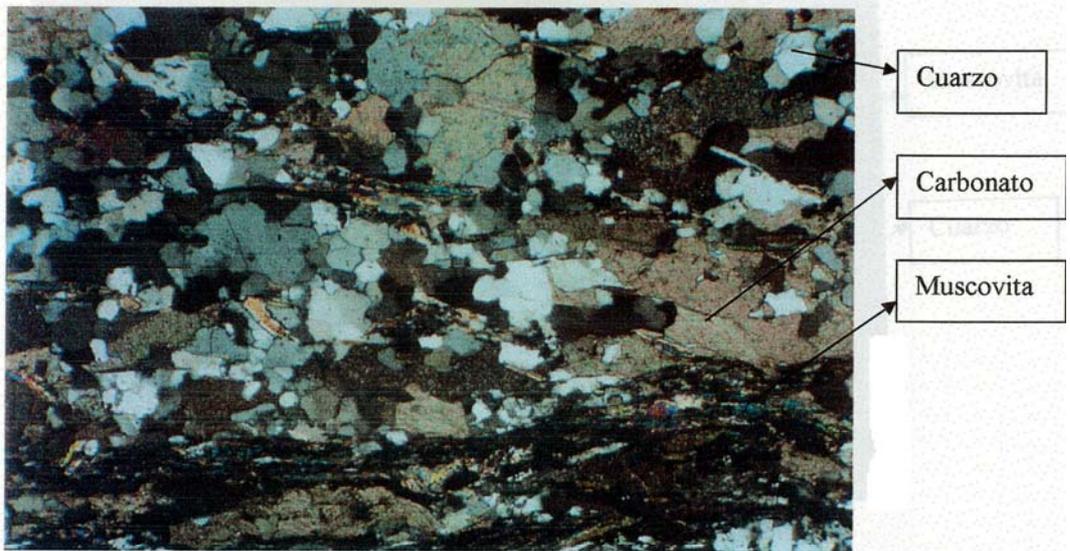
Muestra **P3-1**: Objetivo 10x, vista en nicoles cruzados, donde se observan los cristales de cuarzo, muscovita, clorita y carbonato.



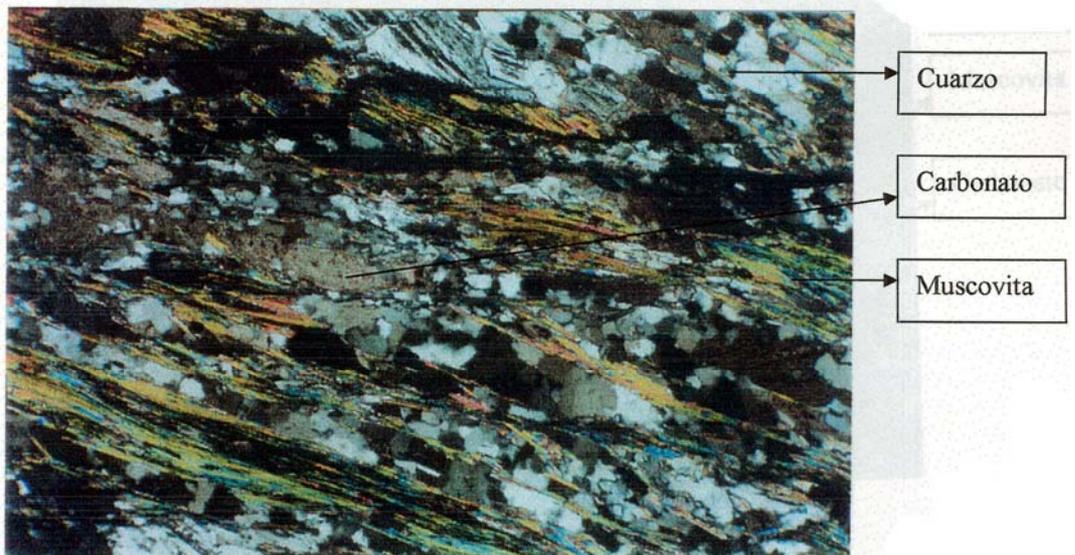
Muestra **P2-1**: Objetivo 4x, vista en nicoles cruzados, donde se observan los cristales de cuarzo, carbonato, pirita y muscovita.



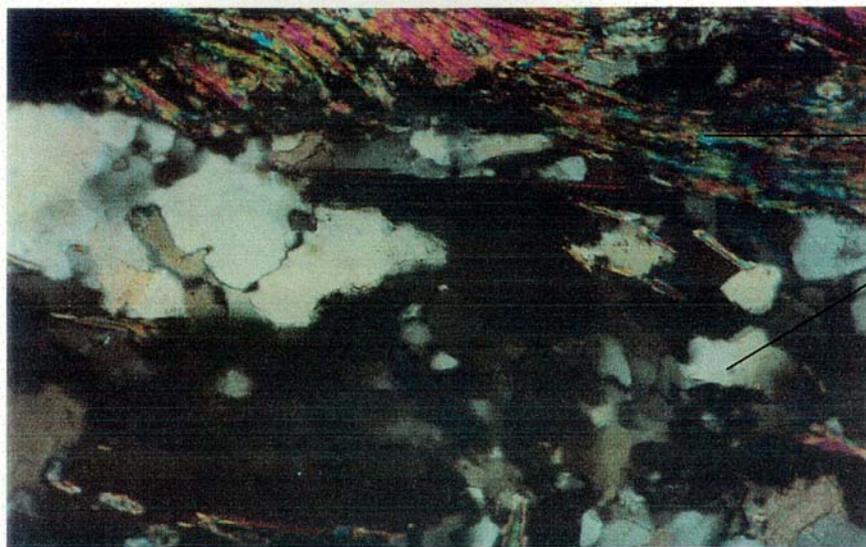
Muestra **P2-1**: Objetivo 10x, vista en nicoles cruzados, donde se observan los cristales de cuarzo, carbonato, pirita y muscovita.



Muestra **P2-2**: Objetivo 4x, vista en nicoles cruzados, donde se observan los cristales de cuarzo, carbonato y muscovita.



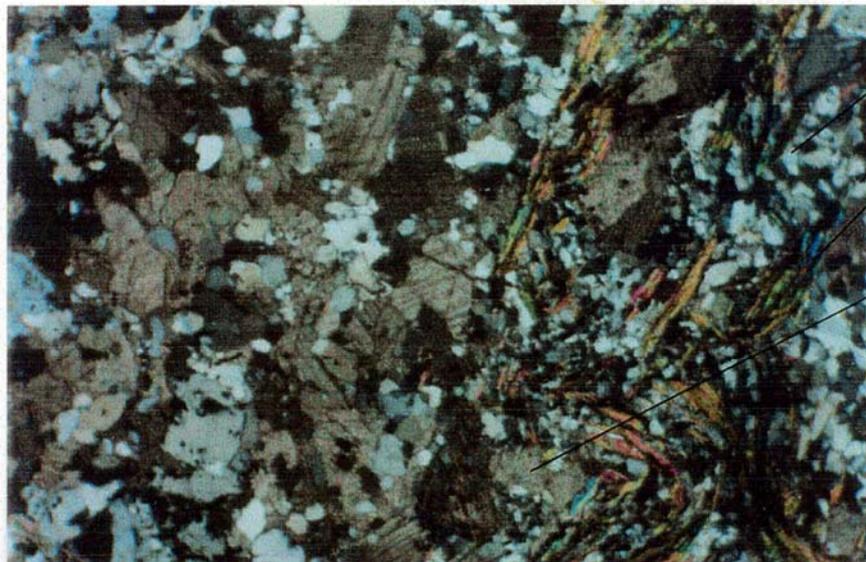
Muestra **P3-1**: Objetivo 4x, vista en nicoles cruzados, donde se observan los cristales de cuarzo, carbonato, muscovita y pirita.



Muscovita

Cuarzo

Muestra P3-1: Objetivo 10x, vista en nicoles cruzados, donde se observan los cristales de cuarzo, carbonato y muscovita.

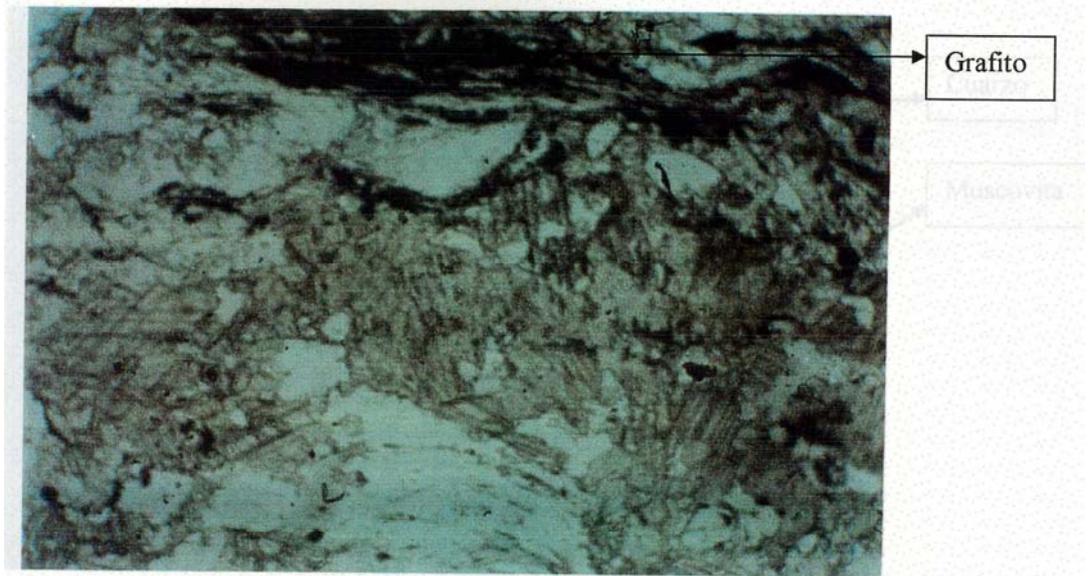


Cuarzo

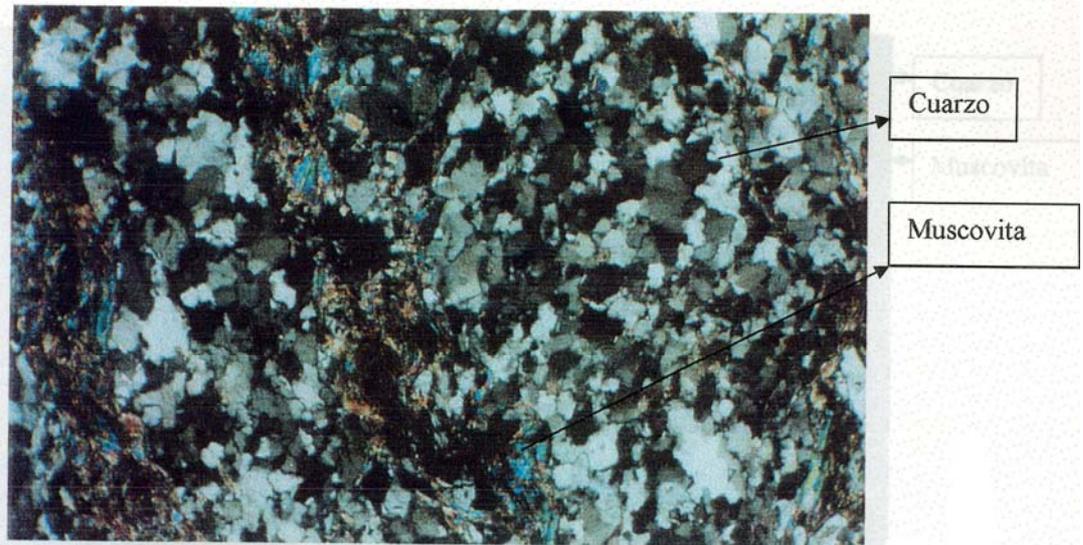
Muscovita

Carbonato

Muestra P3-2: Objetivo 4x, vista en nicoles cruzados, donde se observan los cristales de cuarzo, carbonato y muscovita.



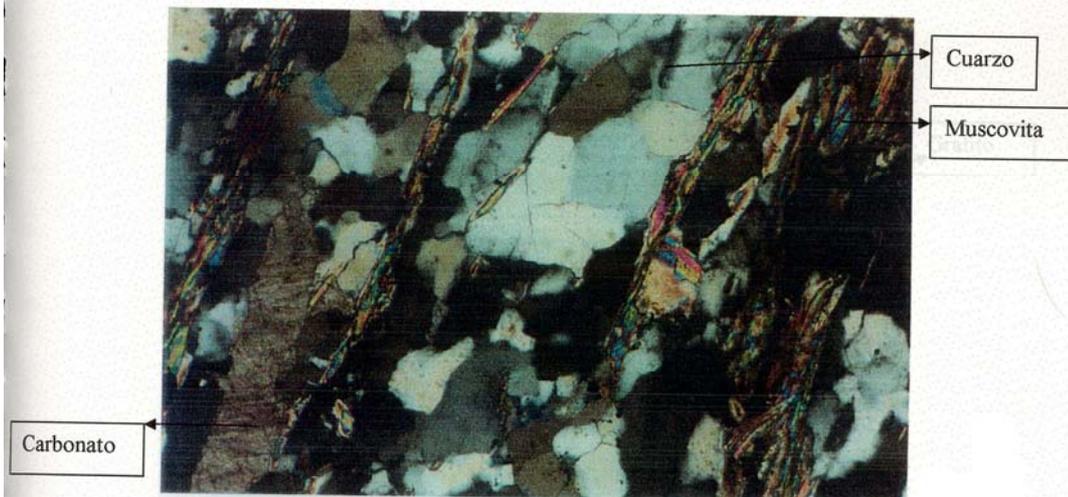
Muestra **P3-2**: Objetivo 4x, vista en nicoles paralelos, donde se observan los cristales de cuarzo, carbonato y trazas de grafito.



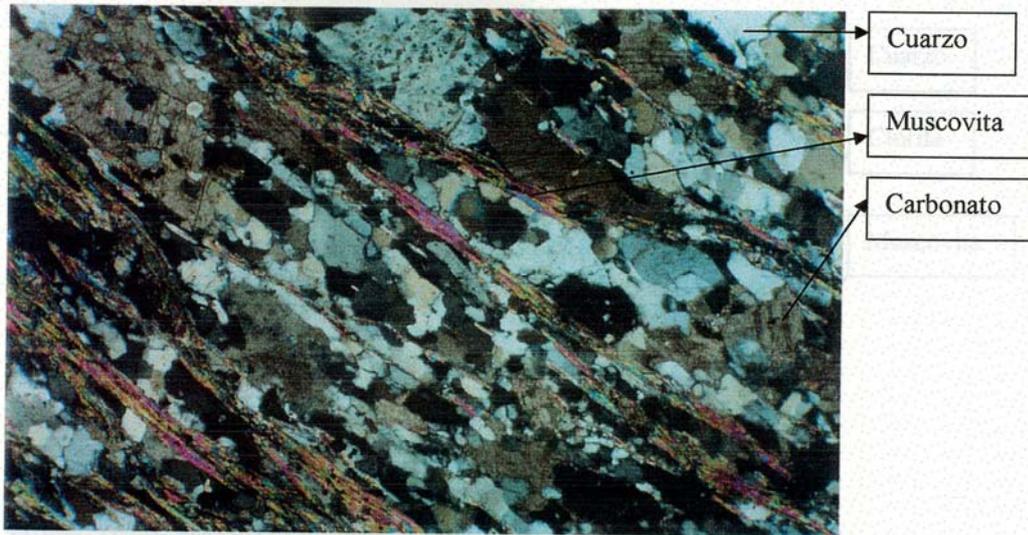
Muestra **P4-1**: Objetivo 4x, vista en nicoles cruzados, donde se observan los cristales de cuarzo y muscovita.



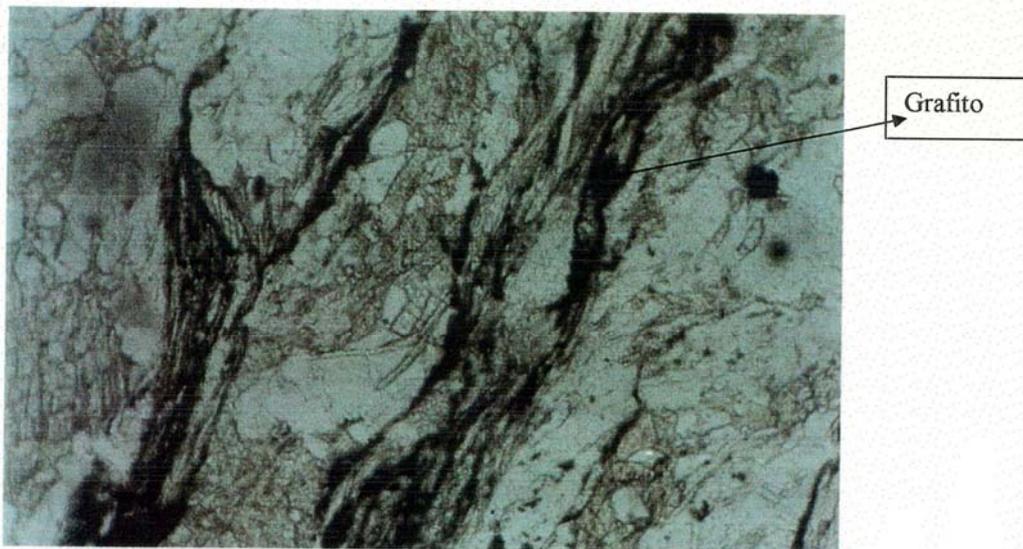
Muestra P4-1: Objetivo 10x, vista en nicoles cruzados, donde se observan los cristales de cuarzo y muscovita.



Muestra P4-2: Objetivo 10x, vista en nicoles cruzados, donde se observan los cristales de cuarzo, muscovita y carbonato.



Muestra P4-2: Objetivo 4x, vista en nicoles cruzados, donde se observan los cristales de cuarzo, muscovita y carbonato.



Muestra P2-1: Objetivo 10x, vista en nicoles paralelos, donde se observan los cristales de cuarzo, carbonato y trazas de grafito.

**Tabla 11.1**  
**Elementos Geomecánicos (Prog. +280 - +460)**

Progresiva (m)	280	290	300	320	350	370	380	400	420	440	460
Cobertura (m)	8	12	21	30	34	39	38	39	48	55	60
Vs (m/s) Velocidad Sísmica	925	925	925	2055	2055	2055	3570	3570	3570	3570	3570
$\sigma_{ci}$ (Bieniawski)	1	1	1	2	2	2	3	3	3	8	5
RQD	2	2	2	3	4	5	6	7	8	7	7
Separación Discont.	4	4	4	5	6	6	6	8	8	8	8
Tipo Discontinuidad	0	2	5	5	5	5	5	5	10	10	10
AGUA	10	10	10	10	10	10	10	10	15	15	15
Orient. Disconti	-2	-2	-7	-7	-10	-10	-10	-10	-10	-10	-10
RMR	15	17	15	18	17	18	20	23	34	38	35
GSI	17	19	22	25	27	28	30	33	39	43	40
$\sigma_{ci}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )-Laboratorio	25	25	25	150	150	150	300	300	374	638	600
$m_i$	8	8	8	8	8	8	8	8	12	15	12
$E_m$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	1774	1991	2366	6888	7729	8187	12990	15439	24350	40038	32669
$\phi_m$ (?)	23	22	20	31	31	31	37	39	45	51	47
$C_m$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	0	0	0	1	1	1	1	1	2	3	3
$\sigma_{cm}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	1	1	1	9	10	10	21	24	44	96	73
$\sigma_o$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	2.0	3.0	5.3	7.5	8.5	9.7	9.5	9.8	12.0	13.8	15.0
IC	0.5	0.3	0.2	1.2	1.2	1.0	2.2	2.4	3.7	7.0	4.9

**Tabla 11.2**  
**Elementos Geomecánicos (Prog +460 – 693)**

Progresiva (m)	480	500	530	550	565	570	600	620	645	670	693
Cobertura (m)	63	66	67	68	69	69	65	62	58	59	72
Vs (m/s) Velocidad Sísmica	3570	3570	3570	3570	3570	3570	3570	3570	3570	3570	3570
$\sigma_{ci}$ (Bieniawski)	5	6	6	6	5	4	4	4	5	5	5
RQD											
RQD	10	3	3	3	3	3	5	7	8	8	8
Separación Discont.	15	5	5	5	5	5	6	7	8	8	8
Tipo Discontinuidad	15	15	15	15	15	15	15	15	10	10	15
AGUA	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
Orient. Disconti	-10	-10	-10	0	0	0	0	0	0	0	0
RMR	50	34	34	44	43	42	45	48	46	46	51
GSI	55	39	39	39	38	37	40	43	41	41	46
$\sigma_{ci}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )-Laboratorio	600	650	699	650	600	444	450	500	600	600	600
$m_i$	12	15	15	15	12	12	12	12	12	12	12
$E_m$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	77471	32101	33289	32101	29116	23646	28292	35444	34605	34605	46146
$\phi_m$ (?)	52	49	49	48	45	43	44	47	48	48	48
$C_m$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	5	3	4	3	3	3	3	3	3	3	4
$\sigma_{cm}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	122	85	92	85	68	49	55	67	75	75	90
$\sigma_o$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	15.8	16.5	16.8	17.0	17.3	17.2	16.1	15.5	14.5	14.8	17.9
IC	7.7	5.2	5.5	5.0	3.9	2.8	3.4	4.3	5.2	5.1	5.0

**Tabla 11.3**  
**Elementos Geomecánicos (Prog +700 – 1+000)**

Progresiva (m)	700	720	750	760	770	800	850	875	900	950	1000
Cobertura (m)	73	77	93	97	94	79	65	68	63	49	48
Vs (m/s) Velocidad Sísmica	3570	3570	3570	3570	3570	3570	3570	3570	3570	3570	3570
$\sigma_{ci}$ (Bieniawski)	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
RQD											
RQD	8	8	8	8	8	8	8	8	8	6	6
Separación Discont.	8	8	8	8	8	8	8	8	8	6	6
Tipo Discontinuidad	20	20	20	20	20	20	15	15	15	10	10
AGUA	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
Orient. Disconti	0	0	0	0	0	-10	-10	-10	-10	-10	-10
RMR	56	56	56	56	56	46	41	41	41	32	32
GSI	51	51	51	51	51	51	46	46	46	37	37
$\sigma_{ci}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )-Laboratorio	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600
$m_i$	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12
Em (Kg/cm <sup>2</sup> )	61537	61537	61537	61537	61537	61537	46146	46146	46146	27488	27488
$\phi_m$ (?)	50	49	48	48	48	49	49	49	49	47	48
Cm (Kg/cm <sup>2</sup> )	5	5	5	6	6	5	4	4	4	3	2
$\sigma_{cm}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	106	106	106	106	106	106	90	90	90	66	66
$\sigma_o$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	18.3	19.3	23.3	24.2	23.5	19.9	16.1	17.1	15.8	12.2	11.9
IC	5.8	5.5	4.5	4.4	4.5	5.3	5.6	5.3	5.7	5.4	5.5

**Tabla 11.4**  
**Elementos Geomecánicos (Prog. 1+020 – 1+220)**

Progresiva (m)	1020	1025	1030	1070	1100	1120	1140	1150	1170	1200	1220
Cobertura (m)	44	39	34	38	43	40	31	26	30	36	36
Vs (m/s) Velocidad Sísmica	3570	3570	2050	2050	2050	2050	2050	2050	2050	2050	2050
$\sigma_{ci}$ (Bieniawski)	5	5	4	4	5	6	5	5	5	5	4
RQD											
RQD	5	5	5	5	4	8	8	6	6	6	5
Separación Discont.	5	4	4	4	3	8	8	6	6	6	4
Tipo Discontinuidad	10	10	5	5	10	5	5	10	5	5	5
AGUA	15	15	10	10	10	10	10	10	10	10	10
Orient. Disconti	-10	-10	-10	-10	-10	-5	-5	-5	-5	-5	-5
RMR	30	29	18	18	22	32	31	32	27	27	23
GSI	35	34	28	28	32	37	36	37	32	32	28
$\sigma_{ci}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )-Laboratorio	600	600	500	500	550	600	600	640	600	600	500
$m_i$	12	12	12	12	12	12	12	15	12	12	12
Em (Kg/cm <sup>2</sup> )	24498	23128	14947	14947	19735	27488	25950	28389	20613	20613	14947
$\phi_m$ (?)	47	48	44	44	45	49	50	54	49	47	44
Cm (Kg/cm <sup>2</sup> )	2	2	1	1	2	2	2	2	2	2	1
$\sigma_{cm}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	61	59	40	40	51	66	64	78	55	55	40
$\sigma_o$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	11.0	9.7	8.5	9.4	10.7	10.0	7.7	6.6	7.4	9.0	9.1
IC	5.5	6.1	4.7	4.3	4.8	6.6	8.3	11.8	7.4	6.1	4.4

**Tabla 11.5**  
**Elementos Geomecánicos (Prog. 1+230 – 1+437)**

Progresiva (m)	1230	1240	1260	1280	1300	1310	1320	1360	1380	1400	1420	1430	1437
Cobertura (m)	35	35	39	46	53	53	51	33	29	21	21	18	10
Vs (m/s) Velocidad Sísmica	2050	2050	2050	3570	3570	3570	3570	2050	2050	565	565	565	565
$\sigma_{ci}$ (Bieniawski)	4	4	4	4	4	4	4	3	3	2	1	1	1
RQD													
RQD	5	4	4	4	4	4	3	3	3	3	2	2	2
Separación Discont.	4	3	3	3	3	3	2	2	2	2	2	2	2
Tipo Discontinuidad	5	5	5	10	10	10	10	5	5	5	5	5	2
AGUA	10	10	10	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
Orient. Disconti	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5
RMR	23	21	21	31	31	31	29	23	23	22	20	20	17
GSI	28	26	26	31	31	31	29	23	23	22	20	20	17
$\sigma_{ci}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )-Laboratorio	450	450	500	500	500	400	300	136	150	100	25	25	25
mi	12	12	12	12	12	12	8	8	8	8	8	8	8
Em (Kg/cm <sup>2</sup> )	14180	12638	13321	17764	17764	15889	12264	58466	13947	32210	92109	21091	774
$\phi_m$ (?)	43	42	42	44	43	41	35	29	30	29	19	20	22
Cm (Kg/cm <sup>2</sup> )	1	1	1	2	2	2	1	1	1	0	0	0	0
$\sigma_{cm}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	36	34	38	45	45	36	20	7	8	5	1	1	1
$\sigma_o$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	8.7	8.7	9.9	11.5	13.2	13.3	12.7	8.1	7.2	5.4	5.3	4.6	2.5
IC	4.1	3.9	3.8	3.9	3.4	2.7	1.6	0.9	1.1	0.9	0.2	0.2	0.4

## **12. ANALISIS Y SELECCIÓN DEL METODO**

Los datos se procesaron en función del análisis del rendimiento de cada método de excavación. Los datos utilizados provienen de estudios previos a la construcción del túnel, del cual se infieren mediante formulas los datos que no fueron tomados directamente en campo.

Se tomaron en cuenta para este análisis cuatro métodos de excavación de túneles. Los métodos son los siguientes:

Excavación con Rozadora.

Excavación con Martillo Hidráulico.

Excavación con Voladura.

Excavación con Escudo/Topo.

### **12.1 Excavación con Rozadora**

Teóricamente la Rozadora puede utilizarse con gran variedad de terrenos. Su limitación no es la calidad global del macizo rocoso, sino la resistencia mecánica (Resistencia a la compresión y a la tracción) de la roca matriz. Por otra parte el ciclo de trabajo es mas corto (no hay voladura ni ventilación de los gases de explosión).

Los factores a considerar en la elección de la rozadora son:

Geometría de la excavación

Características de la roca a excavar. Rendimiento de corte y consumo de picas.

El área de excavación correspondiente al túnel Corral de Piedras es de 92 m<sup>2</sup>. Con una altura aproximada de 7,5 m. Esta es adecuada para rozadoras de gran tamaño y peso, esto permite la instalación de la potencia máxima demandada por la roca.

Estimación de la potencia mínima instalada en la cabeza de corte.

Según la ecuación la potencia mínima es la siguiente:

$$POT(kW) = 0,87 \cdot RC^{1,18} \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

Progresiva	530	550	565	570	600	620	645	670	693	700	720
oci (Kg/cm <sup>2</sup> )-Laboratorio	699	650	600	444	450	500	600	600	600	600	600
RQD	25	25	25	25	35	45	50	50	50	50	50
Pot (kW)	1976,98	1814,50	1650,96	1157,26	1175,74	1331,39	1650,96	1650,96	1650,96	1650,96	1650,96

**Tabla 12.1**  
**Estimacion Potencia de la Rozadora**

Progresiva	280	290	300	320	350	370	380	400	420	440	460	480	500
oci (Kg/cm <sup>2</sup> )-Laboratorio	25	25	25	150	150	150	300	300	374	638	600	600	650
RQD	20	20	20	25	30	35	40	45	50	45	45	65	25
Pot (kW)	38,82	38,82	38,82	321,59	321,59	321,59	728,66	728,66	945,17	1775,04	1650,96	1650,96	1814,50

Progresiva	750	760	770	800	850	875	900	950	1000	1020	1025
oci (Kg/cm <sup>2</sup> )-Laboratorio	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600
RQD	50	50	50	50	50	50	50	40	40	35	35
Pot (kW)	1650,96	1650,96	1650,96	1650,96	1650,96	1650,96	1650,96	1650,96	1650,96	1650,96	1650,96

Progresiva	1030	1070	1100	1120	1140	1150	1170	1200	1220	1230	1240
oci (Kg/cm <sup>2</sup> )-Laboratorio	500	500	550	600	600	640	600	600	500	450	450
RQD	35	35	30	50	50	40	40	40	35	35	30
Pot (kW)	1331,39	1331,39	1489,87	1650,96	1650,96	1781,61	1650,96	1650,96	1331,39	1175,74	1175,74

Progresiva	1260	1280	1300	1310	1320	1360	1380	1400	1420	1430	1437
oci (Kg/cm <sup>2</sup> )-Laboratorio	500	500	500	400	300	136	150	100	25	25	25
RQD	30	30	30	30	25	25	25	25	18	18	18
Pot (kW)	1331,39	1331,39	1331,39	1023,18	728,66	286,48	321,59	199,31	38,82	38,82	38,82

En la tabla anterior se puede observar la potencia de de la cabeza de corte calculada en función de la resistencia a la compresión de la roca a lo largo del alineamiento del túnel. Se considerara la potencia requerida como la de 330 kW ya que esta relacionada con el peso de la Rozadora.

La relación entre el peso en servicio y la potencia es de 2 y hasta 4 veces. Según la figura 12.1, se estima que el peso en servicio es de 100 ton.

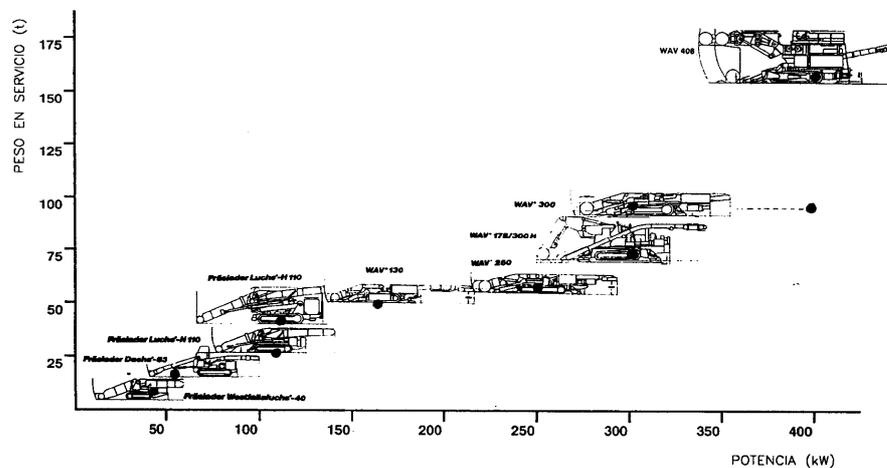


Figura 12.1 Relación entre potencias y pesos en servicio de rozadoras.

### 12.1.1. Cálculo de rendimientos

El rendimiento de la rozadora por metro lineal se calculo por el Método Bilgin, este consiste en el cálculo del Índice de Cortabilidad del Macizo Rocosos

$$RMCI = RC(MPa) \cdot \frac{(RQD)^{2/3}}{100}$$

A continuación se calculo el rendimiento de corte instantáneo, ICR mediante la siguiente formula:

$$ICR = 0,34 \cdot HP \cdot (0,976)RMCI$$

**Tabla 12.2**  
**Calculo de rendimientos de corte instantaneo e indice de cortabilidad**

Progresiva (m)	280	290	300	320	350	370	1360	1380	1400	1420	1430	1437
oci (Kg/cm <sup>2</sup> )-Laboratorio	25	25	25	150	150	150	136	150	100	25	25	25
RQD (%)	18	18	18	25	30	35	25	25	25	18	18	18
Pot (Kw)	330	330	330	330	330	330	330	330	330	330	330	330
RMCI	1,72	1,72	1,72	12,82	14,48	16,05	11,63	12,82	8,55	1,72	1,72	1,72
ICR (m <sup>3</sup> /h)	107,62	107,62	107,62	82,17	78,92	75,97	84,59	82,17	91,16	107,62	107,62	107,62
Avance Lineal (m lineal/h)	1,17	1,17	1,17	0,89	0,86	0,83	0,92	0,89	0,99	1,17	1,17	1,17

Las progresivas fueron seleccionadas de acuerdo a la rozadora seleccionada anteriormente. La potencia de la cabeza de corte fue el factor tomado en cuenta.

A partir de la progresiva 370m en adelante se tienen potencias necesarias de 728kW, lo cual no es posible que la rozadora seleccionada trabaje para esa zona en donde la resistencia a la compresión de la roca no permite su excavación.

El avance lineal por hora dependiendo de la resistencia a la compresión oscila entre 1,17m/h y 0,83 m/h

### 12.1.2. Consumo de picas

El consumo de picas se relacionara con los m<sup>3</sup> de material arrancado, la resistencia a la compresión fue tomada en cuenta hasta un valor de 130 Kg/cm<sup>2</sup>, debido a que es el máximo admisible por la tabla utilizada (tabla 12.3).

Según la tabla 12.3 el trabajo necesario para arrancar 1 m<sup>3</sup> de material es de 16,0 para rocas con más de 30 % de minerales abrasivos.

Las picas seleccionadas son standard de carburo de tungsteno, de 22 mm de diámetro de carburo aproximadamente.

**Tabla 12.3**  
**Trabajo específico para el corte**

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN (Kg/cm <sup>2</sup> )	TRABAJO NECESARIO PARA ARRANCAR LA ROCA (kWh/m <sup>3</sup> )		
	CONTENIDO DE MINERALES ABRASIVOS (%)		
	<10	10-30	30<
10	0,2	0,8	1,7
20	0,4	1,6	3,1
30	0,7	2,7	4,5
40	1,5	3,7	6,0
50	2,3	4,8	7,5
60	3,4	6,0	9,2
70	4,5	7,5	11,0
80	6,0	9,3	12,8
90	7,5	11,0	16,0
100	9,5	12,8	
110	11,5	16,0	
120	13,8		
130	16,5		

Mediante la tabla 12.3 y la tabla 12.4 se obtiene el consumo específico de picas por metro cúbico excavado.

**Tabla 12.4**  
**Consumo específico de picas en relación al trabajo necesario**

TRABAJO NECESARIO PARA EL CORTE (kWh/m <sup>3</sup> )	CONSUMO ESPECIFICO DE PICAS (Picas/m <sup>3</sup> )		
	CONTENIDO DE MINERALES ABRASIVOS		
	<10	10-30	30 <
1	0,01	0,02	0,03
2	0,02	0,03	0,05
3	0,03	0,05	0,08
4	0,04	0,07	0,10
5	0,05	0,09	0,13
6	0,06	0,11	0,17
7	0,08	0,13	0,20
8	0,09	0,14	0,23
9	0,11	0,17	0,26
10	0,12	0,19	0,28
11	0,13	0,21	0,32
12	0,14	0,24	0,36
13	0,15	0,26	0,39
14	0,17	0,28	0,43
15	0,19	0,31	0,47
16	0,21	0,33	0,51

El consumo específico de picas por metro cúbico es de 0,51, que corresponde a 16 kW/m<sup>3</sup> ya calculado previamente de la tabla anterior.

Para avanzar 1 metro lineal de tunel se consumen:

$$\text{Consumo\_especifico} = (0,51 \text{ picas} / \text{m}^3) \cdot (92 \text{m}^3)$$

$$\text{Consumo\_especifico} = 46,92$$

### 12.1.3. Abrasividad

Para el cálculo de la abrasividad que también es un factor importante al momento de evaluar el comportamiento de la rozadora se utilizó el Coeficiente de Abrasividad de Schimazeck Fschmin definido de la siguiente forma:

$$\text{Fschmin} = Q^* \cdot d50 \cdot \text{RT}$$

En esta formula interviene la Resistencia a la Tracción, diámetro medio del grano de cuarzo, y cantidad equivalente de minerales abrasivos.

$$Q^* = 52,0725 \% (\text{Contenido Eq de minerales abrasivos})$$

$$d50 = 2,2677 \times 10^{-3} \text{ m} (\text{diámetro medio del grano de cuarzo})$$

RT= variable según la progresiva del túnel

**Tabla 12.5**  
**Coeficiente de abrasividad Vs. Progresivas**

Progresiva (m)	RT (Kg/cm <sup>2</sup> )	RT(Pa)(Newton/m2)	Fschim(N/m)
280	8,33	817220,83	0,22
290	8,33	817220,83	0,22
300	8,33	817220,83	0,22
320	50,00	4903325,00	1,30
350	50,00	4903325,00	1,30
370	50,00	4903325,00	1,30
380	100,00	9806650,00	2,60
400	100,00	9806650,00	2,60

continuación

Progresiva (m)	RT (Kg/cm <sup>2</sup> )	RT(Pa)(Newton/m <sup>2</sup> )	Fschim(N/m)
420	124,67	12225623,67	3,25
440	212,67	20855475,67	5,54
460	200,00	19613300,00	5,21
480	200,00	19613300,00	5,21
500	216,67	21247741,67	5,64
530	233,00	22849494,50	6,07
550	216,67	21247741,67	5,64
565	200,00	19613300,00	5,21
570	148,00	14513842,00	3,85
600	150,00	14709975,00	3,90
620	166,67	16344416,67	4,34
645	200,00	19613300,00	5,21
670	200,00	19613300,00	5,21
693	200,00	19613300,00	5,21
700	200,00	19613300,00	5,21
720	200,00	19613300,00	5,21
750	200,00	19613300,00	5,21
760	200,00	19613300,00	5,21
770	200,00	19613300,00	5,21
800	200,00	19613300,00	5,21
850	200,00	19613300,00	5,21
875	200,00	19613300,00	5,21
900	200,00	19613300,00	5,21
950	200,00	19613300,00	5,21
1000	200,00	19613300,00	5,21
1020	200,00	19613300,00	5,21
1025	200,00	19613300,00	5,21
1030	166,67	16344416,67	4,34
1070	166,67	16344416,67	4,34
1100	183,33	17978858,33	4,77
1120	200,00	19613300,00	5,21

**Tabla12.5.**  
**(continuación) Coeficiente de abrasividad Vs. Progresivas**

Progresiva (m)	RT (Kg/cm <sup>2</sup> )	RT(Pa)(Newton/m <sup>2</sup> )	Fschim(N/m)
1140	200,00	19613300,00	5,21
1150	213,33	20920853,33	5,55
1170	200,00	19613300,00	5,21
1200	200,00	19613300,00	5,21
1220	166,67	16344416,67	4,34
1230	150,00	14709975,00	3,90
1240	150,00	14709975,00	3,90
1260	166,67	16344416,67	4,34
1280	166,67	16344416,67	4,34

Continuación

Progresiva (m)	RT (Kg/cm <sup>2</sup> )	RT(Pa)(Newton/m <sup>2</sup> )	Fschim(N/m)
1300	166,67	16344416,67	4,34
1310	133,33	13075533,33	3,47
1320	100,00	9806650,00	2,60
1360	45,33	4445681,33	1,18
1380	50,00	4903325,00	1,30
1400	33,33	3268883,33	0,87
1420	8,33	817220,83	0,22
1430	8,33	817220,83	0,22
1437	8,33	817220,83	0,22

Luego del cálculo los valores arrojados por la formula se pueden observar en la tabla anterior, los cuales varían desde 0,22 N/m hasta 5,55 N/m. Con este coeficiente de abrasividad también se puede estimar la rozabilidad de las rocas, en el cuadro siguiente se muestra la calificación de rozabilidad según el rendimiento.

**Tabla 12.6**  
**Coefficiente de rozabilidad y su calificación**

COEFICIENTE DE ABRASIVIDAD F (kp/cm)	ROZABILIDAD	
	CALIFICACIÓN	m <sup>3</sup> /h
0,2-0,3	Muy buena	45-65
0,3-0,4	Buena	30 - 45
0,4-0,5	Moderada	20 - 30
0,5-0,6	Regular	15 - 20
0,6-0,8	Mala	10 - 15
0,8-1,0	Muy mala	6-10

Desde la progresiva 280m hasta la 300m se tienen rendimientos de rozado de 45 a 65 m<sup>3</sup>/h, con un coeficiente de abrasividad de 0,22. Desde la progresiva 1400m hasta 1437m se tienen rendimientos de rozado de 10 m<sup>3</sup> a 45 m<sup>3</sup>.

A partir de un coeficiente de abrasividad 0,6 se le califica como mala la rozabilidad de la roca.

## 12.2. Excavación con Martillo Hidráulico

La excavación con martillo hidráulico es un método de excavación moderno con capacidad de adaptación, facilidad de maniobra. El elemento más importante para la excavación es el tipo de puntero a ser utilizado, en nuestro caso se tiene una roca esquistosa con alto contenido en minerales abrasivos, y resistencia a la compresión alta. El puntero seleccionado debe ser de tipo cincel debido a que es una roca esquistosa, el ángulo de ataque debe ser perpendicular a los planos de exfoliación para obtener el mayor rendimiento en el rompimiento de la roca.

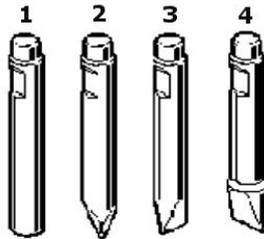


Figura 12.2 Tipos de punteros.

El martillo hidráulico es un accesorio que se puede adaptar a tractores de orugas o retroexcavadoras. El martillo hidráulico se selecciona según su energía de impacto. En este caso los martillos hidráulicos disponibles poseen una presión de impacto máximo de 160 a 180 kg/cm<sup>2</sup>. El peso de este martillo dependiendo de la marca variara entre 5000 kg y 6000 kg (Foto 12.1). La maquina en donde este debe ser montada debe pesar entre las 50ton y 75ton.



Foto 12.1 Martillo hidráulico de 5900 kg marca NPK

El rendimiento de este martillo variara entre los 12m<sup>3</sup>/h hasta los 18 m<sup>3</sup>/h. el rendimiento esta sujeto a la experiencia del operador así como también a la dureza de la roca.

### **12.3. Excavación con Voladura**

Los equipos de arranque mecánico tienen un límite de aplicación en lo referente a la resistencia y abrasividad de las rocas, la voladura es una técnica convencional más flexible a los cambios de litología y permite el arranque de rocas muy duras y abrasivas, en las que los métodos mecanizados son antieconómicos.

El dimensionamiento de las voladuras se realizo en el cumplimiento de las Normas de United State Buro Meaning (USBM) que limitan la velocidad pico de la partícula a 2,54 cm/s promedio, y un rango de frecuencias de 15 a 75 Hz.

En lo que sigue se analiza la carga para conseguir la velocidad pico admisible para la distancia y tipo de roca.

Un método de estimación de vibraciones es el desarrollado por el Departamento de Ingeniería de construcción y edificación de la Universidad de Noruega de Ciencia y Tecnología (NTNU).

Este método se basa en la ecuación general de la ley de amortiguación propuesta por Dyno Nobel, para voladuras controladas, que permite calcular la velocidad de partícula:

$$V = K \cdot \frac{Q^\alpha}{DS^\beta}$$

donde:

V = Velocidad de partícula (mm/s).

Q = Carga de explosivo detonado (kg).

DS = Distancia a la estructura a proteger (m).

K = Constante característica del terreno

$\alpha$  = Constante de utilización del explosivo.

$\beta$  = Constante de amortiguación.

De la ecuación anterior se dedujo la carga máxima de explosivo para no sobrepasar un determinado nivel máximo de vibración, esto es:

$$Q = \left[ \frac{v \cdot DS^\beta}{500 \cdot c} \right]^{\frac{1}{\alpha}}$$

La constante del macizo rocoso, c, depende de las características de este, variando desde 0,65 para rocas de muy alta esquistosidad, hasta 1,3

para rocas muy homogéneas y muy competentes. Se adopto según las condiciones geológicas un valor medio de  $c=1$ .

El valor de  $\alpha$  se toma para este túnel 0,8. El explosivo son cartuchos de ANFO con diámetros de 127 mm.

Los valores de la constante de amortiguación  $\beta$  seria en este caso (voladuras convencionales y distancias menores a 140m) de 1,44.

El valor DS viene dado por la cobertura que posee el túnel tomado en cuenta para cada progresiva.

El estudio de vibraciones se resume en el siguiente cuadro:

**Tabla 12.7.**  
**Cargas por microrretardo**

Progresiva (m)	Cobertura (m)	Carga por microrretardo Q (kg)
280	8,00	1,46
290	12,00	3,03
300	21,00	8,29
320	30,00	15,75
350	34,00	19,73
370	39,00	25,26
380	38,00	16,82
400	39,00	17,63
420	48,00	25,62
440	55,00	26,06
460	60,00	30,48
480	63,00	33,28
500	66,00	36,19
530	67,00	37,18
550	68,00	38,18
565	69,00	39,20
570	69,00	39,20
600	65,00	35,20
620	62,00	32,33
645	58,00	28,68
670	59,00	29,57
693	72,00	42,32
700	73,00	43,38
720	77,00	47,76

continuación

Progresiva (m)	Cobertura (m)	Carga por microrretardo Q (kg)
750	93,00	67,08
760	97,00	72,37
770	94,00	68,39
800	79,00	50,01
850	65,00	35,20
875	68,00	38,18
900	63,00	33,28
950	49,00	21,17
1000	48,00	20,40
1020	44,00	17,44
1025	39,00	14,04
1030	34,00	10,97
1070	38,00	13,40
1100	43,00	16,73
1120	40,00	14,69
1140	31,00	9,29
1150	26,00	6,77

**Tabla 12.7. (continuación)  
Cargas por microrretardo**

Progresiva (m)	Cobertura (m)	Carga por microrretardo Q (kg)
1170	30,00	8,75
1200	36,00	12,15
1220	36,00	12,15
1230	35,00	11,55
1240	35,00	11,55
1260	39,00	14,04
1280	46,00	18,89
1300	53,00	24,38
1310	53,00	24,38
1320	51,00	28,57
1360	33,00	18,70
1380	29,00	14,82
1400	21,00	8,29
1420	21,00	8,29
1430	18,00	6,28
1437	10,00	2,18

A continuación se procede al cálculo de sobrepresiones de las voladuras subterráneas:

$$\Delta P = \left[ 2900 \cdot \frac{m \cdot Q_A}{DS \cdot S} + 73 \cdot \sqrt{\frac{m \cdot Q_A}{DS \cdot S}} \right] e^{\frac{-n \cdot DS}{d_i}}$$

La sobrepresión se genera al momento de detonar una carga explosiva, y se manifiesta en un aumento brusco de la presión del aire en el área de la explosión, generalmente de baja frecuencia por debajo de los 20 Hertz, seguida de un descenso relativamente lento hasta un valor inferior a la presión atmosférica.

$Q_a$ = cantidad de explosivo a ser detonado.

$DS$ = Distancia al frente de la voladura (m)

$S$ = área de la sección transversal (92 m<sup>2</sup>)

$m$ = Índice de efectividad depende del diseño de la voladura (0,15)

$n$ = coeficiente de fricción de los hastiales (0,04)

$d_t$ = diámetro equivalente del túnel (10,82)

En la tabla 12.8 se puede apreciar la sobrepresión generada por las detonaciones de las cargas. La distancia utilizada es la distancia que existe entre el frente excavación y el portal del túnel.

**Tabla 12.8.**  
**Sobrepresión generada por microretardo**

Distancia del portal (m)	Progresiva (m) referencia 0	Progresiva (m)	Carga por microretardo Q (kg)	$\Delta P$
0	0	280	1,46	
10	10	290	3,03	299,72
20	20	300	8,29	371,73
40	40	320	15,75	344,72
70	70	350	19,73	254,62
90	90	370	25,26	244,60
100	100	380	16,82	166,63
120	120	400	17,63	146,16
140	140	420	25,62	164,15
160	160	440	26,06	145,82
180	180	460	30,48	144,39
200	200	480	33,28	137,45
220	220	500	36,19	131,40
250	250	530	37,18	115,92
270	270	550	38,18	107,90

continuación

Distancia del portal (m)	Progresiva (m) referencia 0	Progresiva (m)	Carga por microrretardo Q (kg)	$\Delta P$
285	285	565	39,20	102,97
290	290	570	39,20	100,81
320	320	600	35,20	82,92
340	340	620	32,33	72,48
365	365	645	28,68	61,01
390	390	670	29,57	56,92
413	413	693	42,32	66,57
420	420	700	43,38	66,07
440	440	720	47,76	65,83
470	470	750	67,08	75,04
480	480	760	72,37	76,50
490	490	770	68,39	71,21
520	520	800	50,01	52,37
570	570	850	35,20	35,74
520	595	875	38,18	43,84
490	620	900	33,28	44,05
480	670	950	21,17	34,09
470	720	1000	20,40	34,37
440	740	1020	17,44	34,34
420	745	1025	14,04	32,07
413	750	1030	10,97	28,24
390	790	1070	13,40	34,47
365	820	1100	16,73	43,19
340	840	1120	14,69	43,59
320	860	1140	9,29	35,39
290	870	1150	6,77	32,80
285	890	1170	8,75	39,08
270	920	1200	12,15	50,89
250	940	1220	12,15	55,43
220	950	1230	11,55	61,52

**Tabla 12.8**  
**(continuación) sobrepresión generada por microrretardo**

Distancia del portal (m)	Progresiva (m) referencia 0	Progresiva (m)	Carga por microrretardo Q (kg)	$\Delta P$
200	960	1240	11,55	67,83
180	980	1260	14,04	85,46
160	1000	1280	18,89	116,91
140	1020	1300	24,38	158,54
120	1030	1310	24,38	183,40
100	1040	1320	28,57	243,28
90	1080	1360	18,70	196,96
70	1100	1380	14,82	207,12
40	1120	1400	8,29	215,62
20	1140	1420	8,29	371,73
10	1150	1430	6,28	520,84
0	1157	1437	2,18	

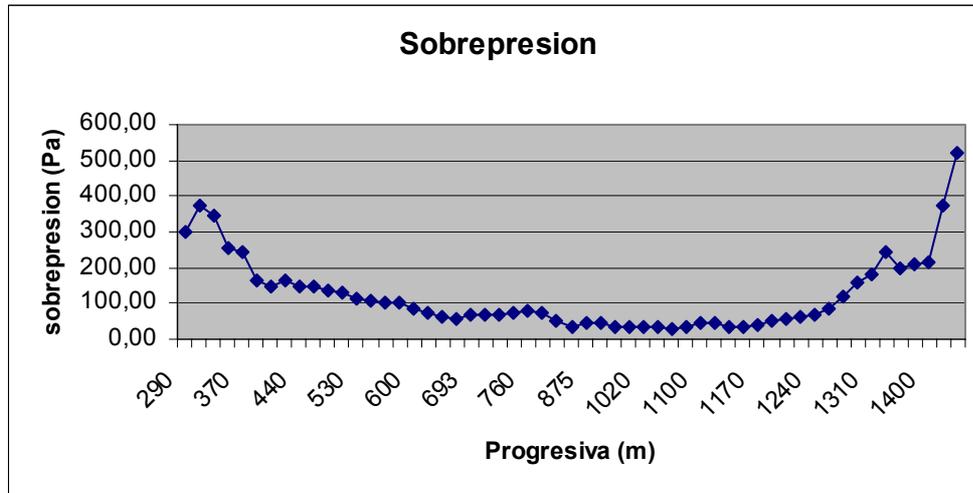


Figura 12.3 Sobrepresión

En la figura 12.3 (anterior) se puede apreciar que a medida que las voladuras se alejan de los portales la sobrepresión disminuye. Debido a que el frente de excavación se aleja del portal del túnel.

En La figura 12.4 se observa los valores de sobrepresión medidos en pascales y decibelios, comparados con eventos cotidianos. Se va a tomar como limite admisible para las voladuras el valor de 150 pascales que se encuentra entre el umbral del dolor y el umbral de danos. Estos valores máximos se producen instantáneamente en el portal del túnel, los decibeles de sobrepresión disminuyen al salir la onda expansiva del portal del túnel.

El rendimiento de la voladura variara entre los valores 1,6 m lineales hasta 3,8 m lineales óptimos para el área de la excavación que es de 92 m<sup>2</sup> en cada voladura, tomándose como promedio 2,7 m de avance lineal. Los metros lineales de avance están gobernados por las cargas máximas calculadas e indirectamente por la geometría de los cartuchos utilizados.

Las cargas que se encuentran en el mercado son cartuchos de ANFO de 400 mm de largo y 40 mm de diámetros con un peso de 0,618 kg. Con

esta información, mas la carga máxima por microrretardo se obtiene la longitud de los barrenos.

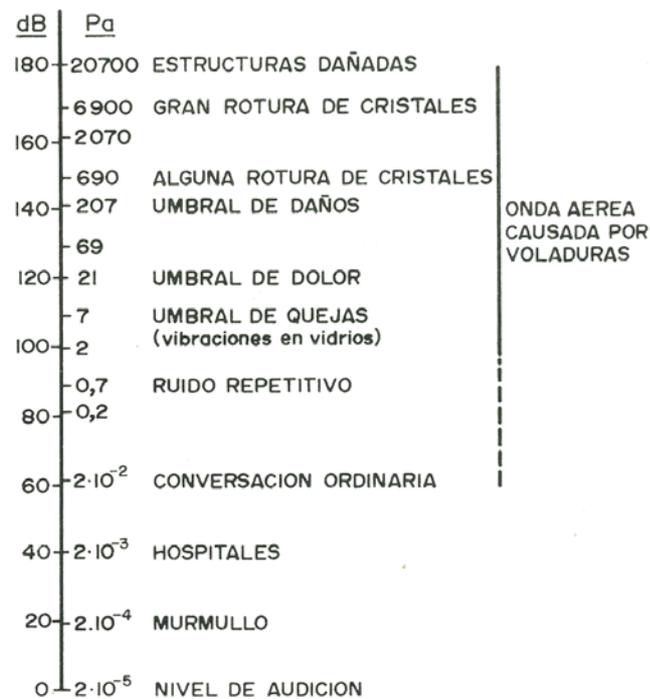


Figura 12.4. Decibeles Vs. Pascales

## 12.4. Excavación con Topo/Escudo

En la excavación con maquinas integrales se tomo los factores de Resistencia a la Compresión y la Abrasividad de las rocas como parámetros principales en la selección de la maquinaria adecuada para la excavación de este túnel.

Debido a la alta abrasividad de la roca a perforar así como los contenidos elevados de sílice producen elevados desgastes en los cortadores y cangilones de la cabeza, resultando inviable económicamente la excavación con topo o escudo por puro problema económico.

Según el análisis petrográfico las muestras de las cuatro perforaciones realizadas para dicho estudio contienen un porcentaje de cuarzo que varia entre un 38% hasta un 85%, y un promedio de 52,07% de cuarzo. Según la tabla 12.9 referente a la escala de abrasividad en donde condiciona la excavación mecánica y el contenido equivalente de cuarzo, para este caso es posible la utilización de tuneladora, pero los costos aumentan cuando el contenido de cuarzo aumenta.

**Tabla 12.9. Escala de abrasividad**

CONTENIDO EQUIVALENTE DE CUARZO (%)	CONDICIONES DE EXCAVACIÓN MECÁNICA
< 40	Viable económicamente
40 – 60	Posible. Los costes crecen con el Q'
60 – 80	Posible. Costes altos, rendimientos reducidos
> 80	Inviabile económicamente

Tomando en cuenta la resistencia a la compresión de la roca se observa en la tabla 12.10 que para valores mayores a 150 Kg/cm se presentan dificultades de corte y para valores mayores 200 Kg/cm ya es inviable el uso de la tuneladora.

**Tabla 12.10. Escala de utilización de topes en roca compacta**

Rc(Kg/cm <sup>2</sup> )	CONDICIONES DE EXCAVACIÓN	Fn(t)
6-12	Posible. Problemas de apoyo	Cualquiera
12 - 20	Posible. Muy adecuado	Cualquiera
20-60	Posible. Muy adecuado	> 15
60 - 150	Posible. Problemas de empuje	> 25
150 - 200	¿Posible?. Dificultades de corte	> 25
> 200	Inviabile	-

En la figura 12.5 se puede apreciar el grafico que muestra lo largo del alineamiento del túnel los valores de la resistencia a la compresión uniaxial de las rocas.

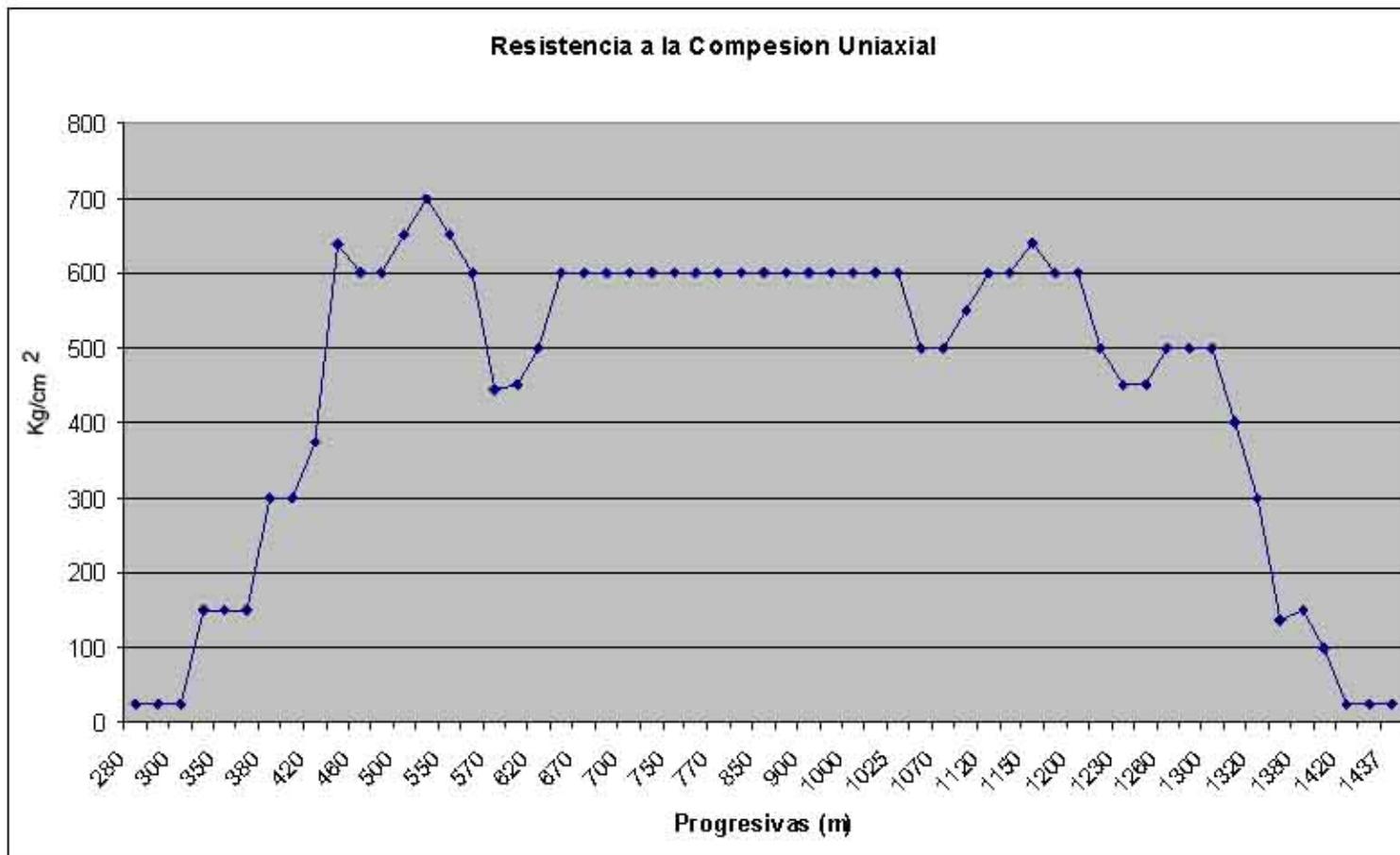


Figura 12.5 Resistencia a la Compresión Uniaxial

En la figura 12.5 se aprecia que solamente es viable la excavación con tuneladora desde la progresiva 280 hasta la progresiva 380 en el portal de salida, y en el portal de entrada desde la progresiva 1437 hasta 1360, dando un total de roca a excavar de 100m en el portal de salida y 77m en el portal de entrada. Estos avances son inviables económicamente por el costo de instalación y transporte soporte técnico para la excavación factible que son 177m. No es justificable la inversión en la compra de una tuneladora para la cantidad de metros excavar que en este caso son 177m.

Por las razones anteriores es inviable la utilización de tuneladora para la excavación del túnel corral de piedras

### 13. RESULTADOS

Los citados medios mecánicos de abatimiento de las rocas naturalmente presentan límites de uso relacionados esencialmente a la competencia mecánica y naturaleza estructural de las rocas a excavar aunque tales límites dependen en buena medida también en otro conjunto de factores tales como, por ejemplo: las especificaciones y el correcto uso de que se le de al equipo mecánico, el rendimiento limitado que se pueda admitir en la excavación.

El método convencional presenta una limitante muy importante que la de la cantidad de vibraciones que este produce al momento de cada voladura, teniéndose que analizar cuidadosamente la zona en que inevitablemente por razones de competencia mecánica deba utilizarse la voladura como medio de excavación.

Expuesto lo anterior se dividirá el trazado del túnel en 2 zonas, una se excava con abatimiento mecánico y otra con voladura, a continuación se describirá los metros a excavar, rendimientos y tiempo de ejecución.

**Tabla .13.1 Resultados**

	Zona Portal Norte	Zona Central	Zona Portal Sur
Progresivas	280 a 420	420-1300	1300 a 1437
Tipo de excavación	Martillo Hidráulico	Voladura	Martillo Hidráulico
Distancia	140 m	880 m	137 m
Porcentaje distancia	12,1 %	76,05%	11,84 %
Tiempo de ejecución	36 días	163 días	36 días
Rendimiento	3,91 m lineales/día	5,4 m lineales/día	3,91 m lineales/día

En el cuadro anterior se puede observar la distribución del trabajo de excavación con los dos diferentes métodos de excavación más factibles. El tiempo de ejecución se refiere a tiempo de excavación, no incluye

revestimiento final iluminación piso final ni ventilación, se puede apreciar que el 76,05 % del alineamiento del túnel debe excavarse con voladura mientras que el restantes debe excavarse con martillo demoledor. El tiempo de ejecución de la excavación total del túnel esta en un estimado de 235 días que equivalen a 7 meses y 3 semanas, debe tomarse que este tiempo de ejecución puede aumentar debido a factores que no controlan los ejecutores de la obra.

## CONCLUSIONES

El macizo rocoso esta constituido por rocas metamórficas foliadas, fracturadas y plegadas, litológicamente pertenecientes a las variedades de esquistos cuarzo-micáceos-feldespáticos y de filitas cuarzo-micaceo-sericiticas o carbonosas, típicas de la formaron La brisa del Grupo caracas

Los factores que gobiernan la selección de un equipo de excavación son principalmente la Resistencia a la Compresión y la Abrasividad de las Rocas.

El cálculo de abrasividad es factor importante para la elección de una rozadora.

La rozadora para el túnel corral de piedras es efectiva en el rango de progresivas P280m y P300m, observándose la inviabilidad de este método.

La utilización de tuneladoras para el túnel Corral de piedras no es justificable debido a que la cantidad de metros que son factibles a excavar no superan los 200m, volviendo este método muy costoso debido a su alta inversión inicial en el equipo de excavación.

La utilización de tuneladoras para distancias cortas en este caso 1 Km aproximadamente, no es justificable debido a la alta inversión inicial.

Para valores mayores a  $150 \text{ Kg/cm}^2$  se presentan dificultades de corte y para valores mayores  $200 \text{ Kg/cm}^2$  ya es inviable el uso de la tuneladora.

La meteorización notable producida por las aguas servidas proveniente de las viviendas construidas encima del alineamiento del túnel, convierten los portales de este en zonas con una baja competencia de las rocas(ver anexos).

Los sistemas de excavación de abatimiento mecánico (rozadora y martillo hidráulico), son adecuados como alternativa a la voladura, referente a la cantidad de ruido que este emite al momento de los trabajos de excavación.

La utilización del martillo hidráulico no esta sujeto principalmente a la abrasividad como factor en contra, sino al tipo punta instalada, que en este caso se debe utilizar puntero de tipo cincel (anexo).

Los costos de métodos de abatimiento mecánico presentan costos inferiores a los de voladuras y los de excavación con tuneladoras, pero presentan rendimientos inferiores a estos.

La combinación de métodos de excavación es adecuado en la excavación del Túnel Corral de Piedras.

Los rendimientos de la voladura son mayores que los rendimientos de los sistemas de abatimiento mecánico.

Los decibeles de sobrepresión producido por las voladuras calculados a nivel del portal disminuyen su intensidad al esparcirse por la zona del portal del túnel.

## **RECOMENDACIONES**

Debe ser considerado un factor muy importante la habilidad del operador y la buena selección de la maquinaria a utilizar para la excavación del túnel corral de piedras, para un óptimo rendimiento de la excavación.

Para poder dilucidar mas la problemática relacionada con la factibilidad técnica y económica y con la correcta selección de los métodos constructivos y equipos a emplear en las excavaciones, es imprescindible ejecutar mas exploraciones directas e indirectas del subsuelo mediante perforaciones y perfiles geofísicos a todo lo largo del macizo rocoso a ser excavado, recabando además y ensayando suficientes muestras de las rocas presentes a las profundidades en que se desarrollará el túnel a lo largo del alineamiento previsto.

Limitar al mínimo el uso sistemático de las voladuras para el abatimiento de las rocas implementando para ello, en todos casos que resulten inevitables, esquemas de voladuras controladas con volúmenes de explosivos muy limitados y muy microretardados para cada voladura.

Colocar pantallas de Caucho en el portal del túnel para disminuir el efecto de la onda expansiva al entorno (anexo)

Emplear preferiblemente y sistemáticamente medios mecánicos de abatimiento de las rocas ej. Martillo Demoledor o rozadoras. (anexo)

Integrar una temprana y detallada campaña de exploración y caracterización de los terrenos a excavar e implementarlo con un preciso programa de monitoreo de las excavaciones, el cual se deberá implementar desde los primeros metros de avance con el objeto de analizar el comportamiento deformacional efectivo de las excavaciones, en relación con las estructuras presentes en superficie a lo largo del alineamiento del túnel.

## **BIBLIOGRAFIA**

- ANDERSON B. F. (1982): "Down-the-hole blasthole drill jumbos underground stoping". Underground Methods Handbook. AIME.
- ATLAS COPCO. (1984): "Manual Atlas Copco". Cuarta edición.
- ATLAS COPCO.: "El Cuele Cráter en la Perforación de Chimeneas"
- BERTA, G. (1985): "L' Explosivo Strumento Di Lavoro". Italexplisiv.
- CLARK, G. B. (1979): "Principies of Rock Drilling". Colorado School of Mines. Abril.
- CLEMMAN, R. J. (1965): "The design of percussive drilling bits". Mining & Mineral Engineering. Marzo.
- DU PONT. (1980): "Blaster Handbook", 16th edition.
- ESPLEY-JONES, R. C. y WILSON, J. C. B. (1979): "South African Blasting Practice in Shaft Sinking". SEE.
- EXSA. (1986): "Manual Práctico de Voladura". Perú.
- FORA, J. (1986): "Excavaciones de Cámaras en Centrales Subterráneas". 1 Seminario de Arranque de Rocas con Explosivos en Proyectos Subterráneos. Fundación Gomez Pardo. Marzo.
- GREGORY. (1983): "Explosives for North American Engineers". Trans Tech Publications.
- GODOY, S. G., y VIERA, m. D. (1982): "Computerized Model for Design Optimization of Blasting Patterns in Tunnels". Tunnelling 82.
- GUSTAFSSON, R. (1973): "Swedish Blasting Technique". SPI.
- HAGAN, T. N. (1981): "Larger Diameter Blastholes - A Proposed Means of Increasing Advance Rates". Fourth Australian Tunnelling Conference. Melbourne.

- HERMANSON, L. (1983): "Production Drilling with High Accuracy". First Int. Symp. On Rock Fragmentation by Blasting.
- HERRMANN, K. (1971): "Precis de Forage des Roches". Dunod.
- HEMPFILL, G.B. (1981): "Blasting Operations", MacGraw-Hill.
- HOLMBERG, R. (1982): "Charge Calculations for Tunneling". Underground Mining Methods Handbook. AIME.
- INGERSOLL-RAND: "Información Técnica".
- KURT, E. H. (1982): "Conventional small drilling equipment". Underground Mining Methods Handbook. AIME.
- KUZYK, G.W. et al (1993): "Overpressure generation and control in tunnel blast", Innovate Mine Design for the 21 st Century. A.A. Balkema.
- LANG, L.C. (1982): "Vertical Crater Retreat: An important New Mining Method". Underground Mining Methods Handbook, AIME.
- BORETEC. "Información Técnica". Intuma, S.A. . Rafael Calvo, 7 – 28010 Madrid.
- CORNEJO, L. (1988): "Excavación Mecánica de Túneles". Ed. Rueda. Madrid.
- FIVES-CAIL BABCOCK/KAWASAKI.: "Información Técnica". Tunnelling Machines Division. Boulevard de l'Usine. BP 2047. 59015 Lille Cedex, France.
- HERRENKNECHT.: "Información Técnica". Omnitec, S.A. - Pº Castellana 21028046 Madrid.
- BREEDS, C.D. y CONWAY, J.J. (1992): "Rapid excavation". SME. Mining Engineering Handbook.
- CORNEJO, L. (1986): "Las máquinas rozadoras en túneles y minas". Industria Minera.
- CORNEJO, L. (1986): "Rozabilidad, desgaste y rendimientos en la excavación de rocas con máquinas rozadoras". Industria Minera. N° 258.
- GONZÁLEZ, J. (1990): "Picas cónicas para minadores". Rocas y Minerales. Enero.

- KOGELMANN, W.J. (1979): "Latest developments in rapid excavations systems". International Conference on Mining and machinery. Brisbane. Australia.
- KOGELMANN, W.J. Y SCHENK, G.K. (1982): "Recent North American advances in boom-type tunnelling machines. Tunnelling '82. The Institution of Mining and Metallurgy.
- KWITOWSKI, A.J. et al (1995): "Teleoperated continuous mining machine for improved safety". Mining Engineering. August.
- LANGER, A. (1985): "The Agnesburg Tunnel near Aalen/Württemberg". Tunnel. 1185.
- ADUVIRE, O. y LÓPEZ JIMENO, C. (1992): "Arranque y ripado de macizos rocosos". Revista INGEOPRES, N° 2, Abril - Marzo.
- CORNEJO, L. (1988): "Excavación mecánica de túneles". Editorial Rueda, S.L.
- FRANKLIN, J. (1974): "Rock Quality in Relation of the Quarrying and Performance". 2nd International Congress of the International Association of Engineering Geology. Sao Paulo, Brasil.
- AETOS INVENTARIO. (1990): "Los túneles de España en cifras". Asociación Española de los Túneles y de las Obras Subterráneas.
- CEDEX. (1995) "Curso sobre túneles en roca". Octubre,.
- OTEO, C.: "Introducción al proyecto y construcción".
- RODRÍGUEZ ORTIZ, J.M.: "El proyecto de túneles en roca".
- MORENO, E.: "Aplicación de clasificaciones geomecánicas y curvas características".
- SAGASETA, C.: "Métodos numéricos para el diseño de túneles".

## **ANEXOS**

Anexo 1 Mapa topografico de la zona del Tunel Corral de Piedras



Anexo 2 Abatimiento mecánico con martillo demoledor



Anexo 3 Viviendas no planificadas encima del alineamiento del túnel



Anexo 4 Viviendas no planificadas encima del alineamiento del túnel



Anexo 5 Viviendas no planificadas encima del alineamiento del tunel



anexo 6 Carretera adyacente al Tunel



anexo 7 Perforadora de barrenos de las voladuras



Anexo 8 Pantalla de concreto proyectado en portal de salida



Anexo 9 Martillo Hidráulico NPK-E213



Anexo 10 Portal de salida Tunel Corral de Piedras



Anexo 11 Tunel falso Portal de salida Tunel Corral de Piedras



Anexo 12 Caterpillar 350



Anexo 13 Roca competente autoportante excavación con voladura.



Anexo 14 Preparación de frente para perforación de barrenos.