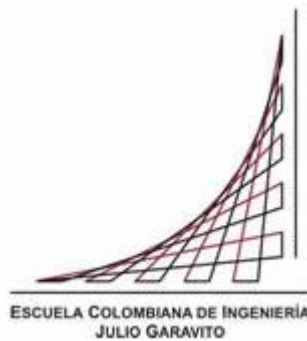


Maestría en Ingeniería Civil

Análisis de rendimientos para varios sistemas de excavación de túneles en roca

Diego Alejandro Triana Cortes

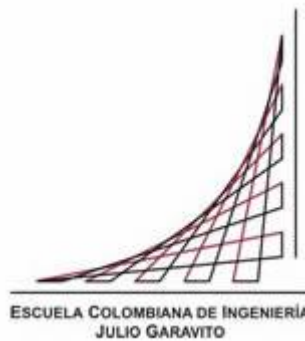


Bogotá, D.C., Mayo de 2019

Análisis de rendimientos para varios sistemas de excavación de túneles en roca

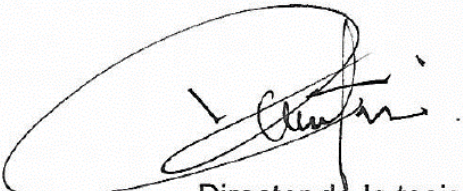
Tesis para optar al título de Magíster en Ingeniería Civil, con Énfasis en Geotecnia

Ramiro Gutiérrez Rodríguez
Director



Bogotá D.C., Mayo de 2019

La tesis de maestría titulada “Análisis de rendimientos para varios sistemas de excavación de túneles en roca”, presentada por Diego Alejandro Triana Cortes, cumple con los requisitos establecidos para optar al título de Magíster en Ingeniería Civil con énfasis en Geotecnia.



Director de la tesis
Ramiro Gutiérrez Rodríguez

Jurado
Xavier Laloum

Jurado
José Vicente Amórtegui

Bogotá D.C., Mayo de 2019

DEDICATORIA

Aquellos seres de luz, creador de lo divisible y lo indivisible, por otorgarme la oportunidad de alcanzar este logro y llenar mi vida de éxito.

Para estas dos personas que se esforzaron a lo largo de este camino, para que yo alcanzara esta meta, por su ayuda y fortaleza, todo mi agradecimiento.

Papá y mamá...

Aquellas personas que interfirieron en la culminación de mis estudios y en especial a la elaboración de esta tesis, mis docentes, amigos y familiares...

¡De verdad muchas gracias!

Y desde luego a la Escuela Colombiana de Ingeniería, por permitir mi crecimiento académico para ser una persona que le pueda aportar conocimiento a la sociedad.

AGRADECIMIENTOS

La elaboración de esta tesis no habría culminado sin el apoyo del Ingeniero Ramiro Gutiérrez, gracias por sus comentarios, ideas y observaciones dadas a lo largo del desarrollo de este documento. Además, a mi amigo Cristian Rincón y su mente intelectual.

RESUMEN

Varias empresas a nivel nacional actualmente se encuentran construyendo túneles, con el fin de mejorar el desarrollo de la infraestructura del país. Para estimar el costo de la construcción, se necesita calcular el rendimiento del proceso constructivo del túnel, estimando previamente cual método de excavación es el indicado, teniendo en cuenta los parámetros del macizo rocoso, la geología, la geología estructural y los parámetros físicos de la roca a intervenir. Sin embargo, es común ver como se aumentan los tiempos de excavación y construcción en la ejecución de las obras, ya que generalmente el diseñador o constructor no tiene un método definido y completo para estimar el rendimiento del proceso constructivo, ya que los métodos disponibles en la actualidad calculan parcialmente los rendimientos de algunas actividades.

La experiencia ha demostrado que los rendimientos teóricos de excavación propuestos para proyectos en Colombia no se cumplen y que se debe ir improvisando conforme avanza la obra, dando origen a la siguiente inquietud: ¿Cómo calcular el rendimiento de excavación en roca para la construcción de túneles en Colombia?

Bajo el contexto anterior, es importante resaltar que no existe en Colombia una metodología que permita evaluar el rendimiento de excavación para la construcción de túneles en roca. El rendimiento se basa en la experiencia del diseñador o constructor en obras similares, obviando características particulares de cada actividad o ciclo de excavación, lo que causa una incertidumbre en los cronogramas establecidos previamente a la construcción del proyecto.

Reconociendo dicha dificultad, en este estudio se plantea solucionar la inquietud descrita anteriormente mediante las teorías de cálculo de rendimiento descritas en la literatura, de métodos parcialmente desarrollados por autores europeos, complementándolos con experiencias de túneles construidos en el país. Lo anterior se realiza con el fin de establecer un cálculo racional de los rendimientos de excavación en túneles, con el fin de

aportar una solución a la problemática del cálculo de los rendimientos, por lo cual dentro de este estudio se propone elaborar una guía técnica para determinar el rendimiento de excavación de túneles, partiendo de los tres métodos de excavación comúnmente usados: sistema convencional de perforación y voladura, excavación mediante rozadoras y excavación mediante maquina tuneladoras.

Dado lo anterior, este estudio compara los rendimientos de excavación de proyectos de túneles ejecutados en Colombia (Datos obtenidos en campo), con procesos racionales de cálculo para hallar el rendimiento establecidos por varios autores para sistemas de excavación mediante perforación y voladura, excavación mediante rozadoras y excavación mediante maquina tuneladoras. Para el objeto se efectuaron cálculos independientes por actividad de cada ciclo de excavación, donde se obtuvieron los tiempos de avance por metro para el ciclo completo de trabajo.

Generalmente un ciclo de trabajo se compone por las siguientes actividades principales de acuerdo con cada proceso de excavación. Para el sistema de perforación y voladura convencional, se deben realizar actividades de topografía, perforación, cargue de explosivos, detonación, ventilación, limpieza del frente, retiro de rezaga y soporte. Para el sistema de perforación con rozadoras, se deben hacer trabajos de topografía, rozado, ventilación, retiro de rezaga y soporte. Por último, para el sistema de perforación con maquina tuneladora, el ciclo de trabajo se compone de topografía, perforación, ventilación, retiro de rezaga y soporte.

La fuente teórica principal para desarrollar la guía de cálculo es indicada por Carlos López Jimeno y otros, mediante publicaciones realizadas entre los años de 2010 y 2013, donde describe como estimar el rendimiento de varias actividades a efectuarse durante el proceso de excavación de rozadoras y el sistema de perforación y voladura.

Para el sistema de excavación mediante tuneladoras se tomó el teorema establecido por Bruland, 2015, el cual indica como estimar la rata de avance mediante tuneladoras.

Con base en los cálculos efectuados en el presente estudio y comparados con los rendimientos de excavación medidos en el túnel de desvío del río Tunjita y el Túnel de Usaquén, se recomienda el uso de la guía propuesta en este estudio para la estimación de rendimientos de excavación de túneles en roca, debido a que el sistema de perforación y voladura en el túnel del río Tunjita se obtuvo un rendimiento medido en campo de 1.70 m/día, mientras que el valor estimado fue de 1.67 m/día, evidenciando que efectivamente que la guía propuesta cálculo un valor similar.

Así mismo, para el sistema de excavación con maquina tuneladora en el túnel de desvío del río Tunjita, se obtuvo un rendimiento medido de 9.88 m/día, mientras que el valor calculado arrojó un valor de 10.53 m/día, corroborando nuevamente la validez de la guía.

Los rendimientos de excavación medidos en el túnel Tunjita, comparados con los obtenidos mediante la guía, se observan diferencias que no superan el 2% y 4%, valores considerados muy bajos, para el sistema de perforación y voladura, y el sistema de excavación con maquina tuneladora respectivamente.

Finalmente, el rendimiento de excavación promedio medido para el túnel de Usaquén para los tipos de terreno II, IIIA y IIIB fue de 4.42, 2.59 y 1.87 m/día, mientras que mediante la metodología se obtuvieron valores de 4.26, 2.87 y 2.40 m, día, con diferencias entre 3, 10 y 20% respectivamente.

Palabras clave: Rendimiento, parámetros del macizo rocoso, geología estructural, métodos de excavación de túneles en roca, perforación en túneles.

ABSTRACT

Several companies nationwide are currently building tunnels, in order to improve the development of the country's infrastructure. To estimate the cost of construction, it is necessary to calculate the performance of the construction process of the tunnel, previously estimating which method of excavation is indicated, taking into account the parameters of the rock mass, geology, structural geology and the physical parameters of the rock to intervene. However, it is common to see how excavation and construction times are increased in the execution of the works, since generally the designer or builder does not have a definite and complete method for estimating the performance of the construction process, since the methods available in Currently, they calculate partially the yields of some activities.

Experience has shown that the theoretical excavation yields proposed for projects in Colombia are not fulfilled and that it should be improvised as the work progresses, giving rise to the following concern: ¿How to calculate the performance of rock excavation for the construction of tunnels in Colombia?

Under the previous context, it is important to note that there is no methodology in Colombia to evaluate the excavation performance for the construction of rock tunnels. The performance is based on the experience of the designer or builder in similar works, obviating particular characteristics of each activity or excavation cycle, which causes an uncertainty in the chronograms established prior to the construction of the project.

Recognizing this difficulty, this study aims to solve the concern described above using the theories of performance calculation described in the literature, of methods partially developed by European authors, complementing them with experiences of tunnels built in the country. The above is done in order to establish a rational calculation of excavation yields in tunnels, in order to provide a solution to the problem of calculation of yields, so within this study we propose to develop a technical guide for determine the performance

of excavation of tunnels, starting from the three methods of excavation commonly used: conventional system of drilling and blasting, excavation by shearing and digging by machine tunneling machines.

Given the above, this study compares the excavation yields of tunnel projects executed in Colombia (data obtained in the field), with rational calculation processes to find the performance established by several authors for excavation systems by drilling and blasting, excavation using road headers and excavation by tunneling machine. For the object, independent calculations were made by activity of each excavation cycle, where the advance times per meter for the complete work cycle were obtained.

Generally, a work cycle consists of the following main activities according to each excavation process. For the conventional drilling and blasting system, activities of surveying, drilling, loading of explosives, detonation, ventilation, cleaning of the front, withdrawal of lag and support must be carried out. For the drilling system with rock drills, topography, grazing, ventilation, lagging and support should be done. Finally, for the drilling system with tunnel boring machine, the work cycle consists of topography, drilling, ventilation, withdrawal of lag and support.

The main theoretical source for developing the calculation guide is indicated by Carlos López Jimeno and others, through publications made between the years of 2010 and 2013, where he describes how to estimate the performance of various activities to be carried out during the excavation process of road headers and the drilling and blasting system.

For the excavation system using tunnel boring machines, the theorem established by Bruland, 2015 was taken, which indicates how to estimate the rate of advance through tunnel boring machines.

Based on the calculations made in the present study and compared with the excavation yields measured in the Tunjita river diversion tunnel and the Usaquén Tunnel, it is recommended to use the guide proposed in this study for the estimation of excavation yields. of tunnels in rock, because the system of drilling and blasting in Tunjita river tunnel was obtained a field measured performance of 1.70 m / day, while the estimated value was 1.67 m / day, showing that indeed the The proposed guide calculates a similar value.

Likewise, for the excavation system with tunneling machine in the Tunjita river diversion tunnel, a measured yield of 9.88 m / day was obtained, while the calculated value showed a value of 10.53 m / day, again confirming the validity of The Guide.

The excavation yields measured in the Tunjita tunnel, compared to those obtained through the guide, are observed differences that do not exceed 2% and 4%, values considered very low, for the drilling and blasting system, and the excavation system with tunneling machine respectively.

Finally, the average excavation performance measured for the Usaquén tunnel for land types II, IIIA and IIIB was 4.42, 2.59 and 1.87 m / day, while the methodology obtained values of 4.26, 2.87 and 2.40 m, day, with differences between 3, 10 and 20% respectively.

Key words: Performance, parameters of the rock mass, structural geology, methods of excavation of tunnels in rock, perforation in tunnels.

TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	47
CAPITULO I: ESTADO DEL ARTE	50
1.1. ANTECEDENTES: GENERALIDADES.....	51
1.1.1. PROCESO DE EXCAVACIÓN EN ROCA MEDIANTE EL SISTEMA DE PERFORACIÓN Y VOLADURA CONVENCIONAL (SPVC)	51
1.1.2. PROCESO DE EXCAVACIÓN EN ROCA MEDIANTE MAQUINAS ROZADORAS	53
1.1.3. PROCESO DE EXCAVACIÓN EN ROCA MEDIANTE MAQUINAS TBM (TUNNEL BORING MACHINE).....	54
1.2. VARIABLES DE INTERÉS	56
1.3. PROPUESTA DE INVESTIGACIÓN	58
1.4. METODOLOGÍA	58
1.4.1. FASE DE PLANIFICACIÓN	58
1.4.2. RECOLECCIÓN DE DATOS	58
1.4.3. ANÁLISIS DE DATOS	59
1.4.4. DIFUSIÓN.....	59
CAPITULO II: PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	59
2.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	60
2.1.1. INFORMACIÓN TEÓRICA	60
2.1.2. CÁLCULO DE RENDIMIENTOS.....	60
2.1.2.1. SISTEMA DE PERFORACIÓN Y VOLADURA CONVENCIONAL	60
2.1.2.2. SISTEMA DE PERFORACIÓN CON ROZADORA.....	62
2.1.2.3. SISTEMA DE PERFORACIÓN CON TBM	62
2.2. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN	63
2.2.1. OBJETIVO GENERAL	63
2.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	64
2.3. JUSTIFICACIÓN	64
2.4. LIMITACIONES.....	64
CAPITULO III: MARCO TEÓRICO	65
3.1. GEOLOGÍA.....	65
3.2. CICLO DE LAS ROCAS	66
3.3. GEOLOGÍA COLOMBIANA	67
3.3.1. ROCAS ÍGNEAS.....	67
3.3.1.1. FORMACIÓN.....	68
3.3.1.2. COMPOSICIÓN.....	70

3.3.1.3.	PROPIEDADES FÍSICAS E INGENIERILES.....	73
3.3.1.4.	LOCALIZACIÓN DE ROCAS ÍGNEAS EN COLOMBIA	75
3.3.2.	ROCAS SEDIMENTARIAS	77
3.3.2.1.	FORMACIÓN.....	78
3.3.2.2.	COMPOSICIÓN.....	78
3.3.2.3.	PROPIEDADES FÍSICAS E INGENIERILES.....	83
3.3.2.4.	LOCALIZACIÓN DE ROCAS SEDIMENTARIAS EN COLOMBIA.....	85
3.3.3.	ROCAS METAMÓRFICAS	87
3.3.3.1.	FORMACIÓN.....	87
3.3.3.2.	PROPIEDADES FÍSICAS E INGENIERILES.....	93
3.3.3.3.	LOCALIZACIÓN DE ROCAS METAMÓRFICAS EN COLOMBIA	94
3.4.	GEOLOGÍA ESTRUCTURAL.....	96
3.4.1.	TECTÓNICA DE PLACAS	96
3.4.1.1.	MOVIMIENTO DE PLACAS.....	96
3.4.2.	COMPORTAMIENTO DE LAS ROCAS.....	98
3.4.2.1.	FUERZAS.....	98
3.4.2.2.	ESFUERZOS.....	99
3.4.2.3.	DEFORMACIÓN.....	100
3.4.2.4.	PLASTICIDAD Y RIGIDEZ	101
3.4.3.	OROGENIA.....	102
3.4.4.	DEFORMACIONES DE LA CORTEZA TERRESTRE	103
3.4.4.1.	DIRECCIÓN Y BUZAMIENTO.....	104
3.4.4.2.	PLIEGUES.....	105
3.4.4.3.	FALLAS	106
3.4.4.4.	DIACLASAS.....	109
3.4.4.5.	DISCONTINUIDADES ESTRATIGRÁFICAS.....	109
3.4.5.	RESUMEN DE GEOLOGÍA ESTRUCTURAL EN COLOMBIA	110
3.5.	RESISTENCIA DE LA ROCA Y DE MACIZOS ROCOSOS	112
3.5.1.	CRITERIOS DE FALLA	112
3.5.1.1.	CRITERIO DE MOHR-COULOMB (Gonzales de Vallejo, 2002)	112
3.5.1.2.	CRITERIO DE HOEK Y BROWN (Gonzales de Vallejo, 2002)	114
3.5.2.	RESISTENCIA DEL MACIZO ROCOSO	120
3.5.3.	CRITERIO DE FALLA DE HOEK-BROWN PARA MACIZOS ROCOSOS ISÓTROPAS.....	121
3.5.4.	OTROS CRITERIOS SEGÚN HOEK & BROWN.....	123
3.5.4.1.	CRITERIO DE MOHR-COULOMB	123
3.5.4.2.	MODULO DE DEFORMACIÓN	125
3.5.4.3.	DETERMINACIÓN DE σ_{3max}	127
3.5.4.4.	FACTOR DE ALTERACIÓN D.....	128

3.5.4.5.	RESISTENCIA DEL MACIZO ROCOSO	130
3.5.5.	CRITERIO DE FALLA PARA MACIZOS ROCOSOS ANISÓTROPAS ..	130
3.5.5.1.	MACIZOS ESTRATIFICADOS CON UNA FAMILIA DE DISCONTINUIDADES	131
3.5.5.2.	MACIZOS DIACLASADOS (VARIAS FAMILIAS DE DISCONTINUIDADES)	131
3.6.	CLASIFICACIÓN DE MACIZOS ROCOSOS.....	132
3.6.1.	TERZAGHI (1946)	132
3.6.1.1.	CLASES DE ROCA	133
3.6.1.2.	FACTOR DE CARGA EN ROCA	134
3.6.1.3.	LIMITACIONES	139
3.6.2.	LAUFFER (1958)	139
3.6.2.1.	LIMITACIÓN	141
3.6.3.	RABCEWICZ - NATM (1964).....	141
3.6.3.1.	PRINCIPIOS DE DISEÑO APLICADOS EN NATM.....	143
3.6.3.1.1.	UTILIZACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO.....	143
3.6.3.1.2.	INSTALACIÓN DEL SOPORTE SOBRE LA ROCA	144
3.6.3.1.3.	PRINCIPIOS DE EXCAVACIÓN Y SOPORTE ROCOSO	145
3.6.3.1.4.	INSTRUMENTACIÓN Y MONITOREO DURANTE LA CONSTRUCCIÓN.....	146
3.6.4.	DEERE (1967) - RQD	149
3.6.5.	WICKHAM (1972) - RSR	151
3.6.6.	BARTON (1974) - Q.....	153
3.6.6.1.	ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS	154
3.6.6.1.1.	RQD: ROCK QUALITY DESIGNATION - DEERE	154
3.6.6.1.2.	J_n : NUMERO DE FAMILIAS DE DISCONTINUIDADES	154
3.6.6.1.3.	J_r : NÚMERO QUE INDICA LA RUGOSIDAD DE LAS DIACLASAS CON LA MISMA ORIENTACIÓN CRITICA.....	155
3.6.6.1.4.	J_a : NÚMERO QUE INDICA LA ALTERACIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES CON LA MISMA ORIENTACIÓN CRITICA	156
3.6.6.1.5.	J_w : NÚMERO QUE INDICA LA ALTERACIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES CON LA MISMA ORIENTACIÓN CRITICA	157
3.6.6.1.6.	SRF: FACTOR DE REDUCCIÓN POR TENSIONES IN-SITU	159
3.6.6.3.	APLICACIONES	163
3.6.6.4.	LIMITACIONES	166
3.6.7.	BIENIAWSKI (1973 – 1989) - RMR	167
3.6.7.1.	TOMA DE DATOS IN-SITU	168
3.6.7.1.1.	RESISTENCIA DE COMPRESIÓN UNIAxIAL DEL MATERIAL ROCOSO INTACTO (q_c).....	168

3.6.7.1.2.	CALIDAD DE LA ROCA (RQD)	169
3.6.7.1.3.	ESPACIADO DE DISCONTINUIDADES	169
3.6.7.1.4.	CONDICIÓN DE DISCONTINUIDADES	171
3.6.7.1.5.	CONDICIÓN DEL AGUA SUBTERRÁNEA	171
3.6.7.1.6.	ORIENTACIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES.....	172
3.6.7.2.	CÁLCULO RMR.....	173
3.6.7.3.	APLICACIONES	175
3.6.7.4.	LIMITACIONES	179
3.6.8.	HOEK (1994) - GSI	180
3.6.8.1.	APLICACIONES	183
3.6.8.2.	LIMITACIONES	187
CAPITULO IV: EXCAVACIONES DE TÚNELES EN ROCA.....		188
4.1.	MECANISMOS DE FALLA	188
4.1.1.	KÁRSTICIDAD.....	188
4.1.2.	SWELLING	189
4.1.3.	CREEP	191
4.1.4.	RUNNING GROUND - TERRENO QUE FLUYE	193
4.1.5.	ROCK BURSTING O POPPING (ESTALLIDO DE ROCA).....	195
4.1.6.	SQUEEZING GROUND (EMPUJES DE MONTAÑA).....	196
4.1.7.	TIPOS DE TERRENO.....	198
CAPITULO V: MÉTODOS CONSTRUCTIVOS		208
5.1.	N.A.T.M. (NUEVO MÉTODO AUSTRIACO).....	208
5.1.1.	CONCRETO LANZADO	209
5.1.2.	PERNOS.....	210
5.1.3.	FILOSOFÍA Y PRINCIPIOS DE N.A.T.M.	210
5.2.	A.DE.CO-RS. (ANÁLISIS DE DEFORMACIÓN CONTROLADA EN ROCAS Y SUELOS).....	212
5.2.1.	ESTIMACIÓN DE LA DEFORMACIÓN	213
5.2.2.	CONTROL DE LA DEFORMACIÓN	215
5.2.3.	PROTECCIÓN DEL FRENTE.....	215
5.2.4.	ANÁLISIS DE LA RESPUESTA DE DEFORMACIÓN	218
5.2.5.	DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN.....	218
5.3.	PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS.....	219
5.3.1.	SISTEMA DE PERFORACIÓN Y VOLADURA CONVENCIONAL	220
5.3.1.1.	USO EN TIPOS DE TERRENO	221
5.3.1.2.	GEOMETRÍA Y DIÁMETRO DEL TÚNEL	221
5.3.1.3.	TOPOGRAFÍA	221
5.3.1.4.	PERFORACIÓN	222

5.3.1.5.	VIDA ÚTIL DE LOS ACCESORIOS DE PERFORACIÓN.....	230
5.3.1.6.	ESTIMACIÓN DE TIEMPO PARA EL CAMBIO DE LOS ACCESORIOS DE PERFORACIÓN.....	236
5.3.1.7.	VOLADURA.....	236
5.3.1.7.1.	DESCRIPCIÓN DE ZONAS DE VOLADURA.....	236
5.3.1.8.	PATRÓN DE VOLADURA.....	238
5.3.1.8.1.	TRITURACIÓN.....	239
5.3.1.8.2.	FRACTURACIÓN POR AGRIETAMIENTO RADIAL.....	239
5.3.1.8.3.	ROTURA POR REFLEXIÓN.....	239
5.3.1.8.4.	ROTURA POR FLEXIÓN.....	239
5.3.1.9.	CRITERIOS DE DISEÑO DE CUELE.....	240
5.3.1.9.1.	ÁREA NECESARIA DE LOS BARRENOS DE EXPANSIÓN.....	241
5.3.1.9.2.	DISTANCIA ENTRE EL BARRENO CARGADO Y EL BARRENO DE EXPANSIÓN.....	242
5.3.1.9.3.	CARGA DE LOS BARRENOS MÁS PRÓXIMOS AL TALADRO DE EXPANSIÓN.....	244
5.3.1.9.4.	AVANCE POR PEGA.....	245
5.3.1.9.5.	CUELE DE CUATRO SECCIONES.....	247
5.3.1.10.	CRITERIOS DE DISEÑO PARA VOLADURAS DE CONTORNO.....	249
5.3.1.10.1.	VOLADURAS DE PRECORTE Y RECORTE.....	249
5.3.1.10.2.	PROPIEDADES DE LOS EXPLOSIVOS.....	249
5.3.1.10.3.	ESPACIAMIENTO ENTRE BARRENOS.....	251
5.3.1.11.	VOLADURA DE DESTROZA.....	253
5.3.1.12.	TIPOS DE EQUIPOS.....	254
5.3.1.12.1.	MARTILLOS NEUMÁTICOS.....	254
5.3.1.12.2.	MARTILLOS HIDRÁULICOS.....	255
5.3.1.12.3.	SISTEMAS DE AVANCE.....	256
5.3.1.12.4.	JUMBOS.....	257
5.3.1.12.5.	RADIO DE LAS CURVAS.....	260
5.3.1.13.	PROPIEDADES DE LOS EXPLOSIVOS.....	261
5.3.1.13.1.	POTENCIA EXPLOSIVA.....	262
5.3.1.13.2.	VELOCIDAD DE DETONACIÓN.....	262
5.3.1.13.3.	DENSIDAD DEL ENCARTUCHADO.....	262
5.3.1.13.4.	RESISTENCIA AL AGUA.....	262
5.3.1.13.5.	SENSIBILIDAD/APTITUD A LA DETONACIÓN.....	263
5.3.1.13.6.	CANTIDAD DE HUMO.....	263
5.3.1.14.	TIPOS DE EXPLOSIVOS.....	263
5.3.1.14.1.	EXPLOSIVOS SENSIBILIZADOS CON NITROGLICERINA.....	264
5.3.1.14.2.	ANFO.....	264

5.3.1.14.3.	HIDROGELES	264
5.3.1.14.4.	EMULSIONES	264
5.3.1.14.5.	CARACTERÍSTICAS DE LOS EXPLOSIVOS	265
5.3.1.15.	TIPOS DE DETONADORES	267
5.3.1.15.1.	DETONANTE ELÉCTRICO CONVENCIONAL.....	267
5.3.1.15.2.	DETONANTE NO ELÉCTRICO.....	268
5.3.1.15.3.	CORDÓN DETONANTE.....	268
5.3.1.16.	CARGA DE EXPLOSIVOS EN LAS PERFORACIONES.....	269
5.3.1.17.	VENTILACIÓN.....	271
5.3.1.17.1.	VENTILACIÓN SOPLANTE.....	271
5.3.1.17.2.	VENTILACIÓN ASPIRANTE.....	274
5.3.1.17.3.	VENTILACIÓN POR ASPIRACIÓN E IMPULSIONES SUCESIVAS	276
5.3.1.17.4.	VENTILACIÓN ASPIRANTE Y SOPLANTE SIMULTANEAS ...	276
5.3.1.18.	SISTEMA DE RETIRO DE REZAGA.....	277
5.3.1.18.1.	FACTORES QUE INFLUYEN EN LA SELECCIÓN DE LOS EQUIPOS DE CARGA Y TRANSPORTE	278
5.3.1.18.2.	FACTORES DE EXPANSIÓN DEL TERRENO.....	280
5.3.1.18.3.	FACTORES LIMITADORES DE RENDIMIENTO	280
5.3.1.18.4.	FACTORES LIMITADORES POR PESO	281
5.3.1.18.5.	FACTORES DE TRACCIÓN.....	282
5.3.1.18.6.	FACTORES POR ALTITUD.....	282
5.3.1.18.7.	PRODUCCIÓN HORARIA DE LOS EQUIPOS DE CARGA	283
5.3.1.18.8.	TIEMPO DE CICLO Y FACTORES DE CORRECCIÓN	285
5.3.1.18.9.	PRODUCCIÓN HORARIA DE LAS VOLQUETAS.....	286
5.3.1.18.10.	TIEMPO FIJO DE CARGA, MANIOBRA, DESCARGA Y ESPERA	286
5.3.1.18.11.	TIEMPO FIJO DEL CICLO	287
5.3.1.18.12.	EQUIPOS DE CARGA.....	288
5.3.1.18.12.1.	PALAS CONWAY.....	289
5.3.1.18.12.2.	CARGADORA CON BRAZOS RECOLECTORES	290
5.3.1.18.12.3.	RETROEXCAVADORAS CON DESCARGA LATERAL....	291
5.3.1.18.12.4.	EXCAVADORAS HIDRÁULICAS	292
5.3.1.18.12.5.	PALA CARGADORA SOBRE NEUMÁTICOS U ORUGAS	293
5.3.1.18.12.6.	CARGADORAS LHD (LOAD HAUL DUMP).....	294
5.3.1.18.13.	EQUIPOS DE TRANSPORTE	297
5.3.1.18.13.1.	CAMIONES O VOLQUETAS.....	297
5.3.1.18.13.2.	VEHÍCULOS LANZADERA	298

5.3.1.18.13.3.	CINTAS TRANSPORTADORAS	298
5.3.1.18.13.4.	TRANSPORTADORES BLINDADOS (RACLETAS)	307
5.3.1.18.13.5.	TRANSPORTE SOBRE VÍA.....	307
5.3.1.18.14.	EFFECTO DE LA PENDIENTE DEL TÚNEL.....	312
5.3.1.18.15.	SANEO DEL FRENTE	312
5.3.1.18.16.	INSTALACIÓN DEL SOPORTE PARA ESTABILIZAR LA EXCAVACIÓN	312
5.3.1.18.16.1.	SOSTENIMIENTO CON PERNOS.....	313
5.3.1.18.16.2.	SOSTENIMIENTO CON CONCRETO LANZADO	318
5.3.1.18.16.3.	SOSTENIMIENTO CON CERCHAS METÁLICAS	319
5.3.1.18.16.4.	ENFILAJES	326
5.3.1.18.16.5.	INYECCIONES DE CONSOLIDACIÓN.....	327
5.3.1.19.	GUÍA TÉCNICA DE CÁLCULO DE RENDIMIENTO	327
5.3.2.	ROZADORAS	328
5.3.2.1.	CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL EQUIPO DE ROZADO ...	330
5.3.2.2.	PROPIEDADES GEOMECÁNICAS QUE INFLUYEN EN LA ROZABILIDAD.....	337
5.3.2.3.	HERRAMIENTAS DE CORTE.....	338
5.3.2.3.1.	TIPOS DE PICAS	339
5.3.2.4.	TIPOS DE ROZADORAS	340
5.3.2.4.1.	ROZADORAS DE BRAZO.....	340
5.3.2.4.2.	ROZADORAS DE TAMBOR.....	340
5.3.2.4.3.	ROZADOR DE CADENAS.....	341
5.3.2.4.4.	EQUIPOS ESPECIALES	342
5.3.2.4.5.	ROZADORAS DE SECCIÓN PLENA	344
5.3.2.4.6.	ROZADORAS DE SUPERFICIE.....	345
5.3.2.5.	CRITERIOS DE SELECCIÓN DE UNA ROZADORA.....	346
5.3.2.5.1.	FACTORES A CONSIDERAR PARA LA ELECCIÓN DE UNA ROZADORA (López Jimeno et al., 2012)	347
5.3.2.6.	GEOMETRÍA Y DIÁMETRO DEL TÚNEL	349
5.3.2.7.	DETALLES DE OPERACIÓN.....	349
5.3.2.7.1.	SECUENCIA DE EXCAVACIÓN.....	349
5.3.2.7.2.	EXCAVACIÓN DEL FRENTE DE AVANCE	350
5.3.2.7.3.	CORTE DE ROCAS BLANDAS.....	352
5.3.2.7.4.	CORTE EN MACIZOS MEDIOS A DUROS.....	352
5.3.2.7.5.	PERFILADO	352
5.3.2.7.6.	CORTE SELECTIVO EN ROCAS MIXTAS	353
5.3.2.7.7.	PROBLEMA EN LA EXCAVACIÓN CON ROZADORAS.....	354
5.3.2.8.	MÉTODOS DE EXCAVACIÓN	355

5.3.2.8.1.	EXCAVACIÓN A SECCIÓN PLENA	355
5.3.2.8.2.	EXCAVACIÓN EN AVANCE Y DESTROZA	355
5.3.2.8.3.	EXCAVACIÓN EN AVANCE LIGERAMENTE ADELANTADO	356
5.3.2.8.4.	MODOS DE OPERACIÓN EN GRANDES SECCIONES	357
5.3.2.9.	ESTIMACIÓN DE LOS RENDIMIENTOS DE ROZADO	358
5.3.2.9.1.	INTRODUCCIÓN	358
5.3.2.9.2.	PRINCIPIOS DE CLASIFICACIÓN DE MACIZOS ROCOSOS ...	365
5.3.2.10.	CÁLCULO DE RENDIMIENTO DE ROZADO	366
5.3.2.10.1.	MÉTODO DE GEHRING (1989)	366
5.3.2.10.2.	MÉTODO DE BILGIN ET AL (1996)	366
5.3.2.10.3.	MÉTODO DE COPUR, OZDEMIR Y ROSTAMI (1998)	368
5.3.2.10.4.	MÉTODO DE FOWELL Y McFEAT-SMITH (1976, 1977).....	369
5.3.2.10.5.	MÉTODO DE NEIL ET AL (1994)	370
5.3.2.10.6.	MÉTODO DE SCHNEIDER (1988).....	371
5.3.2.10.7.	MÉTODO DE ALPINE-WESTFALIA (1988).....	372
5.3.2.10.8.	MÉTODO DE THURO Y PLINNINGER (1998).....	373
5.3.2.10.9.	MÉTODO DE GÓKTAN Y GUNES (2004).....	376
5.3.2.10.10.	MÉTODO DE SANDVIK (2002 - 2010)	376
5.3.2.11.	CÁLCULO DE CONSUMO DE PICAS	383
5.3.2.11.1.	TABLAS DE CÁLCULO	383
5.3.2.11.2.	ÁBACOS DE CÁLCULO	384
5.3.2.11.3.	MÉTODO DE COPUR, OZDEMIR Y ROSTAMI (1998).....	388
5.3.2.12.	GUÍA TÉCNICA DE CÁLCULO DE RENDIMIENTO	389
5.3.3.	TUNNEL BORING MACHINE (TBM)	389
5.3.3.1.	TIPOS DE MAQUINAS	390
5.3.3.1.1.	TBM TIPO KELLY	390
5.3.3.1.2.	TBM CON VIGA PRINCIPAL	391
5.3.3.1.3.	TBM DE DOBLE ESCUDO	392
5.3.3.1.4.	TBM DE ESCUDO SIMPLE	393
5.3.3.2.	ANTECEDENTES.....	394
5.3.3.3.	MECANISMOS DE FALLA	395
5.3.3.4.	DISCOS DE CORTE	396
5.3.3.5.	CAPACIDAD DE PERFORACIÓN DEL MACIZO ROCOSO	397
5.3.3.6.	CAPACIDAD DE PERFORACIÓN EN LA ROCA INTACTA.....	399
5.3.3.6.1.	PRUEBAS PARA DETERMINAR LA CAPACIDAD DE PERFORACIÓN EN LA ROCA INTACTA	401
5.3.3.7.	ABRASIVIDAD Y DESGASTE DEL DISCO DE CORTE	402
5.3.3.7.1.	PRUEBAS DE ABRASIVIDAD EN LA ROCA DE ÚLTIMA GENERACIÓN EN TÚNELES DE ROCA DURA	402

5.3.3.7.2. DESGASTE DEL DISCO DE CORTE EN LA PERFORACIÓN DE TÚNELES DE ROCA DURA	406
5.3.3.8. GEOMETRÍA Y DIÁMETRO DEL TÚNEL	407
5.3.3.8.1. SECCIÓN TRANSVERSAL DEL TÚNEL.....	407
5.3.3.8.2. GRADIENTE DE TÚNEL	407
5.3.3.8.3. RADIO DE CURVA.....	408
5.3.3.8.4. LONGITUD DEL TÚNEL.....	408
5.3.3.9. MODELOS DE PREDICCIÓN DE RENDIMIENTO Y VIDA ÚTIL DE LOS DISCOS DE CORTE EN LA PERFORACIÓN DE TÚNELES DE ROCA DURA	409
5.3.3.9.1. MODELOS DE PREDICCIÓN DEL RENDIMIENTO EN LA PERFORACIÓN DE TÚNELES DE ROCA DURA.....	411
5.3.3.9.2. EVALUACIONES DE LA VIDA ÚTIL DE LOS DISCOS DE CORTE EN LA PERFORACIÓN DE TÚNELES DE ROCA DURA.....	414
5.3.3.10. MODELO DE PREDICCIÓN DE NTNU PARA UNA MAQUINA TBM EN UNA EXCAVACIÓN DE ROCA DURA	416
5.3.3.10.1. PARÁMETROS DEL MODELO	418
5.3.3.11. CÁLCULO DEL RENDIMIENTO Y DESGASTE DEL DISCO DE CORTE (NTNU).....	419
5.3.3.11.1. PARÁMETROS DE LA ROCA	419
5.3.3.11.1.1. GRADO DE FRACTURAMIENTO.....	420
5.3.3.11.1.2. PERFORABILIDAD DE LA ROCA	422
5.3.3.11.1.3. PARÁMETROS DE LA MÁQUINA	423
5.3.3.12. TASA DE PENETRACIÓN NETA	427
5.3.3.12.1. FRACTURA	428
5.3.3.12.2. POROSIDAD DE ROCA	430
5.3.3.12.3. PENETRACIÓN BÁSICA.....	431
5.3.3.12.4. TASA DE PENETRACIÓN NETA BÁSICA.....	433
5.3.3.12.5. TASA DE PENETRACIÓN PARA MACIZOS CON DISCONTINUIDADES INDIVIDUALES.....	433
5.3.3.12.6. DEMANDA DE TORQUE.....	435
5.3.3.12.7. LIMITACIONES DE LA VELOCIDAD DE AVANCE	436
5.3.3.13. DURACIÓN DEL DISCO DE CORTE	437
5.3.3.13.1. VIDA DEL DISCO DE CORTE.....	437
5.3.3.13.2. CORRECCIÓN POR EL DIÁMETRO DE TBM.....	438
5.3.3.13.3. CORRECCIÓN POR LAS RPM DEL CABEZAL DE CORTE	439
5.3.3.13.4. CORRECCIÓN POR NÚMERO DE DISCOS DE CORTE.....	440
5.3.3.13.5. CORRECCIÓN POR CONTENIDO DE CUARZO	440
5.3.3.14. TASA DE AVANCE BRUTO	441

5.3.3.14.1.	UTILIZACIÓN DE LA MÁQUINA.....	441
5.3.3.14.2.	HORAS DE TRABAJO SEMANALES.....	443
5.3.3.14.3.	CONSUMO DE TIEMPO ADICIONAL.....	445
5.3.3.15.	TRANSPORTE DE REZAGA.....	446
5.3.3.15.1.	TRANSPORTE EN UNA VÍA.....	446
5.3.3.15.1.1.	PISTAS.....	446
5.3.3.15.1.2.	MODELO DE ESTIMACIÓN.....	447
5.3.3.15.1.3.	TIEMPO DE CARGA.....	448
5.3.3.15.1.4.	NÚMERO DE VAGONES EN UN CONJUNTO (SET).....	449
5.3.3.15.1.5.	TRANSPORTE SIN BYPASS (2 CONJUNTOS VAGONES, 1 LOCOMOTORA).....	449
5.3.3.15.1.6.	TRANSPORTE CON BYPASS.....	451
5.3.3.15.1.7.	TRANSPORTE CON UN BYPASS (3 JUEGOS DE CARROS Y 2 LOCOMOTORAS).....	453
5.3.3.15.1.8.	UNIDAD DE TIEMPO Y VELOCIDAD DE TRANSPORTE..	455
5.3.3.16.	TRANSPORTE CON CAMIONES.....	456
5.3.3.16.1.	MODELO DE ESTIMACIÓN.....	458
5.3.3.16.2.	UNIDAD DE TIEMPO Y VELOCIDAD DE TRANSPORTE.....	461
5.3.3.16.3.	VOLUMEN DE TRANSPORTE.....	461
5.3.3.16.4.	SECCIÓN TRANSVERSAL DEL CAMINO.....	464
5.3.3.16.5.	TIEMPO DE ESPERA.....	464
5.3.3.16.6.	TRANSPORTADOR CONTINUO.....	464
5.3.3.17.	VENTILACIÓN.....	466
5.3.3.17.1.	FUENTES DE POLVO.....	468
5.3.3.17.2.	LIMPIEZA DEL AIRE.....	471
5.3.3.17.3.	SUMINISTRO DE AIRE FRESCO.....	472
5.3.3.17.3.1.	AIRE FRESCO A LA TUNELADORA.....	473
5.3.3.17.3.2.	SUMINISTR O DE AIRE FRESCO AL TRANSPORTE (CUANDO ESTÁ IMPULSADO POR DIESEL).....	473
5.3.3.17.3.3.	FRICCIÓN.....	477
5.3.3.18.	SOPORTE PARA LA ROCA.....	480
5.3.3.18.1.	PROBLEMAS DE ESTABILIDAD.....	480
5.3.3.18.1.1.	ZONAS FRAGMENTADAS.....	480
5.3.3.18.1.2.	ROCA MECÁNICAMENTE DÉBIL.....	481
5.3.3.18.1.3.	ESTALLIDO DE ROCA (ROCK BURST).....	481
5.3.3.18.1.4.	MASA DE ROCA FRACTURADA.....	482
5.3.3.18.1.5.	ENTRADA DE AGUA.....	482
5.3.3.18.1.6.	ENTRADA DE GAS Y CALOR.....	482
5.3.3.18.2.	MÉTODOS DE SOPORTE.....	482

5.3.3.18.2.1.	ALERTNESS (VIGILANCIA).....	482
5.3.3.18.2.2.	PERNADO.....	483
5.3.3.18.2.3.	SHOTCRETING (CONCRETO LANZADO).....	483
5.3.3.18.2.4.	REVESTIMIENTO DE CONCRETO.....	483
5.3.3.18.2.5.	REVESTIMIENTO SEGMENTARIO (SEGMENTOS DE CONCRETO) 484	
5.3.3.18.2.6.	VIGAS DE ACERO.....	484
5.3.3.18.2.7.	GALERÍA DE PERFORACIÓN Y PREGROUTING.....	484
5.3.3.18.2.8.	EQUIPO PARA EL SOPORTE DE ROCA.....	484
5.3.3.19.	EJEMPLO.....	485
CAPITULO VI: ANÁLISIS CASOS HISTÓRICOS.....		486
6.1.	PROYECTO RIO TUNJITA	486
6.1.1.	GENERALIDADES	486
6.1.2.	RESUMEN DE LA GEOLOGÍA ESTRUCTURAL	487
6.1.3.	RESUMEN DE LA ESTRATIGRAFÍA	487
6.1.4.	RESUMEN DE FALLAS.....	488
6.1.5.	RESUMEN DE CONDICIONES GEOTÉCNICAS.....	488
6.1.6.	PERFIL DEL MACIZO EN FUNCIÓN DE LA LONGITUD DEL TÚNEL..	489
6.1.7.	PROPIEDADES FÍSICAS DE LA ROCA	489
6.1.8.	SISTEMA DE RETIRO DE REZAGA	490
6.1.9.	SISTEMA DE VENTILACIÓN	490
6.1.10.	CLASIFICACIÓN DE LOS TRAMOS DE EXCAVACIÓN EN FUNCIÓN DEL SISTEMA DE SOPORTE	490
6.1.11.	RENDIMIENTO DE EXCAVACIÓN PROMEDIO PORTAL DE ENTRADA	491
6.1.12.	ANÁLISIS MEDIANTE LA GUÍA PROPUESTA	494
6.1.13.	RENDIMIENTO DE EXCAVACIÓN PROMEDIO PORTAL DE SALIDA.	495
6.1.14.	ANÁLISIS MEDIANTE LA GUÍA PROPUESTA	498
6.2.	PROYECTO TÚNEL DE USAQUÉN	499
6.2.1.	GENERALIDADES	499
6.2.1.1.	TERRENO TIPO II.....	502
6.2.1.2.	TERRENO TIPO IIIA Y IIIB.....	502
6.2.2.	RESUMEN DE LA ESTRATIGRAFÍA	503
6.2.2.1.	CUATERNARIO.....	503
6.2.2.2.	CRETÁCEO SUPERIOR	504
6.2.3.	RESUMEN DE LA GEOLOGÍA ESTRUCTURAL	505
6.2.4.	RESUMEN DE CONDICIONES GEOTÉCNICAS.....	506
6.2.5.	PROPIEDADES FÍSICAS DE LA ROCA	508
6.2.6.	SISTEMA DE VENTILACIÓN	510

6.2.6.1. PORTAL DE ENTRADA	¡Error! Marcador no definido.
6.2.7. RENDIMIENTO DE EXCAVACIÓN PROMEDIO PORTAL DE ENTRADA Y SALIDA	511
6.2.8. ANÁLISIS MEDIANTE LA GUÍA PROPUESTA	515
CAPITULO VII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	517
6.3. CONCLUSIONES	517
6.4. RECOMENDACIONES	521
BIBLIOGRAFÍA	523
ANEXOS	526
ANEXO I. EJEMPLO DE CALCULO SISTEMA DE PERFORACIÓN Y VOLADURA	527
ANEXO II. EJEMPLO DE CALCULO PERFORACIÓN CON ROZADORA	528
ANEXO III. EJEMPLO DE CALCULO PERFORACIÓN CON MAQUINA TUNELADORA	529
ANEXO IV. ANÁLISIS CASO REAL DE SISTEMA DE PERFORACIÓN Y VOLADURA	530
ANEXO V. ANÁLISIS CASO REAL DE PERFORACIÓN CON MAQUINA TUNELADORA	531
ANEXO VI. ANÁLISIS CASO REAL DE PERFORACIÓN CON MAQUINA ROZADORA	532

ÍNDICE DE LUSTRACIONES

ILUSTRACIÓN 2 - 1: CICLO DE PERFORACIÓN DEL SISTEMA CONVENCIONAL DE PERFORACIÓN Y VOLADURA. (WWW.STRUCTURALIA.COM).....	61
ILUSTRACIÓN 2 - 2: SISTEMA DE PERFORACIÓN CON ROZADORA. (WWW.STRUCTURALIA.COM).....	62
ILUSTRACIÓN 2 - 3: SISTEMA DE PERFORACIÓN CON TBM. (WWW.UBICATV.COM/ECUADOR).....	63
ILUSTRACIÓN 3 - 1: CICLO DE LAS ROCAS. (J & LUTGENS, 2005).	66
ILUSTRACIÓN 3 - 2: CORTE ESQUEMÁTICO DEL INTERIOR DE LA TIERRA. (DUQUE ESCOBAR, 2012).	68
ILUSTRACIÓN 3 - 3: MINERALOGÍA DE LAS ROCAS ÍGNEAS COMUNES. FUENTE: J & LUTGENS, 2005. ELABORACIÓN: AUTORÍA PROPIA.....	72
ILUSTRACIÓN 3 - 4: CLASIFICACIÓN DE LAS PRINCIPALES ROCAS ÍGNEAS EN FUNCIÓN DE SU TEXTURA Y MINERALOGÍA. FUENTE: J & LUTGENS, 2005. ELABORACIÓN: AUTORÍA PROPIA.....	73
ILUSTRACIÓN 3 - 5: CLASIFICACIÓN DE LAS ROCAS SEDIMENTARIAS DETRÍTICAS. FUENTE: J & LUTGENS, 2005. ELABORACIÓN: AUTORÍA PROPIA.....	83
ILUSTRACIÓN 3 - 6: CLASIFICACIÓN DE LAS ROCAS SEDIMENTARIAS QUÍMICAS. FUENTE: J & LUTGENS, 2005. ELABORACIÓN: AUTORÍA PROPIA.....	83
ILUSTRACIÓN 3 - 7: MAPA DE LOCALIZACIÓN DE ROCAS SEDIMENTARIAS EN COLOMBIA. (INGEOMINAS, 2001).	86
ILUSTRACIÓN 3 - 8: PROCESOS DE METAMORFISMO. (INGEOMINAS, 2001).	88
ILUSTRACIÓN 3 - 9: CLASIFICACIÓN DE LAS ROCAS METAMÓRFICAS MÁS COMUNES. FUENTE: J & LUTGENS, 2005. ELABORACIÓN: AUTORÍA PROPIA.	92
ILUSTRACIÓN 3 - 10: LOCALIZACIÓN DE ROCAS METAMÓRFICAS EN COLOMBIA. (INGEOMINAS, 2001).....	95
ILUSTRACIÓN 3 - 11: ESQUEMA DE DISTRIBUCIÓN DE LAS PLACAS TECTÓNICAS SOBRE LA TIERRA. (J & LUTGENS, 2005).....	97
ILUSTRACIÓN 3 - 12: DEFORMACIÓN DE LA CORTEZA ANTE LA GENERACIÓN DE ESFUERZOS (J & LUTGENS, 2005).....	99
ILUSTRACIÓN 3 - 13: COMPORTAMIENTO DE UNA ROCA, EN RELACIÓN ESFUERZO VS DEFORMACIÓN. (DUQUE ESCOBAR, 2012).	101
ILUSTRACIÓN 3 - 14: DIRECCIÓN Y BUZAMIENTO DE UN MACIZO ROCOSO. (J & LUTGENS, 2005).....	104
ILUSTRACIÓN 3 - 15: ESQUEMA IDEAL DE LAS PARTES DE UN PLIEGUE. (J & LUTGENS, 2005).....	105

ILUSTRACIÓN 3 - 16: ESQUEMA DE PLIEGUES COMUNES. (J & LUTGENS, 2005).	106
ILUSTRACIÓN 3 - 17: PARTES DE UN TÚNEL MINERO. (J & LUTGENS, 2005).	107
ILUSTRACIÓN 3 - 18: ESQUEMA DEL MOVIMIENTO DE UNA FALLA INVERSA. (J & LUTGENS, 2005).	108
ILUSTRACIÓN 3 - 19: ESTRUCTURAS ASOCIADAS A LAS FALLAS CON DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL. (J & LUTGENS, 2005)	108
ILUSTRACIÓN 3 - 20: MAPA TECTÓNICO DE COLOMBIA. (INGEOMINAS, 2001).	111
ILUSTRACIÓN 3 - 21: ENVOLVENTE DE MOHR-COULOMB EN FUNCIÓN DE LOS ESFUERZOS ACTUANTES. (GONZALES DE VALLEJO, 2002).	113
ILUSTRACIÓN 3 - 22: ENVOLVENTE DE FALLA BAJO EL CRITERIO DE HOEK & BROWN. (J & LUTGENS, 2005).	116
ILUSTRACIÓN 3 - 23: RELACIÓN DE ESFUERZO PRINCIPAL MAYOR Y MENOR DESARROLLADA EN EL CRITERIO HOEK-BROWN EQUIVALENTE AL CRITERIO DE MOHR-COULOMB. (E. HOEK, 2006).	124
ILUSTRACIÓN 3 - 24: VALOR DE GSI OBTENIDO EN CAMPO VERSUS EL MÓDULO DE DEFORMACIÓN. (E. HOEK, 2006).	126
ILUSTRACIÓN 3 - 25: GRAFICA DE Σ_3 MAX, CON BASE EN LOS CRITERIOS HOEK-BROWN GENERALIZADO Y MOHR COULOMB.	128
ILUSTRACIÓN 3 - 26: GUÍA PARA DETERMINAR EL FACTOR DE PERTURBACIÓN D.	129
ILUSTRACIÓN 3 - 27: CONCEPTO DE CARGA EN LA ROCA, PROPUESTO POR TERZAGHI (1946).	136
ILUSTRACIÓN 3 - 28: LONGITUD LIBRE VERSUS EL TIEMPO DE ESTABILIDAD DE LA EXCAVACIÓN. (OYANGÜREN, 1991).	140
ILUSTRACIÓN 3 - 29: EJEMPLO DEL ANTIGUO MÉTODO DE CONSTRUCCIÓN DE TÚNELES AUSTRIACO DONDE SE INSTALA UN SOPORTE RÍGIDO PARA EL SOSTENIMIENTO DEL TÚNEL, PASO A PASO EN VARIAS SECCIONES DEL PERFIL DEL TÚNEL (AFIER BRAUN, 1980). (PALMSTRÖM & DR. STIPENDIAT, 1993).	141
ILUSTRACIÓN 3 - 30: EJEMPLO DE UN DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE SOPORTE TERRESTRE O UNA CURVA DE FENNER - PACHER (AFIER BROWN, 1981). LOS NÚMEROS 1 Y 2 MUESTRAN DOS SISTEMAS DE SOPORTE DIFERENTES INSTALADOS EN DIFERENTES MOMENTOS. (PALMSTRÖM & DR. STIPENDIAT, 1993).	144
ILUSTRACIÓN 3 - 31: CORRELACIÓN ENTRE LA PRESIÓN DE SOPORTE Y LA CALIDAD DEL MACIZO ROCOSO Q. (SINGH & GOEL, 2006).	162
ILUSTRACIÓN 3 - 32: TIPOS DE SOPORTE EN FUNCIÓN DEL VALOR Q. (ABBAS & KONIETZKY, 2017).	166

ILUSTRACIÓN 3 - 33: RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN UNIAXIAL DE LA ROCA INTACTA, EN FUNCIÓN DEL ESPACIAMIENTO DE LAS JUNTAS. (OYANGÜREN, 1991).....	170
ILUSTRACIÓN 3 - 34: TIEMPO DE EXCAVACIÓN LIBRE VS LONGITUD SIN SOPORTE, PARA DIVERSAS CLASES DE MACIZO ROCOSO ESTIMADO POR RMR. (SINGH & GOEL, 2006).....	175
ILUSTRACIÓN 3 - 35: CORRELACIÓN ENTRE EL VALOR RMR Y EL FACTOR DE REDUCCIÓN DE MODULO. (SINGH & GOEL, 2006).....	176
ILUSTRACIÓN 3 - 36: ÁBACO PARA ESTIMAR EL VALOR DE GSI, BASADO EN LA INSPECCIÓN VISUAL DE LAS CONDICIONES GEOLÓGICAS, SEGÚN HOEK Y BROWN, 1997. (ABBAS & KONIETZKY, 2017).....	181
ILUSTRACIÓN 3 - 37: ÁBACO MODIFICADO PARA ESTIMAR EL VALOR DE GSI, SEGÚN HOEK ET AL. 1998. (ABBAS & KONIETZKY, 2017).....	182
ILUSTRACIÓN 3 - 38: ÁBACO QUE DESCRIBE LA RELACIÓN ENTRE LA COHESIÓN Y LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN UNIAXIAL DE NÚCLEOS DE ROCA INTACTA, Y EL VALOR DE GSI, PARA DIFERENTES VALORES DE M_i . (E. HOEK, 2006).....	183
ILUSTRACIÓN 3 - 39: ÁBACO QUE DESCRIBE EL VALOR DE ϕ PARA DISTINTOS VALORES DE GSI Y VALORES DE M_i . (E. HOEK, 2006).	184
ILUSTRACIÓN 3 - 40: ESQUEMA DE LAS PARTES DE UNA TBM WIRTH. (GIRALDO, 2010).....	390
ILUSTRACIÓN 3 - 41: FOTOGRAFÍA DE UNA TBM TIPO KELLY MK 15" DE LA FÁBRICA ROBBINS EN CHIMAY. (GIRALDO, 2010).	391
ILUSTRACIÓN 3 - 42: FOTOGRAFÍA DE UNA TBM DE VIGA PRINCIPAL "MB 200" DE LA FÁBRICA ROBBINS EN LAMBAYEQUE. (GIRALDO, 2010).	392
ILUSTRACIÓN 3 - 43: FOTOGRAFÍA DE UNA TBM DE DOBLE ESCUDO DE LA FÁBRICA WIRTH EN PINGLIN-TAIWAN. (GIRALDO, 2010).	393
ILUSTRACIÓN 3 - 44: FOTOGRAFÍA DE UNA TBM DE SIMPLE ESCUDO DE LA FÁBRICA HERRENKNECHT DE 15.43 M DE DIÁMETRO EN SHANGAI. (GIRALDO, 2010).....	394
ILUSTRACIÓN 3 - 45: PRINCIPIO TEÓRICO DE FORMACIÓN DE GRIETAS DEBAJO DE UN DISCO DE CORTE. (MACÍAS, 2016)	395
ILUSTRACIÓN 3 - 46: TASA DE AVANCE EN DISMINUCIÓN SUCESIVA, PARA TÚNELES CON MÁS DE 1 KM DE LONGITUD. (MACÍAS, 2016)	410
ILUSTRACIÓN 3 - 47: CRONOGRAMA DE MODELOS COMUNES DE PREDICCIÓN DEL DESEMPEÑO DE LOS DISCOS DE CORTE. (MACÍAS, 2016)	411
ILUSTRACIÓN 3 - 48: GRADO DE FRACTURAMIENTO REGISTRADO PARA ALGUNOS TIPOS DE ROCA. (BRULAND, 2015).	421

ILUSTRACIÓN 3 - 49: ÍNDICE DE LA TASA DE PERFORACIÓN REGISTRADO PARA ALGUNOS TIPOS DE ROCA. DATOS DEL INFORME ELABORADO POR BRULAND, BASADO EN ESTADÍSTICAS DE RESULTADOS DE PRUEBAS DE CAPACIDAD DE PERFORACIÓN. (BRULAND, 2015).....	422
ILUSTRACIÓN 3 - 50: ÍNDICE DE VIDA DEL CORTADOR GRABADO PARA ALGUNOS TIPOS DE ROCA. DATOS DEL INFORME ELABORADO POR BRULAND, BASADO EN ESTADÍSTICAS DE RESULTADOS DE PRUEBAS DE CAPACIDAD DE PERFORACIÓN. (BRULAND, 2015).....	423
ILUSTRACIÓN 3 - 51: PROMEDIO MÁXIMO DE EMPUJE BRUTO POR DISCO DE CORTE RECOMENDADO. EL LÍMITE SUPERIOR INDICA PERFORACIÓN EN UN MACIZO ROCOSO HOMOGÉNEO, EL LÍMITE INFERIOR INDICA PERFORACIÓN EN UN MACIZO ROCOSO DE MEDIO A MUY FRACTURADO. (BRULAND, 2015).....	424
ILUSTRACIÓN 3 - 52: RPM DEL CABEZAL DE CORTE. (BRULAND, 2015).	425
ILUSTRACIÓN 3 - 53: NÚMERO NORMAL DE CORTADORES EN EL CABEZAL DE CORTE. (BRULAND, 2015).	426
ILUSTRACIÓN 3 - 54: POTENCIA INSTALADA CABEZAL DE CORTE. (BRULAND, 2015).....	426
ILUSTRACIÓN 3 - 55: EMPUJE CRÍTICO EN FUNCIÓN DEL FACTOR DE FRACTURA EQUIVALENTE. (BRULAND, 2015).....	427
ILUSTRACIÓN 3 - 56: POTENCIA INSTALADA CABEZAL DE CORTE. (BRULAND, 2015).....	428
ILUSTRACIÓN 3 - 57: FACTOR DE FRACTURAMIENTO. FACTOR DE CORRECCIÓN PARA $DRI \neq 50$. (BRULAND, 2015).....	429
ILUSTRACIÓN 3 - 58: INFLUENCIA DE LA POROSIDAD DE LA ROCA EN EL FACTOR DE FRACTURA EQUIVALENTE. (BRULAND, 2015).....	430
ILUSTRACIÓN 3 - 59: PENETRACIÓN BÁSICA. DC (DIÁMETRO DEL DISCO DE CORTE) = 483 MM Y AC (ESPACIADO PROMEDIO DEL DISCO DE CORTE EN EL CABEZAL DE CORTE) = 70 MM. (BRULAND, 2015).	431
ILUSTRACIÓN 3 - 60: FACTOR DE CORRECCIÓN DC PARA DIFERENTES DIÁMETROS DE DISCO DE CORTE. (BRULAND, 2015).....	432
ILUSTRACIÓN 3 - 61: FACTOR DE CORRECCIÓN KA PARA DIFERENTES ESPACIAMIENTOS DEL DISCO DE CORTE. (BRULAND, 2015).	432
ILUSTRACIÓN 3 - 62: PENETRACIÓN TEÓRICA PROMEDIADA PARA MACIZOS CON DISCONTINUIDADES INDIVIDUALES. (BRULAND, 2015).	433
ILUSTRACIÓN 3 - 63: FACTOR DE CORRECCIÓN PARA MACIZOS CON DISCONTINUIDADES INDIVIDUALES. (BRULAND, 2015).	434
ILUSTRACIÓN 3 - 64: CONSTANTE DEL DISCO DE CORTE C_c . (BRULAND, 2015).	436

ILUSTRACIÓN 3 - 65: VIDA BÁSICA DEL DISCO DE CORTE, H_0 . (BRULAND, 2015).	438
ILUSTRACIÓN 3 - 66: FACTOR DE CORRECCIÓN PARA EL DIÁMETRO DE TBM. (BRULAND, 2015).	439
ILUSTRACIÓN 3 - 67: CONSUMO DE TIEMPO PARA DIVERSAS ACTIVIDADES EN TRABAJOS EJECUTADOS CON TBM. (BRULAND, 2015).	444
ILUSTRACIÓN 3 - 68: CONSUMO DE TIEMPO PARA DIVERSAS ACTIVIDADES EN TRABAJOS EJECUTADOS CON TBM. (BRULAND, 2015).	445
ILUSTRACIÓN 3 - 69: CONSUMO DE TIEMPO PARA DIVERSAS ACTIVIDADES EN TRABAJOS EJECUTADOS CON TBM. (BRULAND, 2014).	450
ILUSTRACIÓN 3 - 70: MODELO DE TRANSPORTE CON BYPASS. (BRULAND, 2015).	452
ILUSTRACIÓN 3 - 71: MODELO PARA EL TRANSPORTE CON 1 BYPASS, 3 JUEGOS DE VAGONES Y 2 LOCOMOTORAS. (BRULAND, 2014).	453
ILUSTRACIÓN 3 - 72: DEMANDA DE DERIVACIONES PARA RIELES DE 35 KG/M Y LOCOMOTORAS DE 22 TONELADAS. (BRULAND, 2015).	456
ILUSTRACIÓN 3 - 73: CALZADA CON MATERIAL AFIRMADO EL CUAL PUEDE SER UTILIZADO SI LA CALIDAD DE LA ROCA ES ADECUADA. (BRULAND, 2015).	457
ILUSTRACIÓN 3 - 74: MESA GIRATORIA PARA CAMIONES EN UN TÚNEL DE 8,5 M DE DIÁMETRO. (BRULAND, 2015).	458
ILUSTRACIÓN 3 - 75: SECCIÓN TRANSVERSAL DEL TÚNEL CON CALZADA. (BRULAND, 2015).	462
ILUSTRACIÓN 3 - 76: ÁREA DE SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA CALZADA PARA $H_{ROAD} = 0.9$ M. (BRULAND, 2015).	462
ILUSTRACIÓN 3 - 77: VOLUMEN DE REZAGA PRODUCIDA POR LA TBM. (BRULAND, 2015).	465
ILUSTRACIÓN 3 - 78: VOLUMEN DE REZAGA PRODUCIDA POR LA TBM. (BRULAND, 2015).	466
ILUSTRACIÓN 3 - 79: POLVO DELANTE DEL CABEZAL DE CORTE. (BRULAND, 2015).	469
ILUSTRACIÓN 3 - 80: POLVO DELANTE DEL CABEZAL DE CORTE. (BRULAND, 2015).	472
ILUSTRACIÓN 3 - 81: FLUJO DE AIRE EN EL CONDUCTO DE VENTILACIÓN PARA TRANSPORTE DIÉSEL. (BRULAND, 2015).	478
ILUSTRACIÓN 3 - 82: FLUJO DE AIRE EN EL CONDUCTO DE VENTILACIÓN PARA EL TRANSPORTE ELÉCTRICO. (BRULAND, 2014).	478
ILUSTRACIÓN 3 - 83: DIAGRAMA GENERAL DE RENDIMIENTO PARA VENTILADORES. (BRULAND, 2015).	479

ILUSTRACIÓN 3 - 84: PLATAFORMA DE SOPORTE DE ROCA AL RESPALDO DE LA TBM. CORTESÍA DE STATKRAFT ANLEGG AS. (BRULAND, 2014).....	485
ILUSTRACIÓN 4 - 1: ESQUEMA DE UN PAISAJE KÁRSTICO. (GUTIERREZ, 2016B).	189
ILUSTRACIÓN 4 - 2: PORCENTAJE DE EXPANSIÓN DE LOS MINERALES ARCILLOSOS VERSUS EL TIEMPO. (GUTIERREZ, 2016B).	190
ILUSTRACIÓN 4 - 3: EFECTOS DE SWELLING EN TÚNELES. (GUTIERREZ, 2016B).	190
ILUSTRACIÓN 4 - 4: OBRAS DE MITIGACIÓN USADAS EN ROCAS SOMETIDAS AL FENÓMENO DE SWELLING. (GUTIERREZ, 2016B).....	191
ILUSTRACIÓN 4 - 5: CURVA TÍPICA DE CREEP. (GUTIERREZ, 2016B).	192
ILUSTRACIÓN 4 - 6: CREEP EN ROCAS. (GUTIERREZ, 2016B).....	192
ILUSTRACIÓN 4 - 7: COMPORTAMIENTO DE CREEP EN ROCAS. (GUTIERREZ, 2016B).....	193
ILUSTRACIÓN 4 - 8: ESQUEMA DEL MECANISMO DE FALLA TERRENO QUE FLUYE. (GUTIERREZ, 2016B).	194
ILUSTRACIÓN 4 - 9: ESQUEMA DEL MECANISMO DE FALLA TERRENO QUE RUEDA. (GUTIERREZ, 2016B).	195
ILUSTRACIÓN 4 - 10: ESQUEMA DE LA INFLUENCIA DE LOS ESFUERZOS IN-SITU ALREDEDOR DEL TÚNEL QUE GENERAN EL FENÓMENO DE ROCK BURSTING O POPPING. (GUTIERREZ, 2016B).	196
ILUSTRACIÓN 4 - 11: FENÓMENO DE SQUEEZING EN UN TÚNEL MINERO UBICADO EN LA INDIA. (GUTIERREZ, 2016B).....	197
ILUSTRACIÓN 5 - 1: FENÓMENO DEL EFECTO ARCO. (LUNARDI, 2008).....	213
ILUSTRACIÓN 5 - 2: DEFORMACIONES DEL MACIZO ROCOSO POR METODOLOGÍA ADECO. (LUNARDI, 2008).....	214
ILUSTRACIÓN 5 - 3: DEFORMACIONES DEL MACIZO ROCOSO POR METODOLOGÍA ADECO. (LUNARDI, 2008).....	214
ILUSTRACIÓN 5 - 4: TÉCNICAS DE PROTECCIÓN EN EL FRENTE DE EXCAVACIÓN. (LUNARDI, 2008).....	216
ILUSTRACIÓN 5 - 5: MÉTODOS DE ESTABILIZACIÓN DEL FRENTE DE EXCAVACIÓN. (LUNARDI, 2008).....	217
ILUSTRACIÓN 5 - 6: MÉTODOS DE ESTABILIZACIÓN DEL FRENTE DE EXCAVACIÓN. (C. LÓPEZ JIMENO, 1997). ELABORACIÓN: AUTORÍA PROPIA.	219
ILUSTRACIÓN 5 - 7: PARÁMETROS DE LAS ROCAS QUE AFECTAN A LA PERFORACIÓN. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2013).....	224
ILUSTRACIÓN 5 - 8: DETERMINACIÓN DEL VALOR DRI A PARTIR DE S_{20} Y S_J . (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2013).....	226

ILUSTRACIÓN 5 - 9: VALOR DE VELOCIDAD DE PERFORACIÓN PARA DIFERENTES TIPOS DE MARTILLOS. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2013)	227
ILUSTRACIÓN 5 - 10: VELOCIDADES DE PERFORACIÓN OBTENIDAS A PARTIR DE DIFERENTES EQUIPOS DE PERFORACIÓN. (C. LÓPEZ JIMENO, 1997) ..	228
ILUSTRACIÓN 5 - 11: ESTIMACIÓN DEL TRABAJO DE DESTRUCCIÓN ESPECÍFICO. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2013)	229
ILUSTRACIÓN 5 - 12: ESTIMACIÓN DEL TRABAJO DE DESTRUCCIÓN ESPECÍFICO. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2013)	229
ILUSTRACIÓN 5 - 13: CORRELACIÓN ENTRE LA VELOCIDAD DE PENETRACIÓN Y EL ESPACIAMIENTO ENTRE DIACLASAS EN ROCAS CALIZAS. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2013).....	230
ILUSTRACIÓN 5 - 14: VIDA DE LAS BROCAS DE PERFORACIÓN SEGÚN EL EQUIVALENTE DE CUARZO EN LAS ROCAS CALIZAS, MARGAS, CONGLOMERADOS, FILITAS Y MÁRMOLES. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2013).....	231
ILUSTRACIÓN 5 - 15: CORRELACIÓN ENTRE LA VIDA DE LAS BROCAS DE PERFORACIÓN Y LA POROSIDAD (DENSIDAD SECA) EN ARENISCAS. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2013)	231
ILUSTRACIÓN 5 - 16: ÁBACO PARA ESTIMAR LA VIDA DE LAS BROCAS DE PERFORACIÓN EN FUNCIÓN DE PARÁMETRO DE ABRASIVIDAD CAI. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2013)	232
ILUSTRACIÓN 5 - 17: ÁBACO PARA ESTIMAR LA VIDA DE LAS BROCAS DE PERFORACIÓN EN FUNCIÓN DE PARÁMETRO DE ABRASIVIDAD VHNR. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2013)	232
ILUSTRACIÓN 5 - 18: ÁBACO PARA ESTIMAR LA VIDA DE LAS BROCAS DE PERFORACIÓN EN FUNCIÓN DE PARÁMETRO DE ABRASIVIDAD VHNR. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2013)	233
ILUSTRACIÓN 5 - 19: ÁBACO PARA ESTIMAR LA VIDA DE LAS BROCAS DE PERFORACIÓN EN FUNCIÓN DE PARÁMETRO DE ABRASIVIDAD VHNR. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2013)	233
ILUSTRACIÓN 5 - 20: VIDA ÚTIL DE LAS BROCAS EN FUNCIÓN DEL PARÁMETRO SJ Y VARIOS TIPOS DE ROCAS. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2013).....	234
ILUSTRACIÓN 5 - 21: VIDA ÚTIL DE ADAPTADORES Y TUBERÍA DE PERFORACIÓN. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2013).....	234
ILUSTRACIÓN 5 - 22: ZONAS DE VOLADURA. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2010).....	237
ILUSTRACIÓN 5 - 23: TIPO DE CUELE. (SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTE, 2016).....	237

ILUSTRACIÓN 5 - 24: CONFIGURACIÓN DE UN CUELE CON UN BARRENO DE EXPANSIÓN DE MAYOR DIÁMETRO. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2010)	238
ILUSTRACIÓN 5 - 25: CONFIGURACIÓN DE UN CUELE CON UN BARRENO DE EXPANSIÓN DE MAYOR DIÁMETRO. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2010)	240
ILUSTRACIÓN 5 - 26: CONFIGURACIÓN DE UN CUELE CON UN BARRENO DE EXPANSIÓN DE MAYOR DIÁMETRO. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2010)	241
ILUSTRACIÓN 5 - 27: ÁREA DE LOS BARRENOS DE EXPANSIÓN NECESARIA Y NUMERO DE ESTOS. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2010)	241
ILUSTRACIÓN 5 - 28: RESULTADOS DE LAS VOLADURAS PARA DIFERENTES DISTANCIAS DE LOS BARRENOS CARGADOS A LOS VACÍOS Y DIÁMETROS DE ESTOS. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2010)	242
ILUSTRACIÓN 5 - 29: CÁLCULO DE PIEDRA A PARTIR DEL ANCHO ABIERTO. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2010)	243
ILUSTRACIÓN 5 - 30: CÁLCULO DE GEOMETRÍA. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2010)	244
ILUSTRACIÓN 5 - 31: RELACIÓN ENTRE LA CONCENTRACIÓN LINEAL DE CARGA Y PIEDRA MÁXIMA, PARA DIFERENTES DIÁMETROS DE EXPANSIÓN. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2010)	245
ILUSTRACIÓN 5 - 32: PROFUNDIDAD DE AVANCE CONSEGUIDA TRAS LA DETONACIÓN. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2010)	246
ILUSTRACIÓN 5 - 33: RELACIÓN ENTRE LA PROFUNDIDAD DE AVANCE Y LOS DIÁMETROS DE LOS BARRENOS DE EXPANSIÓN. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2010)	246
ILUSTRACIÓN 5 - 34: CUELE DE CUATRO SECCIONES. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2010)	247
ILUSTRACIÓN 5 - 35: CUELE DE CUATRO SECCIONES. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2010)	247
ILUSTRACIÓN 5 - 36: CUELE DE CUATRO SECCIONES. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2010)	248
ILUSTRACIÓN 5 - 37: VALORES RECOMENDADOS DEL ESPACIAMIENTO EN FUNCIÓN DEL DIÁMETRO DE PERFORACIÓN PARA PRECORTE Y RECORTE. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2010)	251
ILUSTRACIÓN 5 - 38: ILUSTRACIÓN DE UNA VOLADURA CON TENSIONES NORMALES AL PLANO DE PRECORTE. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2010)	252

ILUSTRACIÓN 5 - 39: CÁLCULO DE PIEDRA B, A PARTIR DE DIFERENTES CONCENTRACIONES DE CARGA DE FONDO PARA DISTINTOS DIÁMETROS DE BARRENOS Y TIPOS DE EXPLOSIVOS. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2010).....	254
ILUSTRACIÓN 5 - 40: ESQUEMA TÍPICO DE UN JUMBO. (IÑIGO ESCOBAL, 2015)	258
ILUSTRACIÓN 5 - 41: EVOLUCIÓN DE RENDIMIENTOS. (C. LÓPEZ JIMENO, 1997)	259
ILUSTRACIÓN 5 - 42: EVOLUCIÓN DE RENDIMIENTOS. (C. LÓPEZ JIMENO, 1997)	260
ILUSTRACIÓN 5 – 43: AVANCE DE UN TÚNEL EN CURVA EXCAVADO CON PERFORACIÓN Y VOLADURA MEDIANTE UN JUMBO. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2010).....	261
ILUSTRACIÓN 5 – 44: ESQUEMA DE CARGADORA NEUMÁTICA PARA EXPLOSIVOS ENCARTUCHADOS. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2010)..	269
ILUSTRACIÓN 5 – 45: ESQUEMA DE CARGADORA NEUMÁTICA PARA EXPLOSIVOS TIPO ANFO. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2010).....	270
ILUSTRACIÓN 5 – 46: ESQUEMA DE VENTILACIÓN SOPLANTE. (C. LÓPEZ JIMENO, 1997)	272
ILUSTRACIÓN 5 – 47: ESQUEMA DE VENTILACIÓN SOPLANTE. (C. LÓPEZ JIMENO, 1997)	274
ILUSTRACIÓN 5 – 48: ESQUEMA DE VENTILACIÓN SIMULTANEA ENTRE SOPLANTE Y ASPIRANTE. (C. LÓPEZ JIMENO, 1997)	276
ILUSTRACIÓN 5 – 49: ESQUEMA DE LA CARGADORA PALA CONWAY. (C. LÓPEZ JIMENO ET AL., 2013).....	290
ILUSTRACIÓN 5 – 50: ESQUEMA DE LA CARGADORA CON BRAZOS RECOLECTORES. (C. LÓPEZ JIMENO ET AL., 2013).....	291
ILUSTRACIÓN 5 – 51: MÁQUINA RETROEXCAVADORA CON DESCARGA. (C. LÓPEZ JIMENO ET AL., 2013).....	292
ILUSTRACIÓN 5 – 52: EXCAVADORA HIDRÁULICA. (C. LÓPEZ JIMENO ET AL., 2013).....	293
ILUSTRACIÓN 5 – 53: PALA CARGADORA SOBRE NEUMÁTICOS. (C. LÓPEZ JIMENO ET AL., 2013).....	293
ILUSTRACIÓN 5 – 54: PALA CARGADORA SOBRE ORUGAS CON DESCARGA LATERAL. (C. LÓPEZ JIMENO ET AL., 2013)	294
ILUSTRACIÓN 5 – 55: PALA CARGADORA SOBRE ORUGAS CON DESCARGA LATERAL. (C. LÓPEZ JIMENO ET AL., 2013)	295
ILUSTRACIÓN 5 – 56: ESTACIONES DE REMANIPULACIÓN. (C. LÓPEZ JIMENO, 1997).....	297

ILUSTRACIÓN 5 – 57: TIPOS DE UNIDADES DE ACARREO. (C. LÓPEZ JIMENO ET AL., 2013).....	297
ILUSTRACIÓN 5 – 58: VEHÍCULO LANZADERA. (C. LÓPEZ JIMENO ET AL., 2013)	298
ILUSTRACIÓN 5 – 59: VEHÍCULO LANZADERA. (C. LÓPEZ JIMENO ET AL., 2013)	299
ILUSTRACIÓN 5 – 60: ESQUEMA DEL TRASPORTADOR DE RACLETAS. (C. LÓPEZ JIMENO, 1997)	307
ILUSTRACIÓN 5 - 61: ESQUEMA DE RAMAL SECUNDARIO. (C. LÓPEZ JIMENO, 1997).....	309
ILUSTRACIÓN 5 – 62: ESQUEMA DE RAMAL SECUNDARIO. (C. LÓPEZ JIMENO, 1997).....	309
ILUSTRACIÓN 5 – 63: ESQUEMA DEL ELEVADOR DE VAGONES. (C. LÓPEZ JIMENO, 1997)	310
ILUSTRACIÓN 5 – 64: ESQUEMA DE UN PERNO. (C. LÓPEZ JIMENO, 1997).....	313
ILUSTRACIÓN 5 – 65: PERNADO DE BLOQUE DE ROCA EN LA PARED DEL TÚNEL. (C. LÓPEZ JIMENO, 1997).....	314
ILUSTRACIÓN 5 – 66: ESQUEMA DE UN BOLÓN. (C. LÓPEZ JIMENO, 1997).....	316
ILUSTRACIÓN 5 – 67: ESQUEMA DE UN BOLÓN. (C. LÓPEZ JIMENO, 1997).....	317
ILUSTRACIÓN 5 – 68: ESQUEMA DE UN BOLÓN. (C. LÓPEZ JIMENO, 1997).....	317
ILUSTRACIÓN 5 – 69: ESQUEMA DE SOSTENIMIENTO DEFORMABLE. (C. LÓPEZ JIMENO, 1997)	322
ILUSTRACIÓN 5 – 70: DISMINUCIÓN DEL DIÁMETRO INTERIOR DE UNA EXCAVACIÓN CON EL AUMENTO DE LA ZONA CLÁSTICA. (C. LÓPEZ JIMENO, 1997).....	323
ILUSTRACIÓN 5 – 71: DISMINUCIÓN DEL DIÁMETRO INTERIOR DE UNA EXCAVACIÓN CON EL AUMENTO DE LA ZONA CLÁSTICA. (C. LÓPEZ JIMENO, 1997).....	324
ILUSTRACIÓN 5 – 72: MAQUINA DE ENTIBACIÓN CON PROTECCIÓN CONTRA DESPRENDIMIENTOS. (C. LÓPEZ JIMENO, 1997).....	325
ILUSTRACIÓN 5 – 73: SECCIÓN DE UN TÚNEL Y UN EQUIPO DE ENTIBACIÓN CON LAS FASES DE ENSAMBLAJE DEL CUADRO. (C. LÓPEZ JIMENO, 1997)	325
ILUSTRACIÓN 5 – 74: PARAGUAS DE JET GROUTING. (SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTE, 2016).....	326
ILUSTRACIÓN 5 – 75: ROZADORA DE PRIMERA GENERACIÓN DE FÁBRICA SOVIÉTICA. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012).....	328
ILUSTRACIÓN 5 – 76: ROZADORA DE PRIMERA GENERACIÓN DE FÁBRICA SOVIÉTICA. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012).....	330

ILUSTRACIÓN 5 – 77: SISTEMA DE TRABAJO AXIAL Y TRANSVERSAL. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012).....	333
ILUSTRACIÓN 5 – 78: PERFIL DE EXCAVACIÓN DEL SISTEMA AXIAL Y TRANSVERSAL. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012).....	333
ILUSTRACIÓN 5 – 79: BRAZOS RECOLECTORES. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012).....	334
ILUSTRACIÓN 5 – 80: RUEDAS RECOLECTORAS. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012).....	334
ILUSTRACIÓN 5 – 81: DISCOS GIRATORIOS. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012).....	335
ILUSTRACIÓN 5 – 82: CARGADOR DE RACLETAS. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012).....	335
ILUSTRACIÓN 5 – 83: CINTA TRANSPORTADORA DE DESCARGA DE LA CASA SANDVIK. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012).	336
ILUSTRACIÓN 5 – 84: RENDIMIENTO DE LA ROZADORA EN FUNCIÓN DE LA FRECUENCIA DE LAS DISCONTINUIDADES.(CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012)	337
ILUSTRACIÓN 5 – 85: DESINTEGRACIÓN DE LA ROCA BAJO LA ACCIÓN DE UNA PICA. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012).....	338
ILUSTRACIÓN 5 – 86: PICA TANGENCIAL O DE ATAQUE PUNTUAL, PARÁMETROS DE DISEÑO. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012)	338
ILUSTRACIÓN 5 – 87: ROZADORA DE BRAZO. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012).....	340
ILUSTRACIÓN 5 – 88: ROZADORA DE TAMBOR. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012).....	341
ILUSTRACIÓN 5 – 89: ROZADORA DE CADENAS. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012).....	341
ILUSTRACIÓN 5 – 90: MINIROZADOR. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012)...	342
ILUSTRACIÓN 5 – 91: EXCAVADORA CON BRAZO CORTADOR. (LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012)	343
ILUSTRACIÓN 5 – 92: ROZADORA DE RUEDAS. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012).....	343
ILUSTRACIÓN 5 – 93: ROZADORA BORER DE FABRICACIÓN RUSA. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012).....	344
ILUSTRACIÓN 5 – 94: ROZADORA BORER MF 420. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012).....	344
ILUSTRACIÓN 5 – 95: ESQUEMA DE UNA ROZADORA DE SUPERFICIE. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012).....	345

ILUSTRACIÓN 5 – 96: ESQUEMA DE UNA ROZADORA DE SUPERFICIE. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012).....	348
ILUSTRACIÓN 5 – 97: PICA TANGENCIAL O DE ATAQUE PUNTUAL, PARÁMETROS DE DISEÑO. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012)	349
ILUSTRACIÓN 5 – 98: SECUENCIA DE CORTE PARA CABEZAS AXIALES Y TRANSVERSALES. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012).....	351
ILUSTRACIÓN 5 – 99: SECUENCIA DE CORTE PARA CABEZAS AXIALES Y TRANSVERSALES. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012).....	353
ILUSTRACIÓN 5 – 100: CICLO DE TRABAJO Y PROBLEMAS PRINCIPALES DURANTE LA EXCAVACIÓN CON ROZADORAS. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012).....	354
ILUSTRACIÓN 5 – 101: EXCAVACIÓN CON ROZADORA POR EL MÉTODO DE AVANCE Y DESTROZA. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012)	355
ILUSTRACIÓN 5 – 102: EXCAVACIÓN DE UN TÚNEL CON CALOTA LIGERAMENTE AVANZADA. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012).....	356
ILUSTRACIÓN 5 – 103: SECUENCIA DE EXCAVACIÓN DE UN TÚNEL DE GRAN SECCIÓN. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012).....	357
ILUSTRACIÓN 5 – 104: SECUENCIA DE EXCAVACIÓN DE UN TÚNEL DE GRAN SECCIÓN. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012).....	358
ILUSTRACIÓN 5 – 105: PRINCIPALES PARÁMETROS QUE INFLUYEN EN EL RENDIMIENTO DE LA EXCAVACIÓN CON ROZADORAS. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012).....	359
ILUSTRACIÓN 5 – 106: PARÁMETROS GEOLÓGICOS. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012).....	359
ILUSTRACIÓN 5 – 107: CAMPO DE APLICACIÓN DE SISTEMAS DE EXCAVACIÓN MECÁNICA. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012)	365
ILUSTRACIÓN 5 – 108: CAMPO DE APLICACIÓN DE SISTEMAS DE EXCAVACIÓN MECÁNICA. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012)	366
ILUSTRACIÓN 5 – 109: VARIACIÓN DEL ICR CON RELACIÓN A LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE, PARA $RQD > 50$. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012).....	367
ILUSTRACIÓN 5 – 110: VARIACIÓN DEL ICR CON RELACIÓN A LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE, PARA $RQD < 50$. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012).....	367
ILUSTRACIÓN 5 – 111: CORRELACIÓN ENTRE ICR Y RPI PARA ROCAS EVAPORÍTICAS Y CABEZAS DE CORTE TRANSVERSALES. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012).....	369
ILUSTRACIÓN 5 – 112: CORRELACIÓN ENTRE ENERGÍA ESPECIFICA DE CORTE TEÓRICA Y UCS. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012)	371

ILUSTRACIÓN 5 – 113: RELACIÓN ENTRE UCS Y LA ENERGÍA ESPECÍFICA PARA DIVERSOS GRADOS DE TENACIDAD. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012)	372
ILUSTRACIÓN 5 – 114: RENDIMIENTO DE UNA ROZADORA DE 132 KW, EN FUNCIÓN DEL RESULTADO DE UCS. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012)	373
ILUSTRACIÓN 5 – 115: CORRELACIÓN ENTRE RENDIMIENTOS DE ROZADO Y RESULTADOS DE UCS. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012)	374
ILUSTRACIÓN 5 – 116: CORRELACIÓN ENTRE RENDIMIENTOS DE ROZADO Y RESULTADOS DE UCS OBTENIDOS EN ENSAYOS DE LABORATORIO. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012)	375
ILUSTRACIÓN 5 – 117: RENDIMIENTOS DE ROZADO CORRELACIONADOS CON LOS RESULTADOS DEL ENSAYO DE TRABAJO DE DESTRUCCIÓN SOBRE MUESTRAS DE PIZARRAS ARCILLOSAS Y CUARCITAS. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012)	375
ILUSTRACIÓN 5 – 118: RENDIMIENTOS DE ROZADO CORRELACIONADOS CON LOS RESULTADOS DEL ENSAYO DE TRABAJO DE DESTRUCCIÓN SOBRE MUESTRAS DE PIZARRAS ARCILLOSAS Y CUARCITAS. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012)	376
ILUSTRACIÓN 5 – 119: RENDIMIENTO NETO DE CORTE Y CONSUMO DE PICAS PARA DIFERENTES VALORES DE UCS E ÍNDICE DE ABRASIVIDAD. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012)	377
ILUSTRACIÓN 5 – 120: INFLUENCIA DE LA ROZABILIDAD RELATIVA, EXPRESADA COMO LA RELACIÓN UCS/UTS, SOBRE EL RENDIMIENTO NETO DE CORTE. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012)	378
ILUSTRACIÓN 5 – 121: INFLUENCIA DE LA ROZABILIDAD RELATIVA, EXPRESADA COMO LA ENERGÍA ESPECÍFICA DE LA FRACTURACIÓN W_{FR} EN FUNCIÓN DEL RENDIMIENTO DE CORTE. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012)	379
ILUSTRACIÓN 5 – 122: INCREMENTO RELATIVO DEL RENDIMIENTO DE CORTE K_{PR} , CON RESPECTO A LA FRECUENCIA DE PLANOS DE DISCONTINUIDAD (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012)	379
ILUSTRACIÓN 5 – 123: DEFINICIÓN DE ORIENTACIÓN DE UNA DISCONTINUIDAD PARA CALIFICAR LA ORIENTACIÓN DE ESTA. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012)	382
ILUSTRACIÓN 5 – 124: MUESTRA DEL CONSUMO DE PICAS EN FUNCIÓN DEL COEFICIENTE DE ABRASIÓN Y DE LA RESISTENCIA DE LA ROCA. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012)	385

ILUSTRACIÓN 5 – 125: ESTIMACIÓN DEL CONSUMO DE PICAS A PARTIR DEL COEFICIENTE DE ABRASIVIDAD Y DE LA RESISTENCIA DE LA ROCA. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012)	385
ILUSTRACIÓN 5 – 126: ESTIMACIÓN DEL CONSUMO DE PICAS A PARTIR DEL COEFICIENTE DE ABRASIVIDAD DE SCHIMAZEK Y DE LA RESISTENCIA DE LA ROCA. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012)	386
ILUSTRACIÓN 5 – 127: CONSUMO ESPECIFICO DE PICAS PARA ROZADORAS CON CABEZAS TRANSVERSALES Y VELOCIDADES DE CORTE BAJAS CON PICAS DE 25 MM. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012)	387
ILUSTRACIÓN 5 – 128: CONSUMO ESPECIFICO DE PICAS PARA ROZADORAS CON CABEZAS TRANSVERSALES Y VELOCIDADES DE CORTE BAJAS CON PICAS DE 25 MM. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012)	387
ILUSTRACIÓN 5 – 129: CORRELACIÓN ENTRE BCR Y EL RCI PARA ROCAS SEDIMENTARIAS Y CABEZA DE CORTE TRANSVERSALES. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012).....	388

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 3 - 1: PROPIEDADES FÍSICAS E INGENIERILES DE LAS ROCAS ÍGNEAS INTRUSIVAS – TEXTURA FANERÍTICA. FUENTE: (GUTIERREZ, 2016A). ELABORACIÓN: AUTORÍA PROPIA.....	74
TABLA 3 - 2: PROPIEDADES FÍSICAS E INGENIERILES DE LAS ROCAS ÍGNEAS EXTRUSIVAS – TEXTURA AFANÍTICA. FUENTE: (GUTIERREZ, 2016A). ELABORACIÓN: AUTORÍA PROPIA.....	75
TABLA 3 - 3: CLASIFICACIÓN DE LAS ROCAS SEDIMENTARIAS DETRÍTICAS EN FUNCIÓN DE SU TAMAÑO DE GRANO (CLASTO). (J & LUTGENS, 2005).....	79
TABLA 3 - 4: PROPIEDADES FÍSICAS E INGENIERILES DE LAS ROCAS SEDIMENTARIAS DETRÍTICAS – CLÁSTICA (DETRITOS). FUENTE: (GUTIERREZ, 2016A). ELABORACIÓN: AUTORÍA PROPIA.....	84
TABLA 3 - 5: PROPIEDADES FÍSICAS E INGENIERILES DE LAS ROCAS SEDIMENTARIAS QUÍMICAS – CLÁSTICA Y NO CLÁSTICA. FUENTE: GUTIERREZ, 2016A. ELABORACIÓN: AUTORÍA PROPIA.....	85
TABLA 3 - 6: PROPIEDADES FÍSICAS E INGENIERILES DE LAS ROCAS METAMÓRFICAS FOLIADAS. FUENTE: GUTIERREZ, 2016A. ELABORACIÓN: AUTORÍA PROPIA.....	93
TABLA 3 - 7: PROPIEDADES FÍSICAS E INGENIERILES DE LAS ROCAS METAMÓRFICAS NO FOLIADAS. FUENTE: GUTIERREZ, 2016A. ELABORACIÓN: AUTORÍA PROPIA.....	93
TABLA 3 - 8: VALORES DE RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE DE ALGUNOS TIPOS DE ROCA SANA. (GONZALES DE VALLEJO, 2002).	115
TABLA 3 - 9: VALORES DE RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE CATEGORIZADOS EN FUNCIÓN DE LA DUREZA. (EVERT HOEK & MARINOS, 2000).	117
TABLA 3 - 10: VALORES DE m_i , PARA TIPOS BÁSICOS DE ROCA. (GONZALES DE VALLEJO, 2002).	118
TABLA 3 - 11: VALORES DE m_i , PARA LAS FAMILIAS BÁSICAS DE ROCA. (EVERT HOEK & MARINOS, 2000).....	119
TABLA 3 - 12: RELACIÓN DE LOS VALORES m y s , CON LA CALIDAD DE LOS MACIZOS ROCOSOS SEGÚN HOEK-BROWN 1988. (GONZALES DE VALLEJO, 2002).	122
TABLA 3 - 13: CONTINUACIÓN TABLA – 12. RELACIÓN DE LOS VALORES m y s , CON LA CALIDAD DE LOS MACIZOS ROCOSOS SEGÚN HOEK-BROWN 1988. FUENTE: GONZALES DE VALLEJO, 2002. ELABORACIÓN: AUTORÍA PROPIA.	123

TABLA 3 - 14: PAUTAS PARA SELECCIONAR UN MÓDULO RELATIVO (MR), EN FUNCIÓN DE LAS TEORÍAS DE DEERE (1968), PALMSTRÖM Y SINGH (2001). (E. HOEK, 2006).	127
TABLA 3 - 15: CARGA EN LA ROCA PARA TÚNELES CON VARIAS CLASES DE ROCA. (SINGH & GOEL, 2006).	135
TABLA 3 - 16: CARGA EN LA ROCA PARA TÚNELES CON VARIAS CLASES DE ROCA, MODIFICADA POR DEERE (1970). (SINGH & GOEL, 2006).	137
TABLA 3 - 17: DIRECTRICES PARA LA SELECCIÓN DE ARCOS, PERNOS Y ESPESOR DE CONCRETO, PARA TÚNELE DE 6 A 12 M DE DIÁMETRO. (SINGH & GOEL, 2006).	138
TABLA 3 - 18: CLASIFICACIÓN DE DIFERENTES TIPOS DE TERRENO SEGÚN LAUFFER. (OYANGÜREN, 1991).	139
TABLA 3 - 19: CLASES DE MACIZO ROCOSO, SEGÚN ONORM B2203. (COŞAR, 2004).	147
TABLA 3 - 20: CLASES DE MACIZO ROCOSO, SEGÚN ONORM B2203. (COŞAR, 2004).	148
TABLA 3 - 21: CONTINUACIÓN. (COŞAR, 2004).	149
TABLA 3 - 22: CLASIFICACIÓN DE LA CALIDAD DEL MACIZO ROCOSO SEGÚN EL ÍNDICE RQD. FUENTE: GONZALES DE VALLEJO, 2002. ELABORACIÓN: AUTORÍA PROPIA.	150
TABLA 3 - 23: PARÁMETRO B, SEGÚN LA CLASIFICACIÓN DE WICKHAM. (OYANGÜREN, 1991).	152
TABLA 3 - 24: PARÁMETRO A, SEGÚN LA CLASIFICACIÓN DE WICKHAM. (OYANGÜREN, 1991).	152
TABLA 3 - 25: PARÁMETRO C, SEGÚN LA CLASIFICACIÓN DE WICKHAM. (OYANGÜREN, 1991).	153
TABLA 3 - 26: ROQ (ROCK QUALITY DESIGNATION). (SINGH & GOEL, 2006).	154
TABLA 3 - 27: VALORES DE J_N . (SINGH & GOEL, 2006).	155
TABLA 3 - 28: VALORES DE J_R . (SINGH & GOEL, 2006).	156
TABLA 3 - 29: VALORES DE J_R . (SINGH & GOEL, 2006).	157
TABLA 3 - 30: VALORES DE J_w . (SINGH & GOEL, 2006).	158
TABLA 3 - 31: VALORES DE J_w . (SINGH & GOEL, 2006).	159
TABLA 3 - 32: CONTINUACIÓN TABLA 3 - 30. (SINGH & GOEL, 2006).	160
TABLA 3 - 33: CLASIFICACIÓN DEL MACIZO ROCOSO, EN FUNCIÓN DEL SISTEMA Q. (SINGH & GOEL, 2006).	161
TABLA 3 - 34: VALOR DEL FACTOR Q_w EN FUNCIÓN DEL VALOR Q. (SINGH & GOEL, 2006).	163
TABLA 3 - 35: VALORES DE ESR. (SINGH & GOEL, 2006).	164

TABLA 3 - 36: CLASIFICACIÓN Y VALORACIÓN DEL MACIZO ROCOSO, A PARTIR DE LOS VALORES OBTENIDOS EN LOS ENSAYOS DE COMPRESIÓN UNIAXIL O CARGA PUNTUAL, SEGÚN BIENIAWSKI, 1979,1984. (SINGH & GOEL, 2006).	168
TABLA 3 - 37: CLASIFICACIÓN Y VALORACIÓN DEL MACIZO ROCOSO, A PARTIR DE LOS VALORES OBTENIDOS EN LOS ENSAYOS DE COMPRESIÓN UNIAXIL O CARGA PUNTUAL, SEGÚN BIENIAWSKI, 1979. (SINGH & GOEL, 2006).....	169
TABLA 3 - 38: CLASIFICACIÓN Y VALORACIÓN PARA EL ESPACIAMIENTO DE LAS DISCONTINUIDADES, SEGÚN BIENIAWSKI, 1979. (SINGH & GOEL, 2006). ...	170
TABLA 3 - 39: PARÁMETROS DE VALORACIÓN PARA LAS DISCONTINUIDADES, SEGÚN BIENIAWSKI, 1979. (SINGH & GOEL, 2006).....	171
TABLA 3 - 40: PARÁMETROS DE VALORACIÓN PARA LAS DISCONTINUIDADES, SEGÚN BIENIAWSKI, 1979. (SINGH & GOEL, 2006).....	172
TABLA 3 - 41: PARÁMETROS DE VALORACIÓN PARA LA ORIENTACIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES, SEGÚN BIENIAWSKI, 1984. (SINGH & GOEL, 2006). ...	172
TABLA 3 - 42: AJUSTE POR ORIENTACIÓN, SEGÚN BIENIAWSKI, 1979. (SINGH & GOEL, 2006).	173
TABLA 3 - 43: PARÁMETROS DE DISEÑO Y PROPIEDADES DE INGENIERÍA DE LA MASA ROCOSA. (SINGH & GOEL, 2006).....	174
TABLA 3 - 44: VALORES DE LA CONSTANTE M_i , PARA LA MATRIZ ROCOSA, SEGÚN HOEK Y BROWN, 1997. (GONZALES DE VALLEJO, 2002).....	178
TABLA 3 - 45: INFLUENCIA DE LOS PARÁMETROS GEOLÓGICOS. (MACÍAS, 2016). ELABORACIÓN: AUTORÍA PROPIA.	398
TABLA 3 - 46: CONTINUACIÓN TABLA 3 - 99. (MACÍAS, 2016). ELABORACIÓN: AUTORÍA PROPIA.....	399
TABLA 3 - 47: CLASIFICACIÓN DE LA ROCA BASADA EN EL ENSAYO DE COMPRESIÓN AXIAL. (MACÍAS, 2016).....	400
TABLA 3 - 48: CLASIFICACIÓN DE LA ROCA BASADA EN EL ENSAYO DE COMPRESIÓN AXIAL. (MACÍAS, 2016). ELABORACIÓN: AUTORÍA PROPIA. .	400
TABLA 3 - 49: CLASIFICACIÓN DE LA ROCA RELACIONADA CON LOS VALORES DE DRI Y CLI. (MACÍAS, 2016)	402
TABLA 3 - 50: ENSAYOS EN ROCA PARA DETERMINAR SU ABRASIVIDAD. (MACÍAS, 2016)	402
TABLA 3 - 51: CLASIFICACIÓN DE LA ABRASIVIDAD A PARTIR DEL CAI Y RELACIONADA CON LA ASTM Y LA ISRM. (MACÍAS, 2016).....	403
TABLA 3 - 52: CLASIFICACIÓN DEL VALOR DE LAC. (MACÍAS, 2016)	405
TABLA 3 - 53: CLASIFICACIÓN DE LA ABRASIÓN DE LA ROCA RELACIONADO CON EL DISCO DE CORTE. (MACÍAS, 2016)	405

TABLA 3 - 54: CLASIFICACIÓN DE LA ABRASIÓN DE LA ROCA RELACIONADO CON EL DISCO DE CORTE. (MACÍAS, 2016). ELABORACIÓN: AUTORÍA PROPIA.....	406
TABLA 3 - 55: CONTINUACIÓN TABLA 3 – 108. (MACÍAS, 2016). ELABORACIÓN: AUTORÍA PROPIA.....	406
TABLA 3 - 56: CONTINUACIÓN TABLA 3 – 108. (BRULAND, 2014). ELABORACIÓN: AUTORÍA PROPIA.....	408
TABLA 3 - 57: CONTINUACIÓN TABLA 3 – 108. (MACÍAS, 2016). ELABORACIÓN: AUTORÍA PROPIA.....	411
TABLA 3 - 58: PRINCIPALES PARÁMETROS BÁSICOS DE ENTRADA Y SALIDA DE LOS MODELOS COMUNES DE PREDICCIÓN DEL RENDIMIENTO. (MACÍAS, 2016).....	412
TABLA 3 - 59: MODELOS DE PREDICCIÓN DE RENDIMIENTO DE EXCAVACIÓN. (MACÍAS, 2016). ELABORACIÓN: AUTORÍA PROPIA.....	413
TABLA 3 - 60: MÉTODOS O MODELOS DE EVALUACIÓN DE VIDA ÚTIL DE LOS DISCOS DE CORTE. (MACÍAS, 2016). ELABORACIÓN: AUTORÍA PROPIA.....	414
TABLA 3 - 61: MÉTODOS DE PRUEBA APLICADOS PARA EVALUAR LA ABRASIVIDAD DE LA ROCA EN LOS MODELOS DE VIDA ÚTIL DE LOS DISCOS DE CORTE. (MACÍAS, 2016). ELABORACIÓN: AUTORÍA PROPIA.	415
TABLA 3 - 62: DESCRIPCIÓN DE ALGUNOS MÉTODOS O MODELOS DE EVALUACIÓN DE VIDA ÚTIL DE LOS DISCOS DE CORTE. (MACÍAS, 2016). ELABORACIÓN: AUTORÍA PROPIA.....	416
TABLA 3 - 63: DESCRIPCIÓN DE ALGUNOS MÉTODOS O MODELOS DE EVALUACIÓN DE VIDA ÚTIL DE LOS DISCOS DE CORTE. (MACÍAS, 2016). ELABORACIÓN: AUTORÍA PROPIA.....	418
TABLA 3 - 64: DESCRIPCIÓN DE ALGUNOS MÉTODOS O MODELOS DE EVALUACIÓN DE VIDA ÚTIL DE LOS DISCOS DE CORTE. (MACÍAS, 2016). ELABORACIÓN: AUTORÍA PROPIA.....	419
TABLA 3 - 65: DEFINICIONES RELACIONADAS CON EL GRADO DE FRACTURAMIENTO. (BRULAND, 2015). ELABORACIÓN: AUTORÍA PROPIA.	420
TABLA 3 - 66: CLASES DE FRACTURAMIENTO CON DISTANCIA ENTRE LOS PLANOS DE DEBILIDAD. (BRULAND, 2015).	421
TABLA 3 - 67: PARÁMETROS PARA LA ESTIMACIÓN DEL USO DE LA MÁQUINA TBM. (BRULAND, 2015). ELABORACIÓN: AUTORÍA PROPIA.....	442
TABLA 3 - 68: VELOCIDAD DE TRANSPORTE Y TIEMPOS UNITARIOS. (BRULAND, 2015).....	455
TABLA 3 - 69: VELOCIDAD DE TRANSPORTE Y TIEMPO UNITARIO PARA EL TRANSPORTE DE CAMIONES. (BRULAND, 2015).	461

TABLA 3 - 70: TIEMPO DE ASENTAMIENTO DEL POLVO DE CUARZO SUSPENDIDO EN AIRE. (BRULAND, 2015).....	466
TABLA 3 - 71: VALORES LÍMITE DE UMBRAL PARA EL POLVO EN EL AIRE DEL TÚNEL. (BRULAND, 2015).....	467
TABLA 3 - 72: VALOR DE K_{ROCK} PARA CAPACIDAD DE SUCCIÓN. (BRULAND, 2015).....	470
TABLA 3 - 73: PARÁMETROS DE DIMENSIONAMIENTO PARA LA VENTILACIÓN CON DIESEL. (BRULAND, 2015).	474
TABLA 3 - 74: RESISTENCIA A LA RODADURA PARA DIVERSAS ALTERNATIVAS DE TRANSPORTE. (BRULAND, 2015).	474
TABLA 3 - 75: RESISTENCIA A LA RODADURA PARA DIVERSAS ALTERNATIVAS DE TRANSPORTE. (BRULAND, 2015).	475
TABLA 4 - 1: RELACIÓN ENTRE CONDICIONES GEOTÉCNICAS Y CLASIFICACIÓN DE MACIZOS ROCOSOS. (SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTE, 2016).....	198
TABLA 4 - 2: RANGO DE VALORES PARA LA CLASIFICACIÓN RMR, PARA LA CONDICIÓN GEOTÉCNICA A. (SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTE, 2016).....	199
TABLA 4 - 3: RANGO DE VALORES PARA LA CLASIFICACIÓN Q, PARA LA CONDICIÓN GEOTÉCNICA A. (SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTE, 2016).....	200
TABLA 4 - 4: RANGO DE VALORES PARA LA CLASIFICACIÓN RMR, PARA LA CONDICIÓN GEOTÉCNICA B. (SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTE, 2016).....	201
TABLA 4 - 5: RANGO DE VALORES PARA LA CLASIFICACIÓN Q, PARA LA CONDICIÓN GEOTÉCNICA B. (SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTE, 2016).....	201
TABLA 4 - 6: RANGO DE VALORES PARA LA CLASIFICACIÓN RMR, PARA LA CONDICIÓN GEOTÉCNICA C. (SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTE, 2016).....	202
TABLA 4 - 7: RANGO DE VALORES PARA LA CLASIFICACIÓN Q, PARA LA CONDICIÓN GEOTÉCNICA C. (SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTE, 2016).....	203
TABLA 4 - 8:: RANGO DE VALORES PARA LA CLASIFICACIÓN RMR, PARA LA CONDICIÓN GEOTÉCNICA D. (SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTE, 2016).....	204
TABLA 4 - 9: RANGO DE VALORES PARA LA CLASIFICACIÓN Q, PARA LA CONDICIÓN GEOTÉCNICA D. (SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTE, 2016).....	205

TABLA 4 - 10: RANGO DE VALORES PARA LA CLASIFICACIÓN RMR, PARA LA CONDICIÓN GEOTÉCNICA E. (SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTE, 2016).....	206
TABLA 4 - 11: RANGO DE VALORES PARA LA CLASIFICACIÓN Q, PARA LA CONDICIÓN GEOTÉCNICA E. (SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTE, 2016).....	207
TABLA 5 - 1: VIDA ÚTIL DE VARIOS ACCESORIOS DE PERFORACIÓN. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2013).....	235
TABLA 5 - 2: TIEMPO ESTIMADO EN CAMBIOS DE BARRA. (C. LÓPEZ JIMENO, 1997). ELABORACIÓN: AUTORÍA PROPIA.....	236
TABLA 5 - 3: TIEMPO ESTIMADO EN CAMBIOS DE BARRA. (C. LÓPEZ JIMENO, 1997). ELABORACIÓN: AUTORÍA PROPIA.....	236
TABLA 5 - 4: CALCULO SIMPLIFICADO DE CUELE DE CUATRO SECCIONES. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2010).....	248
TABLA 5 - 5: CARACTERÍSTICAS PROMEDIO DE LOS MARTILLOS HIDRÁULICOS. (C. LÓPEZ JIMENO, 1997). ELABORACIÓN: AUTORÍA PROPIA.....	255
TABLA 5 - 6: GRUPOS DE MARTILLOS HIDRÁULICOS. (C. LÓPEZ JIMENO, 1997). ELABORACIÓN: AUTORÍA PROPIA.....	256
TABLA 5 - 7: CARACTERÍSTICAS DE LOS EXPLOSIVOS, SEGÚN LA UNIÓN ESPAÑOLA DE EXPLOSIVOS S.A. (C. LÓPEZ JIMENO, 1997). ELABORACIÓN: AUTORÍA PROPIA.....	265
TABLA 5 - 8: CONTINUACIÓN. (C. LÓPEZ JIMENO, 1997). ELABORACIÓN: AUTORÍA PROPIA.....	266
TABLA 5 - 9: SENSIBILIDAD DE LOS DETONADORES ELÉCTRICOS. (C. LÓPEZ JIMENO, 1997). ELABORACIÓN: AUTORÍA PROPIA.....	267
TABLA 5 - 10: CARACTERÍSTICAS DE LOS DETONADORES, SEGÚN LA UNIÓN ESPAÑOLA DE EXPLOSIVOS S.A. (C. LÓPEZ JIMENO, 1997). ELABORACIÓN: AUTORÍA PROPIA.....	268
TABLA 5 - 11: VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL SISTEMA DE VENTILACIÓN SOPLANTE. (C. LÓPEZ JIMENO, 1997). ELABORACIÓN: AUTORÍA PROPIA..	274
TABLA 5 - 12: VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL SISTEMA DE VENTILACIÓN SOPLANTE. (C. LÓPEZ JIMENO, 1997). ELABORACIÓN: AUTORÍA PROPIA..	275
TABLA 5 - 13: VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL SISTEMA SIMULTANEO. (C. LÓPEZ JIMENO, 1997). ELABORACIÓN: AUTORÍA PROPIA.....	277
TABLA 5 - 14: EQUIPOS DE CARGA PARA REZAGA. (C. LÓPEZ JIMENO, 1997). ELABORACIÓN: AUTORÍA PROPIA.....	278
TABLA 5 - 15: EQUIPOS DE TRANSPORTE DE REZAGA. (C. LÓPEZ JIMENO, 1997). ELABORACIÓN: AUTORÍA PROPIA.....	278

TABLA 5 - 16: CLASIFICACIÓN DE TIPOS DE TÚNELES, SEGÚN EL SISTEMA DE CARGA. (C. LÓPEZ JIMENO, 1997). ELABORACIÓN: AUTORÍA PROPIA.	279
TABLA 5 - 17: CLASIFICACIÓN DE TIPOS DE TÚNELES, SEGÚN EL SISTEMA DE TRANSPORTE. (C. LÓPEZ JIMENO, 1997). ELABORACIÓN: AUTORÍA PROPIA.	279
TABLA 5 - 18: FACTORES DE RESISTENCIA LA RODADURA. (C. LÓPEZ JIMENO, GARCÍA BERMÚDEZ, DIEZ LÓPEZ, & LÓPEZ JIMENO, 2013).....	281
TABLA 5 - 19: FACTORES DE TRACCIÓN. (C. LÓPEZ JIMENO ET AL., 2013).....	282
TABLA 5 - 20: TIPOS DE EQUIPOS Y CARACTERÍSTICAS DE PRODUCCIÓN. (C. LÓPEZ JIMENO, 1997). ELABORACIÓN: AUTORÍA PROPIA.....	283
TABLA 5 - 21: FACTORES DE LLENADO. (C. LÓPEZ JIMENO ET AL., 2013).....	284
TABLA 5 - 22: OTROS FACTORES DE LLENADO. (C. LÓPEZ JIMENO ET AL., 2013).	285
TABLA 5 - 23: TIEMPOS DE CICLO. (C. LÓPEZ JIMENO ET AL., 2013).....	285
TABLA 5 - 24: FACTORES DE CORRECCIÓN POR ALTURA DE LA REZAGA. (C. LÓPEZ JIMENO ET AL., 2013).....	286
TABLA 5 - 25: FACTOR DE GIRO. (C. LÓPEZ JIMENO ET AL., 2013).....	286
TABLA 5 - 26: TIEMPOS DE MANIOBRA Y ESPERA. (C. LÓPEZ JIMENO ET AL., 2013).....	287
TABLA 5 - 27 : TIPOS DE EQUIPOS Y CARACTERÍSTICAS DE PRODUCCIÓN. (C. LÓPEZ JIMENO, 1997). ELABORACIÓN: AUTORÍA PROPIA.....	288
TABLA 5 - 28: TIPOS DE EQUIPOS Y CARACTERÍSTICAS DE PRODUCCIÓN. (SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTE, 2016). (C. LÓPEZ JIMENO, 1997). ELABORACIÓN: AUTORÍA PROPIA.	288
TABLA 5 - 29: PRODUCCIÓN MÁXIMA DE LAS CARGADORAS DE VOLTEO. (C. LÓPEZ JIMENO, 1997). ELABORACIÓN: AUTORÍA PROPIA.....	294
TABLA 5 - 30: FACTORES DE LLENADO DEL CAZO PARA EQUIPOS LHD. (C. LÓPEZ JIMENO, 1997).....	295
TABLA 5 - 31: TIEMPOS DE CICLO DE TRANSPORTE PARA EQUIPOS LHD. (C. LÓPEZ JIMENO, 1997).....	296
TABLA 5 - 32: VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LAS CINTAS TRANSPORTADORAS. (C. LÓPEZ JIMENO, 1997). ELABORACIÓN: AUTORÍA PROPIA.....	300
TABLA 5 - 33: CAPACIDAD DE LAS CINTAS. (C. LÓPEZ JIMENO, 1997).....	301
TABLA 5 - 34: CONTINUACIÓN TABLA 5 – 33. CAPACIDAD DE LAS CINTAS. (C. LÓPEZ JIMENO, 1997).....	302
TABLA 5 - 35: PARÁMETROS DE DISEÑO DE LAS CINTAS. (C. LÓPEZ JIMENO, 1997).....	302
TABLA 5 - 36: PARÁMETROS DE DISEÑO DE LAS CINTAS. (C. LÓPEZ JIMENO, 1997).....	302

TABLA 5 - 37: TAMAÑOS MÁXIMOS DE BLOQUE RECOMENDADOS. (C. LÓPEZ JIMENO, 1997).	303
TABLA 5 - 38: VELOCIDADES DE LAS BANDAS. (C. LÓPEZ JIMENO, 1997).	303
TABLA 5 - 39: INCLINACIONES MÁXIMAS DE LAS CINTAS. (C. LÓPEZ JIMENO, 1997).	304
TABLA 5 - 40: POTENCIA PARA MOVER LAS CINTAS EN VACÍO CON UNA VELOCIDAD DE 1.0 M/S. (C. LÓPEZ JIMENO, 1997).	305
TABLA 5 - 41: POTENCIA PARA MOVER LA ROCA HORIZONTALMENTE. (C. LÓPEZ JIMENO, 1997).	305
TABLA 5 - 42: POTENCIA PARA ELEVAR O DESCENDER LA ROCA. (C. LÓPEZ JIMENO, 1997).	306
TABLA 5 - 43: POTENCIA DE MOTORES COMERCIALES. (C. LÓPEZ JIMENO, 1997).	306
TABLA 5 - 44: VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS CAMIONES DE BAJO PERFIL. (C. LÓPEZ JIMENO, 1997). ELABORACIÓN: AUTORÍA PROPIA.	307
TABLA 5 - 45: LIMITACIONES DE PENDIENTE PARA SISTEMAS DE TRANSPORTE DE REZAGA. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2010). ELABORACIÓN: AUTORÍA PROPIA.	312
TABLA 5 - 46: VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LAS CINTAS TRANSPORTADORAS. (C. LÓPEZ JIMENO, 1997). ELABORACIÓN: AUTORÍA PROPIA.	319
TABLA 5 - 47: VALORES DE $f\phi$. (C. LÓPEZ JIMENO, 1997).	323
TABLA 5 - 48: VENTAJAS PRINCIPALES DE LA EXCAVACIÓN CON ROZADORAS. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012).	329
TABLA 5 - 49: OTRAS VENTAJAS DE LA EXCAVACIÓN CON ROZADORAS. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012). ELABORACIÓN: AUTORÍA PROPIA.	329
TABLA 5 - 50: CONTINUACIÓN. OTRAS VENTAJAS DE LA EXCAVACIÓN CON ROZADORAS. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012). ELABORACIÓN: AUTORÍA PROPIA.	330
TABLA 5 - 51: CONTINUACIÓN. OTRAS VENTAJAS DE LA EXCAVACIÓN CON ROZADORAS. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012). ELABORACIÓN: AUTORÍA PROPIA.	331
TABLA 5 - 52: CONTINUACIÓN. OTRAS VENTAJAS DE LA EXCAVACIÓN CON ROZADORAS. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012). ELABORACIÓN: AUTORÍA PROPIA.	332
TABLA 5 - 53: TIPOS DE PICAS. (CARLOS LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012). ELABORACIÓN: AUTORÍA PROPIA.	339
TABLA 5 - 54: PARÁMETROS PARA ELEGIR UNA ROZADORA. (LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012). ELABORACIÓN: AUTORÍA PROPIA.	346

TABLA 5 - 55: CLASIFICACIÓN DE LAS ROZADORAS. (LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012). ELABORACIÓN: AUTORÍA	347
TABLA 5 - 56: PRINCIPALES PROBLEMAS DURANTE LA EXCAVACIÓN CON ROZADORAS. (LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012).....	354
TABLA 5 - 57: PRINCIPALES PROBLEMAS DURANTE LA EXCAVACIÓN CON ROZADORAS. (LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012). ELABORACIÓN: AUTORÍA PROPIA.....	360
TABLA 5 - 58: FACTORES DE UTILIZACIÓN. (LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012).....	361
TABLA 5 - 59: FACTORES INFLUYENTES EN EL RENDIMIENTO DE LAS ROZADORAS. (LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012).....	361
TABLA 5 - 60: CONTINUACIÓN TABLA 5 - 59. FACTORES INFLUYENTES EN EL RENDIMIENTO DE LAS ROZADORAS. (LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012).	362
TABLA 5 - 61: CONTINUACIÓN TABLA 5 - 60. FACTORES INFLUYENTES EN EL RENDIMIENTO DE LAS ROZADORAS. (LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012).	363
TABLA 5 - 62: PARÁMETROS CUANTITATIVOS Y CUALITATIVOS BASADOS EN EL RENDIMIENTO DE LA EXCAVACIÓN. (LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012).....	364
TABLA 5 - 63: ROZABILIDAD RELATIVA EN FUNCIÓN DE DIFERENTES CRITERIOS. (LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012).....	378
TABLA 5 - 64: SISTEMA RMR REVISADO PARA LA EXCAVACIÓN CON ROZADORAS. (LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012).....	380
TABLA 5 - 65: CONTINUACIÓN TABLA 5 – 64: SISTEMA RMR REVISADO PARA LA EXCAVACIÓN CON ROZADORAS. (LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012).....	381
TABLA 5 - 66: VALORACIÓN SIMPLIFICADA DEL ESTADO DE LAS DIACLASAS. (LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012).....	381
TABLA 5 - 67: ORIENTACIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES MÁS INFLUYENTES Y CALIFICACIONES PROPUESTAS. (LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012).	382
TABLA 5 - 68: TRABAJO ESPECÍFICO PARA EL CORTE DE ROCA SEGÚN SU RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN Y CONTENIDO DE MINERALES ABRASIVOS. (LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012).	383
TABLA 5 - 69: RELACIÓN ENTRE EL TRABAJO DE CORTE DE A ROCA Y EL CONSUMO DE ESPECÍFICO DE PICAS SEGÚN EL CONTENIDO DE MINERALES ABRASIVOS. (LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012).	384
TABLA 5 - 70: CONSUMO DE PICAS PARA DIFERENTES TIPOS DE ROCAS. (LÓPEZ JIMENO ET AL., 2012).....	386

INTRODUCCIÓN

La presente investigación se refiere al tema rendimientos de excavación de túneles en roca, mediante el sistema de perforación y voladura convencional, maquinas rozadoras y maquinas tuneladoras o TBM, empleadas a lo largo de los últimos años en el campo de la construcción de infraestructura.

En el país se vienen desarrollando varias obras de infraestructura que acaparan la atención nacional, ya que cada día la innovación en la construcción de túneles es frecuente. Los túneles se vienen desarrollando en Colombia con base en los lineamientos establecidos por expertos principalmente europeos, los cuales han datado muy bien sus casos y tienen la posibilidad de retroalimentar sus métodos de excavación y construcción de túneles, habito que poco se da en nuestro país.

Para desarrollar este tema debemos partir de que, en el viejo continente, se han elaborado trabajos que han tratado de estimar el rendimiento de las máquinas perforadoras de túneles (TBM), en función de parámetros empíricos establecidos por Barton y/o Bienawski u otros. Otros trabajos calculan el rendimiento de dichas máquinas, en función de los parámetros de roca fracturada y otros parámetros del macizo. Por otra parte, se han elaborado artículos que describen el rendimiento de las rozadoras, en función de parámetros de la roca intacta y del macizo.

La investigación de este tema se enfoca en establecer cuál debería ser el proceso teórico para el cálculo de los rendimientos de excavación para los diferentes sistemas de perforación. Por ejemplo, existen autores que determinan el rendimiento de excavación de las maquinas rozadoras, mediante el índice de perforabilidad DRI, la potencia de la rozadora y el tipo de cabezal de corte. Igualmente, para el sistema de perforación y voladura, previamente se debe elaborar el diseño del cuele, con el fin de determinar la cantidad de barrenos de expansión y la cantidad de explosivo necesario para lograr

destrozar el túnel. Así mismo para las maquinas tuneladoras, se calcula el rendimiento mediante el torque generado por la cabeza de corte y las revoluciones por minuto que desarrolla el motor.

Como complemento a cada uno de los procesos de perforación, se debe articular el sistema de retiro del material excavado, mediante la incorporación de volquetas, vagones, cintas de transporte, etc., que permitan un circuito de trabajo adecuado con la menor pérdida de tiempo posible. Ahora, cuando los parámetros del macizo rocoso no son los mejores se deben ejecutar obras de soporte con el fin de garantizar la estabilidad del túnel y permitir el buen desarrollo de este.

Con base en todo lo anterior, el objeto de este documento es desarrollar una guía que permita calcular los tiempos de ejecución de las actividades descritas anteriormente de manera racional y así estimar el tiempo de la excavación mediante un análisis teórico.

En el capítulo I se describe el estado del arte para cada uno de los sistemas de perforación descritos.

En el capítulo II se establecen los objetivos de este documento, mencionando posteriormente el problema a resolver, su justificación y limitaciones.

En el capítulo III desarrolla el marco teórico necesario de índole geológico general y nacional, así como el desarrollo geotécnico con respecto al comportamiento de los macizos rocoso, los criterios de falla y su clasificación.

En el capítulo IV se muestra los mecanismos de falla de los macizos rocosos y se describe la clasificación de los tipos de terreno.

En el capítulo V se describen los métodos constructivos más usados en la actualidad. Estos son el método N.A.T.M. y A.DE.CO-RS. Así mismo se describirán los

procedimientos constructivos de interés y en cada uno se mostrará la guía de cálculo de rendimiento propuesta.

En el capítulo VI se mostrarán tres revisiones de túneles reales, un caso por cada sistema de excavación, con el fin de confrontarlos con la guía propuesta.

Finalmente se debe anotar que, en Colombia, se han usado varios procesos de excavación en túneles y a la fecha no se cuenta con un manual que estime el rendimiento de los procesos mencionados, con el fin de retroalimentar futuros túneles a excavar.

CAPITULO I: ESTADO DEL ARTE

Actualmente, la inversión de infraestructura en el país ha aumentado, siendo así que en los próximos proyectos viales e hidroeléctricos, el número de túneles cada vez será mayor (CLAVIJO, VERA, & VERA, 2012). Dado lo anterior el desarrollo óptimo de los diseños, procesos de excavación y estimativo de rendimientos, es de gran importancia en el ámbito técnico y económico, ya que en el país se prevé en esta década la ejecución de 21 proyectos viales, cerca de 120.0 km que cuestan 26.5 billones de pesos (El Tiempo, 2016).

En efecto, las obras de infraestructura son de gran importancia ya que fortalecen el crecimiento económico de Colombia, debido a la alta demanda de transporte desde las zonas costeras hacia el centro del país, así como la necesidad de satisfacer la demanda energética de las ciudades. Los túneles son proyectos de alta inversión ampliamente usados en varias ramas de la construcción de infraestructura; por ejemplo, en el sector vial estos disminuyen los recorridos de los vehículos haciendo más eficiente el transporte y en las hidroeléctricas los túneles se usan para proyectar conducción y descargas, como desvío de agua, galerías de acceso, evacuación, entre otros usos.

Para el caso de túneles excavados en macizo rocoso, existen varios procesos de excavación que permiten el desarrollo de este tipo de proyectos, por lo que es necesario efectuar previamente un cálculo o estimativo acertado del rendimiento del proceso de excavación con el fin de estimar tiempo y costos. Sin embargo, dichos procesos se basan generalmente en empirismo lo cual representa gran incertidumbre.

Dado lo anterior, en Colombia se han usado varios métodos de excavación en túneles y a la fecha no se cuenta con un manual que estime el rendimiento del sistema de perforación y voladura convencional, la excavación con rozadoras o la excavación con máquinas TBM (tuneladoras). Sin embargo, existen trabajos desarrollados en el antiguo

continente que describen metodologías para hacer cálculos de rendimiento y estiman índices de penetración generados por las maquinas sobre el macizo rocoso.

Como resultado, este capítulo describirá investigaciones efectuadas por autores que presentan metodologías para el cálculo de rendimiento de excavación para túneles en roca, en función de parámetros empíricos establecidos por Barton, Bienawski (Khademi Hamidi, Shahriar, Rezai, & Rostami, 2010) u otros. También se tienen trabajos que calculan el rendimiento en función de los parámetros de roca fracturada (Nelson, Ingraffea, & O'Rourke, 1985) y otros parámetros del macizo. Así mismo, se han elaborado artículos que describen el rendimiento en función de parámetros de la roca intacta y del macizo (Abdolreza & Siamak, 2013). Por último, se describirá la propuesta de investigación.

1.1. ANTECEDENTES: GENERALIDADES

1.1.1. PROCESO DE EXCAVACIÓN EN ROCA MEDIANTE EL SISTEMA DE PERFORACIÓN Y VOLADURA CONVENCIONAL (SPVC)

Para la excavación de túneles en roca, la perforación y voladura convencional ha sido un método usado por muchos años, donde se implementa el uso de explosivos para fracturar la roca, instalados en varias perforaciones efectuadas en el frente de obra. Dichas perforaciones se pueden ejecutar de dos maneras; la primera mediante el uso de martillos manuales que funcionan a percusión mediante aire comprimido. Usualmente este sistema no se usa con frecuencia ya que se necesita bastante mano de obra y genera un bajo rendimiento. El segundo sistema de perforación, se realiza mediante una maquina o jumbo móvil compuesta por dos o más brazos articulados, cada uno de ellos dotado con un martillo hidráulico que funciona a rotopercusión, alcanzando una mayor potencia y así generando mayor rendimiento (Vallejo Gómez, 2013).

a) METODOLOGÍA DE EXCAVACIÓN

Este sistema se basa en un ciclo de trabajo, el cual se describe a continuación:

- a) Replanteo de puntos y perforación.
- b) Carga de explosivos en las perforaciones.
- c) Voladura y ventilación.
- d) Retiro de la rezaga y saneo del frente.
- e) Instalación del soporte para estabilizar la excavación.
- f) Nuevo ciclo de replanteo y perforación.

En algunos proyectos efectuados en Indonesia, Italia, Canadá y Australia se excavo mediante esta metodología, concluyendo que en túneles con frentes de trabajo con más de 30.0 m², efectuando 15 perforaciones (para carga de explosivos) por ciclo, para rocas de dureza mediana a alta medida a partir del índice de penetración de la roca y asumiendo que la proyección de concreto lanzado no está en la ruta crítica del proyecto, el pronóstico de rendimiento por ciclo es de 375 minutos y el promedio semanal de avance es del orden de 10.4 m/día (Stewart, Ramezanzadeh, & Knights, 2006).

La experiencia obtenida en proyectos europeos sugiere que es posible realizar múltiples tareas en el frente del túnel cuando se tiene un área superior a 50.0 m² y si la máquina de trabajo es diseñada para trabajar en espacios reducidos. De esta manera se pueden realizar varios procesos a la vez.

Por otra parte, existe un estudio que plantea correlaciones para estimar la rata de penetración de los taladros de percusión, en función de los ensayos de compresión uniaxial, esfuerzo de tensión Brasileiro, módulo elástico, carga puntual, martillo de Schmidt, ensayo de impacto, velocidad de ondas sísmicas y densidad natural (Kahraman, Bilgin, & Feridunoglu, 2003).

Así mismo, se tiene una investigación que plantea la necesidad de efectuar perforaciones previas enfocadas a estimar el comportamiento, desgaste y rendimiento de los taladros de percusión en función de los parámetros e historia geológica del macizo rocoso (Thuro, 1997). También se estudia, la influencia de la cantidad de cuarzo en la roca, el espaciamiento de las discontinuidades, la anisotropía y la porosidad de la roca. Adicional a lo anterior, mediante la lectura de otras fuentes, se revisó el impacto de la fragilidad de la roca durante el proceso de perforación (Altindag, 2002; Yagiz, Gokceoglu, Sezer, & Iplikci, 2009; Yarali & Soyer, 2011).

Como resultado existen metodologías para estimar el rendimiento de la penetración de los taladros para la instalación de los explosivos, pero con respecto a las demás actividades del ciclo no se hace énfasis con respecto al rendimiento.

1.1.2. PROCESO DE EXCAVACIÓN EN ROCA MEDIANTE MAQUINAS ROZADORAS

Este sistema de excavación de igual manera al anterior se considera cíclico y el objetivo es lograr la mayor continuidad en el uso de la maquina; desarrollando ciclos más extensos con mayores avances en el frente de obra.

Una rozadora es una maquina montada en orugas, compuesta por un brazo que en su extremo tiene un cilindro con picas que al girar tritura el frente de la excavación.

Usualmente, el uso de las rozadoras va ligado a la media o baja calidad de la roca y a la abrasión. Generalmente se tiene en cuenta como principal parámetro el ensayo de la compresión axial de la roca intacta.

a) METODOLOGÍA DE EXCAVACIÓN

Durante este proceso se consideran las siguientes actividades:

- a) Topografía.
- b) Rozado del frente de excavación.
- c) Manejo del polvo.
- d) Carga y extracción de rezaga.
- e) Instalación del soporte para estabilizar la excavación.
- f) Nuevo ciclo de rozado.

Con respecto al rozado, se han venido desarrollando nuevas puntas en la maquina pudiendo optimizar la energía de corte necesaria para realizar un avance en el frente de excavación, así como un aumento en el volumen de material triturado (Stewart et al., 2006). Así mismo, con base en la densidad, el valor de Poisson, modulo elástico, ángulo de fricción y ángulo de dilatación del macizo rocoso, se evalúa la cantidad de energía específica para la ejecución del trabajo (Balci, Demircin, Copur, & Tuncdemir, 2004). Por otra parte con base en los parámetros descritos anteriormente, se están revisando nuevas técnicas de corte en función del número y distribución de espirales necesarias en la cabeza de la rozadora, para aumentar su rendimiento (Li, Lv, Jiang, & Zeng, 2016) o se han clasificado en función de dichas propiedades, varios tipos de máquinas capaces de desarrollar la fuerza necesaria para fragmentar el macizo (Neil, Rostami, Ozdemir, & Gertsch, 1994; Rostami, Ozdemir, & Neil, 1994).

Es de anotar que las metodologías planteadas para el cálculo del rendimiento están centradas en hallar la penetración de la maquina en la roca (rozado), obviando las demás actividades pertinentes del ciclo de excavación que son comunes con otros sistemas.

1.1.3. PROCESO DE EXCAVACIÓN EN ROCA MEDIANTE MAQUINAS TBM (TUNNEL BORING MACHINE)

Las TBM son máquinas de forma cilíndrica, que en su cabeza tienen un sistema hidráulico que empuja una serie de discos hacia la roca, de tal forma que la va cortando con el fin de ir avanzando la perforación. Una de las formas para retirar el material perforado del

frente de excavación es mediante cangilones que recolectan la roca a una banda transportadora y luego a vagones de carga.

Existen varios tipos de máquinas TBM, las cuales se describen a continuación:

- a) TBM tipo Kelly o con viga principal - TBM Abierta: Son maquina tuneladoras indicadas para trabajar en macizos rocoso de buena calidad.
- b) TBM de doble escudo - TBM Cerrada: Son maquinas empleadas en macizo de mala calidad o terrenos blandos.
- c) TBM de escudo simple - TBM Cerrada: Estas máquinas se adaptan a macizos de calidad media.

Las propiedades del macizo rocoso limitan el uso de las TBM, como la resistencia a la compresión simple, el contenido de cuarzo, la estabilidad del frente de excavación y su resistencia para poder apoyar los grippers (sistema de anclaje para que la TBM empuje la cabeza), la presencia de agua, entre otras.

a) METODOLOGÍA DE EXCAVACIÓN

Como parte del proceso se requiere conocer el índice del factor de penetración de las TBM en función de parámetros calificativos de la calidad del macizo rocoso (Demirel, 2011; Gong & Zhao, 2009; Hassanpour, Rostami, & Zhao, 2011; Khademi Hamidi et al., 2010; Sapigni, Berti, Bethaz, Busillo, & Cardone, 2002), para determinar el rendimiento de excavación. También en algunos casos se necesita conocer la rata de penetración, rata de avance y vida útil de los discos de corte, a partir de correlaciones estadísticas con el fin de predecir el rendimiento (Mahdevari, Shahriar, Yagiz, & Akbarpour Shirazi, 2014).

De igual manera suele usarse resultados de ensayos de compresión uniaxial y ensayos de abrasividad para determinar la energía que deben usar los discos de la TBM para

ejecutar el proceso de corte (Song, Guo, & Zhu, 2015). Adicionalmente se debe tener, en cuenta el valor de la resistencia a la tensión indirecta (BTS), la geometría del disco de corte (radio del disco y ancho de la punta, así como la geometría de corte (separación entre cortes y penetración), con lo cual se estima la rata de penetración en m/h (Rostami, 2008).

El ciclo de este proceso es el siguiente:

- a) Topografía (Laser incluido en la TBM).
- b) Excavación.
- c) Retiro de la rezaga.
- d) Pérdida de tiempo.
- e) Reparación.
- f) Mantenimiento.
- g) Sostenimiento: Dovelas para TBM cerrada o concreto lanzado, pernos o arcos para TBM abierta.
- h) Nuevo ciclo de corte.

De igual manera que en los procesos descritos anteriormente, no hay en nuestro medio una metodología para calcular la totalidad de las actividades del ciclo.

1.2. VARIABLES DE INTERÉS

Teniendo en cuenta que los procesos descritos están enfocados a la excavación de túneles en roca, las variables de estudio están relacionadas directamente con los parámetros que caracterizan los macizos rocosos, por lo tanto, a continuación, se describen los más relevantes:

- a) **RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN UNIAXIAL:** Es el esfuerzo máximo a compresión que resiste una roca, el cual se determina mediante la relación fuerza a compresión y área de un núcleo cilíndrico.

- b) RESISTENCIA A LA TENSIÓN UNIAXIAL:** Es el máximo esfuerzo que a tracción soporta una roca, determinado mediante la relación fuerza a tracción y área del espécimen ensayado.
- c) DURABILIDAD:** Es la resistencia de la roca ante procesos externos de alteración o desintegración, los cuales pueden generar un rompimiento de la estructura mineralógica de la roca. Para estimar su valor, se utiliza el índice de durabilidad.
- d) ABRASIVIDAD:** Cuando existe rozamiento entre un cuerpo más duro y una roca, la superficie de dicho cuerpo puede desgastarse rápidamente por acción de los minerales duros que componen la roca, la baja porosidad, el tamaño y la forma del grano.
- e) DIACLASAS:** En los macizos rocosos, se refiere a los planos de discontinuidad o de falla. Existen discontinuidades planares y lineales, que pueden ser de origen sedimentario y generan planos de separación.
- f) PERMEABILIDAD:** Se define como la facultad que tiene una roca en permitir el paso del agua, a través de su estructura mineralógica.
- g) POROSIDAD:** Es la relación entre el volumen de vacíos y el volumen total de la masa de roca analizada. El desempeño de la resistencia a compresión y a tensión de la roca está en función de esta variable, ya que afecta directamente la densidad y la deformación del espécimen ensayado.
- h) CLASIFICACIÓN DE MACIZOS ROCOSOS:** Permite calificar cuantitativamente la calidad geológica y geotécnica de un macizo rocoso. Así mismo, es pertinente para realizar cualquier diseño de interés. Sin embargo, dichas clasificaciones se basan en apreciaciones empíricas, por lo tanto, la clasificación es mejor a mayor experiencia.

1.3. PROPUESTA DE INVESTIGACIÓN

Debido a que en Colombia no existe una metodología que permita evaluar el rendimiento de excavación en forma racional para la construcción de túneles en roca, mediante el sistema de perforación y voladura convencional, las rozadoras (road headers) o las maquinas TBM, teniendo en cuenta aspectos de orden geológico y geotécnico (variables de interés), clases de equipos, diámetro del túnel, pendiente del túnel, distancias de acarreo de rezaga, manejo de agua y ventilación, entre otros aspectos, se propone revisar la literatura al respecto y verificar los tiempos de ejecución en proyectos reales y efectuar una propuesta teórica (guía) para calcular del rendimiento de cada proceso.

1.4. METODOLOGÍA

1.4.1. FASE DE PLANIFICACIÓN

El estudio se efectuó tomado como referencia el Manual de Túneles y obras subterráneas, el Manual de Equipos de Desescombro, el Manual de perforación de Túneles, el Manual de excavación de Túneles con Rozadoras, el Manual de voladuras en Túneles, el Manual de diseño y Construcción de Túneles en Carreteras, el artículo Advance Rate and Cutter Wear. Hard Rock Tunnel Boring y el artículo Desing and Construction. Hard Rock Tunnel Boring.

Todos los manuales o artículos descritos anteriormente se usarán como puente para elaborar la estrategia de diseño de la guía para calcular los rendimientos de excavación.

1.4.2. RECOLECCIÓN DE DATOS

Se analizarán datos de rendimientos de excavación medidos en campo para tener una base de datos confiable, con la cual se puede determinar el valor medio de los rendimientos de algunas actividades necesarias para desarrollar la excavación.

Para el objeto se tiene contemplado el uso de datos medidos de las obras del túnel de desvío del río Tunjita, para el embalse Chivor. Este proyecto efectuó la excavación del túnel al mismo tiempo por ambos portales, iniciando con el sistema de perforación y voladura por el portal de entrada e implementando el sistema de excavación con tuneladora por el portal de salida.

Los principales datos objeto de análisis es los días de trabajo, avance en metros por día y el tiempo empleados por ciclo de excavación.

1.4.3. ANÁLISIS DE DATOS

Los datos medidos se emplearán para determinar el rendimiento metro por hora de trabajo, teniendo en cuenta todas las actividades necesarias para lograr el avance. Dichas actividades son topografía, perforación, ventilación, retiro de la rezaga y soporte.

1.4.4. DIFUSIÓN

Una vez se tenga el cálculo teórico mediante la guía propuesta, se compararán los resultados con los datos medidos en campo, con el fin de validar las hipótesis planteadas a lo largo del estudio.

CAPITULO II: PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

Este capítulo menciona las distintas actividades que se deben ejecutar para cada proceso de excavación en roca, con el fin de resaltar que no es común encontrar en la literatura información detallada para calcular cada actividad.

Actualmente en algunos proyectos de infraestructura en el país, la estimación de rendimientos de excavación de acuerdo con el proceso ejecutado se basa en la experiencia del diseñador o constructor.

2.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

2.1.1. INFORMACIÓN TEÓRICA

De acuerdo con la biografía consultada, a la fecha no se conoce un libro, journal, guía, artículo o documento similar, que permita calcular en forma racional el rendimiento de los diferentes procesos de excavación descritos para túneles en roca. Lo que se resalta de los documentos consultados, son las propuestas para calcular índices de penetración de las máquinas que actúan directamente en la roca, como lo son los jumbos (SPVC), las rozadoras o los discos de las máquinas TBM, siendo así, que no estiman el rendimiento de un ciclo completo de un proceso de excavación.

2.1.2. CÁLCULO DE RENDIMIENTOS

2.1.2.1. SISTEMA DE PERFORACIÓN Y VOLADURA CONVENCIONAL

De acuerdo con la descripción general del ciclo del Sistema de Perforación y voladura convencional (SPVC), realizada anteriormente, a continuación, se menciona el cálculo en tiempo que se debe efectuar para cada actividad del ciclo, según la Ilustración 2 – 1.

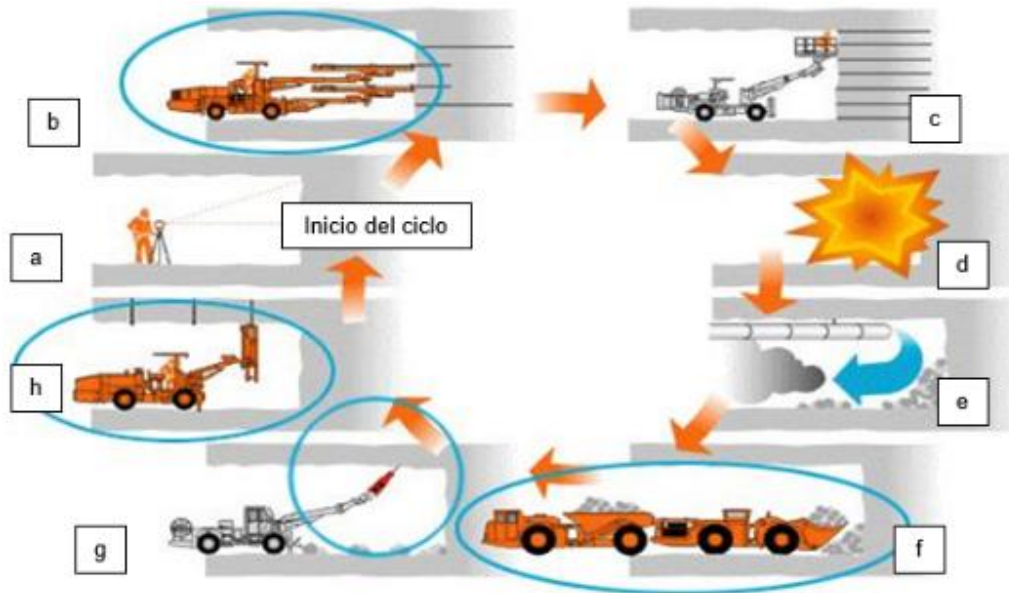


Ilustración 2 - 1: Ciclo de perforación del sistema convencional de perforación y voladura. (www.structuralia.com).

- a) Calcular el tiempo para realizar la localización y replanteo de puntos de perforación.
- b) Calcular el tiempo para efectuar la perforación de los puntos.
- c) Calcular el tiempo para cargar las perforaciones de explosivo.
- d) Calcular el tiempo para realizar la detonación.
- e) Calcular el tiempo para permitir la ventilación de gases y/o polvo producto de la detonación.
- f) Calcular el tiempo para retirar el material de rezaga del frente de la excavación.
- g) Calcular el tiempo para retirar la roca suelta ubicada en las paredes y techo del túnel.
- h) Calcular el tiempo para la instalación de soportes.

2.1.2.2. SISTEMA DE PERFORACIÓN CON ROZADORA

De acuerdo con la descripción general del ciclo de perforación con rozadora realizada en el numeral 1.1.1., a continuación, se menciona el cálculo en tiempo que se debe efectuar para cada actividad del ciclo, según la Ilustración 2 – 2.



Ilustración 2 - 2: Sistema de perforación con rozadora. (www.structuralia.com).

- a) Calcular el tiempo para realizar el rozado en el frente de la excavación.
- b) Calcular el tiempo para permitir la ventilación de gases y/o polvo producto del rozado.
- c) Calcular el tiempo para retirar el material de rezaga del frente de la excavación.
- d) Calcular el tiempo para la instalación de soportes.

2.1.2.3. SISTEMA DE PERFORACIÓN CON TBM

De acuerdo con la descripción general del ciclo de perforación con TBM realizada en el numeral 1.1.1., a continuación, se menciona el cálculo en tiempo que se debe efectuar para cada actividad del ciclo, según la Ilustración 2 – 3.



Ilustración 2 - 3: Sistema de perforación con TBM. (www.ubicatv.com/ecuador).

- a) Calcular el tiempo para movilizar y fijar la maquina en el frente de excavación.
- b) Calcular el tiempo para realizar el corte en el frente de la excavación.
- c) Calcular el tiempo para retirar el material de rezaga residual y en la zona de acopio.
- d) Calcular el tiempo para la instalación de soportes.
- e) Cálculo o estimativo del tiempo para trabajos de mantenimiento de la máquina y los cortadores.

2.2. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

2.2.1. OBJETIVO GENERAL

Implementar una metodología que permita estimar o establecer rendimientos para diferentes procesos o métodos de excavación de túneles en roca.

2.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- ✓ Elaborar una guía técnica para estimar rendimientos de excavación de túneles en roca en Colombia.
- ✓ Recopilar información de proyectos en Colombia, donde se hayan ejecutado las metodologías de excavación descritas.
- ✓ Comparar los resultados de la guía técnica propuesta con casos reales, revisando los rendimientos teóricos calculados versus los valores medidos en campo.

2.3. JUSTIFICACIÓN

Hoy en día se están diseñando y construyendo más de 120.0 km entre túneles viales y obras subterráneas para centrales hidroeléctricas, por lo tanto, un país en desarrollo debe estar en plenitud de condiciones para ejecutar obras subterráneas, llevando a un bajo nivel las incertidumbres en diseño y/o construcción, los imprevistos y los sobrecostos.

Con base en lo anterior, calcular rendimientos de excavación adecuados y definir métodos para estimar rendimientos ajustados a las condiciones de la roca, tiene una importancia muy alta.

Por consiguiente, la presente investigación tiene como finalidad aportar a la comunidad ingenieril una metodología para el cálculo de varios procesos de excavación para túneles en roca.

2.4. LIMITACIONES

La presenta propuesta, no fue desarrollada para estimar el rendimiento de excavación para túneles mineros, pozos o cavernas, debido a que los procesos de excavación son diferentes. Así mismo, las dimensiones son inferiores en comparación a la geometría de un túnel vial o hidroeléctrico.

CAPITULO III: MARCO TEÓRICO

A lo largo del capítulo se expone el sustento teórico de la investigación. Empieza por abarcar la geología de manera general para llegar a la geología que compone el país. Seguido se muestran las tres principales clases de rocas y su ubicación en Colombia, con el fin de dar un panorama general de la situación geológica del país. Luego se describe el comportamiento de las rocas, se expone brevemente la geología estructural del país, para posteriormente llegar a los criterios de falla y la clasificación de los macizos rocosos.

3.1. GEOLOGÍA

Con base en los vocablos en latín “geo” que significa tierra y “logos” que significa estudio, se da origen a la palabra geología, rama encargada de estudiar el origen y formación de la tierra, así como su comportamiento y composición. Varios profesionales dedicados a esta materia ligaron esfuerzos y han descifrado varios cuestionamientos de como el origen y actual estado de los sismos, los volcanes y las montañas, entre otros, mediante el análisis interior y exterior del globo terráqueo.

Actualmente el estudio de la geología es muy importante durante el desarrollo de proyectos de ingeniería civil, especialmente en la construcción de túneles (viales o hidroeléctricos), ya que permite prevenir inconvenientes de índole constructivo o en el peor de los casos tragedias.

A continuación, se describirán los procesos a los cuales se encuentran sometidos las rocas, con el fin de entender su relación ante ciertos eventos que modifican su formación y características.

3.2. CICLO DE LAS ROCAS

Durante la génesis de las rocas, estas fueron sometidas a diferentes procesos de formación y cambio, debido a que la geología del globo terráqueo es producto de la interacción de muchas variables (sismos, movimiento de las placas tectónicas, entre otros). En la Ilustración 3 – 1, se describen cómo actúan dichas interacciones para desarrollar los que conocemos como las 3 familias de roca básicas.

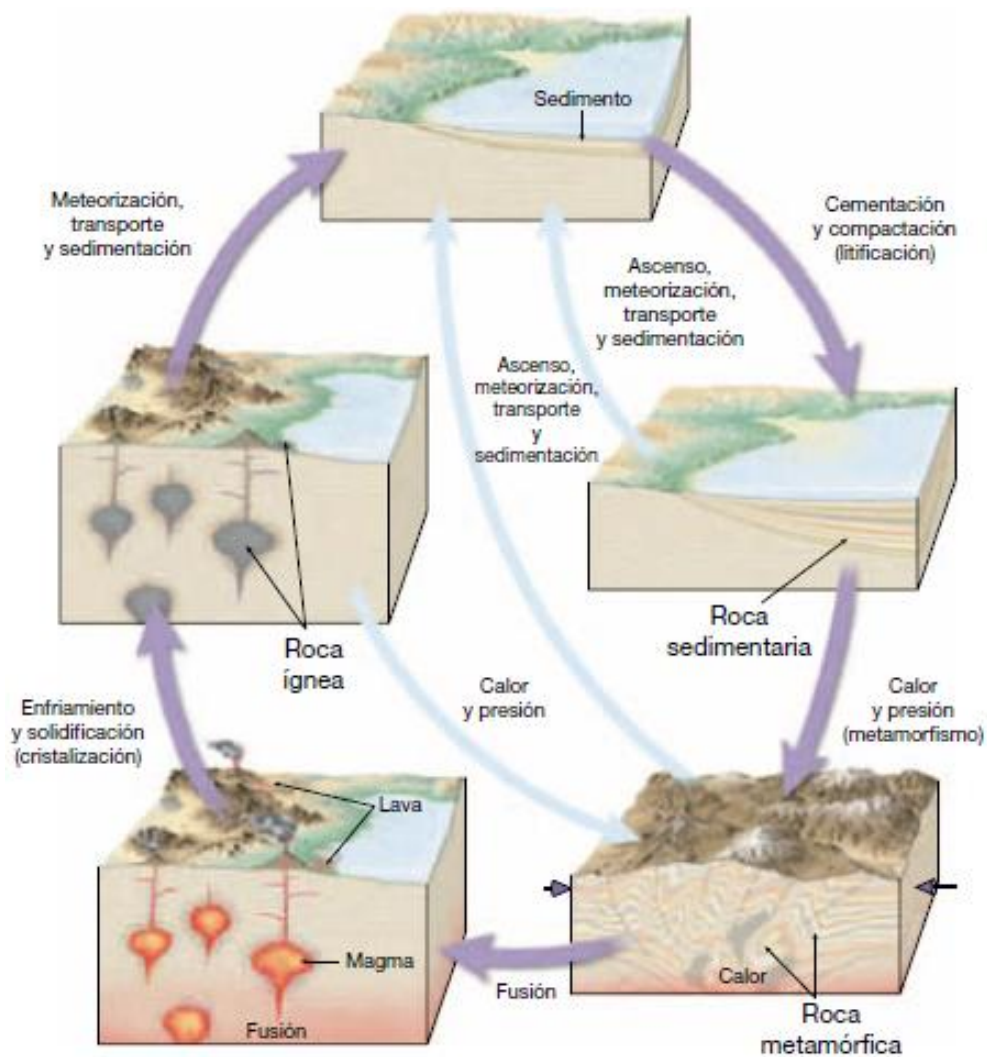


Ilustración 3 - 1: Ciclo de las rocas. (J & Lutgens, 2005).

De la ilustración anterior, se puede observar las distintas interacciones entre los diferentes procesos que componen el ciclo de las rocas, pudiendo describir su origen y su vínculo con el entorno geológico.

3.3. GEOLOGÍA COLOMBIANA

En la conformación geológica del país, se pueden encontrar las 3 familias de rocas básicas que se conocen comúnmente, como lo son las rocas ígneas, metamórficas y sedimentarias.

A continuación, se describe la formación (proceso y textura), composición (mineralogía o tipo de roca), propiedades ingenieriles y se ilustrará un mapa de Colombia con la localización de las clases de rocas.

3.3.1. ROCAS ÍGNEAS

Su nombre se le otorgó debido a la palabra “ignis” en latín que significa fuego. Estas rocas conforman una gran parte de la corteza terrestre en comparación con las demás clases de rocas.

Algunas de estas se encuentran normalmente a grandes profundidades, sin embargo, en ocasiones se pueden detectar en la superficie bajo las rocas sedimentarias. Su composición mineralógica es compleja, poco común en comparación con otros tipos de roca, lo cual permite la producción de grandes cristales y tonos de colores vivos.

Por otra parte, para su formación se complementan procesos físicos y químicos, relacionados a altas presiones y temperaturas en el interior de la tierra. Sin embargo, como ya se mencionó anteriormente, algunas rocas ígneas se forman en la superficie debido al enfriamiento del magma que ha sido expulsado del centro hacia la corteza de la tierra. Para hacer énfasis con respecto a las partes que conforman la tierra, en la

Ilustración 3 - 2, se muestra un esquema del núcleo, el manto y la corteza del interior de la tierra.

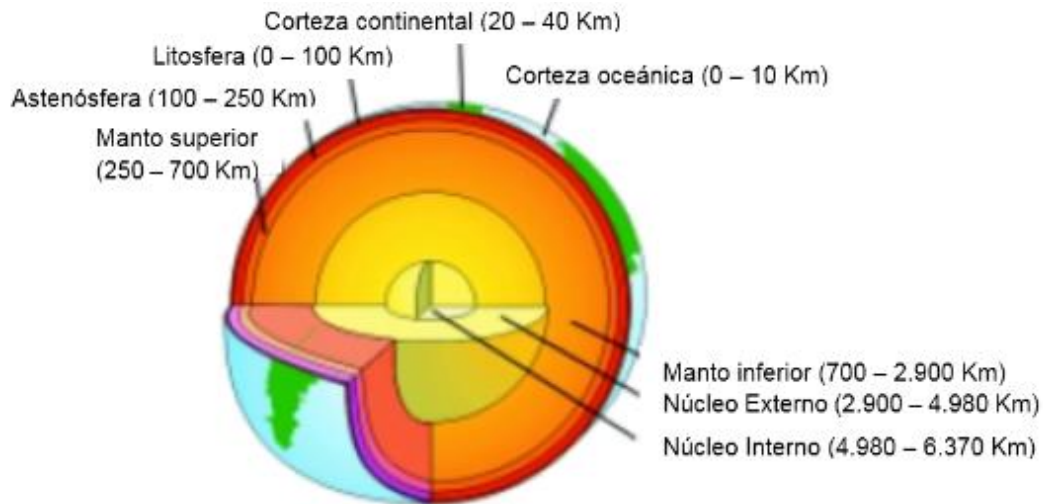


Ilustración 3 - 2: Corte esquemático del interior de la tierra. (DUQUE ESCOBAR, 2012).

Lo anterior se deduce a partir de ensayos geofísicos, que han permitido establecer el estado sólido del núcleo, manto y corteza, y el estado líquido de la astenosfera. Esto fue una manera de explorar indirectamente el interior de la tierra, ya que actualmente no se cuenta con perforaciones tan profundidades que permitan desvirtuar dichas afinaciones.

3.3.1.1. FORMACIÓN

Durante la expulsión del magma desde el centro de la tierra hacia la superficie, este va reduciendo su temperatura (enfriamiento), formando focas ígneas. Dicha expulsión se genera por la penetración del magma entre la litosfera y astenosfera.

Con base en la profundidad con relación a la superficie, donde se genera la reducción de la temperatura del magma, se puede obtener dos tipos de roca ígnea: plutónicas (extrusivas) o volcánicas (intrusivas). Las rocas plutónicas se forman a grandes profundidades, ocasionando una lenta pérdida de la temperatura, siendo un escenario

perfecto para desarrollar tamaños de minerales medios a gruesos (textura fanerítica – p.e. Granito o Gabro), mientras que las rocas volcánicas se desarrollan a una profundidad inferior o en la superficie, a una velocidad alta de enfriamiento, generando minerales de grano fino a micro (textura afanítica – p.e. Riolita).

Es de anotar que también se pueden generar rocas ígneas producto de otros factores, ya que no siempre se cumplen los descritos para las rocas volcánicas o plutónicas, por lo tanto, a continuación, se describen otros tipos de texturas que se pueden obtener:

- a) **TEXTURA PORFÍDICA:** Se presenta cuando se forman minerales a temperaturas y velocidades variables. Esto sucede durante el enfriamiento de una masa de magma que está produciendo minerales de tamaño grande a grandes profundidades, pero a su vez se está moviendo hacia la superficie iniciando la producción de minerales finos, (p.e. Pórfidos).
- b) **TEXTURA VÍTREA:** El magma expulsado desde el interior de la tierra por medio de un volcán hacia la atmosfera va a enfriarse rápidamente, produciendo roca con textura vítrea, debido a que el vidrio se produce por el congelamiento de los iones expulsados desordenadamente y se unen a una estructura cristalina. Generalmente, el magma con gran contenido de sílice forma estructuras largas y en cadena, mientras que la velocidad de enfriamiento lo permita (J & Lutgens, 2005), (p.e. Obsidiana).
- c) **TEXTURA PIROPLÁSTICA:** Se genera cuando hay expulsión violenta de magma a través de los volcanes. El material se consolida formando textura piroplástica o fragmental, debido a que el magma se mantiene caliente durante el vuelo y se consolida al impactarse con la superficie, o, por el contrario, el magma se solidifica antes del impacto y se cementa posteriormente, (p.e. Toba volcánica).

- d) **TEXTURA VESICULAR:** Se genera cuando se presentan escapes de gas durante la solidificación del magma con textura afanítica durante un enfriamiento rápido, pudiendo observar el desarrollo de las aberturas (vesículas), (p.e. Piedra Pómez).
- e) **TEXTURA AFANÍTICA:** pueden llegar a presentar muchos poros dentro de su estructura producidas por el escape de los gases conforme se va solidificando el magma. Se observan comúnmente en la parte superior de una colada de lava siendo un enfriamiento rápido conservando estas vesículas (aberturas), (p.e. Piedra Pómez).
- f) **TEXTURA PRAGMÁTICA:** Se pueden formar rocas ígneas de grano muy grueso ante condiciones particulares, generando una textura pragmática. Esto sucede durante el enfriamiento lento del magma a grandes profundidades, donde se tienen elementos volátiles cercanos que aumentan el volumen de material fundido, generando migración iónica que favorece el tamaño final del mineral.

3.3.1.2. COMPOSICIÓN

Las rocas ígneas se componen principalmente por silicatos, sin obviar el hecho que los minerales que las componen están determinados por la composición química del magma. De varios análisis químicos efectuados, muestra que el contenido de sílice constituye la mayor parte en una roca ígnea. El anterior elemento unido a iones de hierro aluminio, calcio, sodio, potasio y magnesio, componen el 98% en peso de varios magmas (J & Lutgens, 2005).

A medida que se enfría el magma y se solidifica, la combinación de los elementos descritos forma principalmente dos grupos de silicatos, los cuales se describen a continuación:

- a) **FERROMAGNESIANOS:** Elementos compuestos por hierro, magnesio o la combinación de ambos con poco contenido de sílice, llamados también silicatos oscuros.
- b) **FELDESPATOS:** Son elementos con más abundancia de hierro, magnesio, sodio, potasio y calcio. En grupo su contenido de sílice es mayor que los ferromagnesianos, por lo tanto, también suelen llamarse silicatos claros.

Debido a las diferentes composiciones posibles, se tienen cuatro grupos principales de rocas ígneas en función de los minerales que las componen, las cuales se describen a continuación:

- a) **GRANÍTICAS O FÉLSICAS:** Son rocas compuestas principalmente por cuarzo (sílice) y feldespatos (silicatos claros).
- b) **BASÁLTICAS O MÁFICAS:** Son rocas compuestas por plagioclasas y minerales ferromagnesianos. Por su alto contenido de hierro son rocas oscuras y densas.
- c) **INTERMEDIA O ANDESÍTICA:** No se define granítica o basáltica, debido a su contenido intermedio de silicato, mezclado con plagioclasas. Suelen encontrarse cerca de las zonas de actividad volcánica. La roca más común es la andesita, de aquí el nombre.
- d) **PERIDOTITA O ULTRAMÁFICA:** Debido a su alto contenido de olivino y piroxeno, es el contraste composicional de las rocas graníticas.

Con base en lo anterior, en la Ilustración 3 – 3 se muestra la composición de las rocas ígneas en función de la temperatura de fusión y el porcentaje de volumen.

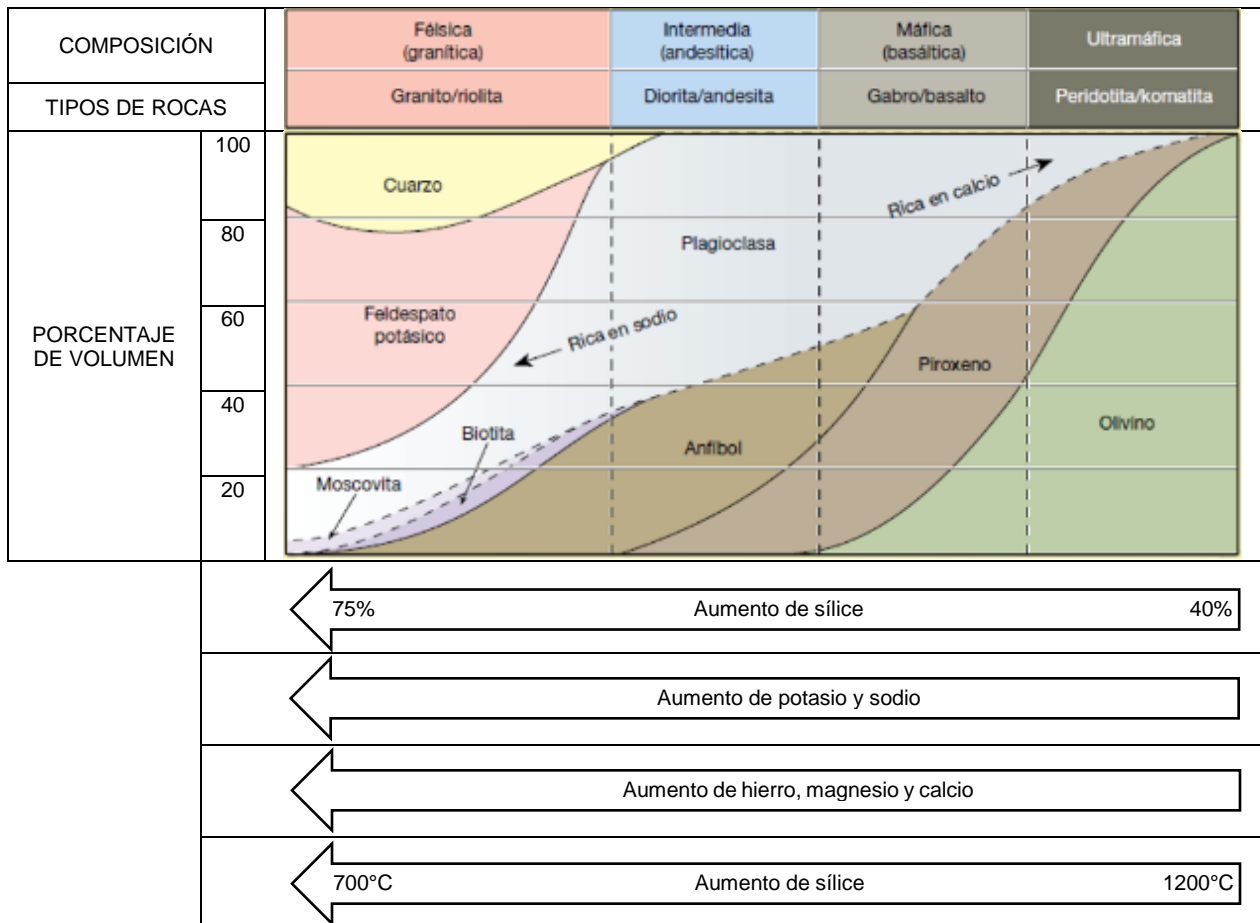


Ilustración 3 - 3: Mineralogía de las rocas ígneas comunes. Fuente: (J & Lutgens, 2005).
Elaboración: Autoría propia.

Con el fin de resumir el contenido descrito en los ítems anteriores, en la Ilustración 3 - 4, se muestra la clasificación de las rocas ígneas en función de la textura y los minerales característicos.

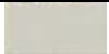


Composición química		Granítica (Félsica)	Andesítica (Intermedia)	Basáltica (Máfica)	Ultramáfica	
Minerales dominantes		Cuarzo Feldespato potásico Plagioclasa rica en sodio y calcio	Anfíbol Plagioclasa rica en sodio y potasio	Piroxeno Plagioclasa rica en calcio	Olivino Piroxeno	
Minerales accesorios		Anfíbol Moscovita Biotita	Piroxeno Biotita	Anfíbol Olivino	Plagioclasa rica en calcio	
TEXTURA	Fanerítica (Grano grueso)		Granito	Diorita	Gabro	Peridotita
	Afanítica (Grano fino)		Riolita	andesita	Basalto	Komatita (Poco común)
	Porfídica		Porfídico, precede cualquiera de los nombres anteriores siempre que haya fenocristales apreciables			Poco comunes
	Vítrea		Obsidiana (Vidrio compacto) Pumita (vidrio vacuolar)			
	Piroclástica (Fragmentaria)		Toba (Fragmentos de menos de 2 mm) Brecha volcánica (Fragmentos de mas de 2 mm)			
Color de la roca (Basado en el % de minerales oscuros)						

Ilustración 3 - 4: Clasificación de las principales rocas ígneas en función de su textura y mineralogía.
Fuente: (J & Lutgens, 2005). Elaboración: Autoría propia.

3.3.1.3. PROPIEDADES FÍSICAS E INGENIERILES

Teniendo en cuenta el origen, textura y composición de las rocas ígneas, en la Tabla 3 - 1 y Tabla 3 - 2, se presentan las principales propiedades físicas e ingenieriles de los tipos de roca ígnea intrusiva y extrusiva, más comunes.

Tabla 3 - 1: Propiedades físicas e ingenieriles de las rocas ígneas intrusivas – Textura Fanerítica. Fuente: (Gutierrez, 2016a). Elaboración: Autoría propia.

ROCA COMÚN	COLOR COMÚN	CONTENIDO DE SÍLICE	COMPOSICIÓN	PROPIEDADES INGENIERILES
Granito	Colores claros en función de la ortoclasa	Ácidas ($\text{SiO}_2 > 66\%$)	Félsica (Granítica)	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Baja absorción y porosidad. ✓ Alta resistencia a la compresión. ✓ Se usa para base y subbase en la construcción de carreteras. ✓ No se recomienda su uso para concretos por la presencia de piritita. ✓ Se usa como recubrimientos arquitectónicos, diseño urbano y de interiores, etc.
Diorita	Colores medios	Intermedias (entre 52% y 66% de SiO_2)	Intermedia (Andesítica)	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Se utiliza como agregados, presentando buena adherencia con el asfalto. ✓ Resistencia al desgaste.
Gabro	Gris oscuro	Básicas (entre 45% y 52% de SiO_2)	Máfica (Basáltica)	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Alta resistencia.
Peridotita	Verdoso oscuro	Ultrabásicas ($\text{SiO}_2 < 45\%$)	Ultramáfica	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Roca bastante dura y muy densa (4 g/cm^3). ✓ Por su alto contenido de olivino, tiende a alterarse fácilmente (serpentinadas). ✓ Se le atribuye la capacidad de absorber Dióxido de Carbono.

Tabla 3 - 2: Propiedades físicas e ingenieriles de las rocas ígneas extrusivas – Textura Afanítica. Fuente: (Gutierrez, 2016a). Elaboración: Autoría propia.

ROCA COMÚN	COLOR COMÚN	CONTENIDO DE SÍLICE	COMPOSICIÓN	PROPIEDADES INGENIERILES
Riolita	Blanco a amarillo o pardo a rojo	Ácidas ($\text{SiO}_2 > 66\%$)	Félsica (Granítica)	✓ Usada para construcción.
Andesita	Tonos claros	Intermedias (entre 52% y 66% de SiO_2)	Intermedia (Andesítica)	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Son rocas masivas y con menos problemas. ✓ En superficie tienden a meteorizarse.
Basalto	Gris oscuro, negro a azul oscuro	Básicas (entre 45% y 52% de SiO_2)	Máfica (Basáltica)	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Es corrientemente utilizada en adoquines y construcción. ✓ Se utiliza como grava de carretera y para el afirmado de las vías de tren. ✓ Cuando se encuentra alterado se excava fácilmente.
Komatita	Verde oscuro a negro	Ultrabásicas ($\text{SiO}_2 < 45\%$)	Ultramáfica	✓ Por su contenido de olivino puede presentar en superficie alta alteración.

3.3.1.4. LOCALIZACIÓN DE ROCAS ÍGNEAS EN COLOMBIA

Las rocas ígneas se encuentran dispersas a lo largo del país, detectando afloramientos en la Guyana, Cordillera Oriental, Serranía de Perijá, Guajira, Cordillera Central, Sierra Nevada de Santa Marta, Cordillera Occidental, Serranía del Baudó, zonas insulares del mar Caribe y Santa Catalina y en Malpelo e islas Gorgona en el pacífico.

De acuerdo con Ingeominas, 2001, En el río Guaviare y Caquetá, se pueden detectar rocas intrusivas félsicas. Así mismo se pueden encontrar zonas compuestas por

vulcanitas félsicas a intermedias (p.e. Riolita y Andesita). También se puede encontrar rocas intrusivas félsicas a máficas (p.e. Granito o Gabro).

Así mismo, en la Cordillera Oriental (zona norte y occidente), se presentan rocas intrusivas a volcánicas (félsicas a intermedias), componiendo parte del macizo de Santander y la serranía de Perijá. En la zona central de la Cordillera, se encuentran apófisis de rocas intrusivas intermedias a máficas (p.e. Dioritas y Gabros), así como rocas de composición andesítica en Paipa, Boyacá. En la zona sur de la Cordillera, se detectan intrusivos plutónicos (ácidos e intermedios), que componen los batolitos de Suaza y Algeciras por rocas félsicas a máficas.

Además, en la Cordillera Central se pueden detectar rocas intrusivas (ácidas o intermedias), como lo son los Granitos o Dioritas. Estas conforman los batolitos Segovia, Santa Bárbara, Antioqueño, Sonsón e Ibagué, llamados en conjunto Formación Saldaña. En la zona norte de la cordillera, se encuentran rocas volcánicas intercaladas con sedimentos, atravesadas por rocas intrusivas. En la zona occidental de la cordillera, se pueden detectar rocas volcánicas máficas con intercalaciones de sedimento (Formación Quebradagrande). En la zona occidental de la cordillera, se encuentran rocas máficas y ultramáficas (p.e. Gabros y Peridotitas).

Todavía hay que señalar, que en la Cordillera Occidental se encuentran rocas ígneas básicas (lavas basálticas, diques diabásicos, brechas volcánicas y lavas almohadilladas (Gabros y Tonalitas), con intercalaciones de rocas sedimentarias. En la zona norte de la cordillera, se encuentran Monzonitas y Tonalitas (Batolitos Mandé y Farallones), y en la zona central y sur se detectan stocks (Batolito Piedrancha).

Por otra parte, en la península de la Guajira, se pueden encontrar rocas intrusivas félsicas (p.e. Granitos, Cuarzomonzonitas, y Granodioritas). Así mismo se pueden detectar rocas volcánicas, como lo son las Traquitas, Riolitas y Andesitas.

También en la Sierra Nevada de Santa Marta, se encuentran rocas intrusivas y volcánicas (Batolitos de Aracataca, Bolívar, Ojeda, Atanquez y Tres Puntas), como lo son los Granitos y Granodioritas, así como rocas volcánicas piroplásticas, Riolitas y Brechas, intercaladas con sedimentos. El batolito de Santa Marta está compuesto por Granodioritas y Tonalitas.

Así mismo en las serranías del Baudo y el Darién, se pueden encontrar rocas volcánicas básicas, basaltos toleíticos, basaltos almohadillados y andesitas basálticas con intercalaciones de rocas sedimentarias. Otros lugares para tener en cuenta son las Islas de Providencia y Santa Catalina, donde se pueden encontrar Basaltos, Riolitas e ignimbritas. Es de anotar que en los cayos e islotes el Roncador, Quitasueño, Serrana y Serranilla, se encuentran arrecifes coralinos, apoyados sobre rocas volcánicas basálticas. En último lugar, en el Océano Pacífico (Islas Gorgona y Gorgonilla), se pueden detectar rocas ígneas intrusivas y extrusivas, básicas y ultrabásicas. Así mismo en la Isla de Mapelo, se detectan lavas almohadilladas, brechas volcánicas y diques basálticos.

3.3.2. ROCAS SEDIMENTARIAS

Para la generación de las rocas sedimentarias, es necesario la acción de la naturaleza mediante la meteorización mecánica y química en un macizo rocoso, y que posteriormente el material meteorizado sea transportado y depositado en un lugar determinado por efecto del agua o aire.

El proceso es continuo, y, por lo tanto, la acumulación de material no cesa, desarrollándose una compactación de las primeras capas de material meteorizado y transportado, llamando a esto sedimentación. Es de anotar que, durante la compactación del sedimento, los vacíos resultantes del proceso se van llenando de cementantes minerales desarrollándose la roca sólida.

3.3.2.1. FORMACIÓN

Antes de entrar en detalles sobre la formación de las rocas sedimentarias, es preciso definir dos conceptos, diagénesis y litificación. Diagénesis del latín “dia” que significa cambio y “génesis” que significa origen”, se refiere a todos los cambios posibles de orden químico, físico y biológico, que pueden presentarse posterior a la acumulación de material (sedimentación). Ahora, litificación del latín “litbos” que significa piedra y “fic” que significa hacer, se refieren al material sedimentado que no se ha consolidado, formando rocas sedimentarias.

Con respecto a la formación, durante la compactación (proceso diagenético físico) de material sedimentado a lo largo del tiempo, el peso del material superior comprime las primeras capas dispuestas en el fondo, desarrollando una relación directamente proporcional con la profundidad, por lo tanto, entre mayor sea el peso, más compacto y firme se vuelve el sedimento.

Otra actividad usada para la formación de rocas sedimentarias es la cementación (proceso diagenético químico), siendo este proceso el más empleado para la solidificación de sedimentos. Aquí se precipitan los minerales entre los granos individuales de sedimento, transportando los materiales cementantes por el agua que fluye a través de las partículas, uniendo de esta manera los clastos. De esta manera se reduce la porosidad.

3.3.2.2. COMPOSICIÓN

Debido a que el sedimento tiene dos génesis principales, a continuación, se describe cada uno de ellos:

- a) **DETRITOS:** Se derivan de la acumulación de sedimento transportado (clastos solidos), debido al proceso de meteorización mecánico y químico, formando rocas sedimentarias detríticas.

b) COMPOSICIÓN QUÍMICA: Se genera mediante precipitaciones orgánicas o inorgánicas del material soluble producido por la meteorización química (sedimento químico), el proceso forma rocas sedimentarias químicas.

Conforme a las definiciones dadas, la composición de las rocas sedimentarias detríticas y químicas es la siguiente:

ROCAS SEDIMENTARIAS DETRÍTICAS: Se componen principalmente de minerales de arcilla y cuarzo. A su vez, la arcilla se compone de por la meteorización química de los silicatos, especialmente de los feldespatos. Por otra parte, el cuarzo debido a su durabilidad y resistencia a la meteorización química, es abundante.

Otros minerales que se pueden encontrar son los feldespatos y las micas. Son producto de la rápida acción de la erosión y transporte, lo cual indica que la sedimentación fue muy rápida y se conservaron algunos minerales de la roca original (génesis).

Ahora bien, la energía para transportar el material es proporción al tamaño del grano, por lo tanto, los materiales finos son transportados con una menor energía, en comparación con las gravas. Dado lo anterior, en la Tabla 3 - 3 se describe algunas formaciones de roca sedimentarias detríticas comunes en función de su tamaño.

Tabla 3 - 3: Clasificación de las rocas sedimentarias detríticas en función de su tamaño de grano (clasto). (J & Lutgens, 2005).

Intervalos de tamaño (milímetros)	Nombre del Clasto	Nombre del sedimento	Roca detrítica
>256] Bloque	Grava	Conglomerado o brecha
64-256			
4-64] Canto	Arena	Arenisca
2-4			
1/16-2	Grano	Limo	Limolita
1/256-1/16	Gránulo	Arcilla	Lutita
<1/256	Partícula		

- a) **LUTITA:** Se compone por minerales de arcilla y limo. Debido a su diminuto tamaño, dichos minerales no pueden identificarse fácilmente a simple vista. Así mismo, se asocia a que su sedimentación se efectuó mediante flujos muy lentos.

Por otra parte, durante la sedimentación de la arcilla y limo los minerales se acomodan de tal manera que forman láminas con un alto porcentaje de vacíos. Normalmente, esta situación cambia durante la sedimentación de material que va compactando las primeras laminas dispuestas, causando una disminución en el porcentaje de vacíos y por ende la capacidad de flujo de agua, por lo tanto, las lutitas son débiles (baja resistencia), ya que la falta de flujo no permite la cementación (baja litificación).

- b) **LIMOLITA:** Se compone de material fino y generalmente se encuentra mezclada ubicada donde hay presencia de lutitas. Principalmente se compone de granos finos, con una mayor participación de limos. En comparación con la lutita, este tipo de roca sedimentaria es más resistente, ya que carece de fisilidad.

- c) **ARENISCA:** Su nombre se fundamenta principalmente por el tamaño de grano, ya que este tipo de roca sedimentaria se compone de granos de arena. Debido a la distribución del tamaño de grano se pueden concluir dos cosas; primera: si el tamaño de grano es constante, la sedimentación del material se efectuó mediante un agente eólico. Segunda: si el tamaño de grano está distribuido entre varios tamaños, la sedimentación se realizó mediante un agente fluvial.

Ahora, con respecto a la forma de los granos de arena, se puede tener dos apreciaciones; primera: si el grano de arena es redondeado, significa que su viaje desde su origen hasta su deposición ha sido largo, por lo tanto, debe tener un alto contenido de sílice, ya que este mineral es muy durable. Segunda: si la forma del

grano es angulosa, se concluye que el proceso de meteorización físico y químico fue escaso, por lo tanto, puede contener minerales ferromagnesianos y feldespato.

En el caso donde se detecta una gran cantidad de cuarzo, la roca se denomina, cuarzoarenita, mientras que, si la cantidad dominante es el feldespato, se le denomina arcosa.

- d) **CONGLOMERADO:** Se componen principalmente de gravas redondeadas, envueltos en una matriz de arena o lodo, provenientes de flujos turbulentos o zonas montañosas. Las gravas se redondean por la rápida erosión causada por la alta velocidad del transporte.
- f) **CLASTOS:** De igual manera que los conglomerados, las gravas se combinan con una matriz de arena o lodo, pero la forma de dichas gravas es angulosa debido a que el transporte ha sido corto.

ROCAS SEDIMENTARIAS QUÍMICAS: Estas rocas se forman mediante los sedimentos producto del material transportado en solución química del proceso de meteorización a mares o lagos. Una gran parte del material disuelto en el agua se precipita al fondo de la zona sedimentada, formándose roca caliza, sílex o sal. Dicha precipitación ocurre de dos maneras; la primera mediante procesos inorgánicos e inorgánicos (bioquímico).

Con base en lo anterior, a continuación se describen algunas de las rocas sedimentarias químicas más comunes:

- a) **CALIZA:** Se compone de calcita (CaCO_3) y se puede formar mediante procesos inorgánicos o bioquímicos. Independientemente de su origen, los minerales que componen una caliza son similares. Sin embargo, existen varios tipos de calizas como lo son los arrecifes de coral (caliza marina), la coquina y la creta.

- b) DOLOMITA:** Compuesta por mineral dolomita (carbonato cálcicomagnesico), debido a que el magnesio del agua del mar reemplaza el calcio de caliza presente en un material sedimentado.

- c) ROCAS SILÍCEAS (SÍLEX):** Se componen de sílice microcristalina, por lo tanto, son una serie de rocas muy duras y compactas. Existen varios tipos de rocas sílex, como lo son pedernal, jaspe y ágata

- d) EVAPORITAS:** Generalmente la evaporación precipita los agentes químicos en una sedimentación. Dependiendo de los compuestos se pueden formar varios tipos de roca. Por ejemplo, la halita (cloruro de sodio), sal gema y yeso (sulfato cálcico hidratado). Posterior a la evaporación del agua salada, se genera la solubilidad de los minerales, formando depósitos de material llamados evaporitas.

- e) CARBÓN:** Es una roca compuesta por material orgánico (hojas, madera, etc.), que han sido formada por alteración química. Durante el proceso de descomposición de la materia orgánica se pueden formar dos capas de suelo, la turba y posteriormente el lignito.

Con base en lo anterior, en la Ilustración 3 - 5 e Ilustración 3 - 6, se muestra la clasificación de las rocas sedimentarias detríticas y químicas, en función del tamaño de grano y su composición.

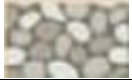



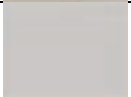
ROCAS SEDIMENTARIAS DETRÍTICAS			
TEXTURA CLÁSTICA TAMAÑO DEL CLASTO		NOMBRE DEL SEDIMENTO	NOMBRE DE LA ROCA
GRUESO (MÁS DE 2 mm)		Grava (Clastos redondeados)	Conglomerado
		Grava (Clastos angulosos)	Brecha
MEDIO (DE 1/16 A 2 mm)		Arena (Sí el feldespato es abundante la roca se denomina arcosa)	Arenisca
FINO (DE 1/16 A 1/156 mm)		Limo	Limolita
MUY FINO (MENOS DE 1/245 mm)		Arcilla	Lutita

Ilustración 3 - 5: Clasificación de las rocas sedimentarias detríticas. Fuente: (J & Lutgens, 2005).
Elaboración: Autoría propia.

COMPOSICIÓN	TEXTURA	NOMBRE DE LA ROCA	
Calcita	No clástica: cristalino de fino a grueso	Caliza cristalina Travertino	
	Clástica: Caparazones y fragmentos de caparazón visibles, cementados débilmente	Coquina	Caliza bioquímica
	Clástica: Caparazones y fragmentos de caparazón de diversos tamaños cementados con cemento de calcita	Caliza fosilífera	
	Clástica: Caparazones y arcilla microscópicos	Creta	
Cuarzo	No clástica: Cristalino muy fino	Rocas silíceas (Sílex) (Color claro) Pedernal (Color Oscuro)	
Yeso	No clástica: Cristalino de fino a grueso	Yeso	
Halita		Sal gema	
Fragmentos vegetales alterados	No clástica: Materia orgánica de grano fino	Hulla	

Ilustración 3 - 6: Clasificación de las rocas sedimentarias químicas. Fuente: (J & Lutgens, 2005).
Elaboración: Autoría propia.

3.3.2.3. PROPIEDADES FÍSICAS E INGENIERILES

Teniendo en cuenta el tamaño y forma del grano (redondeada o angular) y la composición de las rocas sedimentarias, en la Tabla 3 - 4 y Tabla 3 - 5, se presentan las principales

propiedades físicas e ingenieriles de los tipos de roca sedimentaria detrítica y química, más comunes.

Tabla 3 - 4: Propiedades físicas e ingenieriles de las rocas sedimentarias detríticas – Clástica (Detritos).
Fuente: (Gutierrez, 2016a). Elaboración: Autoría propia.

ROCA COMÚN	TAMAÑO DE PARTÍCULA Y COMPOSICIÓN		DIÁMETRO DEL GRANO	PROPIEDADES INGENIERILES
Conglomerado	Gruesa	Conglomerática	Gravas > 2 mm	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Alta porosidad. ✓ El fracturamiento puede aumentar su conductividad hidráulica. ✓ Pueden actuar como acuíferos. ✓ Algunas veces puede ser difícil su perforación. ✓ Forman taludes estables, pero con fracturas paralelas generan fallas. ✓ Buena roca de fundación, aptas para excavaciones subterráneas.
Areniscas		Arenosa	Arenas entre 1/16 a 2 mm	
Limolita	Fina	Limosa	Limo entre 1/256 a 1/16 mm	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Según el grado de diagénesis, las rocas pueden comportarse como verdadera roca (resistencia del orden de concreto) o más bien como suelos. ✓ La lutita se distingue por romperse en láminas (fisibles) ✓ La arcillolita, limolita, fangolita (lodolitas), etc., tienden a romperse en "terrones". ✓ Altos componentes arcillosos. ✓ Las arcillolitas tienden a ser expansivas por la presencia de minerales como la esméctica y montmorillonita. ✓ La excavación de túneles puede presentar problemas de colapso por empujes de montaña (squeezing) o por hinchamiento (swelling), los cuales causan deformaciones en bóveda, paredes o piso. Esto se produce en general si los esfuerzos supera la resistencia de la roca (generalmente baja). ✓ En rocas arcillosas son comunes los deslizamientos (gran extensión).
Arcillolita o lutita		Arcillosa	Arcilla < 1/256 mm	

Tabla 3 - 5: Propiedades físicas e ingenieriles de las rocas sedimentarias químicas – Clástica y No Clástica. Fuente: (Gutierrez, 2016a). Elaboración: Autoría propia.

ROCA COMÚN	ORIGEN	COMPOSICIÓN	PROPIEDADES INGENIERILES
Caliza	Inorgánico	CaCO_3	✓ Estas rocas son formadas principalmente, por la deposición y/o precipitación de materia inorgánica o biológica, de composición química determinada. ✓ Las calizas y las rocas evaporitas presentan comúnmente problemas en la ingeniería, por ser rocas solubles. En el caso de las calizas por disolución con agentes químico y las evaporitas problemas de creep. ✓ La caliza es la roca sedimentaria química más común y las más abundantes tienen origen bioquímico.
Dolomita		$\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$	
Halita		NaCl	
Yeso		$\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$	
Calcita	Orgánico	CaCO_3	
Carbón		Descomposición vegetal	

3.3.2.4. LOCALIZACIÓN DE ROCAS SEDIMENTARIAS EN COLOMBIA

Las rocas sedimentarias cubren la mayor parte del territorio colombiano con un 70 al 80%. En las zonas donde se tiene un mayor espesor y continuidad lateral, se les llama cuencas sedimentarias. A grandes rasgos esta hipótesis se cumple en los siguientes departamentos: Putumayo, Amazonas, Llanos Orientales, Cordillera Oriental, Catatumbo, Valle Inferior, Medio y Superior del Magdalena, Cesar, Ranchería, Cauca, Amagá, Patía, Pacífica, Caribe y en el mar territorial, la cuenca de Colombia y San Andrés y Providencia. Sin embargo, en Popayán abarcan una gran extensión, pero su cobertura es delgada. (Ingeominas, 2001)

A continuación, en la Ilustración 3 – 7 se muestra el mapa de localización de las rocas sedimentarias en Colombia.

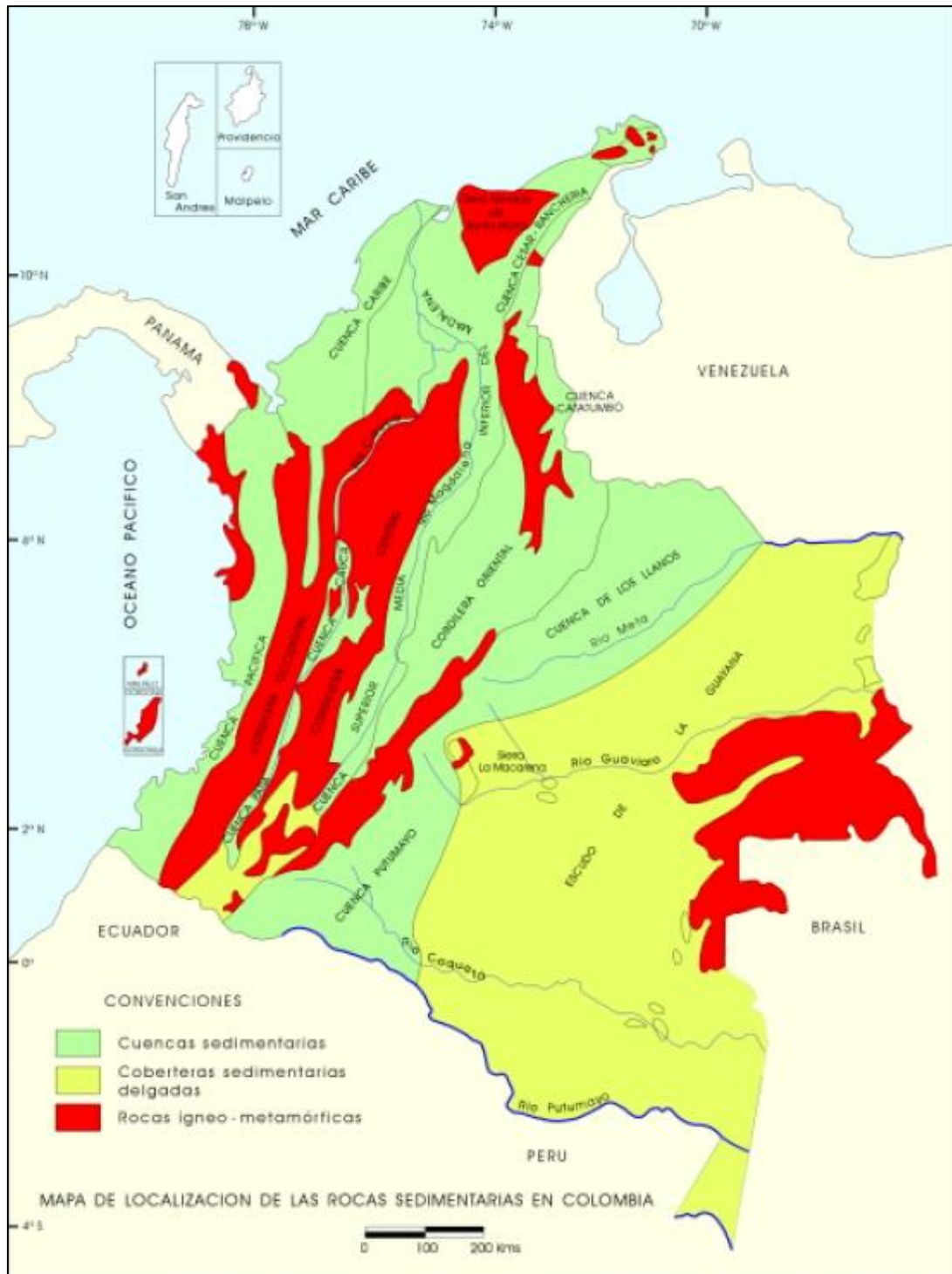


Ilustración 3 - 7: Mapa de localización de rocas sedimentarias en Colombia. (Ingeominas, 2001).

3.3.3. ROCAS METAMÓRFICAS

Para la formación las rocas metamórficas, en la zona de génesis es necesario que existan grandes esfuerzos a compresión y altas temperaturas durante millones de años. Bajo estas condiciones las rocas se deforman pudiendo desplegarse o fluir y a la vez van cambiando de forma, se transforman los minerales y en algunos casos también cambia su composición química.

Ahora teniendo en cuenta el ciclo de las rocas descrito en el numeral 2.2, es importante recapitular el hecho que un proceso metamórfico es producto de la transformación de una roca ígnea, sedimentaria o incluso las mismas rocas metamórficas. Dicha transformación provoca cambios mineralógicos, en la textura y en la química de la roca madre (génesis), que se presentan ante ambientes físico o químicos diferentes a los de su formación inicial (antes de sufrir metamorfismo).

Entonces, la transformación es efecto del aumento de esfuerzo y temperatura, y a la presencia de agentes químicos activos durante muchos años, obligando a las rocas a buscar una adaptación ante las nuevas condiciones ambientales y así llegar a un equilibrio. Es así, que el metamorfismo se incrementa con el pasar del tiempo, generando metamorfismo de grado bajo (p.e. Lutitas se transforman en pizarras) o metamorfismo de grado alto.

3.3.3.1. FORMACIÓN

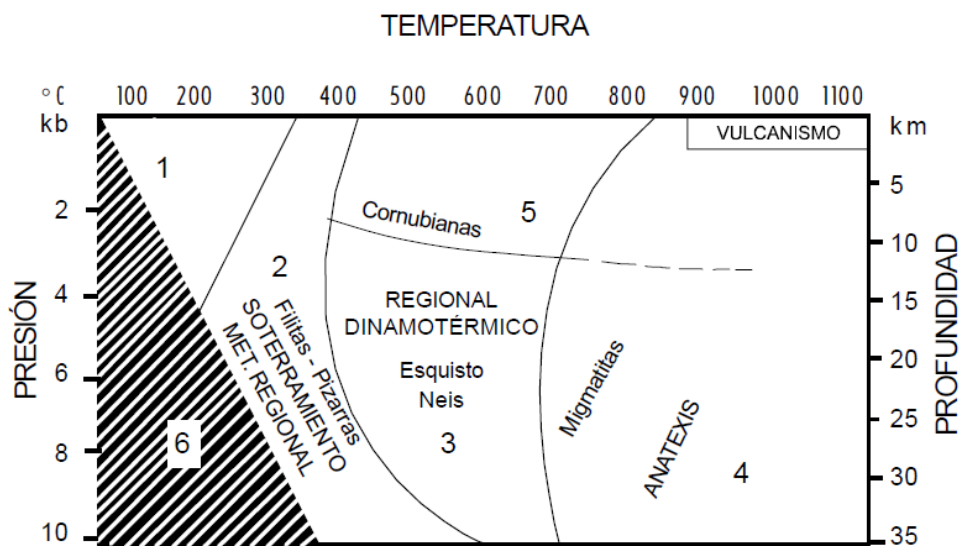
Para que ocurra el metamorfismo actúe con eficacia sobre una roca madre, es necesario tener alguno de estos ambientes:

- a) **METAMORFISMO DE CONTACTO (TÉRMICO):** La transformación de la roca madre se genera por el aumento de la temperatura debido a la intrusión de una masa magmática.

b) METAMORFISMO HIDROTERMAL: Debido a la presencia de agua con iones que circula por el fracturamiento de la roca, permite el cambio químico en la roca madre.

c) METAMORFISMO REGIONAL: Sucede por la presión ejercida durante la formación de montañas. Las rocas se ven sometidas a grandes presiones y altas temperatura, generando deformaciones.

En la Ilustración 3 - 8, se muestran los procesos de metamorfismo en función de la presión temperatura y profundidad.



1. Campo de la diagénesis. Sólo se observan los fenómenos tendientes a la litificación de las rocas sedimentarias.
2. Área del metamorfismo regional de soterramiento. Actúa fundamentalmente la presión de carga.
3. Área del metamorfismo regional dinamo-térmico. Actúan intensamente la temperatura, la presión y el stress.
4. Campo de la anatexis, delimitado por la curva de fusión de las rocas graníticas.
5. Área del metamorfismo localizado de contacto. El control fundamental es la temperatura y por ello se le suele llamar también metamorfismo térmico.
6. Condiciones inexistentes en la naturaleza.

Ilustración 3 - 8: Procesos de metamorfismo. (Ingeominas, 2001).

Por otra parte, durante el metamorfismo de una roca, la acción de la temperatura, la presión y los agentes químicos son los principales actores para la transformación de la roca, estos pueden actuar individual o asociadamente. Sin embargo, su efecto varía dependiendo del ambiente que lo rodea.

Es así, que el agente indispensable para generar metamorfismo es la temperatura, ya que es la fuente para iniciar los procesos químicos, que cristalizan o generan nuevos minerales. Por otra parte, la presión es otro agente que causa metamorfismo en las rocas debido a la profundidad donde se forman. Estas rocas están sometidas a un esfuerzo de confinamiento, generando una reducción de los vacíos existentes entre los minerales, volviendo así una roca más compacta con mayor densidad. Así mismo, debido a dicha presión los minerales se pueden recrystalizar, formando estructuras de cristales más compactos.

Con base en lo anterior, para que se generen pliegues de las rocas metamórficas es necesario que la presión de confinamiento no sea igual en todos los sentidos, es decir, que haya una presión diferencial con el fin que la roca alcance altas deformaciones. Como resultado se puede obtener rocas frágiles (debido a las bajas temperaturas) y dúctiles (en zonas de altas temperaturas).

Otro agente que causa metamorfismo son los fluidos químicos compuestos por agua y materiales volátiles. Los ambientes con altas temperaturas favorecen la reactividad de dichos materiales volátiles, ocasionando la recrystalización de minerales mediante la migración de iones que aumentan la posibilidad de unión entre dos minerales, generando una presión de contacto que favorece el alargamiento de los minerales en dirección perpendicular a los esfuerzos de compresión.

Ahora con respecto a la modificación de la textura y los minerales de las rocas durante el metamorfismo, el proceso se debe a que la distribución de las partículas en las rocas

ígneas y sedimentarias es aleatoria durante su formación, por lo tanto, una vez los agentes de metamorfismo actúen, la roca formada tendrá apariencia planar (micas) o alargada (anfíboles). Con base en la orientación final del mineral, se puede determinar si presentan o no foliación.

- a) **FOLIACIÓN:** Se refiere a la distribución planar de los minerales o de la estructura de la roca, debido a los agentes de metamorfismo regional que son capaces de causar grandes deformaciones a la roca madre.

Con base en la anterior definición, es de anotar que existen varias clases de texturas foliadas, debido a los diferentes grados de metamorfismo que se pueden presentar y la mineralogía de la roca original. Las clases de texturas son las siguientes:

- a) **PIZARROSIDAD:** Sucede cuando existen minerales planos muy unidos, las cuales separaran por laminas delgadas al recibir un golpe. A este fenómeno se le llama clivaje. Para este caso se desarrolla la roca llamada pizarra, la cual se compone de granos finos y micas pequeñas. Se origina por los agentes metamórficos de bajo grado en las lutitas y pelitas.
- b) **ESQUISTOSIDAD:** Ante presiones y temperaturas altas, los granos de mica y clorita aumentan de tamaño, de tal manera que es posible observar a simple vista su estructura, siendo un tipo de foliación específica bajo dichas características. La anterior actividad fomenta la formación de esquistos, siendo una roca compuesta por micas de moscovita y biótica principalmente, y en ocasiones acompañados por otros minerales como el cuarzo y el feldespato.
- c) **BANDEADO GNÉISICO:** Debido al metamorfismo químico (migración de iones), se puede presentar segregación de minerales que causan la separación de los minerales oscuros de los claros, predominando los claros (cuarzo y feldespato). Es tipo de textura se denomina gneis.

Por otra parte, puede suceder un caso intermedio de foliación donde se forma una roca metamórfica entre la pizarra y el esquisto, llamada filita. Aquí se forman minerales planos más grandes que los de la pizarra, pero no se alcanzan a identificar a simple vista. Esta roca se distingue por su superficie ondulada y su brillo.

Es de anotar que no todas las texturas de las rocas son foliadas. También se puede generar rocas metamórficas que son no foliadas, las cuales se forman en zonas donde no se presentan altas deformaciones. Por ejemplo, una vez se tengan minerales de cuarzo o calcita del mismo tamaño, y se encuentren en un ambiente de alta temperatura por efecto de la intrusión de un magma, dichos minerales tienden a crecer recristalizados unos entre otros, formando nuevos cristales, formando la roca llamada mármol.

Con base en lo anterior, en la Ilustración 3 - 9 se muestra la clasificación de las rocas metamórficas.










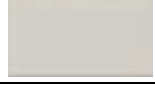


NOMBRE DE LA ROCA		TEXTURA	TAMAÑO DE GRANO	OBSERVACIONES	PROTOLITO	
PIZARRA	Aumento del metamorfismo ↓	FOLIADA		Muy fino	Pizarrosidad excelente, superficies lisas sin brillo	Lutitas, pelitas
FILITA				Fino	Se rompe a lo largo de superficies onduladas, brillo satinado	Pizarra
ESQUISTO				Medio a grueso	Predominan los minerales micáceos, foliación escamosa	Filita
GNEIS					Bandeado composicional debido a la segregación de los minerales	Esquisto, granito o rocas volcánicas
MIGMATITA					Roca bandeada con zonas de minerales cristalinos claros	Gneis, esquisto
MILONITA	POCO FOLIADA		Fino	Cuando el grano es muy fino, parece sílex, suele romperse en laminas	Cualquier tipo de roca	
METACONGLOMERADO			De grano grueso	Cantos alargados con orientación preferente	Conglomerado rico en cuarzo	
MÁRMOL	NO FOLIADA		Medio a grueso	Granos de calcita o dolomita entrelazados	Caliza, dolomía	
CUARCITA				Granos de cuarzo fundidos, masiva, muy dura	Cuarzoarenita	
COMEANA				Normalmente, roca masiva oscura con brillo mate	Cualquier tipo de roca	
ANTRACITA				Roca negra brillante que puede mostrar fractura concoide	Carbón bituminoso	
BRECHA DE FALLA				Fragmentos rotos con una disposición aleatoria	Cualquier tipo de roca	

Ilustración 3 - 9: Clasificación de las rocas metamórficas más comunes. Fuente: (J & Lutgens, 2005).
Elaboración: Autoría propia.

3.3.3.2. PROPIEDADES FÍSICAS E INGENIERILES

Teniendo en cuenta el tipo de roca en común y la génesis de la roca, en la Tabla 3 - 6 y Tabla 3 - 7, se presentan las principales propiedades físicas e ingenieriles de los tipos de roca metamórfica foliada y no foliada, más comunes.

Tabla 3 - 6: Propiedades físicas e ingenieriles de las rocas metamórficas foliadas. Fuente: (Gutierrez, 2016a). elaboración: Autoría propia.

ROCA COMÚN	ORIGEN (ROCA MADRE)	TIPO DE METAMORFISMO	PROPIEDADES INGENIERILES
Pizarra	Lutitas y pelitas	Regional	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Minerales alargados y alineados formando planos de foliación. ✓ Por ser fragmentos alargados y aplanados, no son aptos para utilizar como triturados de concretos. ✓ Resistencia baja. ✓ Heterogeneidad.
Filitas	Pizarra		
Esquistos	Lutitas, roca volcánica y roca granítica		

Tabla 3 - 7: Propiedades físicas e ingenieriles de las rocas metamórficas no foliadas. Fuente: (Gutierrez, 2016a). elaboración: Autoría propia.

ROCA COMÚN	ORIGEN (ROCA MADRE)	TIPO DE METAMORFISMO	PROPIEDADES INGENIERILES
Cuarcita	Arenisca cuarzosa	Regional	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Granos y minerales en diferentes posiciones o errática. ✓ Por su textura, no forman planos de debilidad. ✓ Resultan buenos como material de triturado. ✓ Buena capacidad portante y resistente. ✓ Comportamiento anisotrópico.
Mármol	Caliza o dolomita	Regional o de contacto	

3.3.3.3. LOCALIZACIÓN DE ROCAS METAMÓRFICAS EN COLOMBIA

En Colombia, las rocas metamórficas están distribuidas en la Guyana, en la sierra Nevada de Santa Marta y en la Guajira. En la Guyana se pueden encontrar entre el río Guaviare y el río Caquetá, limitando con Brasil, Venezuela y la Serranía de la Macarena.

Así mismo se pueden detectar a lo largo de las 3 cordilleras (Ingeominas, 2001). En la cordillera oriental se localizan en el macizo de Garzón, el Macizo de Quetame y el macizo de Santander. En la cordillera Central, se encuentran en el complejo de Puquí, complejo de Puente Peláez, Neis y Anfibolita de Tierradentro, complejo Icarcó, grupos Valdivia, Ayurá-Montebello, Cajamarca, Bugalagrande y complejos del Rosario y Bolo Azul. Así mismo se encuentran en la sierra Nevada de Santa Marta y en la península de la Guajira. Finalmente, en la cordillera Occidental se pueden detectar en la formación Cisneros, aflorando desde el centro hacia el sur.

A continuación, en la Ilustración 3 - 10, se muestra el mapa de localización de las rocas sedimentarias en Colombia.

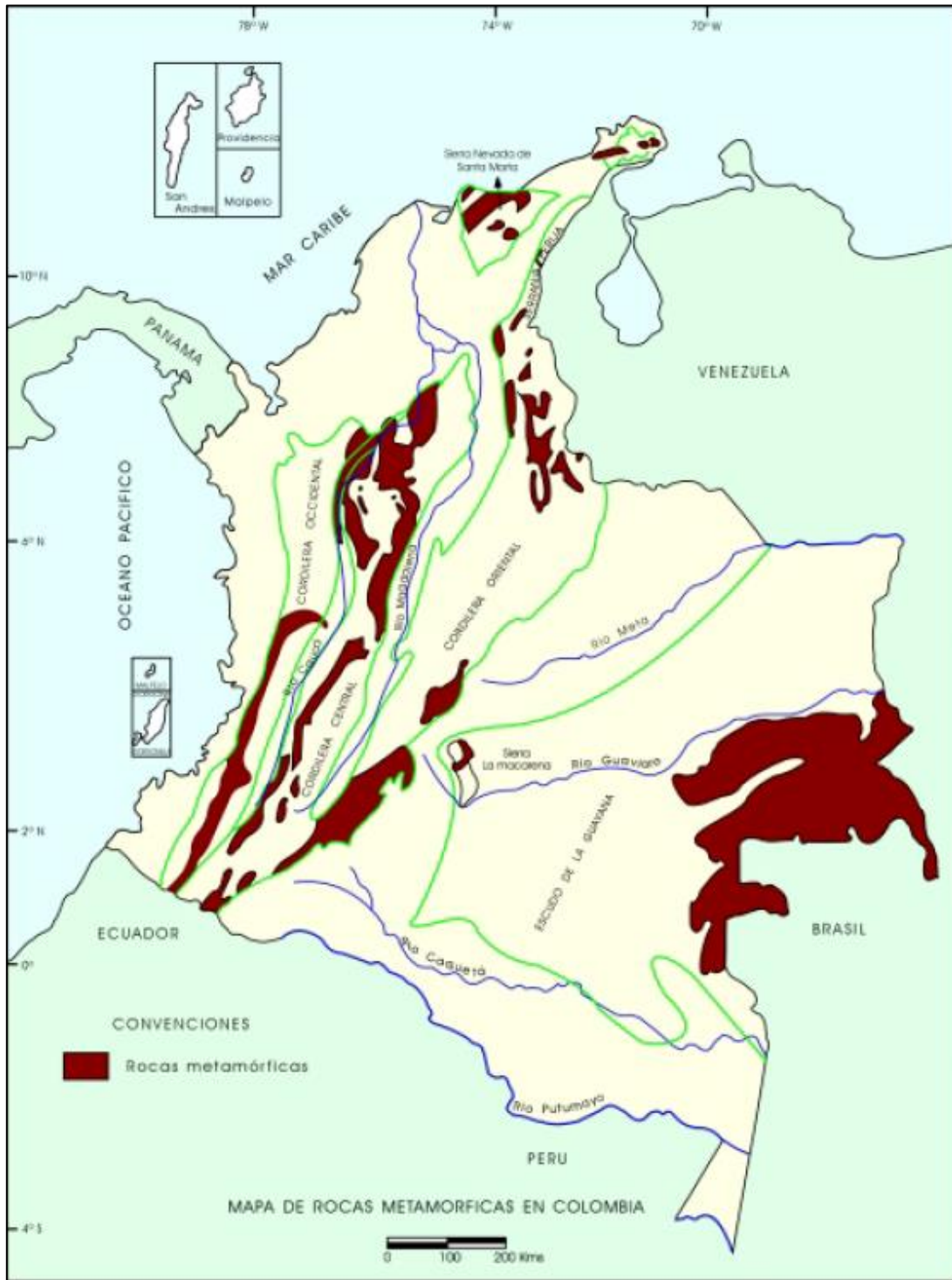


Ilustración 3 - 10: Localización de rocas metamórficas en Colombia. (Ingeominas, 2001).

3.4. GEOLOGÍA ESTRUCTURAL

A lo largo del presente documento, se describirán algunos conceptos básicos correspondientes al comportamiento de los macizos rocosos ante la aplicación de esfuerzos, observando los diferentes tipos de comportamiento que se pueden presentar. Lo anterior, está relacionado directamente con las deformaciones que se producen en la corteza terrestre, lo cual puede provocar fallas, pliegues y discontinuidades, en función de la génesis de la roca y su proceso de formación.

3.4.1. TECTÓNICA DE PLACAS

La vida del ser humano transcurre normalmente y no es capaz de percibir los cambios generados por la corteza terrestre en cuanto a desplazamientos. Sin embargo, hay actividades que si podemos percibir como lo son los deslizamientos, el vulcanismo, los sismos, entre otras, las cuales no dan información muy importante sobre la dinámica de la tierra.

La geodinámica es una de las ramas que estudia el comportamiento de la tierra y describe la formación de los continentes y por ende la formación las montañas, océanos (dorsales oceánicas), planicies y casquetes polares. Dichas formaciones están regidas por la dinámica de la corteza terrestre, debido a la manifestación de volcanes y sismos generalmente. Los estudios de estos fenómenos permiten concluir que la corteza se encuentra dividida en varias placas de área muy extensa que cubre toda la tierra, las cuales fueron formadas hace millones de años. Es así como se desarrolló la teoría de la deriva continental por Alfred Wegener, quien demostró cómo fue la distribución de los continentes hace millones de años.

3.4.1.1. MOVIMIENTO DE PLACAS

El movimiento de las placas tectónicas se debe a que están apoyadas sobre la astenosfera (manto inferior), compuesto por material de comportamiento plástico, lo cual

permite realizar movimientos. En la ilustración 3 - 11, se observa la distribución de las placas tectónicas sobre el globo terráqueo.

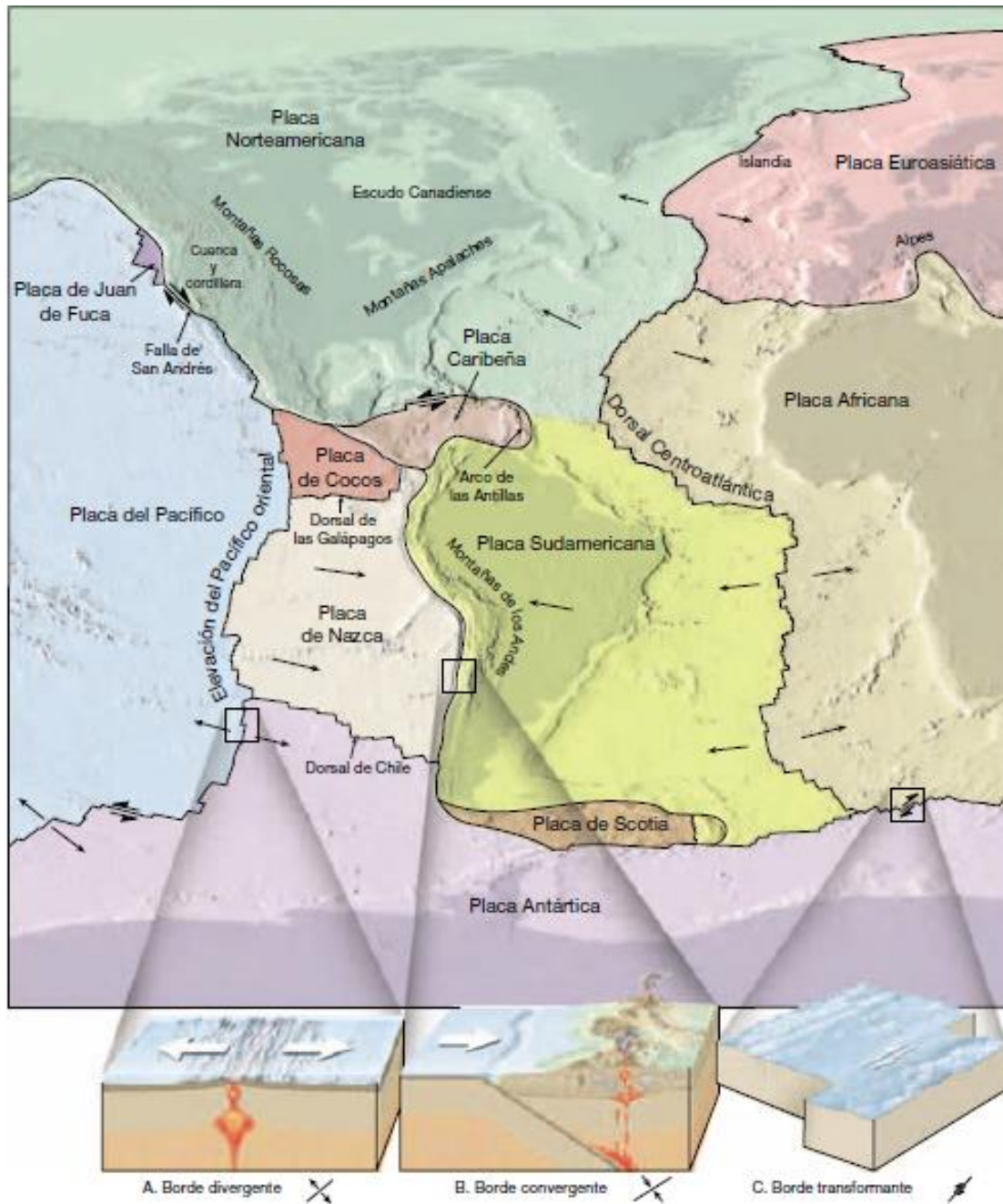


Ilustración 3 - 11: Esquema de distribución de las placas tectónicas sobre la tierra. (J & Lutgens, 2005).

De acuerdo con la ilustración anterior, se observan 3 tipos de bordes donde las deformaciones son mayores. A continuación, se describe cada uno:

- a) **BORDES DIVERGENTES (CONSTRUCTIVOS):** Son las zonas donde dos placas se separan, provocando la salida de material desde el manto hacia la superficie.

- b) **BORDES CONVERGENTES (DESTRUCTIVOS):** Se presentan donde las placas chocan, generando la subducción de la litosfera. Existen varios tipos de bordes convergentes, los cuales se describen a continuación:
 - **BLOQUE OCEÁNICO – BLOQUE CONTINENTAL:** Se presenta subducción de la placa oceánica, generando un arco volcánico continental.
 - **BLOQUE OCEÁNICO – BLOQUE OCEÁNICO:** Se genera una cadena en forma de arco de islas volcánicas.
 - **BLOQUE CONTINENTAL – BLOQUE CONTINENTAL:** Es un choque de placas que genera una cadena montañosa.

- c) **BORDES DE FALLA TRANSFORMANTE (CIZALLA):** Se presenta cuando dos placas se desplazan lateralmente una con respecto a la otra, sin causar ningún efecto de la litosfera.

Con el fin de comprender las razones que causan el movimiento, en el siguiente numeral se describe los actores principales que actúan para tal fin.

3.4.2. COMPORTAMIENTO DE LAS ROCAS

3.4.2.1. FUERZAS

Se identifican dos tipos de fuerzas que actúan sobre las rocas, son las dirigidas y las no dirigidas. Se entiende por fuerzas dirigidas o de superficie, aquellas que provocan un efecto de tensión, compresión o corte. Por otra parte, las fuerzas no dirigidas son generadas por la gravedad o volumen, como lo son el confinamiento (suelo o agua).

3.4.2.2. ESFUERZOS

En la dinámica de las placas tectónicas, se pueden presentar 3 tipos de esfuerzos sobre un macizo rocoso: esfuerzo a compresión, esfuerzo a tensión y esfuerzo cortante (cizalla). En la Ilustración 3 - 12, se muestra la deformación de la corteza terrestre durante la manifestación de alguno de los esfuerzos mencionados.

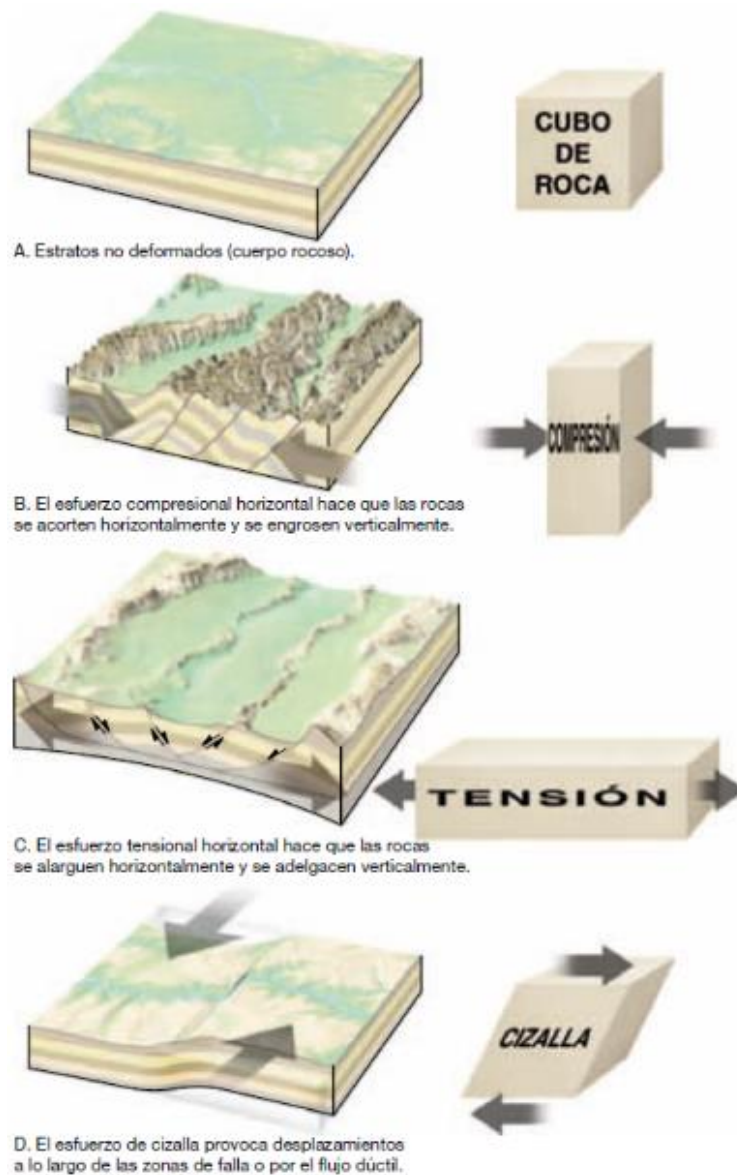


Ilustración 3 - 12: Deformación de la corteza ante la generación de esfuerzos (J & Lutgens, 2005).

- a) **ESFUERZO A COMPRESIÓN:** Es aquel esfuerzo que genera la disminución del tamaño de cuerpo rocoso. Lo anterior, permite disminuir y engrosar el tamaño de la corteza terrestre.
- b) **ESFUERZO A TENSIÓN:** Provoca un alargamiento o separación de un macizo rocoso. Es común notar este esfuerzo en los límites de placa divergentes, donde las placas se van separando.
- c) **ESFUERZO CORTANTE (CIZALLA):** Un esfuerzo que actúa en direcciones contrarias en un mismo cuerpo rocoso, provocando una falla por cortante.

3.4.2.3. DEFORMACIÓN

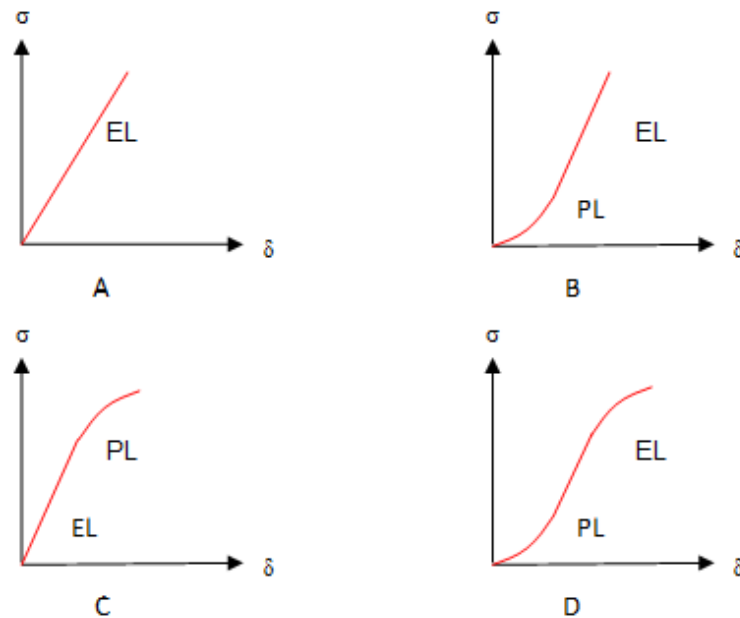
Está en función del origen o de la forma de aplicación de fuerza que actúa sobre la roca. A continuación, una descripción de cada uno:

- a) **ORIGEN:** Estas son generadas por la tectónica o no tectónica de placas. Las deformaciones tectónicas están relacionadas directamente con el movimiento de la corteza terrestre. Las deformaciones no tectónicas, son generadas por la gravedad de la tierra y los esfuerzos dinámicos no relacionados con el movimiento de las placas.

Ahora bien, las rocas inician a deformarse cuando los esfuerzos aplicados son superiores a su resistencia, pudiendo generar deformación elástica o plástica. Durante la aplicación del esfuerzo, la roca puede tener una deformación dúctil (fluye) o simplemente se fractura (frágil).

- b) **APLICACIÓN DE LA CARGA:** Se refiere al tiempo de aplicación de la carga, es decir si son cargas permanentes o temporales. En la Ilustración 3 - 13 se muestra

el comportamiento de una roca en graficas Esfuerzo – Deformación, teniendo en cuenta el tiempo de aplicación de la carga.



A: Comportamiento elástico - Rocas masivas duras

B: Comportamiento plasto-elástico - Roca dura con densificación inicial

C: Comportamiento elastoplástico - Roca dura que falla cuando el esfuerzo es alto

D: Comportamiento plasto-elastoplástico – Roca dura con densificación inicial que falla cuando el esfuerzo es critico

Ilustración 3 - 13: Comportamiento de una roca, en relación Esfuerzo VS Deformación. (DUQUE ESCOBAR, 2012).

3.4.2.4. PLASTICIDAD Y RIGIDEZ

Influyen directamente en el comportamiento mecánico de las rocas, en función de las siguientes variables:

a) **TEMPERATURA:** La plasticidad de la roca es proporcional a la temperatura del ambiente. A bajas temperaturas su comportamiento es rígido.

- b) PRESIÓN DE CONFINAMIENTO:** Aumenta con la profundidad, por lo tanto, es proporcional a la plasticidad de las rocas, que en superficie tienen un comportamiento rígido. Al aumentar el confinamiento, aumenta el esfuerzo de falla generando una deformación dúctil.
- c) FLUIDO EN LA ROCA:** Es claro que la humedad aumenta la plasticidad de las rocas y ante su ausencia disminuye su rigidez.
- d) ACCIÓN DE LA FUERZA:** Está relacionado con el tiempo que actúa la fuerza sobre la roca, generando cierta velocidad de deformación. Por ejemplo, altas deformaciones a corto tiempo el comportamiento es rígido, de lo contrario el comportamiento es plástico.
- e) COMPOSICIÓN Y ESTRUCTURA:** Se refiere a la isotropía del material, es decir, si es capaz de no deformarse ante la acción de cargas, tiene un comportamiento rígido. De lo contrario el material presenta anisotropía.

3.4.3. OROGENIA

Esta rama de la geodinámica define como es el proceso de formación de las montañas, el cual va enlazado a la compresión generada por las fosas oceánicas o por la salida de material desde el manto hacia la superficie por las dorsales oceánicas.

Durante la formación de montañas, a continuación, se describe brevemente los pasos que se consideran necesarios para su formación:

- a) Desarrollo de cuencas alargadas en los bordes de los continentes, los cuales son rellenados por sedimentos provenientes del flujo marino.
- b) Debido a los efectos compresivos, se originan las deformaciones ocasionando el acortamiento de la cuenca, permitiendo actuar el metamorfismo de bajo grado y así dando origen a pliegues y fallas.

- c) Actúa el metamorfismo de grado alto, ocasionando la intrusión de cuerpos intermedios ácidos.
- d) Ocurre el levantamiento vertical de material, formando lo que conocemos como cordilleras, acompañadas de plegamientos y actividad ígnea.

Teniendo en cuenta las características predominantes durante la formación de una montaña, estas se pueden clasificar de la siguiente manera:

- a) **MONTAÑAS PLEGADAS:** Formadas principalmente por rocas sedimentarias plegadas.
- b) **MONTAÑAS DE BLOQUE AFALLADOS:** Formadas por rocas dispuestas horizontalmente o plegadas, cuyos macizos tienen fallas normales con una gran pendiente.
- c) **MONTAÑAS VOLCÁNICAS:** Formadas por la afloración del magma en la superficie terrestre, mediante piroclásticos o lava.
- d) **MONTAÑAS DE ARQUEAMIENTO AMPLIO:** Formadas por la erosión de las rocas expuestas debido al arqueamiento de la corteza.

3.4.4. DEFORMACIONES DE LA CORTEZA TERRESTRE

De acuerdo con la actividad de la corteza, ya sea deformaciones y vulcanismo, se tiene las siguientes descripciones de movimiento en la corteza:

- a) **ABRUPTO:** Son aquellos movimientos generados por sismo o desplazamientos de la corteza terrestre.
- b) **LENTO:** Se definen como las deformaciones continuas que suceden por tiempos prolongados a bajas velocidades.

3.4.4.1. DIRECCIÓN Y BUZAMIENTO

Con el fin de conocerla orientación de un macizo rocoso o de una superficie de falla, los geólogos emplean dos medidas utilizadas ampliamente en el ejercicio profesional para distinguir dicha característica llamadas dirección (rumbo) y buzamiento (inclinación). Una vez determinada la dirección y el buzamiento, se pueden determinar las fallas y la estructura de un macizo rocoso, las cuales pueden estar ocultas bajo la superficie terrestre.

Es así que según J & Lutgens, 2005, describe que la dirección es el ángulo entre el norte magnético y una línea obtenida mediante la intersección de un estrato inclinado o falla con un plano horizontal. El buzamiento es el ángulo de inclinación de un plano geológico, (p.e. una falla), medido desde un plano horizontal. En la Ilustración 3 - 14, se muestra un ejemplo de dirección y buzamiento de un macizo rocoso.

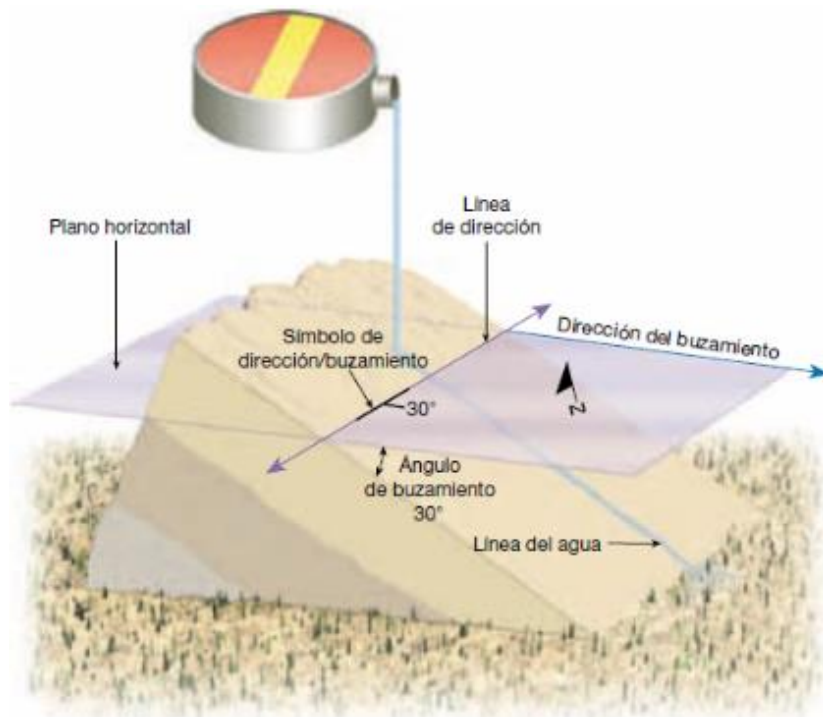
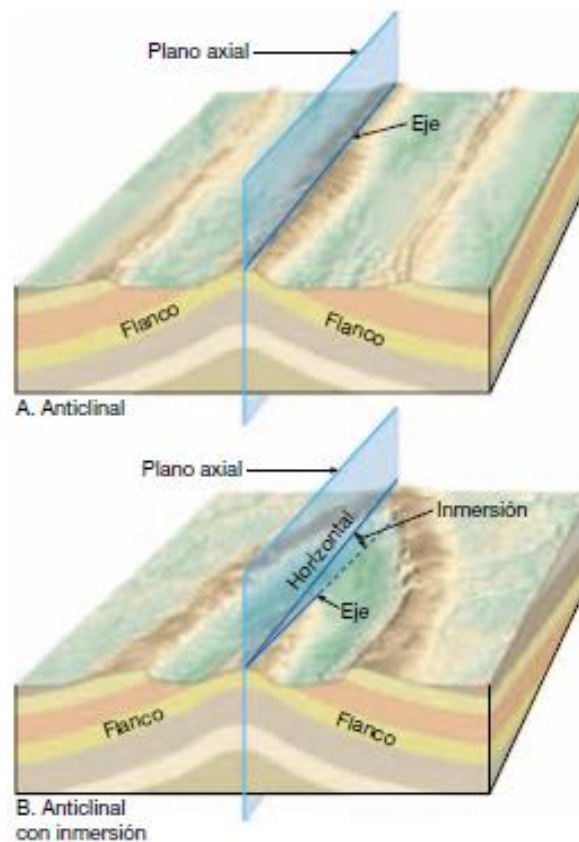


Ilustración 3 - 14: Dirección y buzamiento de un macizo rocoso. (J & Lutgens, 2005).

3.4.4.2. PLIEGUES

Los pliegues son un tipo de deformaciones en forma de onda, que ocurren durante el proceso de formación de las montañas compuestas por rocas sedimentarias y volcánicas. Estos pliegues se pueden denominar como flexuras (una gran región de rocas deformadas ligeramente). En la Ilustración 3 - 15, se observan las partes que conforman un pliegue:



Flanco: Lados de un pliegue

Charnela: Línea que divide los dos puntos de máxima curvatura

Inmersión: Ángulo formado entre la charnela y el pliegue cuando este se encuentra inclinado

Plano axila: Línea que divide un pliegue simétricamente

Ilustración 3 - 15: Esquema ideal de las partes de un pliegue. (J & Lutgens, 2005).

Ahora bien, existen dos tipos de pliegues comúnmente conocidos denominados anticlinales y sinclinales. Un pliegue anticlinal se identifica por un plegamiento convexo

de las capas de roca, mientras que un pliegue sinclinal se deforma de manera convexa. En la Ilustración 3 - 16, se pueden observar los dos tipos de pliegues.



Pliegue simétrico: Esta en función del ángulo de los flancos, donde general imágenes especulares.
Pliegue asimétrico: Se presenta cuando uno de los flancos tiene una mayor inclinación con respecto a la vertical.

Pliegue volcado: Cuando se detecta un flanco normal y un flanco volcado.

Ilustración 3 - 16: Esquema de pliegues comunes. (J & Lutgens, 2005).

3.4.4.3. FALLAS

Se presentan en la corteza terrestre debido a la presencia de deformaciones, que generalmente son de pequeña escala en metros, en comparación de grandes fallas (Falla de San Andrés, California), que pueden ser en kilómetros, conectadas por muchas superficies de falla interconectadas.

Por otra parte, los movimientos precipitados que suceden entre las fallas son los que ocasionan los sismos. Las rocas que componen las fallas se rompen completamente, mientras en el lado opuesto simplemente los macizos de roca se rozan unos con otros. Dicho roce genera una superficie lisa, estriada o con surcos, en función de la dirección del movimiento (espejos de falla).

Dado lo anterior, se tienen dos tipos de fallas: con desplazamiento vertical y con desplazamiento horizontal. Las primeras, se deben al movimiento que es paralelo a la

inclinación de la superficie de falla, que pueden generar ondulaciones en la superficie del terreno, llamados escarpes de falla. Ahora según J & Lutgens, 2005, se tienen denominadas dos tipos de fallas con desplazamiento vertical: fallas normales y fallas inversas. Las fallas normales se presentan cuando el bloque de techo se desplaza hacia abajo en relación con el bloque de muro. Generalmente estas fallas tienen buzamientos de 60° , los cuales disminuyen a lo largo de la profundidad. Las fallas inversas y cabalgamientos, se general cuando el bloque de techo se mueve hacia arriba con respecto al bloque de muro. Las fallas inversas tienen buzamientos superiores a 45° y que los cabalgamientos tienen buzamientos inferiores a 45° . En la ilustración 3 – 17 e Ilustración 3 – 18, se observan las partes de un túnel minero y el esquema del movimiento de una falla inversa.

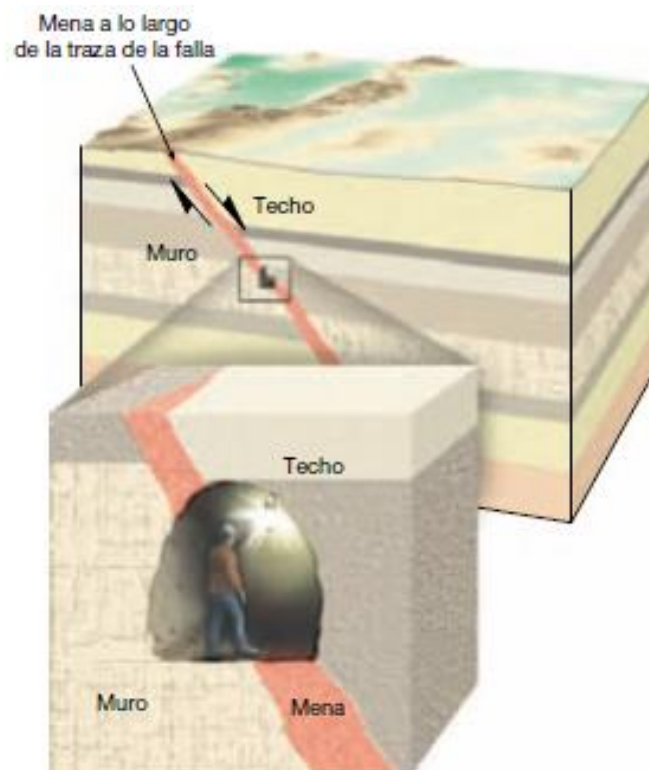


Ilustración 3 - 17: Partes de un túnel minero. (J & Lutgens, 2005).

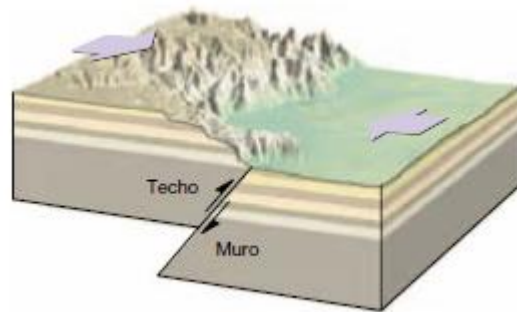


Ilustración 3 - 18: Esquema del movimiento de una falla inversa. (J & Lutgens, 2005).

Ahora, cuando el desplazamiento horizontal es dominante en una falla y es paralelo a la superficie de falla, se conoce como una falla de desplazamiento horizontal o desgarres. Este tipo de fallas son visibles a lo largo de una superficie debido a su gran tamaño, por lo tanto, el material triturado en la falla se erosiona con facilidad, formando valles lineales. En la Ilustración 3 – 19, se muestra un esquema de estructuras asociadas a las fallas con desplazamiento horizontal.

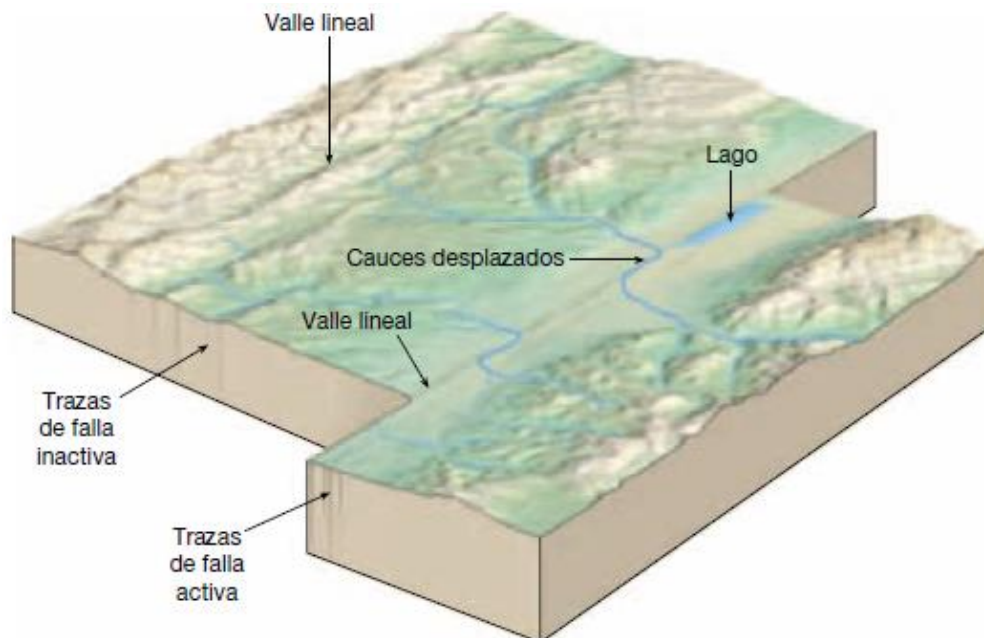


Ilustración 3 - 19: Estructuras asociadas a las fallas con desplazamiento horizontal. (J & Lutgens, 2005)

3.4.4.4. DIACLASAS

Son fallas que no han sufrido una deformación significativa y generalmente se producen en grupos paralelos. Esto es consecuencia de los esfuerzos compresivos y tensionales que actúan sobre las rocas, y no generan una fractura apreciable. Con base en el origen de cada roca, Gonzales de Vallejo, 2002, resume los siguientes grupos de diaclasas:

- a) Diaclasas de origen tectónico asociadas a plegamientos y fallas: se pronuncian paralelamente a la superficie de falla, con frecuencias que disminuyen con la distancia.
- b) Diaclasas en rocas ígneas formadas por contracción durante o después del emplazamiento del cuerpo ígneo: Se caracteriza por generar tres familias de diaclasas ortogonales entre sí (p.e. El Basalto)
- c) Diaclasas de relajación debidas a una reducción de la carga litostática: Se pronuncian subparalelamente a la superficie topográfica y su frecuencia disminuye con la profundidad.

3.4.4.5. DISCONTINUIDADES ESTRATIGRÁFICAS

Para abarcar este tema, primero es necesario definir que un estrato concordante, es aquel que se ha sedimentado sin interrupción alguna. Es así, que dada las características geomorfológicas del globo terráqueo esta condición no se cumple para ninguna clase de macizo, por lo tanto, la interrupción de la sedimentación genera una ruptura en el registro litológico, a esto se le llama discontinuidad.

Con base en lo anterior y teniendo en cuenta los diferentes perfiles geológicos que se pueden presentar en la corteza terrestre, se conocen los siguientes tipos básicos de discontinuidad:

- a) **DISCORDANCIA ANGULAR:** Son rocas sedimentarias inclinadas sobre depósitos de rocas planos y jóvenes. Dicha inclinación se genera durante la pausa de sedimentación, donde se desarrolló un pliegue o se presentó erosión.
- b) **PARACONFORMIDAD:** Son difíciles de detectar en comparación con la discordancia angular, debido a la ubicación paralela de los estratos, por la similitud en las rocas y la baja erosión.
- c) **INCONFORMIDAD:** Se identifica por la separación de las rocas ígneas o metamórficas de las rocas sedimentarias y aporte de la deformación de la corteza terrestre con intervención de la erosión.

3.4.5. RESUMEN DE GEOLOGÍA ESTRUCTURAL EN COLOMBIA

Debido a que el país se encuentra ubicado sobre la interacción de 4 placas tectónicas (Sur América, Nazca, Cocos y Caribe), Colombia tiene una geomorfología compleja, en especial en la zona de las cordilleras. A razón de esto, a continuación, se mencionan los principales rasgos tectónicos del país:

- a) Escudo de Guyana
- b) Cuenca del Putumayo
- c) Cordillera Oriental
- d) Serranía de Perijá
- e) Valle superior del Magdalena
- f) Valle del medio Magdalena
- g) Valle inferior Magdalena
- h) Cordillera central
- i) Valle del río Cauca
- j) Cordillera occidental
- k) Llanuras del Pacífico
- l) Serranía del Baudó
- m) Llanuras del Caribe
- n) Sierra Nevada de Santa Marta
- o) Península de la Guajira

3.5.RESISTENCIA DE LA ROCA Y DE MACIZOS ROCOSOS

Con el fin de determinar la resistencia de los macizos rocoso, varios autores han propuesto varias metodologías en función de algunos parámetros de resistencia y criterios de falla. Algunas se desarrollaron con base en la clasificación general de las rocas (ígneas, metamórficas y sedimentarias) y otras en función de su isotropía.

3.5.1. CRITERIOS DE FALLA

3.5.1.1. CRITERIO DE MOHR-COULOMB (Gonzales de Vallejo, 2002)

Definido el estado triaxial de tensiones, este define la resistencia al corte mediante un plano de falla, donde se obtiene el esfuerzo normal y tangencial que actúan durante la falla. Con base en lo anterior, se tiene la siguiente ecuación:

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi$$

Donde:

c : Cohesión del material

ϕ : Ángulo de resistencia interna del material

τ : Esfuerzo tangencial sobre el plano de rotura

σ_n : Esfuerzo normal sobre el plano de falla

De acuerdo con la ecuación planteada anteriormente, se puede construir la siguiente envolvente de falla mediante el criterio Morh-Coulomb, en función de los esfuerzos actuantes:

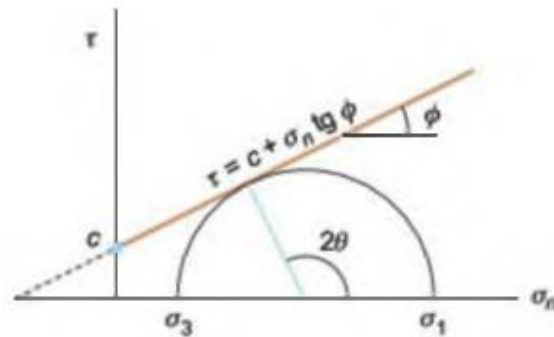


Ilustración 3 - 21: Envolvente de Mohr-Coulomb en función de los esfuerzos actuantes. (Gonzales de Vallejo, 2002).

Este criterio, puede expresarse igualmente en función de los esfuerzos principales σ_1 y σ_3 , así:

$$\sigma_1 = \frac{2c + \sigma_3 [\text{sen}2\theta + \tan\phi(1 - \cos2\theta)]}{\text{sen}2\theta - \tan\phi(1 + \cos2\theta)}$$

En caso de requerir determinar el plano crítico de rotura $\theta = 45^\circ + \frac{\phi}{2}$, la ecuación será la siguiente:

$$\sigma_1 = \frac{2c \cos\phi + \sigma_3(1 + \text{sen}\phi)}{1 - \text{sen}\theta}$$

En caso de tener una condición de confinamiento nula, es decir $\sigma_3 = 0$, se tiene que σ_1 es el resultado del ensayo de la resistencia a la compresión simple en núcleos de roca intacta:

$$\sigma_1 = \sigma_c = \frac{2c \cos\phi}{1 - \text{sen}\theta}$$

Con base en la anterior ecuación, también se puede determinar la resistencia a la tracción:

$$\sigma_1 = \frac{2c \cos\phi}{1 + \text{sen}\theta}$$

Es de anotar que aun cuando el criterio tiene sencillez en su cálculo, los ensayos realizados a núcleos de roca intacta no presentan una envolvente de falla lineal, dado que a mayor confinamiento el aumento de resistencia no es directamente proporcional. Así mismo, la dirección del plano de falla no coincide con los resultados de laboratorio y la ecuación para determinar el valor de la tensión, incrementa demasiado el resultado.

3.5.1.2. CRITERIO DE HOEK Y BROWN (Gonzales de Vallejo, 2002)

La teoría planteada tiene en cuenta la no linealidad de las tensiones (condición triaxial) y fue desarrollada para estimar la resistencia de un macizo isótropo, a través de la siguiente ecuación:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \sqrt{m_i \sigma_{ci} + \sigma_{ci}^2}$$

Donde:

σ_1 : Esfuerzo principal mayor

σ_3 : Esfuerzo principal menor

σ_{ci} : Resistencia a compresión simple del macizo rocoso

m_i : Constante que depende de las propiedades del macizo rocoso

Dicho lo anterior, la resistencia a compresión simple del macizo rocoso se puede obtener mediante la ejecución del ensayo de resistencia a la compresión simple de núcleo de roca intacta. Sin embargo, Gonzales de Vallejo, 2002, elaboró una tabla donde describe clases de roca con un rango de resistencia a la compresión y a tensión, la cual se muestra en la Tabla III - 8.

Tabla 3 - 8: Valores de resistencia a compresión simple de algunos tipos de roca sana. (Gonzales de Vallejo, 2002).

Valores de resistencia de la matriz rocosa sana			
Roca sana	Resistencia a compresión simple (KPa/cm³)		Resistencia a la tracción (kp/cm³)
	Valores medios	Rango de valores	
Andesita	2.100-3.200	1.000-5.000	70
Anfibolita	2.800	2.100-5.300	230
Anhidrita	900	800-1.300	60-120
Arenisca	550-1.400	300-2.350	50-200
Basalto	800-2.000	600-3.500	50-250
Caliza	600-1.400	500-2.000	40-300
Cuarcita	2.000-3.200	1.000-5.000	100-300
Diabasa	2.400-3.500	1.300-3.650	550
Diorita	1.800-2.450	1.200-3.350	80-300
Dolerita	2.000-3.000	1.000-3.500	150-350
Dolomía	600-2.000	500-3.500	50-250
Esquisto	300-600	200-1.600	20-55
Gabro	2.100-2.800	1.800-3.000	140-300
Gneiss	600-2.000	500-2.500	50-200
Granito	700-2.000	500-3.000	70-250
Grauvaca	1.000-1.500	800-2.200	55-150
Limolita		350-2.500	27
Lutita	200-400	100-900	15-100 5-10*
Marga	300-700	200-900	
Mármol	1.200-2.000	600-2.500	65-200
Pizarra	400-1.500	300-2.000	70-200
Sal	120	50-300	
Toba		100-460	10-40
Yeso	250	100-460	10-25

(*) A favor de superficies de laminación.

Datos seleccionados a partir de Rahn (1986), Walthan (1999), Oben y Duvall (1967), Farmer (1968)

De acuerdo con la ecuación planteada anteriormente, se puede construir la envolvente de falla mediante el criterio Hoek & Brown (Ver Ilustración 3 – 22), en función de los esfuerzos principales:

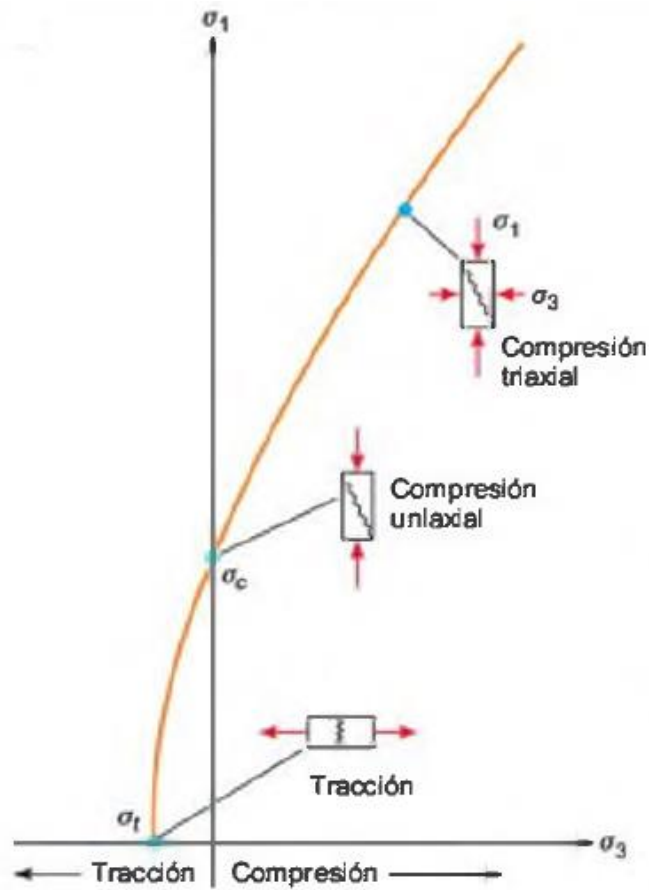


Ilustración 3 - 22: Envolvente de falla bajo el criterio de Hoek & Brown. (J & Lutgens, 2005).

Con base en la anterior ilustración, la resistencia a la tracción se calcula teniendo en cuenta que $\sigma_1 = 0$ y $\sigma_3 = \sigma_t$, por lo tanto, la ecuación cambia así:

$$\sigma_t = \frac{1}{2} \sigma_{ci} (m - \sqrt{m_i^2 + 4})$$

En la Tabla 3 – 9, se muestran otros valores típicos de resistencia a la compresión inconfiada para núcleos de roca intacta.

Tabla 3 - 9: Valores de resistencia a compresión simple categorizados en función de la dureza. (Evert Hoek & Marinos, 2000).

Grade*	Term	Uniaxial Comp. Strength (MPa)	Point Load Index (MPa)	Field estimate of strength	Examples
R6	Extremely Strong	> 250	>10	Specimen can only be chipped with a geological hammer	Fresh basalt, chert, diabase, gneiss, granite, quartzite
R5	Very strong	100 - 250	4 - 10	Specimen requires many blows of a geological hammer to fracture it	Amphibolite, sandstone, basalt, gabbro, gneiss, granodiorite, peridotite , rhyolite, tuff
R4	Strong	50 - 100	2 - 4	Specimen requires more than one blow of a geological hammer to fracture it	Limestone, marble, sandstone, schist
R3	Medium strong	25 - 50	1 - 2	Cannot be scraped or peeled with a pocket knife, specimen can be fractured with a single blow from a geological hammer	Concrete, phyllite, schist, siltstone
R2	Weak	5 - 25	**	Can be peeled with a pocket knife with difficulty, shallow indentation made by firm blow with point of a geological hammer	Chalk, claystone, potash, marl, siltstone, shale, rocksalt,
R1	Very weak	1 - 5	**	Crumbles under firm blows with point of a geological hammer, can be peeled by a pocket knife	Highly weathered or altered rock, shale
R0	Extremely weak	0.25 - 1	**	Indented by thumbnail	Stiff fault gouge

Ahora, el valor de m_i se obtiene mediante los resultados de un ensayo triaxial. Sin embargo, de no contar con dicho ensayo, Gonzales de Vallejo, 2002, elaboró una tabla donde describe diferentes tipos básicos de roca con un valor de la constante m_i , la cual se muestra en la Tabla 3 – 10.

Tabla 3 - 10: Valores de m_i , para tipos básicos de roca. (Gonzales de Vallejo, 2002).

Valores de la constante m, para la matriz rocosa				
Tipo de roca y valor de la constante m				
Sedimentarias clásicas	Conglomerado	(22)	Lutita	4
	Arenisca	19	Grauvaca	(18)
	Limolita	9		
Sedimentarias no clásicas	Caliza margosa	7	Caliza micrítica	8
	Brecha caliza	(20)	Yeso	16
	Caliza esparítica	(10)	Anhidrita	13
Metamórficas	Mármol	9	Gneis (*)	33
	Cuarcita	24	Esquisto (*)	4 - 8
	Migmatita	(30)	Filita (*)	(10)
	Anfibolita	25 - 31	Pizarra (*)	9
	Milonita	(6)		
Ígneas	Granito	33	Diorita	(28)
	Riolita	(16)	Andesita	19
	Granodiorita	(30)	Gabro	27
	Dacita	(6)	Basalto	(17)
Ígneas extrusivas piroclásticas	Aglomerado	(20)	Toba	(15)
	Brecha	(18)		

Hoek y Brown, 1997. Los valores entre paréntesis son estimados.

(*) Valores obtenidos de ensayos en matriz rocosa con dirección de aplicación de la carga normal a los planos de foliación. El valor de m , será significativamente diferente si la rotura ocurre a favor de los planos de debilidad

En la Tabla 3 – 11, se muestra el valor de m_i para cada una de las familias básicas de roca, teniendo en cuenta su clase y textura.

Tabla 3 - 11: Valores de m_i , para las familias básicas de roca. (Evert Hoek & Marinós, 2000).

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Clastic		Conglomerates (21 ± 3)	Sandstones 17 ± 4	Siltstones 7 ± 2	Claystones 4 ± 2
			Breccias (19 ± 5)		Greywackes (18 ± 3)	Shales (6 ± 2) Marls (7 ± 2)
	Non-Clastic	Carbonates	Crystalline Limestone (12 ± 3)	Sparitic Limestones (10 ± 2)	Micritic Limestones (9 ± 2)	Dolomites (9 ± 3)
		Evaporites		Gypsum 8 ± 2	Anhydrite 12 ± 2	
	Organic				Chalk 7 ± 2	
METAMORPHIC	Non Foliated		Marble 9 ± 3	Hornfels (19 ± 4) Metasandstone (19 ± 3)	Quartzites 20 ± 3	
	Slightly foliated		Migmatite (29 ± 3)	Amphibolites 26 ± 6	Gneiss 28 ± 5	
	Foliated*			Schists 12 ± 3	Phyllites (7 ± 3)	Slates 7 ± 4
IGNEOUS	Plutonic	Light	Granite 32 ± 3	Diorite 25 ± 5	Granodiorite (29 ± 3)	
		Dark	Gabbro 27 ± 3	Norite 20 ± 5	Dolerite (16 ± 5)	
	Hypabyssal		Porphyries (20 ± 5)		Diabase (15 ± 5)	Peridotite (25 ± 5)
	Volcanic	Lava			Rhyolite (25 ± 5)	Dacite (25 ± 3)
					Andesite 25 ± 5	Basalt (25 ± 5)
	Pyroclastic	Agglomerate (19 ± 3)	Breccia (19 ± 5)	Tuff (13 ± 5)		

Nota: Los valores en paréntesis son estimados

3.5.2. RESISTENCIA DEL MACIZO ROCOSO

Es de conocimiento que los macizos rocosos se componen por bloques y discontinuidades que de forma global rigen la resistencia. Estos dos pueden ser modificados de acuerdo a las condiciones in-situ a las que se encuentren sometidas, cambiando en un alto rango la resistencia del macizo, por lo tanto, es correcto definir que un macizo es anisotrópico y caracterizar su resistencia es una actividad compleja.

Es así, que la resistencia del macizo se mide a partir del máximo esfuerzo que puede soportar, a partir de los parámetros resistentes c y ϕ . Sin embargo, la fracturación del macizo y parámetros resistentes, son consecuencia de los siguientes agentes según Gonzales de Vallejo, 2002:

- a) Resistencia de la matriz rocosa
- b) Resistencia al corte de las discontinuidades
- c) Resistencia al corte de 2 o 3 familias de discontinuidades
- d) Resistencia global del sistema de bloques

Definidos los agentes que determinan la resistencia del macizo rocoso, su evaluación se realiza a partir de las siguientes criterios según Gonzales de Vallejo, 2002:

- a) Métodos empíricos (experiencias y ensayos de laboratorio).
- b) Métodos indirectos (clasificaciones geomecánicas: índices de calidad).
- c) Modelos matemáticos y análisis de resultados.
- d) Modelaciones físicas.

3.5.3. CRITERIO DE FALLA DE HOEK-BROWN PARA MACIZOS ROCOSOS ISÓTROPAS

Este criterio supone que existe contacto entre los bloques y que la resistencia del macizo está en función de la resistencia de las discontinuidades. La teoría planteada tiene en cuenta la no linealidad de las tensiones (condición triaxial) y fue desarrollada para estimar la resistencia de un macizo isótropo, a través de la siguiente ecuación por Hoek & Brown en 1980:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \sqrt{m_i \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} \sigma_{ci} + s}$$

Donde:

σ_1 : Esfuerzo principal mayor

σ_3 : Esfuerzo principal menor

σ_{ci} : Resistencia a compresión simple del macizo rocoso

m_i y s : Constantes que dependen de las propiedades del macizo rocoso

En la Tabla 3 – 12, se muestra el valor de m y s , para diferentes clasificaciones de roca en función de su calidad.

Dado lo anterior, se puede observar que no existen valores de m y s para macizos alterados o de mala calidad, por lo tanto, Hoek en 1994 ha propuesto la siguiente ecuación para macizos rocosos fracturados de mala calidad con materiales blandos y alterados:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^\alpha$$

A esta ecuación se le ha nombrado el criterio generalizado de Hoek, donde:

Tabla 3 - 12: Relación de los valores m y s , con la calidad de los macizos rocosos según Hoek-Brown 1988. (Gonzales de Vallejo, 2002).

Criterio de rotura empírico	Cte. del material: m y s	Rocas carbonatadas: dolomías, calizas y mármol	Rocas arcillosas: argilitas, limolitas, lutitas y pizarras	Rocas areniscas: areniscas y cuarcitas	Rocas ígneas cristalinas de grano fino: andesitas, doleritas, diabasas y riolitas	Rocas cristalinas ígneas de grano grueso y metamórficas: anfíbolitas, gabros, gneiss, granitos, noritas y Cuarzodionita
$\sigma_3 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_a\sigma_3 + s\sigma_a^3}$						
σ_3 y α_3 : esfuerzos principales mayor y menor						
σ_3 = esfuerzo compresivo uniaxial de la matriz rocosa						
m y s : constantes empíricas del macizo rocoso	Valores para el macizo rocoso o afectado por valores (disturbed) Valores para el macizo rocoso sin alterar (undisturbed)					
Muestras de roca intacta						
Muestras de tamaño de probeta de laboratorio sin discontinuidades.	m	7.0	10.0	15.0	17.0	25.0
	s	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
RMR = 100	m	7.0	10.0	15.0	17.0	25.0
Q = 500	s	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Macizo rocoso de muy buena calidad						
Bloque de roca sana. Juntas sin meteorizar y con espaciado de 1 a 3 m.	m	2.40	3.43	5.14	5.82	8.56
	s	0.082	0.082	0.082	0.082	0.082
RMR = 85	m	4.10	5.85	8.78	9.95	14.63
Q = 100	s	0.189	0.189	0.189	0.189	0.189
Macizo rocoso de calidad buena						
Bloques de roca sana o ligeramente meteorizada, con juntas especiadas de 1 a 3 m.	m	0.575	0.821	1.231	1.395	2.052
	s	0.00293	0.00293	0.00293	0.00293	0.00293
RMR = 65	m	2.006	2.865	4.298	4.871	7.163
Q = 10	s	0.0205	0.0205	0.0205	0.0205	0.0205
Macizo rocoso de calidad media						
Varias familias de discontinuidades moderadamente meteorizadas con espaciados de 0.3 a 1 m.	m	0.128	0.183	0.275	0.311	0.458
	s	0.00009	0.00009	0.00009	0.00009	0.00009
RME = 44	m	0.947	1.353	2.030	2.301	3.383
Q = 0.1	s	0.00198	0.00198	0.00198	0.00198	0.00198
Macizo rocoso de calidad mala						
Numerosas juntas meteorizadas con algo de relleno. Brechas compactas sin rellenos. Espaciado de 0.03 a 0.5 m.	m	0.029	0.041	0.61	0.069	0.102
	s	0.000003	0.000003	0.000003	0.000003	0.000003
RMR = 23	m	0.447	0.639	0.959	1.087	1.598
Q = 0.1	s	0.00019	0.00019	0.00019	0.00019	0.00019

Tabla 3 - 13: Continuación Tabla – 12. Relación de los valores m y s , con la calidad de los macizos rocosos según Hoek-Brown 1988. Fuente: (Gonzales de Vallejo, 2002). Elaboración: Autoría propia.

Macizo rocoso de calidad muy mala						
Numerosas juntas intensamente meteorizadas con rellenos. Espaciado < 0.05 m. Brechas con rellenos arcillosos.	m	0.007	0.010	0.015	0.017	0.025
RMR = 3	s	0.0000001	0.0000001	0.0000001	0.0000001	0.0000001
Q = 0.01	m	0.219	0.313	0.469	0.532	0.782
	s	0.00002	0.00002	0.00002	0.00002	0.00002

m_b : Para este caso es una constante reducida del valor de m_i para macizos isotrópicos.

s y α : Son constantes del macizo rocoso

Por otra parte, este criterio también se puede expresar mediante la envolvente del círculo de Mohr así:

$$\tau = A\sigma_{ci} \left(\frac{\sigma_n - \sigma_m}{\sigma_{ci}} + s \right)^B$$

Donde:

A y B, son constantes del material

σ_n : Esfuerzo normal en el punto de interés

σ_m : Resistencia a la tensión del macizo = $\frac{S\sigma_{ci}}{m}$

Como ya se mencionó anteriormente, el criterio de Mohr-Coulomb es sencillo de usar, sin embargo, su evaluación no se compara a la realidad en cuanto a esfuerzos de tensión y deformación de un macizo rocoso, ya que el comportamiento no es lineal.

3.5.4. OTROS CRITERIOS SEGÚN HOEK & BROWN

3.5.4.1. CRITERIO DE MOHR-COULOMB

A lo largo del ejercicio profesional, es notable que aún se manejan ecuaciones y software que están en función del criterio de rotura de Mohr-Coulomb, por lo tanto, es necesario determinar parámetros de resistencia c y ϕ , para cada estrato de roca o para cada nivel

de esfuerzos. Sin embargo y como ya se mencionó anteriormente, el criterio Mohr-Coulomb se desarrolló mediante relaciones de comportamiento lineal y no muestra el verdadero comportamiento de la roca, por lo tanto, este nuevo criterio se ajusta mediante una relación lineal media y así equilibrar las funciones de rotura. Lo anterior se manifiesta con base en las siguientes ecuaciones:

$$\phi' = \text{sen}^{-1} \left[\frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}} \right]$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci}[(1+2a)s + (1-a)m_b\sigma'_{3n}](s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)\sqrt{1 + \frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)}}}$$

Donde $\sigma'_{3n} = \sigma'_{3max}/\sigma_{ci}$

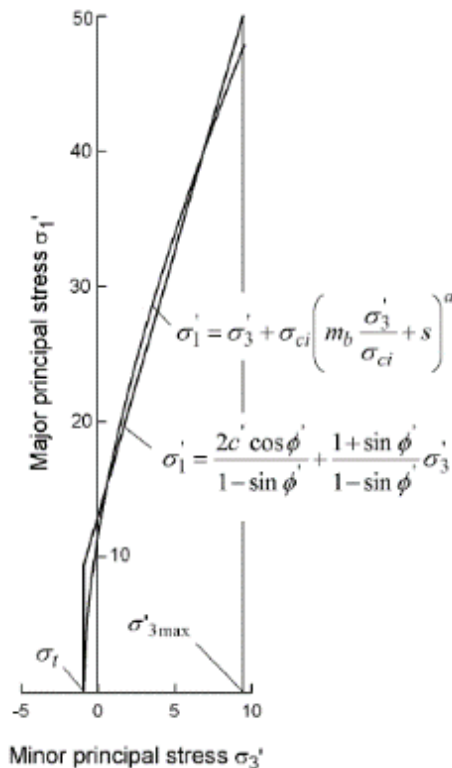


Ilustración 3 - 23: Relación de esfuerzo principal mayor y menor desarrollada en el criterio Hoek-Brown equivalente al criterio de Mohr-Coulomb. (E. Hoek, 2006).

3.5.4.2. MODULO DE DEFORMACIÓN

Mediante mediciones realizadas en China y Taiwán, Hoek & Diederichs, 2006, propusieron una ecuación para calcular el módulo de deformación de un macizo rocoso, la cual contempla la geología, el factor GSI (ver capítulo 3.1.2. HOEK (1994) - GSI) y el factor de perturbación (D). Lo anterior resultado de comprobaciones de las ecuaciones propuestas anteriormente, las cuales no satisfacían el comportamiento real del macizo rocoso, además, que fueron desarrolladas empíricamente.

Con base en los datos obtenidos, una vez analizados y graficados, se evidenció que estos se ajustaban en un 90% a una función sigmoide, por lo tanto, se propuso la siguiente ecuación:

$$E_{rm} = E_i \left(0.02 + \frac{1 - D/2}{1 + e^{\left(\frac{60+15D-GSI}{11}\right)}} \right)$$

Donde:

E_{rm} = Modulo del macizo rocoso

E_i = Modulo intacto de la roca - $E_i = MR * \sigma_{ci}$

En la Ilustración 3 – 24, se puede observar la distribución de daos medidos encampo versus los resultados de la ecuación plantada por Hoek & Diederichs, 2006.

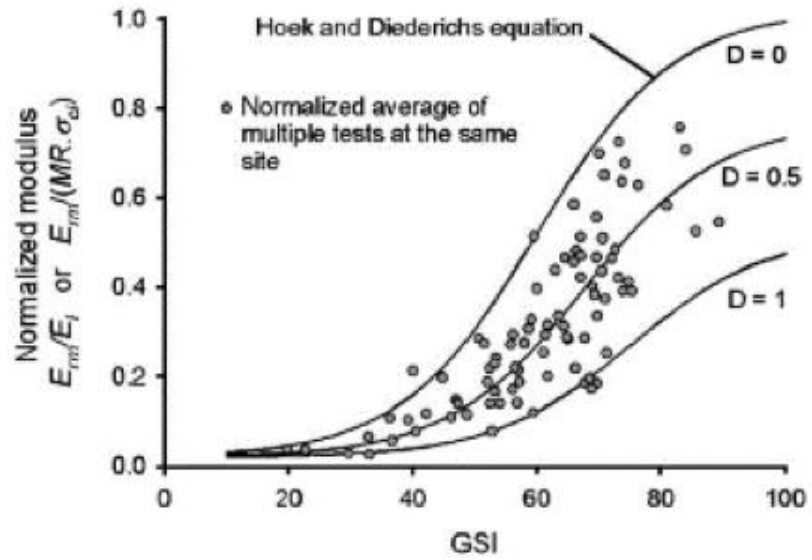


Ilustración 3 - 24: Valor de GSI obtenido en campo versus el módulo de deformación. (E. Hoek, 2006).

Tabla 3 - 14: Pautas para seleccionar un módulo relativo (MR), en función de las teorías de Deere (1968), Palmström y Singh (2001). (E. Hoek, 2006).

Rock type	Class	Group	Texture			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
Sedimentary	Clastic		Conglomerates 300-400 Breccias 230-350	Sandstones 200-350	Siltstones 350-400 Greywackes 350	Claystones 200-300 Shales 150-250 ^a Marls 150-200
	Non-clastic	Carbonates	Crystalline limestones 400-600	Sparitic limestones 600-800	Micritic Limestones 800-1000	Dolomites 350-500
		Evaporites		Gypsum (350) ^b	Anhydrite (350) ^b	
		Organic				Chalk 1000+
Metamorphic	Non-foliated		Marble 700-1000	Hornfels 400-700 Metasandstone 200-300	Quartzites 300-450	
	Slightly foliated		Migmatite 350-400	Amphibolites 400-500	Gneiss 300-750 ^a	
	Foliated ^a			Schists 250-1100 ^a	Phyllites/Mica Schist 300-800 ^a	Slates 400-600 ^a
Igneous	Plutonic	Light	Granite ^c 300-550 Granodiorite ^c 400-450	Diorite ^c 300-350		
		Dark	Gabbro 400-500 Norite 350-400	Dolerite 300-400		
	Hypabyssal			Porphyries (400) ^b	Diabase 300-350	Peridotite 250-300
	Volcanic	Lava		Rhyolite 300-500 Andesite 300-500	Dacite 350-450 Basalt 250-450	
		Pyroclastic	Agglomerate 400-600	Volcanic breccia (500) ^b	Tuff 200-400	

^aHighly anisotropic rocks: the value of MR will be significantly different if normal strain and/or loading occurs parallel (high MR) or perpendicular (low MR) to a weakness plane. Uniaxial test loading direction should be equivalent to field application.
^bNo data available, estimated on the basis of geological logic.
^cFelsic Granitoids: coarse grained or altered (high MR), fined grained (low MR).

3.5.4.3. DETERMINACIÓN DE σ_{3max}

Este parámetro se evalúa en función del objeto de estudio como lo son los túneles profundos con respecto a la superficie o los taludes. Para efectos de la presente investigación, se abarcará únicamente los túneles profundos, por lo tanto, el valor de

σ'_{3max} que se puede obtener, es el que se calcula con la curva característica del macizo rocoso. Es así como se han empleado soluciones que se apoyan en los criterios de Hoek-Brown Generalizado y Mohr Coulomb, para obtener un valor equivalente σ'_{3max} , que sea similar al de las curvas características. Como resultado se obtuvo la siguiente ecuación, obtenida de los datos que muestran en la Ilustración 3 – 25.

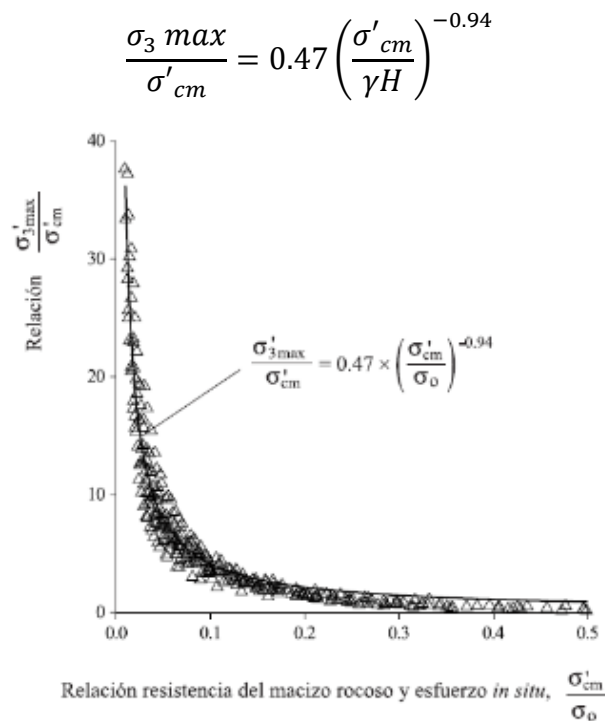


Ilustración 3 - 25: Grafica de σ'_{3max} , con base en los criterios Hoek-Brown Generalizado y Mohr Coulomb.

3.5.4.4. FACTOR DE ALTERACIÓN D

Durante el proceso constructivo de un túnel, es común inducir perturbación a la integridad del macizo rocoso debido a la explosión (SPVC) y/o a la relajación de esfuerzos debido al vacío generado (SPVC o rozado), por lo tanto, Hoek & Diederichs, 2006, determino un factor de perturbación D, que varía de cero (0) para los macizos rocosos intactos a uno (1) para las macizos rocosos muy perturbados. En la Ilustración 3 – 26, se muestra una guía para estimar el factor D.

Apariencia del macizo rocoso	Descripción del macizo rocoso	Valor <i>D</i> sugerido
	<p>Excelente calidad de voladura controlada o excavación con tuneladora, TBM, con resultados de alteración mínima del macizo rocoso confinado circundante al túnel</p>	<p>$D = 0$</p>
	<p>Excavación mecánica o manual en macizos rocosos de mala calidad (sin voladuras) con una alteración mínima en el macizo rocoso circundante.</p> <p>Cuando aparezcan problemas de deformación en el piso durante el avance, la alteración puede ser severa a menos que se coloque una contrabóveda temporal, tal como se muestra en la fotografía.</p>	<p>$D = 0$</p> <p>$D = 0.5$ No invert</p>
	<p>Voladura de muy mala calidad en un túnel en roca competente con daños locales severos, extendiéndose 2 o 3 m en el macizo rocoso circundante.</p>	<p>$D = 0.8$</p>
	<p>Pequeñas voladuras en taludes de ingeniería civil dan lugar a pequeños daños al macizo rocoso, particularmente si se usan voladuras de contorno como se muestra en el lado izquierdo de la fotografía. Sin embargo la liberación de tensiones resulta en alguna alteración.</p>	<p>$D = 0.7$ Good blasting</p> <p>$D = 1.0$ Poor blasting</p>
	<p>Los taludes en las grandes minas a cielo abierto sufren alteraciones significativas debido a las grandes voladuras de producción y también debido a la relajación de tensiones al retirar el estéril de recubrimiento.</p> <p>En algunas rocas blandas la excavación puede llevarse a cabo mediante el ripado y empuje con tractores de orugas y el grado de afección a los taludes será menor.</p>	<p>$D = 1.0$ Production blasting</p> <p>$D = 0.7$ Mechanical excavation</p>

Ilustración 3 - 26: Guía para determinar el factor de perturbación *D*.

Es de anotar que el factor D se aplica sólo a la zona alterada por la explosión y no debe aplicarse a todo el macizo rocoso.

3.5.4.5. RESISTENCIA DEL MACIZO ROCOSO

Con respecto a esta metodología es importante definir que la compresión uniaxial del macizo se define a partir de la siguiente ecuación:

$$\sigma_c = \sigma_{ci} S^a$$

Con base en los anterior, la falla se propaga generando un campo de esfuerzos biaxial, la cual se detiene una vez los esfuerzos inducidos son iguales o inferiores a la resistencia. Sin embargo, el análisis no puede limitarse a los descrito anteriormente, ya que es necesario conocer el comportamiento global del macizo, por lo tanto, Hoek & Brown, 1997, propusieron que dicho comportamiento se podría determinar con base en el criterio de Mohr-Coulomb así:

$$\sigma'_{cm} = \frac{2c' \cos \phi'}{1 - \sin \phi'}$$

Una vez determinado el campo de esfuerzos, donde generalmente $\sigma_t < \sigma'_3 < \sigma_{ci}/4$, a partir de c' y ϕ' , se tiene la siguiente ecuación:

$$\sigma'_{cm} = \sigma_{ci} \frac{[m_b + 4s - a(m_b - 8s)](\frac{m_b}{4} + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)}$$

3.5.5. CRITERIO DE FALLA PARA MACIZOS ROCOSOS ANISÓTROPOS

De acuerdo con Gonzales de Vallejo, 2002, se consideran macizos anisótropos cuando estos se conforman de macizos estratificados con un familia de juntas o cuando son macizos diaclasados con varias familias de juntas.

3.5.5.1. MACIZOS ESTRATIFICADOS CON UNA FAMILIA DE DISCONTINUIDADES

La resistencia del macizo es función de la magnitud de los esfuerzos aplicados y la dirección de las estratificaciones definidas. Para tal fin, se supone que el comportamiento del macizo rocoso se rige por la resistencia transversal del macizo, donde no influye otra discontinuidad. Según Gonzales de Vallejo, 2002, los macizos rocosos con matriz rocosa blanda y anisótropa, la resistencia no presenta gran variación, mientras que en macizos con presencia de fallas a favor de los planos de estratificación, la resistencia deberá ser definida por el criterio de Mohr-Coulomb, así:

$$\sigma_1 = \frac{2c + \sigma_3 [\text{sen}2\theta + \tan\phi(1 - \text{cos}2\theta)]}{\text{sen}2\theta - \tan\phi(1 + \text{cos}2\theta)}$$

Donde:

θ = Ángulo desde la normal al plano de falla con el σ principal mayor. Valido para valores cercanos a 90° o menores que el ángulo de fricción del plano.

En caso de que la matriz rocosa sea isótropa, la resistencia se calcula a partir del criterio de Hoek & Brown ($s = 1$):

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \sqrt{\frac{m\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s}$$

3.5.5.2. MACIZOS DIACLASADOS (VARIAS FAMILIAS DE DISCONTINUIDADES)

Para el caso donde un macizo rocoso está dominado por 2 o más familias de discontinuidades en cualquier sentido, se establece que la resistencia del macizo es función de la resistencia de la discontinuidad y el ángulo de aplicación de la aplicación de

la carga con respecto a cada plano de debilidad. Es así, que, para cada plano de falla, existe una discontinuidad encargada de la resistencia el macizo.

Con base en lo anterior, Hoek & Brown en 1980, consideraron que en caso de contar con 4 o más familias de discontinuidades, la resistencia del macizo se debe evaluar con criterios de falla isotrópicos.

3.6. CLASIFICACIÓN DE MACIZOS ROCOSOS

Los sistemas de clasificación descritos a continuación sirven para estimar preliminarmente la calidad del macizo rocoso y condiciones particulares de su variabilidad. En sus inicios, estos sistemas fueron desarrollados para estimar soportes en túneles basados en empirismo (Terzaghi). Por otra parte, es de anotar que estos sistemas no reemplazan los métodos detallados y específicos que se usan en diseño.

Con el fin de clasificar los macizos rocosos, es necesario conocer los parámetros básicos descritos en el capítulo 1.2 VARIABLES DE INTERÉS, para efectuar una clasificación geomecánica. A continuación, se describen las distintas clasificaciones usadas a lo largo del ejercicio profesional:

3.6.1. TERZAGHI (1946)

Este autor propuso que el factor de carga (H_p) que soportará un macizo rocoso, es la altura correspondiente al suelo ubicado sobre el techo del túnel, siendo probable que dicho peso sea lo que soporten los arcos de acero. Terzaghi calculó dichos factores a través de un túnel construido para un tren ferrovial en los años 20.

3.6.1.1. CLASES DE ROCA

Representa la calificación del macizo rocoso por medio de categorías en función de la carga que soportaría el revestimiento del túnel y la discontinuidades estructurales, por lo tanto, determinó 9 categorías (Singh & Goel, 2006):

- a) **DURA Y SANA:** Es un macizo inalterado que no tiene diaclasas ni fracturas. La resistencia a la compresión inconfiada es igual o superior a 100 MPa.
- b) **DURA Y ESTRATIFICADA (ESQUISTOSA):** El macizo se manifiesta en capas duras con presencia de diaclasas transversales a las estratificaciones. Entre capa y capa de roca, la resistencia entre la separación es muy baja.
- c) **MASIVA MODERADAMENTE DIACLASADA:** El macizo tiene juntas y pequeñas fracturas. Los bloques de roca generados se encuentran ensamblados entre sí, por lo tanto, durante la excavación no se requiere sostenimiento lateral.
- d) **MODERADAMENTE FRACTURADA Y AGRIETADA:** Es un macizo compuesto por bloques o capas de roca inalterada químicamente (meteorización), separados completamente, por lo tanto, durante una excavación de ser el caso es necesario proyectar soportes laterales.
- e) **MUY FRACTURADA:** Se compone de roca triturada químicamente alterada, con tamaños de bloques inferiores a 1.0 m.
- f) **COMPLETAMENTE FRACTURADA SIN METEORIZAR:** Compuesto por bloques inalterados químicamente con tamaños inferiores a 0.30 m. Dichos bloques no están entrelazados, por lo tanto, se puede presentar deformaciones hacia el centro del túnel.

g) ROCAS DEFORMABLES (PROFUNDIDAD MODERADA 150 – 1000 m):

Debido a las propiedades de la roca, esta puede presentar deformaciones debido a la presencia de minerales micáceos y arcillosos sometidos a grandes presiones laterales.

h) ROCAS DEFORMABLES (ALTA PROFUNDIDAD): La profundidad puede ser mayor de 150 m. La profundidad máxima recomendada del túnel es de 1000 m.

i) ROCA CON HINCHAMIENTO: Cuando se tiene presencia de minerales de arcilla expansivos (p.e. Montmorillonita).

3.6.1.2. FACTOR DE CARGA EN ROCA

De acuerdo con los resultados experimentales obtenidos en un túnel ferrovial soportado con arcos de acero, Terzaghi calculó los factores de carga en función del ancho “B” y de la altura de la masa de roca “H_t”, dispuesta en la corona del túnel mediante la instalación de soportes metálicos, obteniendo 9 factores de carga (Singh & Goel, 2006) para cada clase de roca, los cuales se describen en la Tabla 3 - 14.

Tabla 3 - 15: Carga en la roca para túneles con varias clases de roca. (Singh & Goel, 2006).

CLASE DE ROCA	CARGA EN LA ROCA H_p	OBSERVACIONES
I. DURA Y SANA	0.0	En caso de presentarse desprendimiento de fragmentos rocosos o estallidos, se necesita instalar revestimiento ligero
II. DURA Y ESTRATIFICADA (ESQUISTOSA)	0.0 – 0.5B	Debido a que la carga puede cambiar de forma errática de un punto a otro, se puede presentar caída de fragmentos rocosos de las paredes, por lo tanto, es necesario proyectar un sostenimiento ligero, como protección
III. MASIVA MODERADAMENTE DIACLASADA	0.0 – 0.25B	
IV. MODERADAMENTE FRACTURADA Y AGRIETADA	0.25B – 0.35 (B+H _t)	No se presenta presión lateral
V. MUY FRACTURADA	(0.20 – 0.60) (B+H _t)	La presión lateral es poca o nula
VI. COMPLETAMENTE FRACTURADA SIN METEORIZAR	(0.60 – 1.10) (B+H _t)	Se puede presentar presiones laterales considerables, por lo tanto, se puede presentar redistribución de esfuerzos hacia la base del túnel, requiriendo apoyo continuó para las partes bajas de los marcos
VII. ROCAS DEFORMABLES (PROFUNDIDAD MODERADA)	(1.10 – 2.10) (B+H _t)	Se presenta alta presión lateral, por lo tanto, se requiere una cuadrícula de apuntalamientos. Sin embargo, es preferible emplear marcos circulares
VIII. ROCAS DEFORMABLES (ALTA PROFUNDIDAD)	(2.10 – 4.50) (B+H _t)	
IX. ROCA CON HINCHAMIENTO	Hasta 80 m, independientemente del valor (B+H _t)	Debido al hinchamiento de la roca, es indispensable proyectar marcos circulares. En casos extremos, es necesario utilizar refuerzo elástico

NOTA 1: B es la distancia entre pilares del túnel en metros; H_t es la altura de la excavación en metros; H_p es la altura de la masa de roca suelta por encima del techo del túnel.

NOTA 2: Los valores dados para las clases de roca IV a VI, cuando el techo del túnel se encuentra permanentemente por encima del nivel freático, la carga debe ser reducida en un 50%.

Así mismo, Terzaghi propuso la siguiente ecuación para obtener la presión de soporte vertical del factor de carga de roca H_p

$$P_v = \gamma * H_p$$

Donde P_v es la presión de soporte, γ es el peso unitario de la masa rocosa y H_p es la altura de la sobrecarga suelta sobre el techo del túnel, como se observa en la Ilustración 3 - 27.

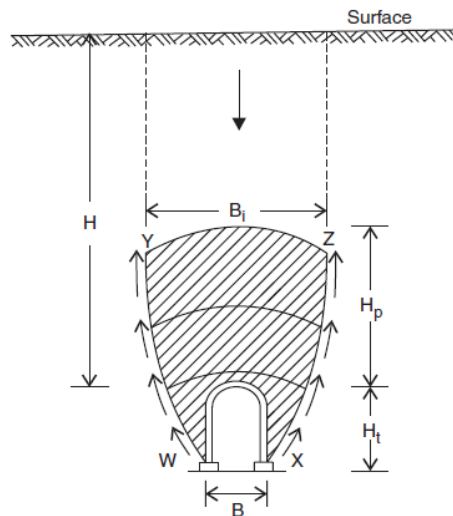


Ilustración 3 - 27: Concepto de carga en la roca, propuesto por Terzaghi (1946).

La ilustración anterior representa el movimiento de roca suelta hacia el techo y las paredes del túnel, generado por el relajamiento de los esfuerzos del macizo rocoso durante la excavación. La parte del macizo que se encuentra suelta ha sido achurada por los puntos w , x , y , z , actuará de manera constante en el comportamiento del túnel. Dado lo anterior, para controlar las presiones en el techo y paredes del túnel, se originan fuerzas de fricción que actúan a lo largo de los límites laterales w y x z , transfiriendo inmediatamente la parte más representativa del peso de la carga de roca encima del túnel, al material ubicado en las paredes del túnel. Como conclusión, se tiene que el techo y las paredes del túnel solo deberán soportar la carga equivalente a una altura H_p .

Por otra parte, Deere et al. (1970) modificó el sistema de clasificación de Terzaghi incluyendo el valor de RQD (ver numeral 3.6.4 DEERE (1967) - RQD), como la única medida de la calidad de la roca. En la Tabla 3 – 15, se describe dicha modificación.

Tabla 3 - 16: Carga en la roca para túneles con varias clases de roca, modificada por Deere (1970).
(Singh & Goel, 2006).

CLASE DE ROCA	RQD (%)	CARGA EN LA ROCA Hp	OBSERVACIONES
I. DURA Y SANA	95-100	0.0	Idéntico Tabla 3 - 14
II. DURA Y ESTRATIFICADA (ESQUISTOSA)	90-99	0.0 – 0.5B	
III. MASIVA MODERADAMENTE DIACLASADA	85-95	0.0 – 0.25B	
IV. MODERADAMENTE FRACTURADA Y AGRIETADA	75-85	0.25B – 0.35 (B+H _t)	Idéntico Tabla 3 - 14
V. MUY FRACTURADA	30-75	(0.20 – 0.60) (B+H _t)	
VI. COMPLETAMENTE FRACTURADA SIN METEORIZAR	3-30	(0.60 – 1.10) (B+H _t)	
VII. ROCAS DEFORMABLES (PROFUNDIDAD MODERADA)	0-3	(1.10 – 2.10) (B+H _t)	Idéntico Tabla 3 - 14
VIII. ROCAS DEFORMABLES (ALTA PROFUNDIDAD)	N.A.	(2.10 – 4.50) (B+H _t)	
IX. ROCA CON HINCHAMIENTO	N.A.	Hasta 80 m, independientemente del valor (B+H _t)	

Así mismo, Deere et al. (1970) también consideró el macizo rocoso como una parte integral del sistema de soporte, lo que significa que la Tabla 3 - 16 sólo es aplicable si el macizo rocoso tiene la capacidad de no desprenderse ni fracturarse, durante la relajación de esfuerzos. Deere et al. (1970) asumieron que la excavación de la máquina tuvo el efecto beneficioso de reducir las cargas rocosas en un 20 a 25 por ciento. De igual modo en la Tabla 3 – 16, se describen los resultados obtenidos mediante el uso de explosivos o máquinas perforadoras y las directrices propuestas para el uso de arcos de acero, pernos y soportes en concreto lanzado, actividades previstas para soportar túneles de 6 y 12 m de diámetro en roca.

Tabla 3 - 17: Directrices para la selección de arcos, pernos y espesor de concreto, para túnele de 6 a 12 m de diámetro. (Singh & Goel, 2006).

RQD (%)	Método de construcción		ARCOS DE ACERO		PERNOS		ESPESOR CONCRETO LANZADO		Soporte adicional
	TBM	Perforación y voladura	Peso	Espaciamiento (m)	Espaciamiento (m)	Requerimientos	Bóveda	Hastiales	
Excelente RQD < 90	Perforación y voladura	Perforación y voladura	Liviano	Ninguno u ocasional	Ninguno u ocasional	Raro	Ninguno u ocasional	Ninguno	Ninguno
Bueno RQD 75 a 90	Máquina perforadora	Perforación y voladura	Liviano	Ocasional entre 1.5 y 1.8	Ocasional entre 1.5 y 1.8	Ocasionalmente mallas y correas	Aplicación puntual de 5 a 7.5 cm	Ninguno	Ninguno
	Perforación y voladura	Perforación y voladura	Liviano a medio	De 1.5 a 1.8	De 1.5 a 1.8	Mallas y correas	5 a 10 cm	Ninguno	Pernos
Intermedio RQD 50 a 75	Máquina perforadora	Perforación y voladura	Liviano a medio	De 1.2 a 1.5	De 0.9 a 1.5	Mallas y correas	10 cm o mas	10 cm o mas	Pernos
	Perforación y voladura	Perforación y voladura	Medio	De 0.6 a 1.2	De 0.9 a 1.5	Anclaje (difícil construcción). Mallas y correas requeridas considerablemente	10 a 15 cm	10 a 15 cm	Pernos según la necesidad, espaciados de 1.2 a 1.8 m, de centro a centro
Pobre RQD 25 a 50	Máquina perforadora	Perforación y voladura	Medio a pesado	De 0.2 a 1.2	De 0.6 a 1.2	Anclaje (difícil construcción). Mallas y correas requeridas el 100%	15 cm o más en toda la sección		Conjunto de arcos es requerido
	Perforación y voladura	Perforación y voladura	Pesado	De 0.6	De 0.9				Conjunto de arcos (peso medio a pesado), son requeridos
Muy pobre RQD <25	Máquina perforadora	Perforación y voladura	Muy pesado	De 0.6	De 0.6 a 0.9	Anclaje (puede ser imposible su construcción). Mallas y correas requeridas el 100%	15 cm o más en toda la sección		Conjunto de arcos pesados son requeridos
	Perforación y voladura	Perforación y voladura							

3.6.1.3. LIMITACIONES

Teniendo en cuenta los estudios realizados por Terzaghi, es importante anotar que las directrices de diseño y construcción planteadas se basan especialmente para túneles perforados con máquinas excavadoras y sistema de perforación y voladura, con diámetros inferiores a 6.0 m, por lo tanto, esta metodología no puede ser usada para túneles con diámetros mayores.

3.6.2. LAUFFER (1958)

Mediante una serie de excavaciones reales, Lauffer midió el tiempo que permanecía estable una excavación (Autosoporte) en varios tipos de roca. Con base en lo anterior, en la Tabla 3 – 17, Lauffer resumió las diferentes condiciones expuestas en campo.

Tabla 3 - 18: Clasificación de diferentes tipos de terreno según Lauffer. (Oyangüren, 1991).

TIPO	LONGITUD LIBRE (m)	TIEMPO ESTABILIDAD	DESCRIPCIÓN ROCA	SOSTENIMIENTO	OBSERVACIONES
A	4	20 años	Sana	---	Terreno muy bueno. Excavación no revestida. Luz libre de 12 m estable por 20 años
B	4	6 meses	Algo fracturada	De techo	Terreno bueno
C	3	1 semana	Fracturada	De techo	Terreno bueno
D	1.5	5 horas	Friable	Cerchas ligeras	Terreno regular. Rocas blandas
E	0.8	20 minutos	Muy friable	Cerchas pesadas	Terreno malo. Roca blanda de baja cohesión. Terreno arcilloso con fuertes empujes
F	0.4	2 minutos	De empuje inmediato	Pesado y de frente	Terreno difícil y requieren métodos especiales para que pueda ser construido un túnel. Eje. Inyecciones, congelación, escudos, etc.
G	0.15	10 segundos	De empuje inmediato fuerte	Pesado y de frente	

Esta clasificación no fue muy reconocida en el ámbito profesional, sin embargo, fue la partida para que se desarrollará el Nuevo Método Austriaco “NATM”.

Con respecto a la metodología de Lauffer, la definición de autosoporte se basa en el aumento del diámetro del túnel, en relación con el tiempo en que permanece sin la instalación del soporte. En la Ilustración 3 – 28, se muestra un ábaco de la longitud libre versus el tiempo de estabilidad de la excavación, elaborado por Lauffer.

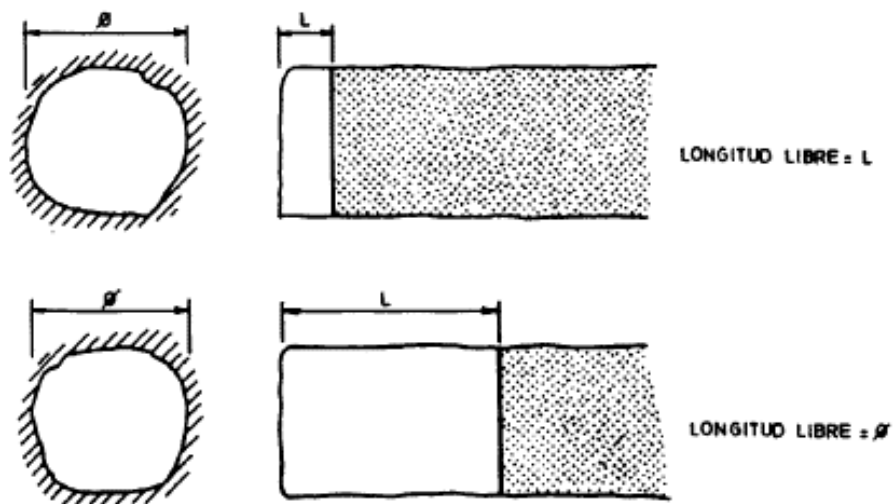
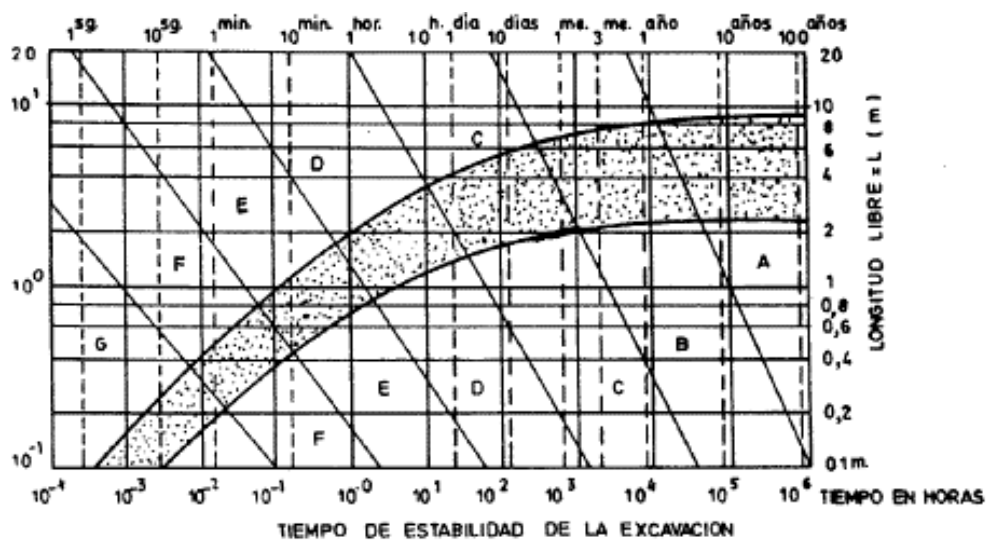


Ilustración 3 - 28: Longitud libre versus el tiempo de estabilidad de la excavación. (Oyangüren, 1991).

3.6.2.1. LIMITACIÓN

La complejidad de esta metodología es disponer en campo de longitudes libres en el túnel para determinar su tiempo de estabilidad y así calcular los parámetros de estabilidad

3.6.3. RABCEWICZ - NATM (1964)

Baso su teoría de clasificación de macizos rocosos, con base en el “Viejo Método Austriaco de Túneles. Este método consistía en la proyección sucesiva de secciones metálicas o en madera para el sostenimiento de la bóveda y paredes de túneles proyectados en Europa Central. La Ilustración 3 – 29, muestra el proceso constructivo usado para tal fin.

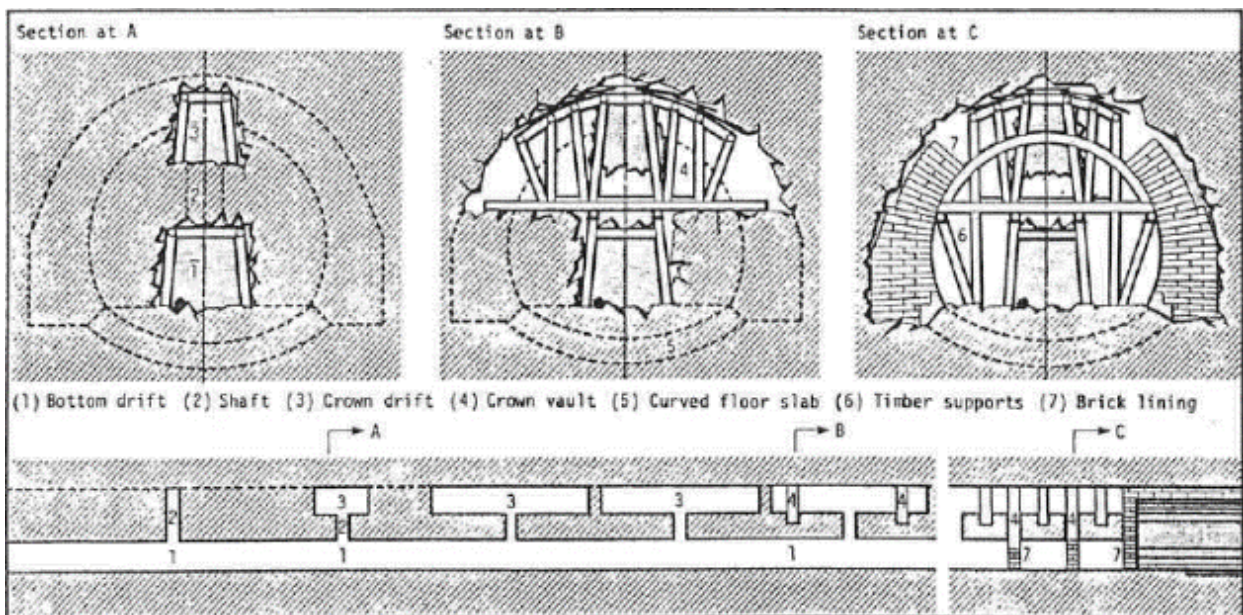


Ilustración 3 - 29: Ejemplo del antiguo método de construcción de túneles austriaco donde se instala un soporte rígido para el sostenimiento del túnel, paso a paso en varias secciones del perfil del túnel (Afer Braun, 1980). (Palmström & Dr. Stipendiat, 1993).

El anterior proceso se consideraba muy costoso y adicionalmente demandaba mucho tiempo, por lo tanto, los procedimientos de excavación y sostenimiento de futuros túneles debía ser mejorado ampliamente.

Con base en lo anterior, Rabcewicz propuso el “Nuevo Método Austriaco de Túneles” (NATM), el cual fue desarrollado teniendo en cuenta el comportamiento de procesos de excavación y sostenimiento ya implementados, y así ajusto teorías empíricas para determinar su comportamiento. Lo anterior, fue basado en el auge de la construcción de los túneles en los Alpes, donde se pudo evidenciar la relación entre esfuerzo y deformación durante la excavación de un túnel, y se encontraba disponible la tecnología del concreto inyectado. Así mismo, las experiencias de Rabcewicz permitieron desarrollar un nuevo método que se acoplo especialmente a terrenos difíciles, es decir, donde la calidad del macizo rocoso no permitía generar un sostenimiento autónomo, siendo de gran dificultad la construcción de los túneles.

Como parte de NATM, Rabcewicz introdujo el concepto de soporte de doble revestimiento (soporte inicial y final) para túneles. Este sistema permite que la roca y el soporte inicial se deformen antes de que se instale el soporte final o permanente, con el fin de reducir los esfuerzos. Rabcewicz (1975), señaló tres principios principales de NATM:

- a) El sistema se basa en la fuerza de la roca adyacente alrededor de todo el túnel, asumiéndola como parte integra del sostenimiento del túnel. Esto impide el fracturamiento de la roca, la apertura de las juntas y el debilitamiento del macizo debido a las deformaciones de la roca.
- b) Se usan obras de mejora como concreto lanzado y la instalación de pernos en rocas inestables.
- c) Es necesario la instalación de instrumentación, con el fin de verificar la estabilidad del túnel y determinar el respectivo diseño y construcción del soporte final.

Después durante la implementación del método, a partir de la experiencia se introdujeron otras características importantes como procedimientos de excavación y métodos de diseño más avanzados.

Finalmente, según Palmström & Dr. Stjndiat, 1993, en la práctica el NATM combina condiciones de suelo, procedimiento de excavación y soportes de túneles. Básicamente es un enfoque de 'construir sobre la marcha' basado en el monitoreo, respaldado por consideraciones teóricas.

3.6.3.1. PRINCIPIOS DE DISEÑO APLICADOS EN NATM

Con base en lo anterior, Rabcewicz (1975), se considera que NATM realizó la contribución esencial de cómo realizar soporte de roca, con base a mediciones en campo durante la ejecución de las excavaciones, complementadas con la teoría de mecánica de rocas.

Debido a que se deben realizar mediciones in situ, la documentación de todo el proceso debe ser estricta y en lo posible evitar el uso de ábacos de interacción suelo-soporte. A continuación, se describen los principios generales en detalle para el uso de NATM:

3.6.3.1.1. UTILIZACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO

De acuerdo con Rabcewicz, 1964 y 1975, Pacher, 1975, Brown, 1979, Ward 1978, entre otros autores, un macizo rocoso siempre tiene la capacidad de dilatarse y esta propiedad está en función de la proximidad del túnel y el tipo de terreno que lo rodea. Esos autores, destacan la importancia de permitir la dilatación del macizo en la medida que avance la excavación, con el fin de reducir los esfuerzos inducidos por la cobertura del túnel mediante su deformación. Una vez movilizado el macizo adyacente al túnel, este se convierte en un cuerpo capaz de soportar carga, el cual se debe complementar con elementos portadores de carga y soportes que confinen el terreno inestable.

Es de anotar que Rabcewicz, hizo una anotación importante con respecto a los esfuerzos laterales que se presentaban; este planteo que dichos esfuerzos desarrollaban fallas cortantes y no fallas por flexión, por lo tanto, se estableció que el soporte adyacente

podría ser de sección delgada, permitiendo deformación entre soportes y así prevenir la rotura y desprendimiento del macizo lateral. Lo anterior, fue verificado en 1965 mediante pruebas modelo, deduciendo que el soporte debe tener características de carga-deformación adecuadas y debe instalarse en el momento adecuado, por esta razón la necesidad del monitoreo permanente del túnel.

3.6.3.1.2. INSTALACIÓN DEL SOPORTE SOBRE LA ROCA

En la génesis del diseño, Fenner-Pacher desarrollaron una curva de respuesta de la roca ante la interacción del soporte, la cual fue aplicada inicialmente por los austriacos. En la Ilustración 3 – 30, se muestra dicha curva de interacción roca-soporte.

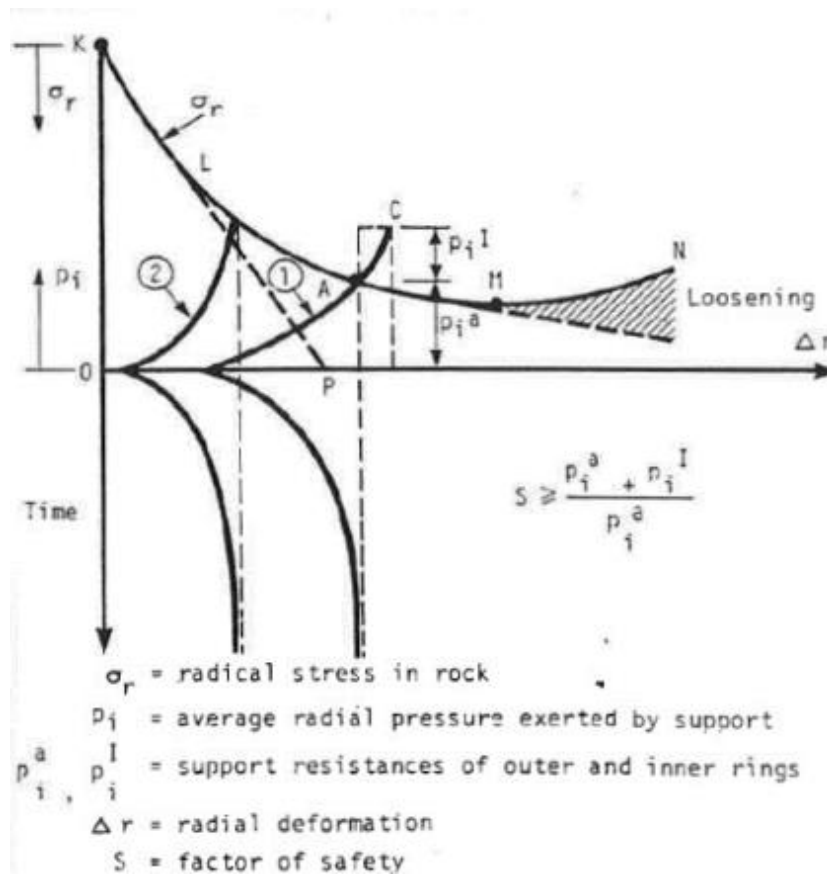


Ilustración 3 - 30: Ejemplo de un diagrama de interacción de soporte terrestre o una curva de Fenner - Pacher (Afier Brown, 1981). Los números 1 y 2 muestran dos sistemas de soporte diferentes instalados en diferentes momentos. (Palmström & Dr. Stipendiat, 1993).

La anterior curva se convierte en una herramienta que permite determinar el tiempo favorable para la instalación, así como la rigidez apropiada. Las propiedades de los diversos métodos de soporte de roca que se aplicarán en las curvas de respuesta en el suelo son muy complejas, ya que existe una gran variedad de sistemas y combinaciones de estos en uso. Por ejemplo, Hoek y Brown (1980) han proporcionado información sobre las características de varios tipos de apoyo, por lo tanto, cada método fue desarrollado en base a los criterios de cada autor.

Así mismo, la curva de respuesta mostrada indica que el tiempo de instalación del soporte de roca es un factor importante para una movilización favorable de la resistencia inherente de la masa rocosa y para optimizar el dimensionamiento de la cantidad de soporte a instalar sobre la roca, teniendo en cuenta lo establecido por Palmström & Dr. Stipendiat, 1993:

- a) Si el soporte se instala demasiado pronto con respecto al tiempo inicial de excavación ejecutada, se requiere un soporte pesado capaz de soportar las deformaciones generadas por la movilización del macizo rocoso, mientras que...
- b) Una instalación hecha demasiado tarde con respecto al tiempo inicial de excavación ejecutada puede causar deformaciones del macizo rocoso que rodean el túnel, provocando debilitamiento y fallas.

3.6.3.1.3. PRINCIPIOS DE EXCAVACIÓN Y SOPORTE ROCOSO

Una vez clasificado el macizo rocoso, durante la excavación de un túnel se necesita una estrecha relación entre el proceso de excavación y las obras de soporte de rocas, con el fin de mantener la estabilidad de la obra. En algunos casos, por motivos de estabilidad, puede ser necesario excavar secciones más pequeñas y dividir el frente en varias secciones.

Así mismo, se debe proporcionar un soporte flexible que permita una pequeña deformación para que se desarrolle una liberación de esfuerzos y posteriormente sostenga la excavación. En resumen, se debe implementar un sistema que genere soporte, con base en la instalación de pernos en la roca y concreto lanzado.


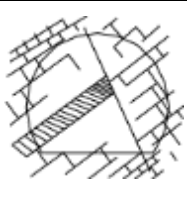
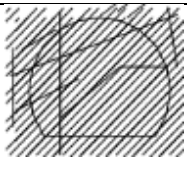
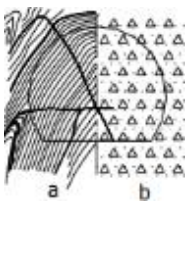
3.6.3.1.4. INSTRUMENTACIÓN Y MONITOREO DURANTE LA CONSTRUCCIÓN

La medición de deformaciones y tensiones es la única forma de conocer realmente, aunque sea de manera aproximada, las características mecánicas del macizo rocoso y su comportamiento durante la excavación, para saber si la construcción avanza satisfactoriamente. Estas mediciones registradas por instrumentos sofisticados proporcionan información para el control de la convergencia del túnel y en algunos casos la acumulación de sobrecarga en el soporte.

La información obtenida está en función de las características y propiedades de la roca, así como la sección transversal de la abertura. Con base en lo anterior, es posible adaptar el tipo y las dimensiones, así como el tiempo de soporte a las condiciones reales del terreno encontradas durante la excavación. Dichas mediciones in-situ y combinadas con la aplicación de la mecánica de rocas, han permitido observar la interacción de las fuerzas alrededor de la abertura excavada y asegurar que se ha mantenido en equilibrio.

Por otra parte, de acuerdo con los lineamientos de la metodología NATM, el macizo rocoso se clasifica sin una calificación de calidad numérica, en realidad las condiciones del suelo se describen cualitativamente. La ONORM B2203 Austriaca desarrollada en Octubre de 1994, se basa en las sugerencias de Rabcewicz et al. (1964), donde se establecieron las clases de macizos rocosos y el posible comportamiento para cada grupo de macizos rocoso, como se ilustra en la Tabla 3 – 18: Clases de macizo rocoso según ONORM B2203.

Tabla 3 - 19: Clases de macizo rocoso, según ONORM B2203. (Coşar, 2004).

CLASIFICACIÓN DE MACIZOS ROCOSO EN TÚNELES						
CLASE		TERRENO EXCAVADO	COMPORTAMIENTO GEOMECÁNICO	EFECTO DEL AGUA		
Nº	NOMBRE					
I	Dura: Puede ser frágil con el tiempo		Denso con algunos trazos de discontinuidad	Resistencia a la compresión uniaxial de la roca es mayor que el esfuerzo tangencial en la pared de la excavación del túnel.	Nada	
II	Frágil: Puede ser muy frágil con el tiempo		Algunas discontinuidades debido a la estratificación y juntas, relleno arcilloso en la zona de juntas	I. Continua estable (precaución con desprendimiento de rocas en el frente – rockburst). II. Continua estable con el soporte de la berma	Insignificante	
III	Friable		Trituración extensa y efectiva, fracturación, zonas de milonitas en todas direcciones, rellenos arcillosos	El esfuerzo tangencial en la pared de la excavación es mayor o igual a la resistencia de la roca. Abrir o cerrar el arco portante es necesario.	Muy eficaz en el relleno de las juntas	
IV	Squeezing		Triturado, zonas gruesas dobladas de milonitas, muy bien deformado, suelo cohesivo	Debido a que el esfuerzo tangencial en la pared de la excavación es mayor que la capacidad portante de la roca, el comportamiento de la roca es plástico. IV. Tasa de deformación lenta y menor V. Tasa de deformación rápida y eficaz. Se desarrollan esfuerzos horizontales y levantamiento del piso.	Sumamente efectivo en relleno de juntas y la calidad del macizo rocoso	
V	a		Completamente triturado, rocas milonitizadas	IV. Tasa de deformación lenta y menor V. Tasa de deformación rápida y eficaz. Se desarrollan esfuerzos horizontales y levantamiento del piso.	Muy alto, ablandamiento	
	b		Baja cohesión, suelo alterado			
VI	Tipo especial (terreno que fluye)	No cohesivo – Terreno que fluye		Similar a la clase V con especiales precauciones	Muchísimo	

Las principales clases y comportamientos de los macizos rocosos para cada grupo de macizo rocoso de acuerdo con la ONORM B2203, se muestran en la Tabla 3 – 19 y Tabla 3 - 20.

Tabla 3 - 20: Clases de macizo rocoso, según ONORM B2203. (Coşar, 2004).

Rock Mass Class	Behavior of Rock Mass		Explanations
	ONORM B 2203 After Oct. 1994	ONORM B 2203 Before Oct. 1994	
A	A1 Stable	A1 Stable	The rock mass behaves elastically. Deformations are small and decrease rapidly. There is no tendency of overbreaking after scaling of the rock portions disturbed by blasting. The rock mass is permanently stable without support.
	A2 Slightly Overbreaking	A2 Slightly Overbreaking	The rock mass behaves elastically. Deformations are small and decrease rapidly. A slight tendency of shallow overbreaks in the tunnel roof and in the upper portions of the sidewalls caused by discontinuities and the dead weight of the rock mass exists.
B	B1 Friable	B1 Friable	Major parts of the rock mass behave elastically. Deformations are small and decrease rapidly. Low rock mass strength and limited stand-up times related to the prevailing discontinuity pattern yield overbreaks and loosening of the rock strata in tunnel roof and upper sidewalls if no support is installed in time.
	B2 Very Friable	B2 Very Friable	This type of rock mass is characterised by large areas of non-elastic zones extending far into the surrounding rock mass. Immediate installation of the tunnel support, will ensure deformations can be kept small and cease rapidly. In case of a delayed installation or an insufficient quantity of support elements, the low strength of the rock mass yields deep loosening and loading of the initial support. Stand-up time and unsupported span are short. The potential of deep and sudden failure from roof, sidewalls and face is high.
	B3 Rolling		

Tabla 3 - 21: Continuación. (Coşar, 2004).

Rock Mass Class	Behavior of Rock Mass		Explanations
	ONORM B 2203 After Oct. 1994	ONORM B 2203 Before Oct. 1994	
C	C1 Rock Burstling	C1 Squeezing	C1 is characterized by plastic zones extending far into the surrounding rock mass and failure mechanisms such as spalling, buckling, shearing and rupture of the rock structure, by squeezing behaviour or by tendency rock burst. Subject rock mass shows a moderate, but distinct time depending squeezing behaviour; deformations calm down slowly except in case of rock bursts. Magnitude and velocity of deformations at the cavity boundary are moderate.
	C2 Squeezing		
	C3 Heavily Squeezing	C2 Heavily Squeezing	C2 is characterized by the development of deep failure zones and a rapid and significant movement of the rock mass into the cavity and deformations which decrease very slowly. Support elements may frequently be overstressed.
	C4 Flowing	L1 Short-term-stable with high cohesion	By limitation of the unsupported spans at arch and face, the rock mass remain stable for a limited time.
	C5 Swelling	L2 Short-term-stable with low cohesion	No stand up time without support by prior installation of forepolling or forepiling and shotcrete sealing of faces simultaneously with excavation. The low cohesion requires a number of subdivisions.

3.6.4. DEERE (1967) - RQD

Permite determinar un índice de la calidad del macizo rocoso, mediante la recuperación de núcleos de roca de 54 mm (NW), a partir de perforaciones efectuadas en campo. Se define como la relación entre la suma de los núcleos de roca intacta mayor a 10 cm y la

longitud de la exploración en porcentaje. En la Tabla 3 - 21, se muestra la variabilidad de la calidad del macizo en función del valor del RQD.

Tabla 3 - 22: Clasificación de la calidad del macizo rocoso según el índice RQD. Fuente: (Gonzales de Vallejo, 2002). Elaboración: Autoría propia.

RQD %	Calidad
< 25	Muy mala
25 - 50	Mala
50 - 75	Media
75 - 90	Buena
90 - 100	Muy buena

$$RQD = \frac{\sum \text{Nucleos de roca recobrados mayores a 10 cm}}{\text{Longitud de perforación}} * 100$$

(Cada 2.0 m)

Sin embargo, durante la recuperación de núcleos durante la perforación, en algunas ocasiones se pueden evidenciar rastros de discontinuidades. El valor de RQD, puede estimarse a partir del número total de discontinuidades por unidad de volumen, por lo tanto, la ecuación sugerida para su cálculo es la siguiente:

$$RQD = 115 - 3.3 * J_v$$

Donde:

J_v : Es la suma de la cantidad de discontinuidades por unidad de longitud, para todas las familias de discontinuidades presentes por unidad de volumen.

Es importante anotar, que al utilizar la relación de Palmstrom, las fracturas inducidas por la explosión o por el sistema de perforación con brocas de diamante, no deberían incluirse al estimar J_v .

Así mismo, a partir de la densidad de las discontinuidades o frecuencia de estas, Hudson (1989), presenta una formula empírica para el cálculo del RQD, así:

$$RQD = 100e^{(0.1\lambda)}(0.1\lambda + 1)$$

Donde:

λ : Es el número de discontinuidades por metro

Es de anotar, que este parámetro no tiene en cuenta el tipo de material de relleno de la discontinuidad, la rugosidad, el tamaño de la discontinuidad, ni su orientación, por lo tanto, esto genera una gran limitante a la hora de clasificar el macizo rocoso.

3.6.5. WICKHAM (1972) - RSR

RSR es un método cuantitativo que describe la calidad del macizo rocoso y permite seleccionar un soporte apropiado. Aunque el método es basado en historias de casos de túneles relativamente pequeños soportados por arcos de acero, fue la primera clasificación completa de macizos rocosos y fue el primero en hacer referencia al soporte de concreto lanzado.

Wickham et al. (1972), desarrollo un sistema de calificación donde se consideran dos tipos de factores que influyen en el comportamiento del macizo rocoso durante la construcción de un túnel: parámetros geológicos y parámetros de construcción.

Para obtener el valor numérico de RSR, se debe calcular mediante la siguiente ecuación:

$$RSR = A + B + C$$

Donde:

A: Geología: Origen del tipo de roca, dureza de la roca y estructura geológica.

Tabla 3 - 23: Parámetro B, según la clasificación de Wickham. (Oyangüren, 1991).

Tipo de terreno	Masiva	Estructura		
		Ligeramente plegada o fallada	Moderadamente plegada o fallada	Intensamente plegada o fallada
Ígneo	30	26	15	10
Sedimentario	24	20	12	8
Metamórfico	27	22	14	9

B: Geometría del túnel: Patrón de discontinuidad con respecto a la dirección de perforación del túnel.

Tabla 3 - 24: Parámetro A, según la clasificación de Wickham. (Oyangüren, 1991).

Separación media entre diaclasas (m)	Dirección: Perpendicular al eje			Sentido de avance	Dirección: Paralelo al eje			
	Ambas	Según buzamiento			Contra buzamiento	Ambas		
	Buzamiento de las diaclasas principales*							
	1	2	3	2	3	1	2	3
< 0.15	14	17	20	16	18	14	15	12
0.15 - 0.30	24	26	30	20	24	24	24	20
0.30 - 0.60	32	34	38	27	30	32	30	25
0.60 - 1.20	40	42	44	36	39	40	37	30
> 1.20	45	18	50	42	45	45	42	36

* 1 = 20°

2 = 20° - 50°

3 = 50° - 90°

C: Estado de las diaclasas: Flujos de agua y esparcimiento de las diaclasas.

Tabla 3 - 25: Parámetro C, según la clasificación de Wickham. (Oyangüren, 1991)

Afluencia de agua prevista 1/min/m	Suma A + B					
	20 - 45			46 - 80		
	Estado de las diaclasas*					
	1	2	3	1	2	3
Nula	18	15	10	20	18	14
Ligera (<2.5 1/min/m)	17	12	7	19	15	10
Media (2.5 - 12.5 1/min/m)	12	9	6	18	12	8
Alta (>12.5 1/min/m)	8	6	5	14	10	6

- * 1 = cerradas o cementadas
 2 = ligeramente alteradas
 3 = abiertas o muy alteradas

3.6.6. BARTON (1974) - Q

Con base en el análisis realizado de 212 casos históricos de túneles construidos en roca dura en Escandinavia, Barton, Lien y Lunde, en el Norwegian Geotechnical Institute, (Noruega), desarrollaron en 1974 el sistema de clasificación Q para macizos rocosos, el cual consiste en determinar las características del macizo rocoso y establecer el soporte del túnel. El valor de Q se calcula a partir de la siguiente ecuación:

$$Q = \left[\frac{RQD}{J_n} \right] * \left[\frac{J_r}{J_a} \right] * \left[\frac{J_w}{SRF} \right]$$

Donde:

RQD: Valor propuesto por Deere, que debe ser mayor o igual a 10

J_n: Numero de familias de discontinuidades. Indica el grado de fracturación del macizo rocoso

J_r: Número que indica la rugosidad de las diaclasas con la misma orientación critica.

J_a: Número que indica la alteración de las discontinuidades con la misma orientación critica.

J_w: Factor de reducción por la presencia de agua.

SRF: Factor de reducción por tensiones in-situ.

3.6.6.1. ESTIMACIÓN DE PARÁMETROS

Según Abbas & Konietzky, 2017, el primer término de la ecuación $\left[\frac{RQD}{J_n}\right]$, representa la geometría del macizo rocoso y es una medida del tamaño del bloque o cuña.

3.6.6.1.1. RQD: ROCK QUALITY DESIGNATION - DEERE

Como ya describió en el capítulo 3.6.4. DEERE (1967), el valor del RQD se calcula a través de la relación entre la suma de los núcleos de roca intacta mayor a 10 cm y la longitud de la exploración en porcentaje. A continuación, se ilustra en la Tabla 3 – 25, el valor del RQD según la clasificación de Singh & Goel, 2006.

Tabla 3 - 26: ROQ (Rock Quality Designation). (Singh & Goel, 2006).

Condition	RQD
A. Very poor	0–25
B. Poor	25–50
C. Fair	50–75
D. Good	75–90
E. Excellent	90–100

Nota 1: Cuando el valor calculado de RQD es ≤ 10 (incluido 0), se usa un valor nominal de 10.

Nota 2: Valores calculados de RQD en intervalos de 5, es decir, 100, 95, 90 etc., se consideran que son precisos.

3.6.6.1.2. J_n : NUMERO DE FAMILIAS DE DISCONTINUIDADES

Este factor se obtiene a partir de los levantamientos estructurales de campo, con el apoyo de proyecciones estereográficas. Dicho factor se ve influenciado por factores intrínsecos de la roca como la foliación, esquistosidad, clivaje o laminaciones. La Tabla 3 – 26, muestra los valores de J_n , en función de la condición de la discontinuidad:

Tabla 3 - 27: Valores de J_n . (Singh & Goel, 2006).

Condition	J_n
A. Massive, no or few joints	0.5–1.0
B. One joint set	2
C. One joint set plus random	3
D. Two joint sets	4
E. Two joint sets plus random	6
F. Three joint sets	9
G. Three joint sets plus random	12
H. Four or more joint sets, random, heavily jointed, "sugar cube", etc.	15
J. Crushed rock, earthlike	20

Nota 1: Cuando las discontinuidades paralelas tienen suficiente desarrollo, deben contabilizarse como una familia completa.

Nota 2: Para discontinuidades poco visibles o roturas ocasionales en los testigos debido a estos planos de falla, se contabilizan como discontinuidades ocasionales.

Nota 3: Para intersecciones use $3 \cdot J_n$. Para portales use $2 \cdot J_n$

3.6.6.1.3. J_r : NÚMERO QUE INDICA LA RUGOSIDAD DE LAS DIACLASAS CON LA MISMA ORIENTACIÓN CRÍTICA

Según Abbas & Konietzky, 2017, el segundo término de la ecuación $\left[\frac{J_r}{J_a}\right]$, se refiere a la resistencia al corte entre bloques, que representa la rugosidad y las características de fricción de las paredes de las diaclasas o material de relleno. Esta relación se inclina a favor de las uniones ásperas y sin alterar. Los valores altos representan una mejor "calidad mecánica" de la masa rocosa. La Tabla 3 – 27, muestra los valores de J_r .

Tabla 3 - 28: Valores de J_r . (Singh & Goel, 2006).

Condition	J_r
<i>(a) Rock wall contact and</i>	
<i>(b) Rock wall contact before 10 cm shear</i>	
A. Discontinuous joint	4
B. Rough or irregular, undulating	3
C. Smooth, undulating	2.0
D. Slickensided, undulating	1.5
E. Rough or irregular, planar	1.5
F. Smooth, planar	1.0
G. Slickensided, planar	0.5
<i>(c) No rock wall contact when sheared</i>	
H. Zone containing clay minerals thick enough to prevent rock wall contact	1.0
J. Sandy, gravelly or crushed zone thick enough to prevent rock wall contact	1.0

Nota 1: Las descripciones se refieren a características de escala pequeña e intermedia, en ese orden.

Nota 2: Agregue 1.0 si el espaciado promedio del conjunto de articulación relevante es ≥ 3 m.

Nota 3: $J_r = 0.5$, se puede usar para uniones lineales, lisas, con lineamiento, siempre que las alineaciones estén orientadas favorablemente.

Nota 4: La clasificación J_r y J_a se aplica a la articulación o discontinuidad que es menos favorable para la estabilidad, desde el punto de vista de la orientación como de la resistencia al corte (τ).

3.6.6.1.4. J_a : NÚMERO QUE INDICA LA ALTERACIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES CON LA MISMA ORIENTACIÓN CRÍTICA

Es el grado de alteración en las paredes de las discontinuidades o del material de relleno. Cuando estas discontinuidades presentan una cubierta delgada de mineral arcilloso y relleno, la resistencia se reduce significativamente. Para los casos donde la fricción entre las paredes es nula, la estabilidad del túnel no es favorable. En la Tabla 3 – 28, se describen los valores del factor J_a en función de la alteración de las paredes de las discontinuidades.

Tabla 3 - 29: Valores de J_r . (Singh & Goel, 2006).

Condition	ϕ_r approx (degree)	J_a
<i>(a) Rock wall contact (No mineral filling, only coating)</i>		
A. Tightly healed, hard, non-softening, impermeable filling, i.e., quartz or epidote		0.75
B. Unaltered joint walls, surface staining only	25–35	1.0
C. Slightly altered joint walls. Non-softening mineral coatings, sandy particles, clay-free disintegrated rock, etc.	25–30	2.0
D. Silty or sandy clay coatings, small clay fraction (non-softening)	20–25	3.0
E. Softening or low friction clay mineral coatings, i.e., kaolinite, mica. Also chlorite, talc, gypsum and graphite, etc. and small quantities of swelling clays (Discontinuous coatings, 1–2 mm or less in thickness)	8–16	4.0
<i>(b) Rock wall contact before 10 cm shear (Thin mineral fillings)</i>		
F. Sandy particles, clay-free disintegrated rock, etc.	25–30	4.0
G. Strongly over-consolidated, non-softening clay mineral fillings (continuous, <5 mm in thickness)	16–24	6.0
H. Medium or low over-consolidation, softening, clay mineral fillings (continuous, <5 mm in thickness)	12–16	8.0
J. Swelling clay fillings, i.e., montmorillonite (continuous, <5 mm in thickness). Value of J_a depends on percent of swelling clay-size particles, and access to water, etc.	6–12	8–12
<i>(c) No rock wall contact when sheared (Thick mineral fillings)</i>		
K, L, M. Zones or bands of disintegrated or crushed rock and clay (see G, H, J for description of clay condition)	6–24	6, 8 or 8–12
N. Zones or bands of silty or sandy clay, small clay fraction (non-softening)	–	5
O, P, R. Thick, continuous zones or bands of clay (see G, H, J for description of clay condition)	6–24	10, 13 or 13–20

Es de notar que la tabla anterior, describe el rango de ángulo de fricción residual de los materiales de relleno de las diaclasas.

3.6.6.1.5. J_w : NÚMERO QUE INDICA LA ALTERACIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES CON LA MISMA ORIENTACIÓN CRÍTICA

Según Abbas & Konietzky, 2017, el tercer término de la ecuación $\left[\frac{J_w}{SRF}\right]$, es un factor empírico que representa la tensión activa que incorpora presiones y flujos de agua, la

presencia de zonas de cizalladura y rocas portadoras de arcilla, rocas que se estrujan e hinchan y el estado de esfuerzos in-situ (Hoek, 2007).

El parámetro J_w se refiere a una medida de presión de agua, que influye negativamente en la resistencia al corte de las discontinuidades. Lo anterior se debe principalmente por la reducción en el esfuerzo normal efectivo a través de las discontinuidades. Además, el efecto del agua puede ocasionar el ablandamiento y lavado de discontinuidades que están llenas de arcilla. Los valores del parámetro J_w y la presión del agua, con respecto a las condiciones a través de las discontinuidades, se describen en la Tabla 3 – 29.

Tabla 3 - 30: Valores de J_w . (Singh & Goel, 2006).

Condition	Approx water pressure (MPa)	J_w
A. Dry excavations or minor inflow, i.e., 5 l/min locally	<0.1	1
B. Medium inflow or pressure, occasional out-wash of joint fillings	0.1–0.25	0.66
C. Large inflow or high pressure in competent rock with unfilled joints	0.25–1.0	0.5
D. Large inflow or high pressure, considerable out-wash of joint fillings	0.25–1.0	0.33
E. Exceptionally high inflow or water pressure at blasting, decaying with time	>1.0	0.2–0.1
F. Exceptionally high inflow or water pressure continuing without noticeable decay	>1.0	0.1–0.05

Nota 1: Las condiciones C a F son estimaciones brutas. Aumenta el J_w si se instalan medidas de drenaje.

Nota 2: No se consideran problemas especiales causados por la formación de hielo.

Nota 3: Para la caracterización general de masas rocosas distantes de influencias de excavación, se recomienda el uso de $J_w = 1.0, 0.66, 0.5, 0.33$, etc. a medida que la profundidad aumenta de 0-5, 5-25, 25-250 a > 250 m, suponiendo que RQD/J_n es lo suficientemente bajo (por ejemplo, 0,5-25) para una buena conductividad hidráulica. Esto ayudará a ajustar el valor de Q para algunos de los efectos efectivos de presión del agua, en combinación con los valores de caracterización apropiados de SRF.

3.6.6.1.6. SRF: FACTOR DE REDUCCIÓN POR TENSIONES IN-SITU

Según Abbas & Konietzky, 2017, SRF es una medida de:

- a) Disipación de esfuerzos en el caso de una excavación a través de zonas de cizalladura y rocas portadoras de arcilla.
- b) Esfuerzos rocosos en roca competente.
- c) Compresión de cargas en rocas plásticas incompetentes. El cociente aumenta con la disminución de la presión del agua y las proporciones de esfuerzo in-situ favorables.

En la Tabla 3 – 30, se describen los valores de J_w .

Tabla 3 - 31: Valores de J_w . (Singh & Goel, 2006).

Condition	SRF
<i>(a) Weakness zones intersecting excavation, which may cause loosening of rock mass when tunnel is excavated</i>	
A. Multiple occurrences of weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock, very loose surrounding rock (any depth)	10.0
B. Single-weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock (depth of excavation ≤ 50 m)	5.0
C. Single-weakness zones containing clay or chemically disintegrated rock (depth of excavation > 50 m)	2.5
D. Multiple-shear zones in competent rock (clay-free), loose surrounding rock (any depth)	7.5
E. Single-shear zones in competent rock (clay-free) (depth of excavation ≤ 50 m)	5.0
F. Single-shear zones in competent rock (clay-free) (depth of excavation > 50 m)	2.5
G. Loose, open joints, heavily jointed or "sugar cube", etc. (any depth)	5.0

Tabla 3 - 32: Continuación Tabla 3 - 30. (Singh & Goel, 2006).

<i>(b) Competent rock, rock stress problems</i>				
	q_c/σ_1	σ_θ/q_c	SRF (Old)	SRF (New)
H. Low stress, near surface open joints	>200	<0.01	2.5	2.5
J. Medium stress, favorable stress condition	200–10	0.01–0.3	1.0	1.0
K. High stress, very tight structure (usually favorable to stability, may be unfavorable to wall stability)	10–5	0.3–0.4	0.5–2	0.5–2.0
L. Moderate slabbing after >1 h in massive rock	5–3	0.5–0.65	5–9	5–50
M. Slabbing and rock burst after a few minutes in massive rock	3–2	0.65–1.0	9–15	50–200
N. Heavy rock burst (strain-burst) and immediate deformations in massive rock	<2	>1	15–20	200–400
<i>(c) Squeezing rock; plastic flow of incompetent rock under the influence of high rock pressures</i>				
		σ_θ/q_c		
O. Mild squeezing rock pressure		1–5		5–10
P. Heavy squeezing rock pressure		>5		10–20
<i>(d) Swelling rock; chemical swelling activity depending on presence of water</i>				
Q. Mild swelling rock pressure				5–10
R. Heavy swelling rock pressure				10–15

Nota 1: Reduzca estos valores de SRF en un 25-50% si las zonas de corte relevantes solo influyen, pero no se cruzan con la excavación. Esto también será relevante para la caracterización.

Nota 2: Para campo de esfuerzo virgen anisotrópico (si se midió): cuando $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, reduzca q_c a 0.75 q_c ; cuando $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, reduce q_c a 0.50 q_c (donde q_c es la resistencia a la compresión inconfiada), σ_1 y σ_3 son tensiones principales mayores y menores, σ_θ el esfuerzo tangencial máximo (estimado a partir de la teoría elástica).

Nota 3: Pocos registros de casos disponibles donde la profundidad de la corona debajo de la superficie es menor que el ancho del tramo, sugieren un aumento de la SRF de 2.5 a 5 para tales casos (ver H).

Nota 4: Los casos L, M y N suelen ser los más relevantes para el diseño de apoyo de la excavación de túneles profundos en macizos rocosos masivos duros, con proporciones RQD/Jn de aproximadamente 50-200.

Nota 5: Para la caracterización general de macizos rocosos distantes de influencias de excavación, se recomienda el uso de SRF = 5, 2.5, 1.0 y 0.5 a medida que la profundidad aumenta de 0-5, 5-25, 25-250, > 250 m. Esto ayudará a ajustar el valor de Q para algunos de los efectos de esfuerzos efectivos, en combinación con los valores de caracterización apropiados de J_w .

Nota 6: Se pueden presentar casos de roca expansiva para profundidades $H > 350Q^{1/3}$ [Singh y Goel, 1999]. La resistencia a la compresión del macizo rocoso se puede estimar a partir de $\sigma_{cm} \approx 5\gamma (Q_c)^{1/3}$ (MPa), donde γ es la densidad de la roca en Ton/m³, y $Q_c = Q (\sigma_c / 100)$.

3.6.6.2. APLICACIONES

a) Determinación del tipo de macizo rocoso.

La calidad del macizo rocoso determinado a partir del sistema Q, es un índice muy sensible y su valor varía de 0.001 a 1000. El uso del sistema Q, se recomienda específicamente para túneles y cavernas con techo arqueado. Según Singh & Goel, 2006, se tienen nueve clasificaciones de macizos rocosos.

Tabla 3 - 33: Clasificación del macizo rocoso, en función del sistema Q. (Singh & Goel, 2006).

Q	Group	Classification
0.001–0.01	3	Exceptionally poor
0.01–0.1		Extremely poor
0.1–1		Very poor
1–4	2	Poor
4–10		Fair
10–40		Good
40–100	1	Very good
100–400		Extremely good
400–1000		Exceptionally good

Nota: En el caso de que la calidad de la masa rocosa varíe de Q_{\min} a Q_{\max} , la calidad media de la masa rocosa de $(Q_{\max} \times Q_{\min})^{1/2}$, puede suponerse en los cálculos de diseño.

b) Estimación de la capacidad de soporte

Con base en 200 excavaciones subterráneas, clasificadas con el sistema Q, Barton et al. (1974, 1975), desarrollaron un ábaco que permite determinar la capacidad de soporte.

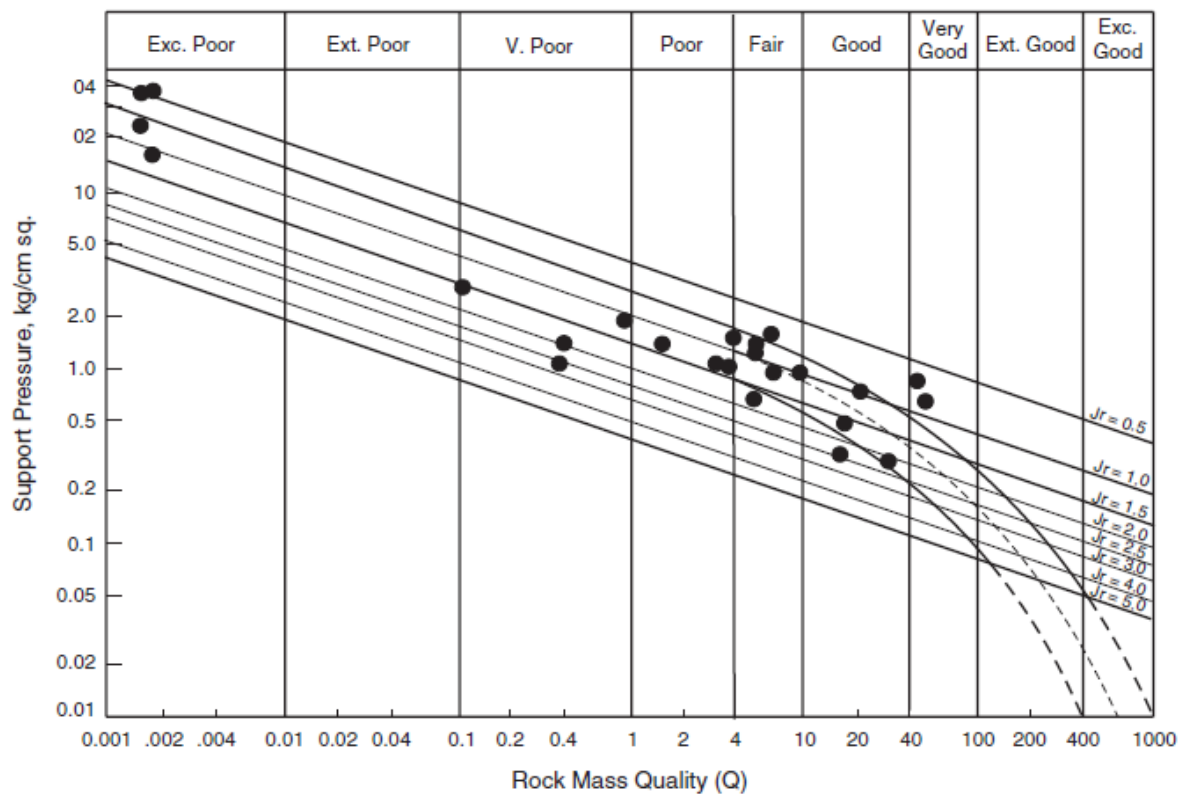


Ilustración 3 - 31: Correlación entre la presión de soporte y la calidad del macizo rocoso Q. (Singh & Goel, 2006).

Así mismo, encontraron las siguientes correlaciones empíricas para calcular la presión de soporte final, para 3 o más discontinuidades:

$$P_v = \left(\frac{0.2}{J_r}\right) * Q^{-1/3}$$

$$P_h = \left(\frac{0.2}{J_r}\right) * Q_w^{-1/3}$$

Donde:

P_v : Presión máxima de soporte del techo en MPa

P_h : Máxima presión de soporte de la pared en MPa

Q_w : Factor de pared

El factor de pared (Q_w), se obtiene después de multiplicar Q por un factor que depende de la magnitud de Q como se indica a continuación:

Tabla 3 - 34: Valor del factor Q_w en función del valor Q . (Singh & Goel, 2006).

Range of Q	Wall Factor Q_w
>10	5.0Q
0.1-10	2.5Q
<0.1	1.0Q

En caso de tener un macizo rocoso con 3 o menos discontinuidades, el cálculo de las presiones se debe realizar con base en las siguientes ecuaciones, según Barton et al. (1974):

$$P_v = \left(\frac{0.2 * J_n^{1/2}}{3 * J_r} \right) * Q^{-1/3}$$

$$P_h = \left(\frac{0.2 * J_n^{1/2}}{3 * J_r} \right) * Q_w^{-1/3}$$

Finalmente, en caso de determinarse un macizo rocoso pobre, Bhasin y Grimstad (1996), proponen que se debe usar la siguiente correlación para predecir la presión del soporte:

$$P_v = \left(\frac{40 * B}{J_r} \right) * Q^{-\frac{1}{3}} \quad KPa$$

Donde:

B: Es el diámetro o la longitud del túnel en metros.

3.6.6.3. APLICACIONES

- a) Para determinar el sostenimiento mediante el sistema Q , se deben seguir los siguientes pasos:

1) Estimación del valor ESR (Excavation Support Ratio)

La Tabla 3 – 34, ilustra los valores de ESR en función del uso de la excavación.

Tabla 3 - 35: Valores de ESR. (Singh & Goel, 2006).

S. No.	Type of excavation	ESR
1	Temporary mine openings, etc.	3-5
2	Vertical shafts:	2.5
	(i) circular section	2.0
	(ii) rectangular/square section	
3	Permanent mine openings, water tunnels for hydropower (excluding high pressure penstocks), pilot tunnels, drifts and headings for large excavations, etc.	1.6
4	Storage rooms, water treatment plants, minor road and railway tunnels, surge chambers, access tunnels, etc. (Cylindrical cavern?)	1.3
5	Oil storage caverns, power stations, major road and railway tunnels, civil defence chambers, portals, intersections, etc.	1.0
6	Underground nuclear power stations, railway stations, sports and public facilities, factories, etc.	0.8

2) Longitud de túnel sin soporte

Barton et al. (1974), propuso la siguiente ecuación para estimar la dimensión equivalente (D'_e) de un túnel autoportante o no soportado:

$$D'_e = 2.0(Q^{0.4}) m - \text{Sí, } H < 350 * Q^{1/3}$$

Donde:

$$D'_e = \text{Dimensión equivalente}$$

$$D'_e = \frac{\text{Longitud, diametro o altura en metros}}{ESR}$$

Q: RQD

ESR: Factor de soporte por excavación

En dimensión equivalente, el tramo o diámetro se usa para analizar el soporte del techo y la altura de la pared en caso de soporte de pared. La relación de soporte de excavación (ESR) apropiada para una variedad de excavaciones subterráneas se detalla en la Tabla 3 - 32.

Los requisitos generales para las aberturas permanentemente no compatibles son,

(a) $J_n < 9$, $J_r > 1.0$, $J_a < 1.0$, $J_w = 1.0$, $SRF < 2.5$

Además, a continuación, se proporcionan los requisitos condicionales para las aberturas permanentemente no soportadas.

(b) Si $RQD < 40$, necesita $J_n < 2$

(c) Si $J_n = 9$, necesita $J_r > 1.5$ y $RQD > 90$

(d) Si $J_r = 1.0$, necesita $J_w < 4$

(e) Si $SRF > 1$, necesita $J_r > 1.5$

(f) Si $span > 10$ m, necesita $J_n < 9$

(g) Si $span > 20$ m, necesita $J_n < 4$ y $SRF < 1$

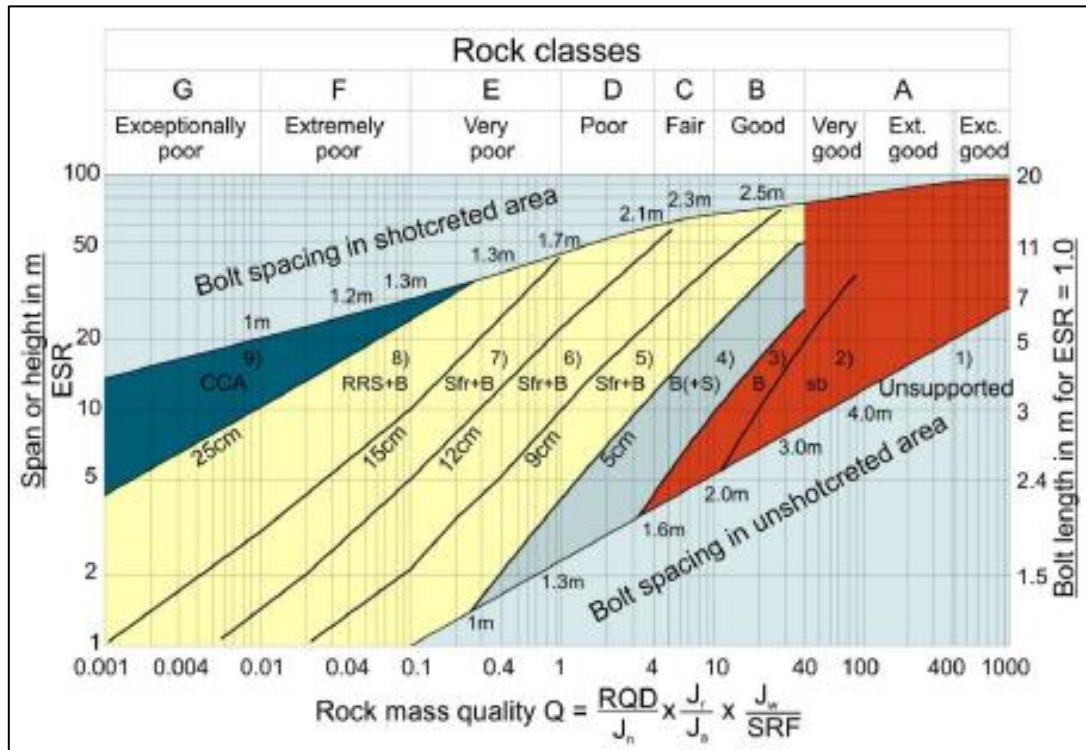


Ilustración 3 - 32: Tipos de soporte en función del valor Q. (Abbas & Konietzky, 2017).

- (b) Si $RQD < 40$, necesita $J_n < 2$
- (c) Si $J_n = 9$, necesita $J_r > 1.5$ y $RQD > 90$
- (d) Si $J_r = 1.0$, necesita $J_w < 4$
- (e) Si $SRF > 1$, necesita $J_r > 1.5$
- (f) Si $span > 10$ m, necesita $J_n < 9$
- (g) Si $span > 20$ m, necesita $J_n < 4$ y $SRF < 1$

Las tablas y cuadros de diseño empírico para el diseño del sistema de soporte se presentan en el Capítulo 10.

3.6.6.4. LIMITACIONES

Según Kaiser et al., 1986, es difícil obtener el factor de reducción de esfuerzo SRF mediante la metodología de Barton, ya que cualquiera de los valores expuestos, cubre

un amplio rango de esfuerzos in-situ para rocas. Como la importancia del esfuerzo in-situ sobre la estabilidad de la excavación subterránea, no está suficientemente representada en esta metodología, no se puede utilizar de manera efectiva en el diseño de ingeniería de rocas.

Por otra parte, el uso de una escala logarítmica del valor de Q (rango entre 0.001 a 1000), para estimar el tipo de soporte para un túnel (Ilustración 3 – 31), presenta una dificultad en el uso de la metodología de Barton. Además, la metodología no es adecuada para la clasificación de rocas blandas; como se mencionó anteriormente, la metodología fue desarrollada con base en excavación ejecutada en roca dura.

3.6.7. BIENIAWSKI (1973 – 1989) - RMR

El sistema de clasificación RMR: Rock Mass Rating, se desarrolló inicialmente en el Consejo Sudafricano de Investigación Científica e Industrial (CSIR) por Bieniawski, 1973, con base en las experiencias obtenidas en túneles poco profundos, compuestos por rocas sedimentarias.

En el transcurso de los años se ha modificado este sistema de clasificación, debido a otras experiencias obtenidas donde se realizaron excavaciones de túneles en roca poco competente, afrontando distintas adversidades durante el proceso constructivo.

Para aplicar el sistema de clasificación geomecánica, un sitio dado debe dividirse en un número de unidades geológicas estructurales, de tal manera que cada tipo de macizo rocoso esté representado por una unidad estructural geológica. Posteriormente se debe cuantificar la unidad estructural mediante la estimación de varios parámetros, que permiten determinar la calidad del macizo rocoso, en un valor que varía entre 0 y 100 inicialmente. Los siguientes seis parámetros se determinan para cada una de las unidades estructurales:

- a) Resistencia de compresión uniaxial del material de roca intacto.
- b) Designación de calidad de roca RQD.
- c) Espaciamiento de articulación o discontinuidad.
- d) Condición conjunta,
- e) Condición del agua subterránea.
- f) Orientación conjunta.

3.6.7.1. TOMA DE DATOS IN-SITU

3.6.7.1.1. RESISTENCIA DE COMPRESIÓN UNIAxIAL DEL MATERIAL ROCOSO INTACTO (q_c)

La resistencia del macizo rocoso debe obtenerse de los núcleos de roca intacta, a partir de los recobros de las perforaciones ejecutadas en campo. Las clasificaciones del macizo descritas en la Tabla 3 - 35, se basan en la resistencia a la compresión uniaxial (UCS) y la resistencia a la carga puntual.

Tabla 3 - 36: Clasificación y valoración del macizo rocoso, a partir de los valores obtenidos en los ensayos de Compresión Uniaxial o Carga Puntual, según Bieniawski, 1979, 1984. (Singh & Goel, 2006).

Qualitative description	Compressive strength (MPa)	Point load strength (MPa)	Rating
Exceptionally strong	>250	8	15
Very strong	100–250	4–8	12
Strong	50–100	2–4	7
Average	25–50	1–2	4
Weak	5–25	Use of uniaxial compressive strength is preferred	2
Very weak	1–5	As above	1
Extremely weak	<1	As above	0

Nota: Para valores de resistencia a la compresión inferior a 0,6 MPa, la roca se consideraría como suelo.

3.6.7.1.2. CALIDAD DE LA ROCA (RQD)

La calidad de la roca (RQD), debe determinarse a partir de núcleos de rocas o estimación volumétrica de las uniones, como se mencionó anteriormente. RQD es el porcentaje de núcleos de roca (igual o superior a 10 cm), en un metro de perforación. En la Tabla 3 - 36, se describen los valores para realizar la clasificación.

Tabla 3 - 37: Clasificación y valoración del macizo rocoso, a partir de los valores obtenidos en los ensayos de Compresión Uniaxial o Carga Puntual, según Bieniawski, 1979. (Singh & Goel, 2006).

Qualitative description	RQD	Rating
Excellent	90–100	20
Good	75–90	17
Fair	50–75	13
Poor	25–50	8
Very poor	<25	3

3.6.7.1.3. ESPACIADO DE DISCONTINUIDADES

El término discontinuidad hace referencia a las juntas, las foliaciones, las zonas de cizalla, las fallas menores u otras superficies de debilidad, que se encuentran presentes en un macizo rocoso. La distancia lineal entre dos discontinuidades adyacentes debe medirse para todos los conjuntos de discontinuidades.

Según Oyangüren, 1991, se ha comprobado que el espaciado de las discontinuidades tiene gran influencia sobre la estructura del macizo rocoso. La resistencia del macizo rocoso va disminuyendo según va aumentando el número de juntas, siendo el espaciado de las juntas el factor más influyente en la disminución de resistencia (Ver Ilustración 3 – 33).

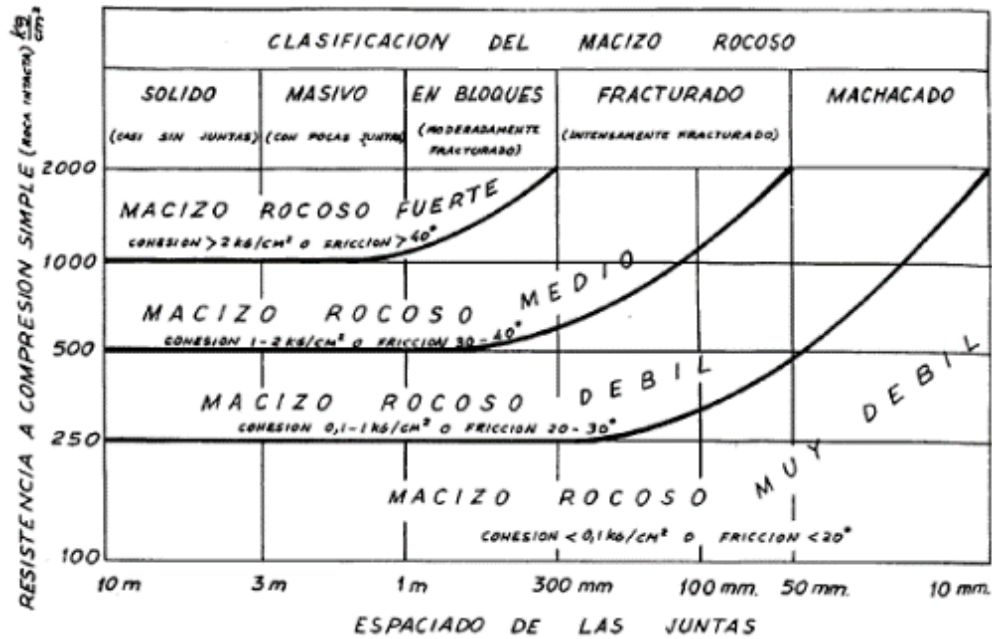


Ilustración 3 - 33: Resistencia a la compresión uniaxial de la roca intacta, en función del espaciado de las juntas. (Oyangüren, 1991).

Para la valoración del espaciado de discontinuidades, a continuación de ilustra k_a Tabla 3 – 37.

Tabla 3 - 38: Clasificación y valoración para el espaciado de las discontinuidades, según Bieniawski, 1979. (Singh & Goel, 2006).

Description	Spacing (m)	Rating
Very wide	>2	20
Wide	0.6-2	15
Moderate	0.2-0.6	10
Close	0.06-0.2	8
Very close	<0.06	5

Nota: Si hay más de un conjunto de discontinuidades y el espaciado de las discontinuidades de cada conjunto varía, se debe considerar el conjunto desfavorablemente orientado con la clasificación más baja.

3.6.7.1.4. CONDICIÓN DE DISCONTINUIDADES

Según Oyangüren, 1991, para estimar este parámetro, se debe tener en cuenta la rugosidad de las superficies de discontinuidad, su separación, longitud o continuidad, la meteorización de la roca de la pared o los planos de debilidad y el material de relleno de las discontinuidades. Para el efecto, se puede usar la Tabla 3 – 38, donde se describe la condición de la discontinuidad, la separación y el puntaje propuesto por Bieniawski, 1979.

Tabla 3 - 39: Parámetros de valoración para las discontinuidades, según Bieniawski, 1979. (Singh & Goel, 2006).

Description	Joint separation (mm)	Rating
Very rough and unweathered, wall rock tight and discontinuous, no separation	0	30
Rough and slightly weathered, wall rock surface separation <1 mm	<1	25
Slightly rough and moderately to highly weathered, wall rock surface separation <1 mm	<1	20
Slickensided wall rock surface or 1–5 mm thick gouge or 1–5 mm wide continuous discontinuity	1–5	10
5 mm thick soft gouge, 5 mm wide continuous discontinuity	>5	0

3.6.7.1.5. CONDICIÓN DEL AGUA SUBTERRÁNEA

Según Oyangüren, 1991, en el caso de los túneles, debe determinarse la tasa de entrada de agua subterránea en litros por minuto, por cada 10 m de longitud del túnel. En condiciones generales, se puede describir la condición de infiltración como completamente seca, húmeda, húmeda, goteante y fluida. Si se dispone de datos reales sobre la presión del agua, estos deben expresarse en términos de la relación entre la presión del agua de filtración y la tensión principal. En la Tabla 3 – 39, se describe la valoración de la tasa de infiltración.

Tabla 3 - 40: Parámetros de valoración para las discontinuidades, según Bieniawski, 1979. (Singh & Goel, 2006).

Inflow per 10 m tunnel length (liter/min.)	None	<10	10–25	25–125	>125
Ratio of Joint water pressure to major principal stress	0	0–0.1	0.1–0.2	0.2–0.5	>0.5
General description	Completely dry	Damp	Wet	Dripping	Flowing
Rating	15	10	7	4	0

Una vez estimado el factor de reducción por agua, el parámetro obtenido se denomina RMR_{básico}.

3.6.7.1.6. ORIENTACIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES

La orientación de las discontinuidades va referida al rumbo y buzamiento de la discontinuidad. El rumbo debe registrarse con referencia al norte magnético. El buzamiento es el ángulo entre el plano horizontal y el plano de discontinuidad tomado en una dirección en la que el plano se inclina.

Para facilitar la decisión sobre si el rumbo y el buzamiento son favorables, se debe tener en cuenta la Tabla 3 - 40 y Tabla 3 - 41, donde se describe la valoración cuantitativa del efecto de orientación crítica, con respecto a la cimentación de un túnel.

Tabla 3 - 41: Parámetros de valoración para la orientación de las discontinuidades, según Bieniawski, 1984. (Singh & Goel, 2006).

Strike perpendicular to tunnel axis				Strike parallel to tunnel axis		Irrespective of strike
Drive with dip		Drive against dip				
Dip 45°–90°	Dip 20°–45°	Dip 45°–90°	Dip 20°–45°	Dip 20°–45°	Dip 45°–90°	Dip 0°–20°
Very favorable	Favorable	Fair	Unfavorable	Fair	Very unfavorable	Fair

Tabla 3 - 42: Ajuste por orientación, según Bieniawski, 1979. (Singh & Goel, 2006).

Joint orientation assessment for	Very favorable	Favorable	Fair	Unfavorable	Very unfavorable
Tunnels	0	-2	-5	-10	-12
Raft foundation	0	-2	-7	-15	-25
Slopes*	0	-5	-25	-50	-60

NOTA: Se recomienda usar la clasificación RMR, según (Singh & Goel, 1999)

3.6.7.2. CÁLCULO RMR

Una vez se hayan determinado los valores correspondientes a la toma de datos in-situ, la clasificación masiva del macizo se realiza a través de la suma de los 6 parámetros descritos anteriormente, más el ajuste correspondiente a la orientación por discontinuidad, así:

$$RMR = \sum(\text{parametros determinados a partir de datos in - situ} \\ + \text{ajuste por orientación de discontinuidades})$$

Dada la ecuación anterior, en la Tabla 3 – 42, se describen los rangos de clasificación para macizos rocosos, entre otras propiedades.

Tabla 3 - 43: Parámetros de diseño y propiedades de ingeniería de la masa rocosa. (Singh & Goel, 2006).

S. No	Parameter/properties of rock mass	Rock mass rating (Rock class)				
		100–81 (I)	80–61 (II)	60–41 (III)	40–21 (IV)	<20 (V)
1.	Classification of rock mass	Very good	Good	Fair	Poor	Very poor
2.	Average stand-up time	10 years for 15 m span	6 months for 8 m span	1 week for 5 m span	10 h for 2.5 m span	30 min. for 1 m span
3.	Cohesion of rock mass (MPa)*	>0.4	0.3–0.4	0.2–0.3	0.1–0.2	<0.1
4.	Angle of internal friction of rock mass	>45°	35°–45°	25°–35°	15°–25°	<15°
5.	Allowable bearing pressure (T/m ²)	600–440	440–280	280–135	135–45	45–30

Nota 1: * Estos valores son aplicables a pendientes solo en masas rocosas saturadas y erosionadas.

Nota 2: Durante la carga de un terremoto, los valores anteriores de la presión admisible del cojinete pueden aumentarse en un 50 por ciento en vista del comportamiento reológico de las masas rocosas.

Finalmente, para procesos de excavación mediante perforación y voladura, es de anotar que las voladuras pesadas crean nuevas fracturas. Según Singh & Goel, 2006, la experiencia sugiere que se deben agregar 10 puntos para obtener RMR para macizos rocosos inalteradas en situaciones en las que se usan tuneladoras o rozadoras para la excavación de túneles y se pueden agregar de 3 a 5 puntos dependiendo de la calidad de la voladura, es decir, si fue controlada o no.

Por otra parte, debe obtenerse un valor independiente de RMR para túneles de diferentes orientaciones, teniendo en cuenta la orientación del eje del túnel con respecto al conjunto de discontinuidades críticas.

3.6.7.3. APLICACIONES

Una vez calculado del valor de RMR, se puede determinar lo siguiente:

- a) Tiempo promedio de la excavación sin instalar soporte en la bóveda.

Para el efecto, Singh & Goel, 2006, proponen un ábaco donde se puede estimar dicho tiempo.

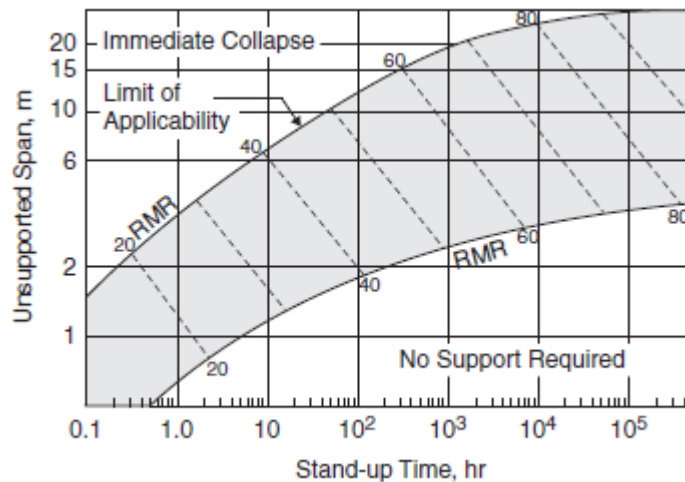


Ilustración 3 - 34: Tiempo de excavación libre VS longitud sin soporte, para diversas clases de macizo rocoso estimado por RMR. (Singh & Goel, 2006).

- b) El valor de cohesión y ángulo de fricción interno, suponiendo que el criterio de falla esta dado por la metodología de Mohr Coulomb.
- c) Módulo de deformación

Se sugieren las siguientes correlaciones para determinar el módulo de deformación para macizos rocosos:

1. $E_d = E_r * MRF$

Según, Singh & Goel, 2006 – Para macizos de roca dura $q_c > 100$ MPa

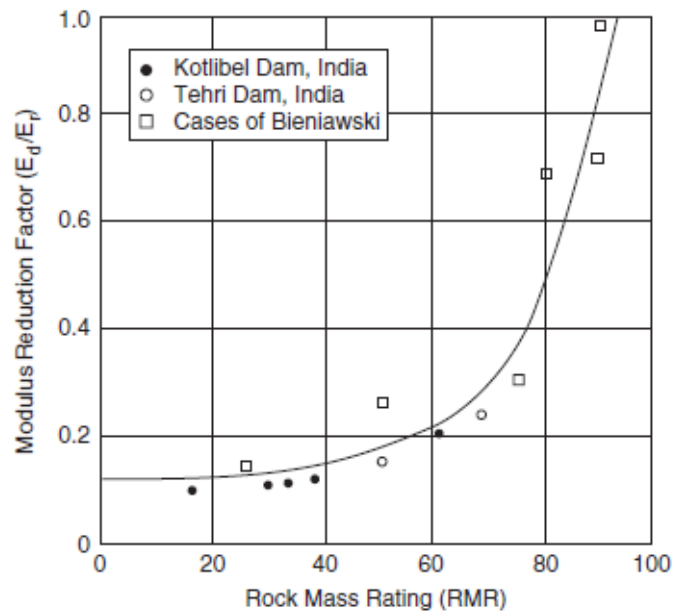


Ilustración 3 - 35: Correlación entre el valor RMR y el factor de reducción de módulo. (Singh & Goel, 2006).

Donde q_c , es el valor de la resistencia a la compresión uniaxial promedio del material de roca intacto en MPa.

$$2. E_d = 0.3H^\alpha * 10^{(RMR-20)/38} [GPa]$$

Según Verman, 1993, el módulo de deformación de una masa rocosa seca y débil ($q_c < 100$ MPa) alrededor las aberturas subterráneas ubicadas a profundidades superiores a 50 m. dependen de la presión de confinamiento debido a la sobrecarga y pueden determinarse mediante la siguiente correlación.

Dónde:

$\alpha = 0.16$ a 0.30 (valor mayor para rocas débiles)

H = Profundidad de ubicación, debajo de la superficie del suelo en metros (≥ 50 m).

$$3. E_d = 2 * MRF - 100 [GPa]$$

Según Bieniawski (1978) – Para RMR > 50

$$4. E_d = 10^{(RMR-10)/40} [GPa]$$

Según Serafim and Pereira (1983) – Para RMR < 50

d) Resistencia al corte del macizo rocoso

Teniendo en cuenta lo descrito en Criterio de Hoek y Brown:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \sqrt{m_i \sigma_{ci} + \sigma_{ci}^2}$$

Donde:

σ_1 : Esfuerzo principal mayor

σ_3 : Esfuerzo principal menor

σ_{ci} : Resistencia a compresión simple del macizo rocoso

m_i : Constante que depende de las propiedades del macizo rocoso

Según Gonzales de Vallejo, 2002, los valores de m y s , pueden obtenerse a partir del índice RMR, así:

1. Para macizos rocosos sin alterar y no afectados por voladuras:

$$m = m_i * EXP \frac{RMR - 100}{28} \quad s = EXP \frac{RMR - 100}{9}$$

2. Para macizos rocosos alterados y afectados por voladuras:

$$m = m_i * EXP \frac{RMR - 100}{14} \quad s = EXP \frac{RMR - 100}{6}$$

Tabla 3 - 44: Valores de la constante m_i para la matriz rocosa, según Hoek y Brown, 1997. (Gonzales de Vallejo, 2002).

Tipo de roca y valor de la constante m				
Sedimentarias clásicas	Conglomerado	(22)	Lutita	4
	Arenisca	19	Grauvaca	(18)
	Limolita	9		
Sedimentarias no clásicas	Caliza margosa	7	Caliza micrítica	8
	Brecha caliza	(20)	Yeso	16
	Caliza esparítica	(10)	Anhidrita	13
Metamórficas	Mármol	9	Gneiss (*)	33
	Cuarcita	24	Esquisto (*)	4 - 8
	Migmatita	(30)	Filita (*)	(10)
	Anfibolita	25 - 31	Pizarra (*)	9
	Milonita	(6)		
Ígneas	Granito	33	Diorita	(28)
	Riolita	(16)	Andesita	19
	Granodiorita	(30)	Gabro	27
	Dacita	(6)	Basalto	(17)
Ígneas extrusivas piroclásticas	Aglomerado	(20)	Toba	(15)
	Brecha	(18)		

Nota 1: Los valores entre paréntesis son estimados.

Nota 2: * Valores obtenidos de ensayos en matriz rocosa con dirección de aplicación de la carga normal a los planos de foliación. El valor m_i será significativamente diferente si la rotura ocurre a favor de los planos de debilidad.

Por otra parte, para masas rocosas duras y masivas ($RMR > 60$), la resistencia al corte es proporcional al resultado del ensayo de compresión uniaxial. Según Singh & Goel, 2006, esto se deduce que las pruebas a esfuerzo cortante, ejecutadas a bloques de rocas saturadas.

e) Estimación de la presión de soporte

Se puede estimar a partir de la siguiente ecuación, válida para bóvedas planas:

$$P_v = \left[\frac{100 - RMR}{100} \right] * \gamma * B$$

Donde:

p_v : presión de soporte

γ : Peso unitario de roca y

B: Ancho del túnel.

Es de anotar que la ecuación descrita anteriormente, fue desarrollada por la Unal, 1983, con base a estudios desarrollados en minas de carbón. Así mismo, Goel y Jethwa (1991), demostraron que dicha ecuación no es aplicable a los túneles excavados en roca. Descubrieron que las presiones de soporte calculadas no eran seguras para todos los tamaños de túneles, donde el terreno tiene problemas de squeezing.

Dado lo anterior, Goel y Jethwa (1991), mediante el uso de valores de presión de soporte medidos de 30 túneles excavados e instrumentados en la India, propusieron la siguiente ecuación para estimar la presión de soporte a corto plazo para túneles con o sin problemas de squeezing.

$$P_v = \left[\frac{7.5^{0.1} * H^{0.5} - RMR}{20 * RMR} \right], MPa$$

Donde:

B: Longitud de apertura en metros

H = Sobrecarga o profundidad del túnel en metros (50 - 600 m)

P_v = Presión de soporte del techo a corto plazo en MPa

RMR = Clasificación masiva del macizo rocoso

3.6.7.4. LIMITACIONES

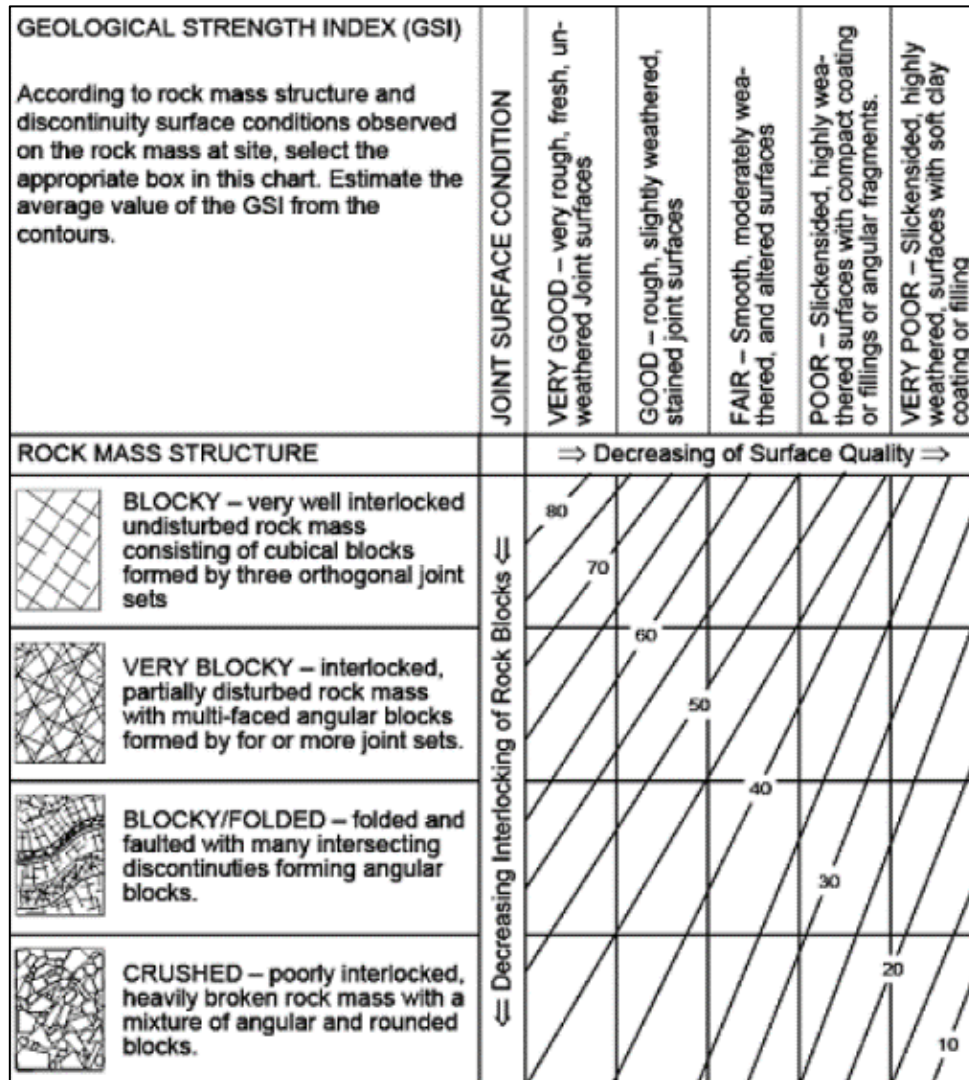
Debido a que el cálculo final de RMR es la suma de 6 parámetros, el valor no es muy sensible a variaciones grandes en cada parámetro. Por otro lado, esta clasificación no

considera los esfuerzos a tensión a los que puede estar sometida la roca, una vez se efectuó la excavación del túnel.

3.6.8. HOEK (1994) - GSI

Hoek en 1994, propuso estimar la resistencia de un macizo rocoso sometido a diferentes condiciones geológicas, mediante el Índice de Esfuerzo Geológico (GSI). Este sistema es acertado para estimar propiedades de resistencia y deformación de un macizo rocoso duro y débil.

Es así, que la relación entre las condiciones de la estructura del macizo rocoso y las condiciones de la superficie de discontinuidad de la roca, se usan para estimar un valor promedio de GSI, representado en forma de contornos diagonales como se puede observar en la Ilustración 3 – 36.



Nota: Se recomienda utilizar un rango de valores de GSI en lugar de un valor único (Hoek, 1998).

Ilustración 3 - 36: Ábaco para estimar el valor de GSI, basado en la inspección visual de las condiciones geológicas, según Hoek y Brown, 1997. (Abbas & Konietzky, 2017)

Con el fin de mejorar la calificación cualitativa del macizo y asignar una relación cuantitativa, Hoek et al., en 1998, modificaron la Ilustración anterior y propusieron un nuevo modelo de calificación, el cual cubre características geológicas más complejas, como las zonas de corte y las rocas heterogéneas, como se observa en la Ilustración 3 - 37.







<p>GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS (Hoek and Marinos, 2000)</p> <p>From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis.</p>		SURFACE CONDITIONS				
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY →				
		VERY GOOD	GOOD	FAIR	POOR	VERY POOR
		Very rough, fresh unweathered surfaces	Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	Smooth, moderately weathered and altered surfaces	Slickensided, highly weathered surfaces with compact coatings or fillings or angular fragments	Slickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings
<p>DECREASING INTERLOCKING OF ROCK PIECES ↓</p>	 <p>INTACT OR MASSIVE - intact rock specimens or massive in situ rock with few widely spaced discontinuities</p>	90			N/A	N/A
	 <p>BLOCKY - well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets</p>	80	70			
	 <p>VERY BLOCKY- interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets</p>		60	50		
	 <p>BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity</p>			40	30	
	 <p>DISINTEGRATED - poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces</p>				20	
	 <p>LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of weak schistosity or shear planes</p>	N/A	N/A			10

Ilustración 3 - 37: Ábaco modificado para estimar el valor de GSI, según Hoek et al. 1998. (Abbas & Konietzky, 2017).

3.6.8.1. APLICACIONES

El valor de GSI, puede ser utilizado para estimar los siguientes parámetros:

- a) Parámetros c y ϕ , del macizo rocoso, con base en los siguientes ábacos:

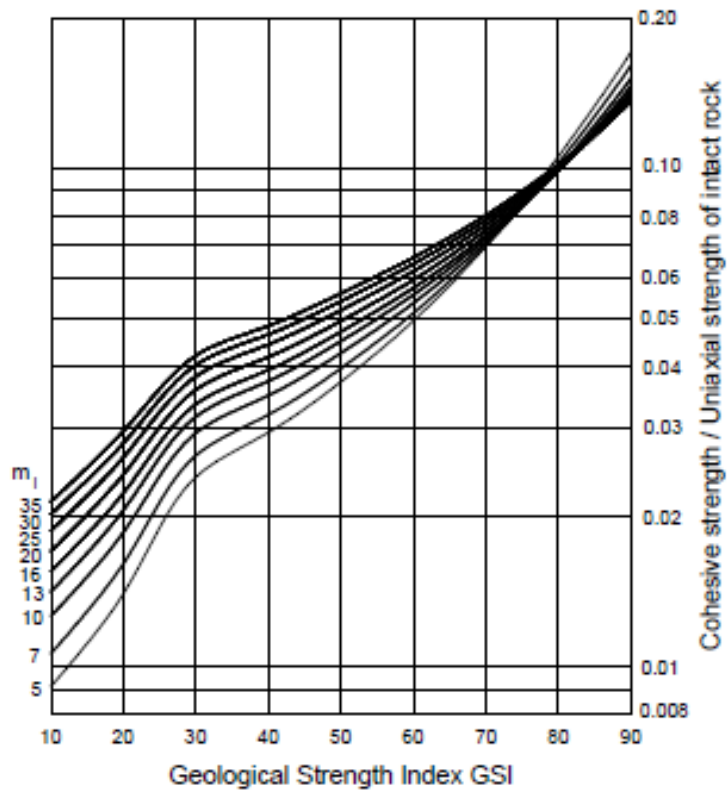


Ilustración 3 - 38: Ábaco que describe la relación entre la cohesión y la resistencia a la compresión uniaxial de núcleos de roca intacta, y el valor de GSI, para diferentes valores de m_i . (E. Hoek, 2006).

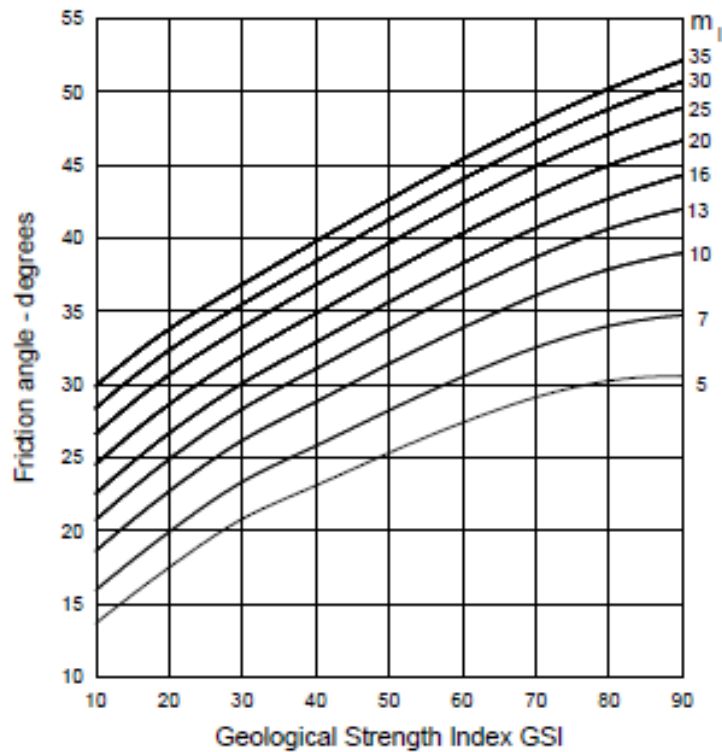


Ilustración 3 - 39: Ábaco que describe el valor de ϕ para distintos valores de GSI y valores de m_i . (E. Hoek, 2006).

b) Cálculo de constantes m , s y α

Estas constantes se usan para estimar los parámetros de resistencia de macizos rocosos, como se describió en el numeral 3.5.1.2. CRITERIO DE HOEK Y BROWN. Para el efecto se tiene las siguientes ecuaciones en función del valor GSI:

$$m = m_i * EXP^{\frac{GSI-100}{28}}$$

Para macizos rocos con un valor de GSI > 25, se debe usar la siguiente ecuación:

$$s = EXP^{\frac{GSI-100}{9}} \text{ para } \alpha = 0.5$$

Para macizos rocos con un valor de GSI > 25, se debe usar la siguiente ecuación:

$$s = 0 \text{ para } \alpha = 0.65 * \frac{GSI}{200}$$

De acuerdo con Hoek et al, 2002, se propone un cambio en el criterio de Hoek-Brown, el cual está en función del parámetro D, el cual representa la alteración del macizo rocoso, por efecto de voladuras o relajación de esfuerzos. Dado lo anterior, las ecuaciones planteadas son las siguientes:

$$s = EXP^{\frac{GSI-100}{9-3D}}$$

$$\alpha = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} * (e^{-GSI/15} - e^{-20/3})$$

c) Cálculo de constante m_b

Es un valor reducido de la constante m_i , el cual se usa en el criterio de rotura de las siguientes metodologías:

1. Hoek et al, 1995

$$m_b = m_i * EXP^{\frac{GSI-100}{28}}$$

2. Hoek et al, 2002

$$m_b = m_i * EXP^{\frac{GSI-100}{28-14D}}$$

d) Resistencia a la compresión

Hoek et al, 2002, proponen que la resistencia del macizo se puede estimar con la siguiente ecuación:

$$\sigma'_{cm} = \frac{2c' * \cos\phi'}{1 - \sin\phi'}$$

En caso de que $\sigma_t < \sigma_3 < \sigma'_{ci}/4$

$$\sigma'_{cm} = \sigma'_{ci} * \frac{[m_b + 4s - a(m_b - 8s)] * \left(\frac{m_b}{4} + s\right)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)}$$

e) Módulo de deformación

1. Hoek, 1995

$$E_m[GPa] = \sqrt{\frac{\sigma_{ci}[MPa]}{100}} * 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)}$$

2. Hoek et al, 2002, modifican la ecuación anterior, involucrando el valor de alteración D, así:

Para valores de $\sigma_{ci} < 100 MPa$

$$E_m[GPa] = \left(1 - \frac{D}{2}\right) * \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} * 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)}$$

Para valores de $\sigma_{ci} < 100 MPa$

$$E_m[GPa] = \left(1 - \frac{D}{2}\right) * 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)}$$

3. Hoek y Diederichs, 2006, implementaron una ecuación empírica, tal y como se describió en el capítulo 3.5.4.2. MODULO DE DEFORMACIÓN, con base en datos medidos en túneles excavados en China y Taiwan.

3.6.8.2. LIMITACIONES

- 1) Cuando se tengan proyectos con coberturas mayores a 1000 m, la estructura del macizo rocoso tiende a ser roca intacta, por lo tanto, la clasificación GSI no es aplicable, ya que en realidad la misma cobertura produce fallas que ocasionan desprendimientos de roca.
- 2) Se recomienda que el criterio de Hoek-Brown sea aplicado solamente a macizos rocosos donde el tamaño de los bloques es pequeño comparado con el diámetro de la excavación, debido a la propagación de la falla del macizo a la estructura del túnel.
- 3) La clasificación GSI se basa en un comportamiento isotrópico del macizo rocoso, el cual es independiente de la dirección de aplicación de las cargas. Dado lo anterior, la clasificación no se debe utilizar en macizos rocosos en los que existe una dirección estructural dominante.
- 4) No se recomienda establecer un valor DE GSI, se debe tomar un rango.
- 5) En proyectos donde se utilicen voladuras, se recomienda tener testigos del macizo rocoso obtenidos mediante sondeos, con el fin de verificar la perturbación del macizo ante la explosión y así determinar la clasificación del GSI.

CAPITULO IV: EXCAVACIONES DE TÚNELES EN ROCA

En este capítulo se presentarán los mecanismos de falla que suceden en los túneles, teniendo en cuenta los parámetros del macizo rocoso para cada ocasión. Así mismo se describirán las clasificaciones de tipos de terreno y los soportes más convenientes a emplearse, para garantizar la estabilidad del túnel.

4.1. MECANISMOS DE FALLA

Durante los procesos constructivos de los túneles, inevitablemente se generan alteraciones al macizo rocoso, que provocan la falla y el derrumbe del terreno. Una de las causas más comunes que generan la falla del macizo rocoso, es el mal manejo del agua o el desconocimiento de cuerpos de agua, que generan infiltraciones (humedades), filtraciones de agua, debilitamiento del macizo rocoso, desprendimientos iniciales, cabeceo y escurrimiento de las rocas superficiales, y finalmente se desarrolle la falla.

Con base en lo anterior, es importante describir los tipos de falla que se pueden presentar durante la excavación de un túnel, con el fin de realizar los análisis respectivos para su control o mitigación.

4.1.1. KÁRSTICIDAD

Este fenómeno se desarrolla debido a la alta porosidad y permeabilidad de las rocas (p.e. Caliza). Debido a la acción del agua, se generan cavernas o depresiones en el macizo rocoso, debido a la disolución del macizo rocoso. Este fenómeno es más frecuente en zonas de falla, donde el paso del agua altera con mayor intensidad la matriz de la roca.

Es así, que la roca caliza sufre una alteración química, debido al ácido carbónico que se forma por la acción del agua, disolviendo la superficie de la roca y el subsuelo (Ver Ilustración 4 - 1).

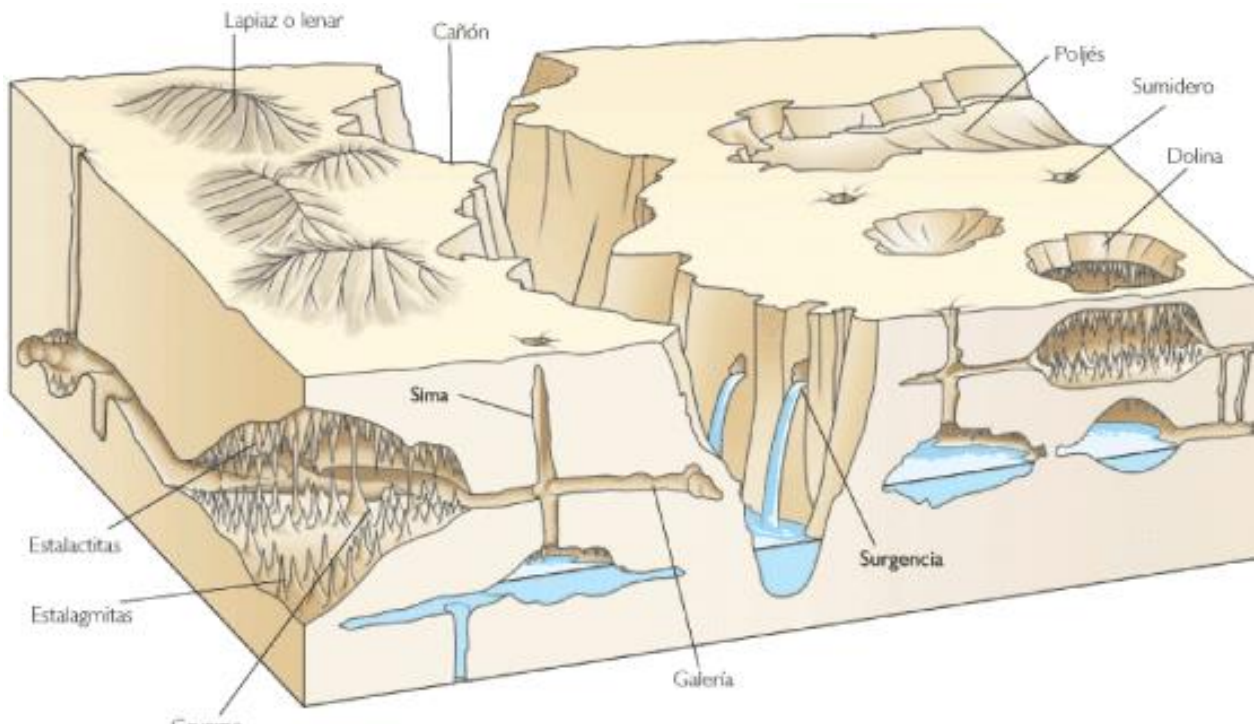


Ilustración 4 - 1: Esquema de un paisaje Kárstico. (Gutierrez, 2016b).

Con base la ilustración anterior, se puede observar como el agua al infiltrarse por pequeñas fisuras, va profundizando y aumentando la erosión del suelo llegando a crear una red subterránea de galerías, por donde circula el agua a distintos niveles. Dado lo anterior, el grado de erosión puede llegar a ser tan alto, que puede provocar el derrumbe del suelo superficial.

4.1.2. SWELLING

A diferencia del squeezing ground, el movimiento del macizo se produce por reacción química del agua y los minerales presentes en la solera del túnel (p.e. Anhidrita), provocando un aumento de volumen del terreno en dicha zona a lo largo del tiempo. Comúnmente, se define este fenómeno mediante dos reacciones: "hinchazón física"

debido a la expansión de los minerales arcillosos, seguida de una "hinchazón química" debido a la transformación de minerales en cristales de yeso. (p.e. la anhidrita en yeso).

Los fenómenos de "hinchazón química", se desarrollan a una velocidad que se mantiene constante y/o aumentan con el tiempo.

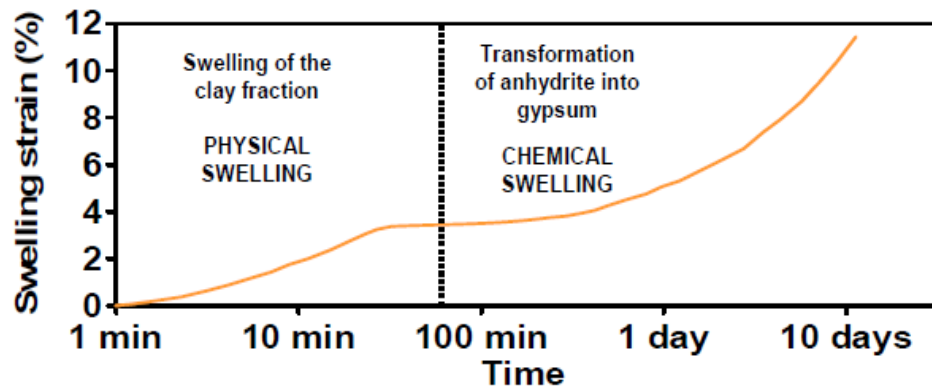


Ilustración 4 - 2: Porcentaje de expansión de los minerales arcillosos versus el tiempo. (Gutierrez, 2016b).

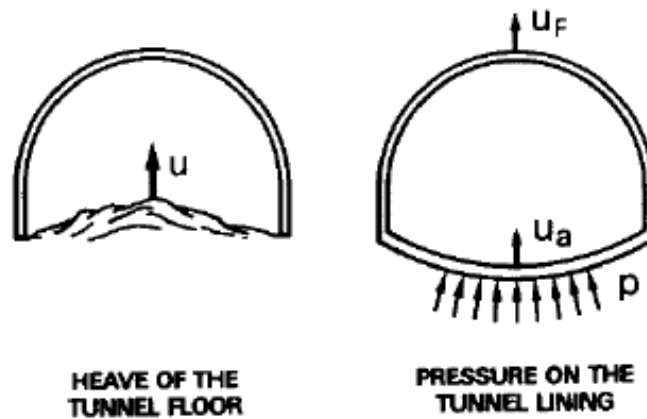


Ilustración 4 - 3: Efectos de swelling en túneles. (Gutierrez, 2016b).

Las presiones de hinchamiento e hinchamiento del piso se desarrollan a altas velocidades, impidiendo definir con precisión un valor límite para los desplazamientos o las presiones.

En los casos donde se evidencie el fenómeno de swelling, se tienen las siguientes obras de mitigación, las cuales se deberán ejecutar durante la construcción de un túnel.

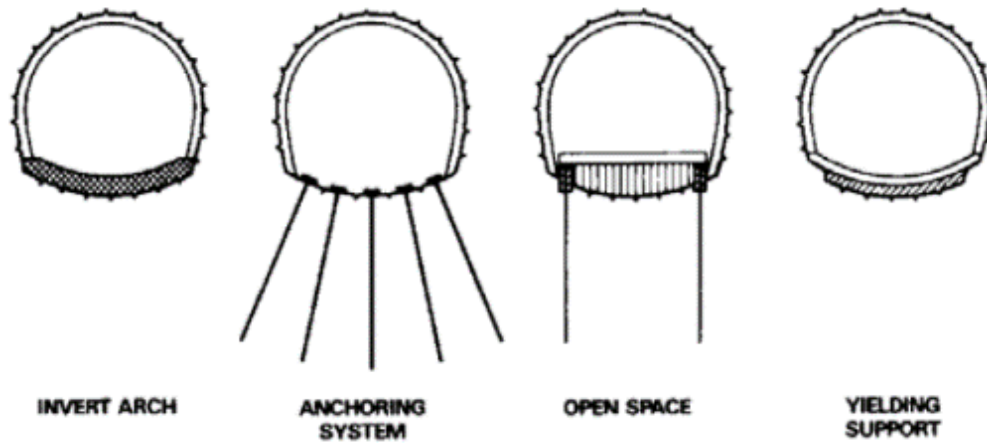
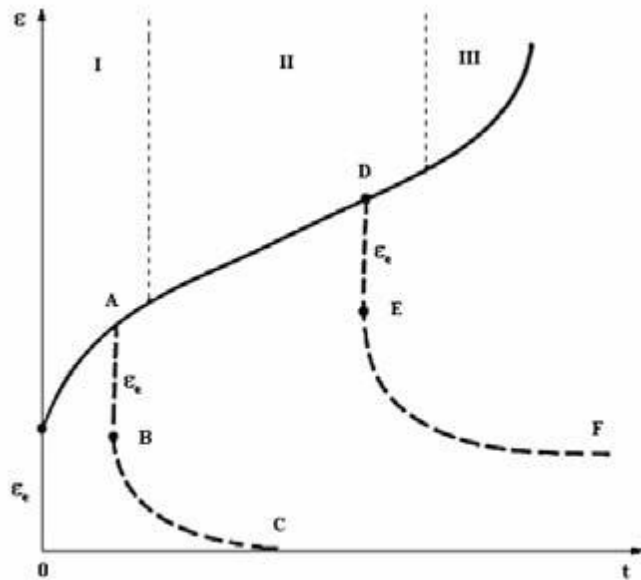


Ilustración 4 - 4: Obras de mitigación usadas en rocas sometidas al fenómeno de swelling. (Gutierrez, 2016b).

4.1.3. CREEP

Se denomina creep al fenómeno que sufre un material, que se deforma lentamente y de manera continua, cuando se encuentra sometido a una carga constante, desarrollando un comportamiento directamente proporcional al tiempo. Es así, que el creep al desarrollar deformaciones a lo largo del tiempo, la resistencia de la roca disminuye constantemente como se puede ver en la Ilustración 4 – 5, Ilustración 4 – 6 e Ilustración 4 - 7.



- I. Zona elástica
- II. Zona plástica
- III. Zona viscosa

Ilustración 4 - 5: Curva típica de creep. (Gutierrez, 2016b).

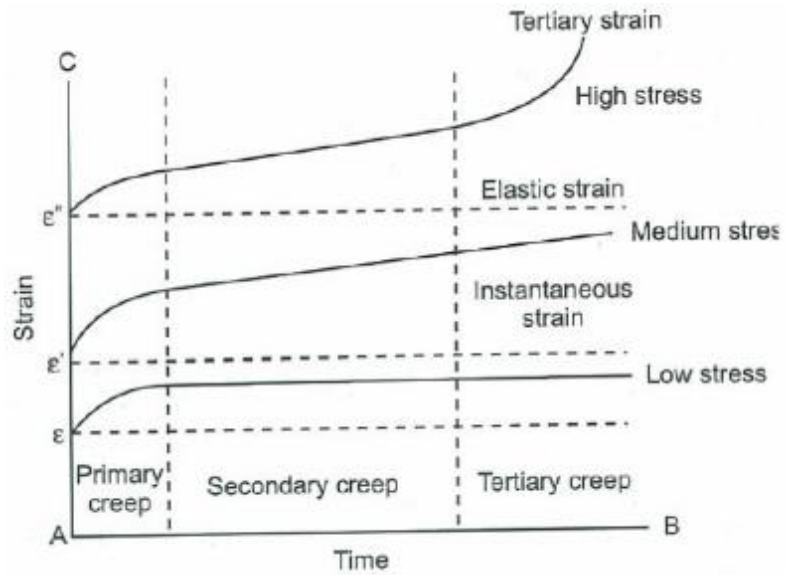


Ilustración 4 - 6: Creep en rocas. (Gutierrez, 2016b).

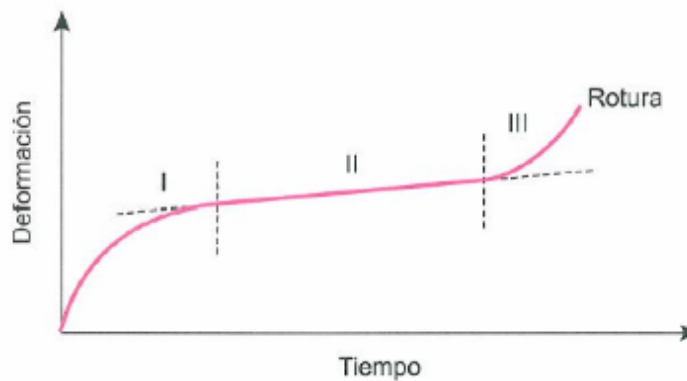


Ilustración 4 - 7: Comportamiento de creep en rocas. (Gutierrez, 2016b).

Es de anotar que el fenómeno de creep, es influenciado por factores litológicos, temperatura, esfuerzo de confinamiento, velocidad de deformación y la presencia de agua o fluidos, por lo tanto, no se han podido desarrollar ecuaciones que permitan determinar su comportamiento. Sin embargo, se han efectuado metodologías para describir el fenómeno de creep en las rocas, basadas en modelos matemáticos. Estos modelos se pueden agrupar en tres categorías: modelo viscoelástico, modelo viscoelástico-plástico y modelos empíricos.

4.1.4. RUNNING GROUND - TERRENO QUE FLUYE

De igual manera que en el squeezing, este fenómeno ocurre principalmente en rocas sedimentarias. Para que se presente dicho fenómeno, se deben presentar las siguientes premisas:

- a) Agua a presión
- b) Nivel freático alto
- c) Macizo rocoso permeable, no cohesivo y de baja densidad
- d) Depende de la geometría del túnel

Al presentarse los anteriores ítems, se pueden desarrollar dos tipos de fenómenos:

- a) Terreno que fluye: este se presenta cuando el macizo rocoso se divide en 2 estratos, uno muy permeable y uno poco permeable, con presencia del nivel freático.

Por ejemplo, durante el avance de la excavación para un túnel, en el frente se encuentra un estrato poco permeable, el cual se encuentra soportando un estrato permeable (acuífero confinado). El manto poco permeable no es capaz de soportar la presión hidráulica generada por el nivel freático, generando el fracturamiento de estrato poco permeable. Lo anterior, provoca un flujo de todo el material compuesto por agua, bloques fracturados y todo lo que compone el acuífero (Ver Ilustración 4 - 8).

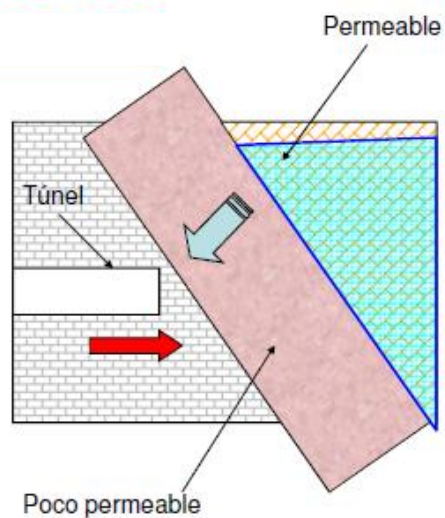


Ilustración 4 - 8: Esquema del mecanismo de falla terreno que fluye. (Gutierrez, 2016b).

- b) Terreno que rueda: Ocurre en terreno kársticos, donde las cavidades desarrolladas por los flujos de agua son perturbadas por el avance de la excavación del túnel. Dichas cavidades se encuentran llenas de material suelto y saturado, el cual tiende a rodar una vez se fracture la cavidad. (Ver Ilustración 4 - 9).

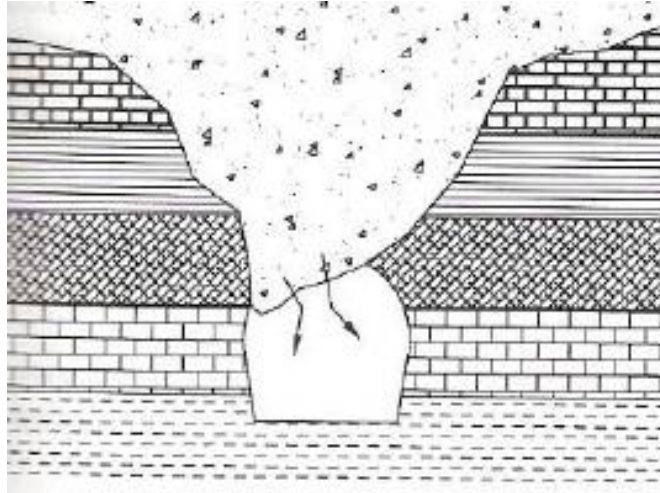


Ilustración 4 - 9: Esquema del mecanismo de falla terreno que rueda. (Gutierrez, 2016b).

4.1.5. ROCK BURSTING O POPPING (ESTALLIDO DE ROCA)

Durante la excavación de un túnel en roca, tenemos claro que este sufrirá deformaciones debido a la relajación de esfuerzos del macizo rocoso, a causa de la cobertura del túnel (tensión de esfuerzos) o por las características intrínsecas de rigidez del macizo. Lo anterior, asociado a un macizo rocoso que no puede deformarse lo suficiente, ocasiona una acumulación de energía producto de dicha liberación de esfuerzos, provocando una liberación repentina de energía y por ende un fracturamiento de la roca, disparando la roca suelta.

La dimensión del fracturamiento y el tamaño de las rocas expulsadas se clasifica de dos maneras:

- a) **POPPING:** Se denomina cuando el área fracturada es pequeña y se presenta expulsión de pequeños bloques de roca.
- b) **ROCK BURSTING:** Se presenta cuando el área fracturada colapsa súbitamente, tanto en profundidad como en longitud, disparando bloques de gran tamaño a relación con los generados en el popping.

Dado lo anterior, en la Ilustración 4 – 10, se muestra un esquema de la influencia de los esfuerzos in-situ alrededor del túnel, que originan el fenómeno de rock bursting o popping.

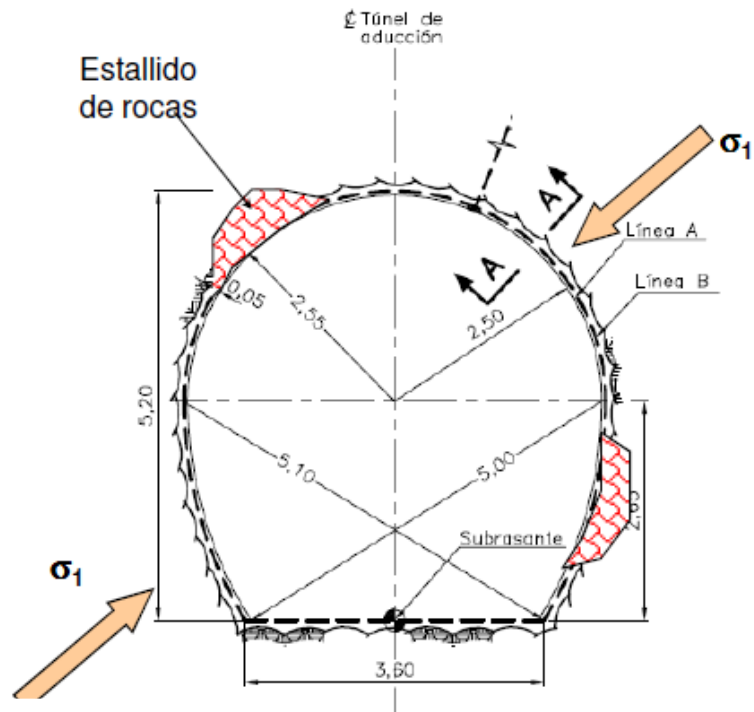


Ilustración 4 - 10: Esquema de la influencia de los esfuerzos in-situ alrededor del túnel que generan el fenómeno de rock bursting o popping. (Gutierrez, 2016b).

4.1.6. SQUEEZING GROUND (EMPUJES DE MONTAÑA)

Es un fenómeno que le ocurre a las rocas de origen principalmente sedimentario, producido cuando la resistencia del macizo rocoso es inferior a la distribución de esfuerzos, generado alrededor de la excavación de un túnel.

Lo anterior, es consecuente a que el macizo rocoso alrededor de la excavación es de comportamiento dúctil, por lo tanto, los esfuerzos presentados provocan que la roca supere el límite elástico y se comporte como un material plástico, generando movimiento del macizo hacia el centro de la excavación.

En la Ilustración 4 – 11, se muestra el caso de un túnel minero en la India que sufrió de squeezing.

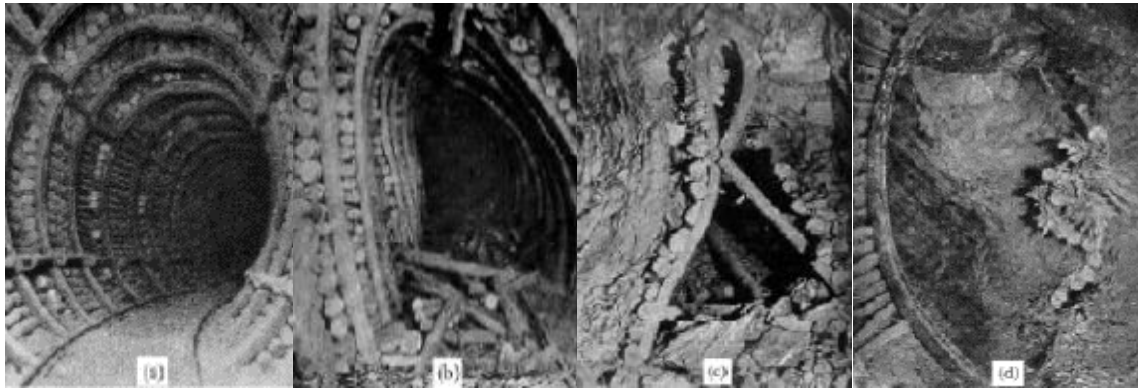


Ilustración 4 - 11: Fenómeno de squeezing en un túnel minero ubicado en la India. (Gutierrez, 2016b).

Según López Jimeno, 1997, las siguientes condiciones favorecen el desarrollo del squeezing ground: Grietas amplias en granitos, Fallas en esquistos altamente fracturados, Capas de cenizas volcánicas alteradas, Capas de arcilla esquistosa escasamente compactadas, Zonas de gneises y Pórfidos de grano fino altamente alterados.

Ahora, según Shrestha, 2006, los siguientes factores influyen en el fenómeno de squeezing: Condición de esfuerzos, Resistencia y deformabilidad del macizo rocoso, Tipo de roca, Presión del agua y porosidad del macizo rocoso, Orientación de las estructuras geológicas, Procedimientos constructivos y sistemas de soporte.

Descrito lo anterior, el proceso de squeezing tiene las siguientes etapas:

- a) Movimiento elástico inicial: Durante la excavación del túnel, se presenta una liberación de esfuerzos tanto en el frente como alrededor de la excavación, lo que ocasiona un rebote elástico del terreno.

- b) Reducción de la resistencia: Debido a las altas presiones generadas por la cobertura y dependiendo de las características del macizo, este puede presentar rock bursting o popping, causando el fracturamiento del macizo rocoso, por lo tanto, se concluye que la resistencia del macizo disminuye.
- c) Creep: Como consecuencia de la pérdida de resistencia del macizo rocoso, disminuirá directamente el módulo de elasticidad, ocasionando deformaciones pequeñas relacionadas con un incremento constante del esfuerzo.

4.1.7. TIPOS DE TERRENO

Una vez caracterizado el macizo rocoso, se recomienda agrupar los tramos de túnel de similares condiciones geotécnicas, es decir, tramos de túnel donde el macizo rocoso desarrolle una respuesta similar ante la excavación. Con base en los anterior, de acuerdo a la clasificación desarrollada por Bieniawski (1989), Barton (1974) y Marinos & Hoek (2004), la Secretaria de Comunicaciones y Transporte, 2016, resume las siguientes condiciones geotécnicas:

Tabla 4 - 1: Relación entre condiciones geotécnicas y clasificación de macizos rocosos. (Secretaria de Comunicaciones y Transporte, 2016).

CONDICIÓN GEOTECNICA	RMR (Bieniawski, 1989)	Q (Barton et al., 1974)	GSI (Marinos & Hoek, 2004)
A	≥ 81 Roca muy buena	≥ 45 Roca muy buena	76 a 95
B	61 a 80 Roca buena	6 a 45 Roca regular a buena	56 a 75
C	41 a 60 Roca regular a buena	1 a 6 Roca mala a regular	36 a 55
D	21 a 40 Roca mala a regular	0.1 a 1.0 Roca muy mala	20 a 35
E	≤ 20 Roca muy mala	0.01 a 0.10 Roca extremadamente mala	5 a 20

A continuación, se realiza la descripción típica de cada condición geotécnica:

a) CONDICIÓN GEOTÉCNICA A (TERRENO TIPO I): Son macizos rocosos masivos, resistentes, sanos y de muy buena calidad. Estos tienen hasta 3 familias de discontinuidades, formando grandes bloques (bien trabados entre sí). Según la Secretaria de Comunicaciones y Transporte, 2016, las fracturas están sanas, cerradas y/o selladas, rugosas y secas y su separación no debe ser inferior a 1.5 m. En la Tabla 4 - 2, se muestra la clasificación típica a partir del RMR (1989), para este tipo de condición geotécnica:

Tabla 4 - 2: Rango de valores para la clasificación RMR, para la condición geotécnica A. (Secretaria de Comunicaciones y Transporte, 2016).

Clasificación RMR₈₉		
Parámetro	Dato	Valoración
Resistencia a compresión simple de la roca matriz	150 ≤ ≤ 250 MPa	11 - 15
Índice RQD	90 % ≤ RQD ≤ 100%	19 - 20
Espaciamiento entre discontinuidades	De 1.5 a > 2.0 m	16 - 20
Estado de las discontinuidades	Muy rugosas, sin relleno, inalterada y cerradas	25 - 30
Presencia de agua	Seco o ligeramente húmedo	10 - 15
Corrección por orientación de discontinuidades	Muy favorables	0
	TOTAL	81 - 100 CLASE I Roca Muy Buena

Así mismo, a partir de la clasificación Q, se tiene un rango de valores para verificar la condición geotécnica de un macizo rocoso:

Tabla 4 - 3: Rango de valores para la clasificación Q, para la condición geotécnica A. (Secretaría de Comunicaciones y Transporte, 2016).

Clasificación Q		
Parámetro	Dato	Valoración
Índice RQD:	$90\% \leq RQD \leq 100\%$	90 - 100
J_n (número de familias de juntas)	Una familia de juntas y otras ocasionales	3 - 2
J_r (rugosidad de juntas)	Diaclasas discontinuadas, onduladas rugosas e irregulares.	3 - 4
J_a (alteración de las juntas)	Planos de discontinuidad inalterados a ligeramente alterados, rellenos arenoso no blandos	2 - 1
JW (presencia de agua)	Seco o pequeña entrada local	1
SRF (stress reduction factor)	Rocas competentes, esfuerzos medios, condiciones de esfuerzos favorables	1
	$Q = \frac{RQD J_r J_w}{J_n J_a SRF}$	45 - 200 Roca buena a muy buena

De acuerdo con la descripción realizada del terreno y la clasificación RMR y Q, se puede definir que para este tipo de terreno la longitud de avance puede ser igual o mayor a 3 m y solamente se necesita soporte en la bóveda mediante pernos.

b) CONDICIÓN GEOTÉCNICA B (TERRENO TIPO II): De acuerdo con la Secretaría de Comunicaciones y Transporte, 2016, son macizos rocosos resistentes, sanos y de muy buena calidad. Estos tienen hasta 3 familias de discontinuidades (ligeramente oxidadas o alteradas), con caras onduladas y/o rugosas formando grandes bien trabados. En la Tabla 4 - 4, se muestra la clasificación típica a partir del RMR (1989), para este tipo de condición geotécnica:

Tabla 4 - 4: Rango de valores para la clasificación RMR, para la condición geotécnica B. (Secretaría de Comunicaciones y Transporte, 2016).

Clasificación RMR₈₉		
Parámetro	Dato	Valoración
Resistencia a compresión simple de la roca matriz	100 ≤ ≤150 Mpa	8 - 11
Índice RQD	75% ≤ RQD ≤ 90%	15 - 19
Espaciamiento entre discontinuidades	De 0.6 a 1.5 m	11 - 16
Estado de las discontinuidades	Ligeramente rugosa a rugosa, con relleno duro y ligeramente alterada	20 - 25
Presencia de agua	Ligeramente húmedo	9 - 11
Corrección por orientación de discontinuidades	Favorables	2
	TOTAL	61 - 80 CLASE II Roca Buena

NOTA: Es importante que ninguna familia tenga un buzamiento muy desfavorablemente hacia el frente de la excavación y que no exista agua que fluya hacia el interior del túnel.

Así mismo, a partir de la clasificación Q, se tiene un rango de valores para verificar la condición geotécnica de un macizo rocoso:

Tabla 4 - 5: Rango de valores para la clasificación Q, para la condición geotécnica B. (Secretaría de Comunicaciones y Transporte, 2016).

Clasificación Q		
Parámetro	Dato	Valoración
Índice RQD:	75% ≤ RQD ≤ 90%	75 - 90
J _n (número de familias de juntas)	Una familia y algunas diaclasas aleatorias, a dos familias	4 - 3
J _r (rugosidad de juntas)	Onduladas, lisas a onduladas rugosas e irregulares	2 - 3
J _α (alteración de las juntas)	Planos de discontinuidad ligeramente alterados, rellenos arenosos no blandos	2
J _w (presencia de agua)	Afluencia a presión media, con lavado ocasional de relleno. En ocasiones pequeñas afluencias	0.66 - 1
SRF (stress reduction factor)	Rocas competentes, esfuerzos medios a elevados, condiciones de esfuerzos favorables	2 - 1
	$Q = \frac{RQD J_r J_w}{J_n J_\alpha SRF}$	6.2 a 45 Roca Regular a Buena

De acuerdo con la descripción realizada del terreno y la clasificación RMR y Q, se puede definir que para este tipo de terreno la longitud de avance puede ser igual o inferior a 2 m y se necesita soporte en la bóveda y paredes mediante pernos, complementados con concreto lanzado.

c) CONDICIÓN GEOTÉCNICA C (TERRENO TIPO III): Son macizos rocosos fracturados, que tiene 4 o 5 familias de discontinuidades (poco rugosas, ligeramente abiertas y/o alteradas). Según la Secretaria de Comunicaciones y Transporte, 2016, se generan bloques con espaciamientos de 0.60 a 0.80 m, en presencia de una roca matriz dura y resistente (p.e. calizas, basaltos, areniscas, tobas, granitos, andesitas y riolitas). En la Tabla 4 - 6, se muestra la clasificación típica a partir del RMR (1989), para este tipo de condición geotécnica:

Tabla 4 - 6: Rango de valores para la clasificación RMR, para la condición geotécnica C. (Secretaria de Comunicaciones y Transporte, 2016).

Clasificación RMR ₈₉		
Parámetro	Dato	Valoración
Resistencia a compresión simple de la roca matriz	$50 \leq \sigma'_c \leq 100$ MPa	5 - 8
Índice RQD	$50\% \leq RQD \leq 75\%$	9 - 15
Espaciamiento entre discontinuidades	De 0.6 a 0.8 m	11 - 12
Estado de las discontinuidades	Ligeramente rugosa a rugosa, presenta relleno blando < 5 mm y relleno duro: se encuentran de moderadamente a ligeramente alteradas	16 - 20
Presencia de agua	Ligeramente húmedo	5 - 10
Corrección por orientación de discontinuidades	Regular	-5
	TOTAL	41 - 60 CLASE III Roca Regular a Buena

NOTA: La Secretaria de Comunicaciones y Transporte, 2016, hace énfasis en que “en este tipo de macizos la trabazón entre bloques duros contribuye en gran medida a la auto estabilización de la bóveda. Alguna(s) familia(s) pueden buzar de forma medianamente desfavorable a la excavación. Puede tratarse también de macizos de buena calidad, pero con zonas individuales de debilidad como fallas o zonas de material triturado que afecten la estabilidad de la excavación. Puede existir humedad dentro de la excavación o una cierta afluencia, no muy considerable”.

Así mismo, a partir de la clasificación Q, se tiene un rango de valores para verificar la condición geotécnica de un macizo rocoso:

Tabla 4 - 7: Rango de valores para la clasificación Q, para la condición geotécnica C. (Secretaría de Comunicaciones y Transporte, 2016).

Clasificación Q		
Parámetro	Dato	Valoración
Índice RQD:	$50\% \leq RQD \leq 75\%$	50 - 75
J_n (número de familias de juntas)	Dos familias de diaclasas a dos familias y algunas aleatorias	6 - 4
J_r (rugosidad de juntas)	Planas, poco rugosas e irregulares y en algunos casos lisas	1.5 - 2
J_a (alteración de las juntas)	Rellenos de arcillas limosas o arenosas y planos de discontinuidad ligeramente alterados	3 - 2
J_w (presencia de agua)	Afluencia a presión media, con lavado ocasional de relleno	0.66
SRF (stress reduction factor)	Zonas fracturadas aisladas en rocas competentes, tensiones pequeñas	2.5 - 2
	$Q = \frac{RQD J_r J_w}{J_n J_a SRF}$	1.1 - 6 Roca Mala a Regular

De acuerdo con la descripción realizada del terreno y la clasificación RMR y Q, se puede definir que para este tipo de terreno se presentes dos casos:

- a) La longitud de avance puede ser igual o inferior a 1.5 m y se necesita soporte en la bóveda y paredes mediante pernos, complementados con cerchas metálicas fijas.

b) La longitud de avance puede ser igual o inferior a 1.0 m y se necesita la proyección de enfilajes, soporte en la bóveda y paredes mediante pernos, complementados con cerchas metálicas deformables.

d) CONDICIÓN GEOTÉCNICA D: De acuerdo con la Secretaria de Comunicaciones y Transporte, 2016, son macizos generados por la génesis de una roca matriz medianamente débil a débil, donde el espaciamiento entre discontinuidades es pequeño y/o se tienen estratos muy delgados. Así mismo, las juntas de las discontinuidades no tienen rugosidad (son lisas), se encuentran abiertas en condiciones alteradas y en ocasiones llenas de suelo fino (arcilla) y húmedas. En la Tabla 4 – 8, se muestra la clasificación típica a partir del RMR (1989), para este tipo de condición geotécnica:

Tabla 4 - 8:: Rango de valores para la clasificación RMR, para la condición geotécnica D. (Secretaria de Comunicaciones y Transporte, 2016).

Clasificación RMR ₈₉		
Parámetro	Dato	Valoración
Resistencia a compresión simple de la roca matriz	$25 \leq \sigma'_c \leq 50$ Mpa	3 - 5
Índice RQD	$25\% \leq RQD \leq 50\%$	4 - 9
Espaciamiento entre discontinuidades	De 0.6 a 0.6 m	6 - 11
Estado de las discontinuidades	Ligeramente rugosa a ondulada, presenta relleno blando <5mm y también >5mm; se encuentran de moderadamente a muy alteradas	10 - 15
Presencia de agua	Goteando a húmedo	5 - 7
Corrección por orientación de discontinuidades	Regular a desfavorables	-7
	TOTAL	21 - 40 CLASE IV Roca Muy Mala a Regular

NOTA: La Secretaria de Comunicaciones y Transporte, 2016, Además, cuando la roca matriz es débil existe una mayor tendencia a generar zonas de material plastificado y/o en estado de rotura de mayor extensión o a crear zonas de aflojamiento en la clave de mayores dimensiones. En estas rocas prácticamente no hay trabazón entre bloques. Ejemplo de estos macizos son las formaciones de lutitas, pizarras, esquistos, margas, brechas y conglomerados.

Así mismo, a partir de la clasificación Q, se tiene un rango de valores para verificar la condición geotécnica de un macizo rocoso:

Tabla 4 - 9: Rango de valores para la clasificación Q, para la condición geotécnica D. (Secretaría de Comunicaciones y Transporte, 2016).

Clasificación Q		
Parámetro	Dato	Valoración
Índice RQD:	$25\% \leq RQD \leq 50\%$	25 - 50
J_n (número de familias de juntas)	Dos familias y algunas diaclasas a tres familias	9 - 6
J_r (rugosidad de juntas)	Planas, lisas, a rugosas e irregulares	1 - 1.5
J_α (alteración de las juntas)	Relleno de arcillas blandas o de baja fricción, rellenos de arcillas limosas o arenosas y planos de discontinuidad ligeramente alterados	4 - 3
JW (presencia de agua)	Afluencia importante, presión alta a presión, media, con lavado ocasional de relleno	0.5 - 0.66
SRF (stress reduction factor)	Zonas débiles aisladas, contenido de arcillas	2.5
	$Q = \frac{RQD J_r J_\omega}{J_n J_\alpha SRF}$	0.14 - 1 Muy Mala a Extremadamente Mala

De acuerdo con la descripción realizada del terreno y la clasificación RMR y Q, se puede definir que para este tipo de terreno la longitud de avance puede ser igual o inferior a 1 m y se necesita soporte en todo el perímetro del túnel mediante pernos, complementados con concreto lanzado y la proyección de solera curva, para completar un marco circular rígido.

- e) CONDICIÓN GEOTÉCNICA E:** Se considera que un macizo clasificado en este ítem presenta parámetros de resistencia muy bajos y una condición muy alterada, donde se considera que el macizo se comporta como un suelo y no como una

roca. A lo largo del macizo, se pueden detectar depósitos compuestos por matriz arenosa o limosa, complementados por bolos o bloques de roca. En la Tabla 4 - 10, se muestra la clasificación típica a partir del RMR (1989), para este tipo de condición geotécnica:

Tabla 4 - 10: Rango de valores para la clasificación RMR, para la condición geotécnica E. (Secretaría de Comunicaciones y Transporte, 2016).

Clasificación RMR₈₉		
Parámetro	Dato	Valoración
Resistencia a compresión simple de la roca matriz	$5 \leq \sigma'_c \leq 25$ MPa	1 - 3
Índice RQD	RQD $\leq 25\%$	3
Espaciamiento entre discontinuidades	De 0.6 a 0.2 m	5 - 9
Estado de las discontinuidades	Lisas o muy poco onduladas, con relleno blando <5 mm y en ocasiones >5 mm; muy alteradas	2 - 9
Presencia de agua	Fluyendo a húmedo	2 - 6
Corrección por orientación de discontinuidades	Muy desfavorables	-10
	TOTAL	3 - 20 CLASE V Roca Muy Mala

Así mismo, a partir de la clasificación Q, se tiene un rango de valores para verificar la condición geotécnica de un macizo rocoso:

Tabla 4 - 11: Rango de valores para la clasificación Q, para la condición geotécnica E. (Secretaría de Comunicaciones y Transporte, 2016)

Clasificación Q		
Parámetro	Dato	Valoración
Índice RQD:	$RQD \leq 50\%$	25
J_n (número de familias de juntas)	Tres familias y algunas aleatorias; y tres familias de diaclasas	12 - 9
J_r (rugosidad de juntas)	Planas y perfectamente lisas	0.5 - 1
J_α (alteración de las juntas)	Relleno de arcillas no blandas; partículas arenosas, roca desintegrada	6 - 4
J_w (presencia de agua)	Afluencia importante produciéndose lavado considerable de los rellenos; afluencia a presión alta, con discontinuidades sin relleno	0.33 - 0.5
SRF (stress reduction factor)	Zonas débiles aisladas; con contenido de arcillas o roca desintegrada	5 - 2.5
	$Q = \frac{RQD J_r J_w}{J_n J_\alpha SRF}$	0.011 - 0.1 Roca Extremadamente Mala a Muy Mala

De acuerdo con la descripción realizada del terreno y la clasificación RMR y Q, se puede definir que para este tipo de terreno la longitud de avance puede ser igual o inferior a 0.75 m y se necesita preliminarmente efectuar inyecciones de consolidación, para posteriormente implementar un soporte en todo el perímetro del túnel mediante pernos, complementados con concreto lanzado y la proyección de solera curva, para completar un marco circular rígido.

CAPITULO V: MÉTODOS CONSTRUCTIVOS

Los métodos que se describen a continuación se implementan a menudo a lo largo del ejercicio profesional, dado que se pueden ejecutar en macizos rocosos duros o blandos, donde se pueden realizar excavaciones a sección completa o por pequeñas secciones. Para el caso de macizos rocosos blandos, dada su naturaleza, se prevé la necesidad de instalar elementos de soporte o reforzamiento.

5.1. N.A.T.M. (NUEVO MÉTODO AUSTRIACO)

En las primeras experiencias de excavaciones para la construcción de túneles, se empleaba rocas y ladrillos como revestimiento del túnel, sostenidos con madera. Dichos materiales no eran los adecuados, por ejemplo, al realizar excavaciones en rocas con problemas de squeezing o swelling. Las deformaciones que sufría la bóveda y la solera eran muy altas, las cuales causaban problemas de inestabilidad.

Según Singh & Goel, 2006, los métodos y medios de apoyo temporal y permanente han mejorado fundamentalmente desde el período anterior del siglo XX. Sin embargo, el espesor del revestimiento sigue siendo igual de grueso a los primeros proyectos ejecutados. Es así que, la presión de desarrollada por la cobertura sigue siendo considerada como la principal fuerza activa para tener en cuenta en el diseño de un túnel.

Por otra parte, las inyecciones de lechada de cemento (cementación), se implementaron como un método eficaz para consolidar la roca suelta o fracturada que rodea un túnel. Así mismo, se introdujeron las secciones de acero que funcionarían como soporte (material con mejores propiedades que la madera). En vista de lo anterior, se presentaron menores deformaciones, lo cual permitió emplear concreto como revestimiento a cambio de las rocas y la mampostería.

Finalmente, en los últimos años se han implementado el concreto lanzado (recubrimiento) y los pernos (medida de mejoramiento del macizo rocoso), como sistema de soporte definitivo y/o temporal durante la construcción de túneles, el cual ha tenido un comportamiento satisfactorio, especialmente cuando se tiene macizos rocosos de bajas propiedades geomecánicas.

5.1.1. CONCRETO LANZADO

Para evitar el fracturamiento y desprendimiento del macizo rocoso, una vez se ejecute un tramo de la excavación de un túnel, es necesario implementar un soporte temporal el cual debe alcanzar una alta capacidad de carga lo más rápido posible

Aun cuando el acero tiene propiedades físicas mucho mejores, en comparación a la madera u otro elemento), la eficiencia del arco de acero depende principalmente de la calidad del macizo rocoso entre los arcos y el contacto específico entre los mismos. Por el contrario, el concreto lanzado cumple todos los requisitos para un soporte temporal ideal.

Es así como el desarrollo tecnológico de los últimos años, han permitido el uso de acelerantes para alcanzar un radio fraguado del concreto ha marcado una pauta importante a la hora de obtener una alta resistencia inicial del concreto lanzado, lo que permite una solución óptima para evitar el desprendimiento del macizo rocoso, debido a la presión que soporta la sección del túnel. Además, su interacción con el macizo rocoso es ideal, ya que la cantidad de vacíos resultantes es mínima, es decir, se desarrolla una perfecta adhesión. Una capa de concreto lanzado aplicada inmediatamente después de ejecutar un tramo de excavación actúa como un aglutinante que mantiene el macizo rocoso unido y estable, y así mismo absorbe las tensiones tangenciales acumuladas.

5.1.2. PERNOS

Son elementos que sirven para estabilizar el macizo rocoso, que generalmente se distribuyen de manera radial, con el fin de que el desplazamiento tenga un patrón de forma radial. Debido a los grandes esfuerzos generados en la sección del túnel durante la excavación, es inevitable que se presenten zonas de corte. Dichas zonas, se puede evitar con la proyección de pernos, los cuales ayudan a mejorar la capacidad de carga del macizo rocoso, ya que estos actúan como refuerzo. C

Según Singh & Goel, 2006, la experiencia en varios proyectos, ha demostrado que el concreto lanzado combinado con pernos, es un excelente sistema que funciona como soporte temporal para todas las calidades de rocas.

5.1.3. FILOSOFÍA Y PRINCIPIOS DE N.A.T.M.

Según Singh & Goel, 2006, el NATM, se basa en la filosofía del enfoque "Construir sobre la marcha" con la siguiente precaución.

*"No demasiado rígido,
Ni demasiado flexible
No es demasiado temprano,
Ni demasiado tarde".*

El NATM logra la estabilización del túnel mediante la liberación controlada de esfuerzo. De este modo, el macizo rocoso que rodea la sección del túnel funciona como un sistema autoportante junto con los elementos de soporte instalados. Esto con el fin de evitar deformaciones perjudiciales en la excavación y por ende una pérdida de la resistencia del macizo.

Es así como la liberación controlada de tensiones se logra mediante la proyección de un sistema denominado "revestimiento semirrígido", es decir, la fijación de pernos,

complementados un recubrimiento de concreto lanzado. Lo anterior representa un soporte inmediato después de la excavación y permite la liberación de tensiones a través de la deformación radial. Según Rabcewicz, 1964, 1965; Rabcewicz et al., la función del sistema de soporte NATM, se resumen a continuación:

- a) Aprovechar la capacidad del macizo rocoso para sostenerse por sí mismo, controlando las fuerzas en el proceso de redistribución de esfuerzos y tensiones, que ocurren durante la apertura de un tramo de excavación. La característica principal del sistema es que el macizo rocoso actúa como un elemento que soporta carga, complementado con pernos y concreto lanzado, junto con el sistema de soporte.
- b) Permitir deformaciones limitadas, para evitar el desprendimiento del macizo rocoso. Para el efecto, se recomienda la instalación de soportes durante los tiempos muertos para evitar deformaciones. Dichas deformaciones deberán ser monitoreadas constantemente, con el fin de verificar el buen comportamiento del soporte y de ser el caso optimizarlo o implementar soportes adicionales.
- c) Durante la construcción, este sistema de soporte permite cambios en función del monitoreo de las deformaciones. En dado caso, el espaciado de los arcos de acero se ajusta para adaptarse a las condiciones contractuales del macizo rocoso.
- d) La excavación se efectuar en dos etapas: excavación superior y excavación inferior. La primera se realiza en secciones grandes, iniciando por el centro para que las maquinas tengan espacio para su movilización. La segunda se efectúa a medida que se instalada el sostenimiento.

Por lo tanto, según Singh & Goel, 2006, los principios básicos de NATM se resumen como:

- a) Movilización de la resistencia de la masa rocosa.
- b) Protección del concreto lanzado para preservar la capacidad de carga del macizo rocoso.
- c) Monitoreo de la deformación del macizo rocoso expuesto.
- d) Proporcionar soportes flexibles pero activos.
- e) Cierre del tramo de túnel excavado, para formar un anillo de soporte de carga y así controlar la deformación del macizo rocoso.

5.2. A.DE.CO-RS. (ANÁLISIS DE DEFORMACIÓN CONTROLADA EN ROCAS Y SUELOS)

Este sistema se propuso en 1985 y se implementó por Lunardi en la construcción del túnel de alta velocidad en el tramo Florencia – Arezzo, entre Roma y Florencia. Dado que el avance del túnel se empezó a considerar como una variable de diseño, se implementaron avances de excavación más acelerados, interviniendo la sección completa del túnel de manera controlada.

Dado que este método depende especialmente de controlar la deformación en el frente de excavación, es importante resaltar, que esto se logra en función de la calidad del macizo rocoso y el estado de esfuerzos al que está sometido, por lo tanto, se pueden generar un efecto arco en el contorno de la excavación, un efecto arco lejos del contorno o simplemente no se forma un efecto arco (Ver ilustración 5 - 1).

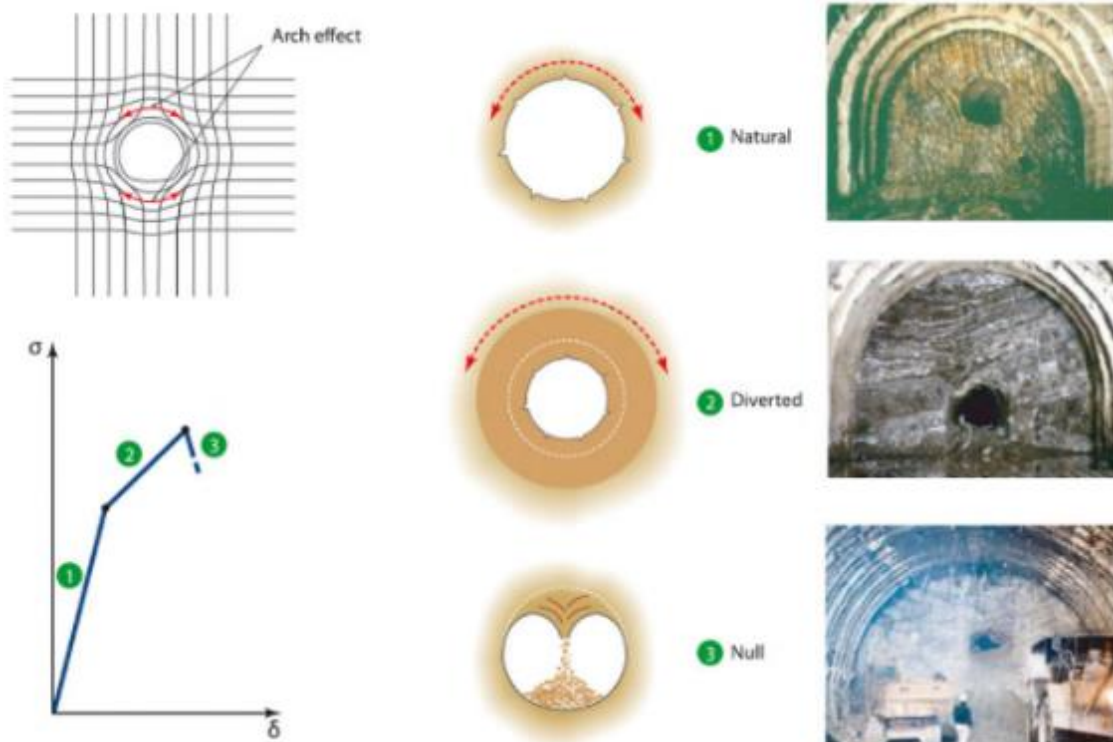


Ilustración 5 - 1: Fenómeno del efecto arco. (Lunardi, 2008).

Con base en lo anterior y con el fin de establecer bajo que causas se desarrolla el efecto arco, es importante establecer si el macizo rocoso es continuo, homogéneo o anisotrópico. Posteriormente, se debe revisar el estado de esfuerzos a lo largo de la profundidad del túnel, con el fin de establecer la deformación.

5.2.1. ESTIMACIÓN DE LA DEFORMACIÓN

Una vez definido el volumen de avance en el frente de la excavación, se establece la deformación a causa de dicho retiro de macizo rocoso, en función de la resistencia y propiedades del macizo. Dado que el desarrollo de la metodología ADECO se basó en experiencias de campo, Lunardi, 2008, concluyo que durante la excavación del frente de un túnel, se presentan tres tipos de deformaciones: Extrusión, preconvergencia y convergencia. La primera es deformar el macizo rocoso a través de la comprensión que

rodea la sección del túnel. El segundo es la deformación del macizo rocoso delante del frente de excavación y el tercero la deformación del macizo detrás del frente. (ver Ilustración 5 - 2).

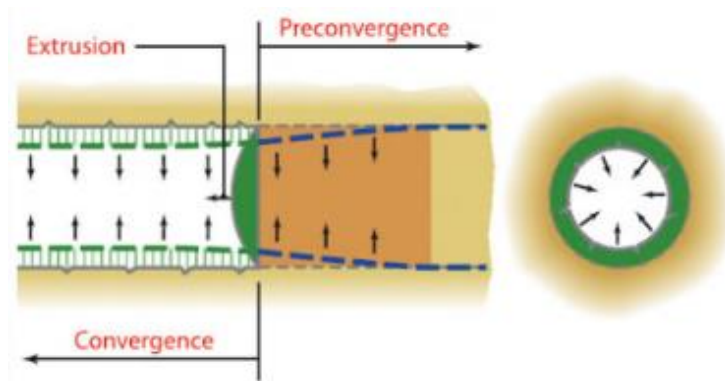


Ilustración 5 - 2: Deformaciones del macizo rocoso por metodología ADECO. (Lunardi, 2008).

En comparación del método NATM, que buscan revestir la sección del túnel con concreto lanzado, complementado con pernos y arcos, el sistema ADECO estabiliza toda la sección del túnel, dejando libre el núcleo para una intervención completa (ver Ilustración 5 - 3).

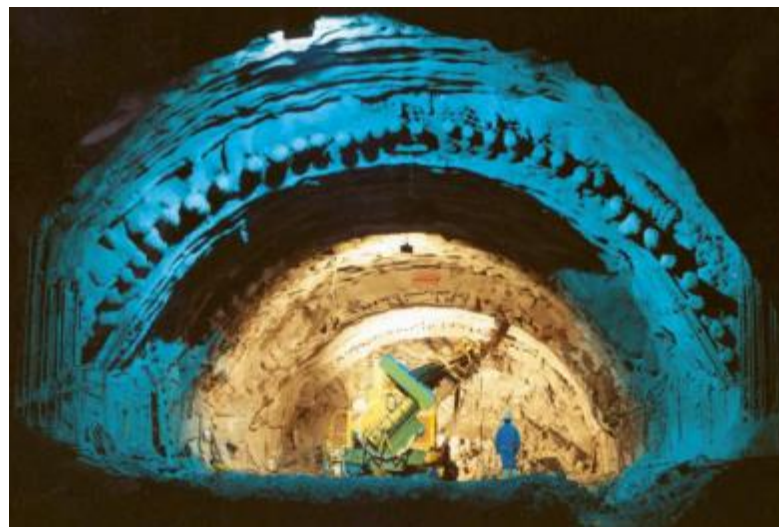


Ilustración 5 - 3: Deformaciones del macizo rocoso por metodología ADECO. (Lunardi, 2008).

5.2.2. CONTROL DE LA DEFORMACIÓN

Teniendo en cuenta la rigidez del macizo rocoso, esta se debe mantener sin alterar durante cada proceso de excavación, con el fin de mantener la estabilidad del túnel. Para el efecto, como primera medida se deben efectuar trabajos de protección para conservar las propiedades de esfuerzo y deformación in-situ del macizo rocoso. Posteriormente, durante el proceso constructivo se deben mejorar las propiedades del material a excavar.

5.2.3. PROTECCIÓN DEL FRENTE

Como medidas de protección se manejan varias alternativas como los son las inyecciones tipo Jet Grouting para suelos cohesivos, enfilajes (ligero y pesados), tubos de drenaje, recubrimiento de terreno artificial y precorte mecánico. Para realizar actividades de refuerzo, normalmente se proyectan pernos de fibra de vidrio en el frente de la excavación. La secuencia de protección del frente se muestra en la Ilustración 5 – 4.

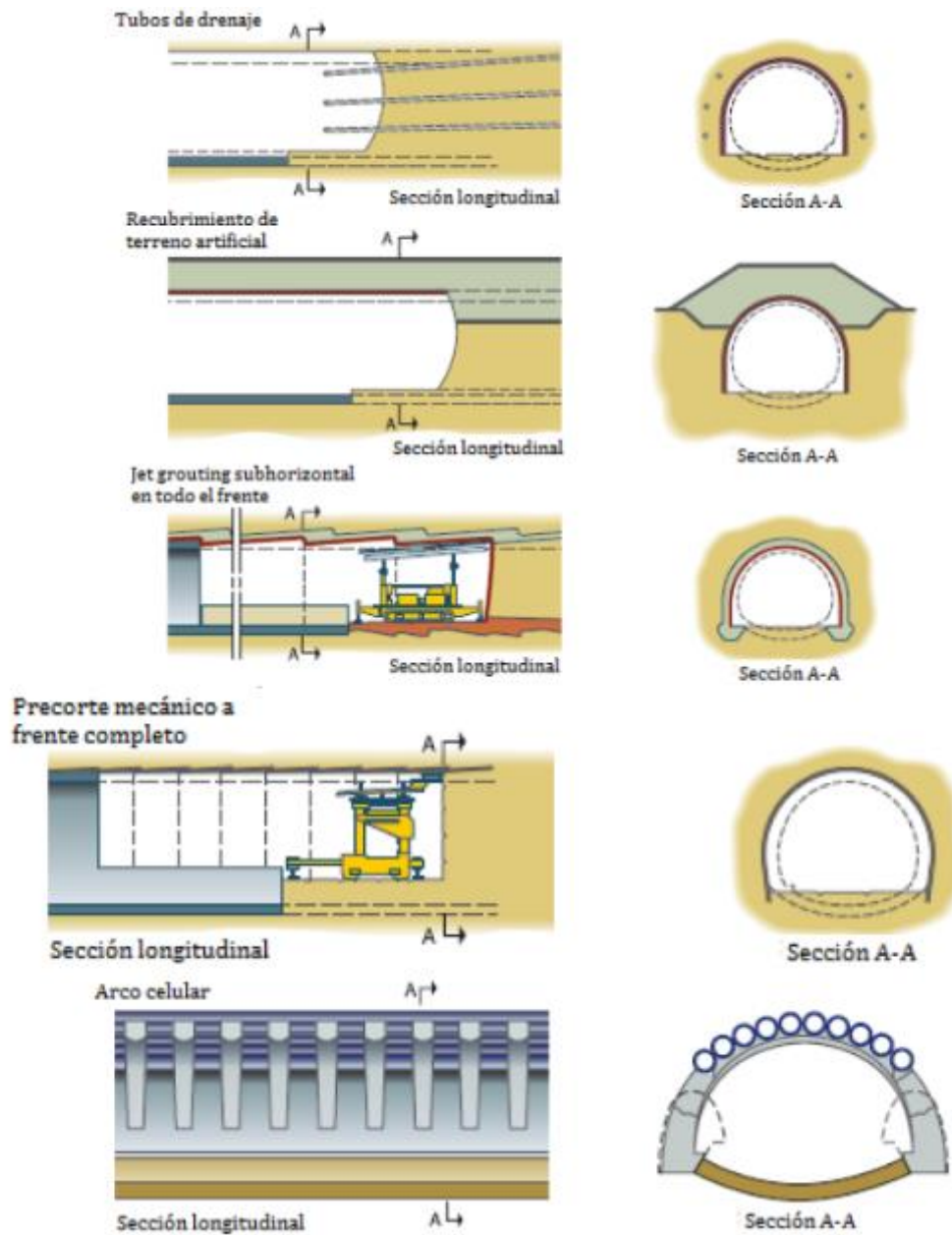


Ilustración 5 - 4: Técnicas de protección en el frente de excavación. (Lunardi, 2008).

Así mismo, se ejecutan intervenciones en el frente de excavación para mejorar la resistencia y disminuir las deformaciones, como lo son pernos en fibra de vidrio e inyecciones de consolidación. En la Ilustración 5 - 5 se muestra un esquema de los métodos de estabilización:

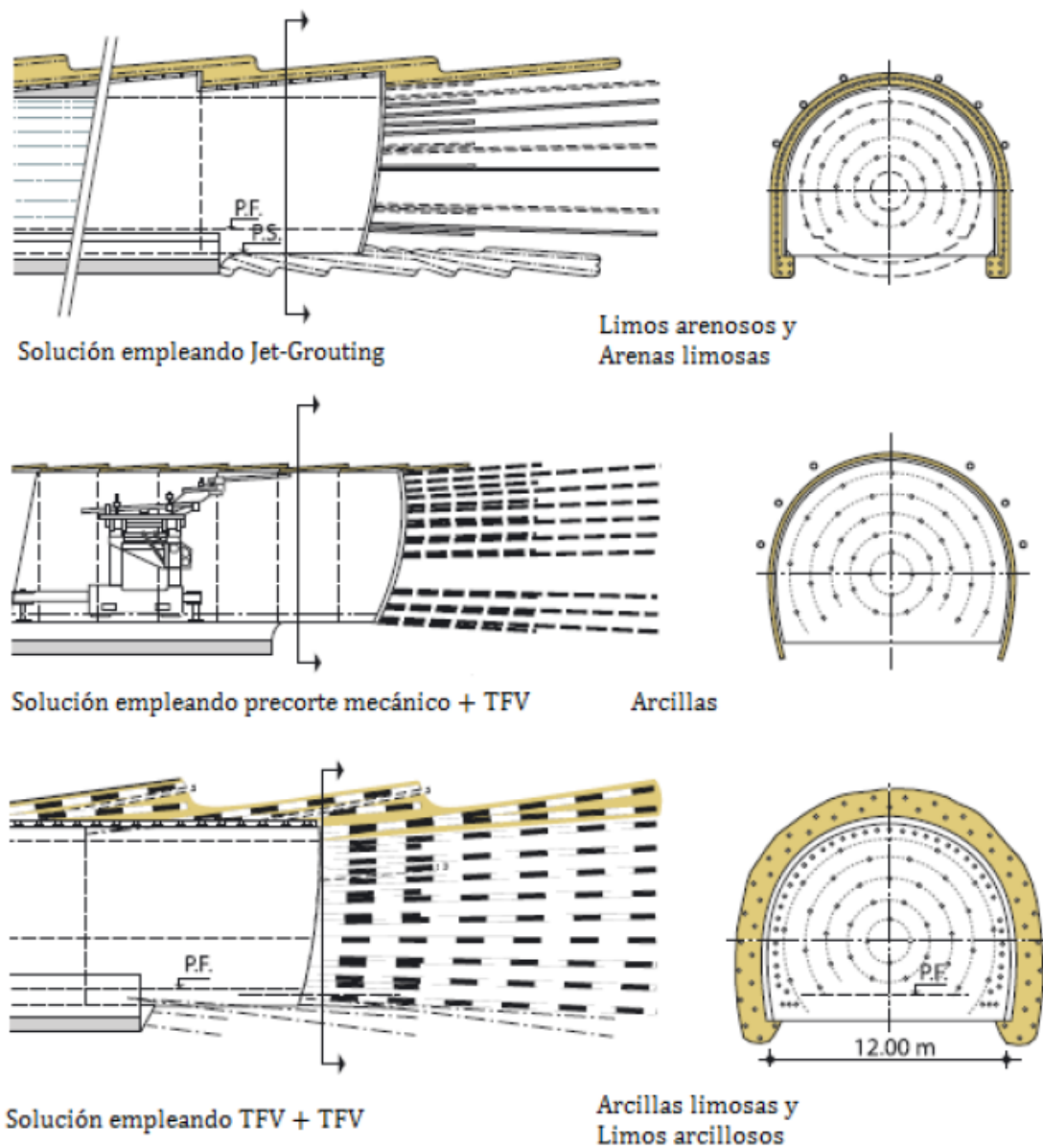


Ilustración 5 - 5: Métodos de estabilización del frente de excavación. (Lunardi, 2008).

Hay que anotar que igual al método NATM, se debe tener una instrumentación adecuada, con el fin de mantener monitoreado el túnel, con el fin de evaluar el comportamiento del macizo rocoso y el soporte proyectado, durante cada tramo de excavación.

5.2.4. ANÁLISIS DE LA RESPUESTA DE DEFORMACIÓN

Dado que este sistema constructivo consiste en evaluar las deformaciones del macizo rocoso a partir de la tensión que se desarrolla en la sección del túnel, a continuación, se describen algunos métodos de análisis:

- a) **EXPERIMENTACIÓN A ESCALA REAL:** Se realiza a partir de la inspección visual, mediciones mediante convergencias y topografía en el frente de la excavación.
- b) **EXPERIMENTACIÓN EN LABORATORIO:** A partir del ensayo de compresión triaxial se estima la presión de confinamiento necesaria para garantizar la estabilidad en el frente de excavación y controlar las deformaciones.
- c) **ANÁLISIS NUMÉRICO:** Para este análisis se emplean teorías de cálculo existentes las cuales se fueron actualizadas durante su desarrollo, así mismo, se usan modelos en elementos y diferencias finitas, y por último se usa modelos tridimensionales.

5.2.5. DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

En términos generales, el método se enfoca en estabilizar el frente de excavación a causa de las deformaciones que se presentarán. Para el objeto, el macizo rocoso se clasifica en categoría A, B y C. La primera se considera como un macizo estable, compuesto por roca masiva. La segunda se clasifica como un frente estable a corto plazo, ya que al desconfinarse el macizo producto de la excavación, se asume que este tendrá un comportamiento cohesivo, por lo tanto, tendrá deformaciones. La tercera se considera como un frente inestable, producto de un terreno suelto.

Es así como durante la fase de diseño se tiene la fase de estudio, diagnóstico y tratamiento. Ahora durante la fase de construcción se tiene la fase de operación,

auscultación y ajuste finales. Todo lo anterior, se basa en la importancia de la deformación del túnel durante la etapa de excavación.

5.3. PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS

Para abarcar este tema se plantea la siguiente agrupación de actividades:

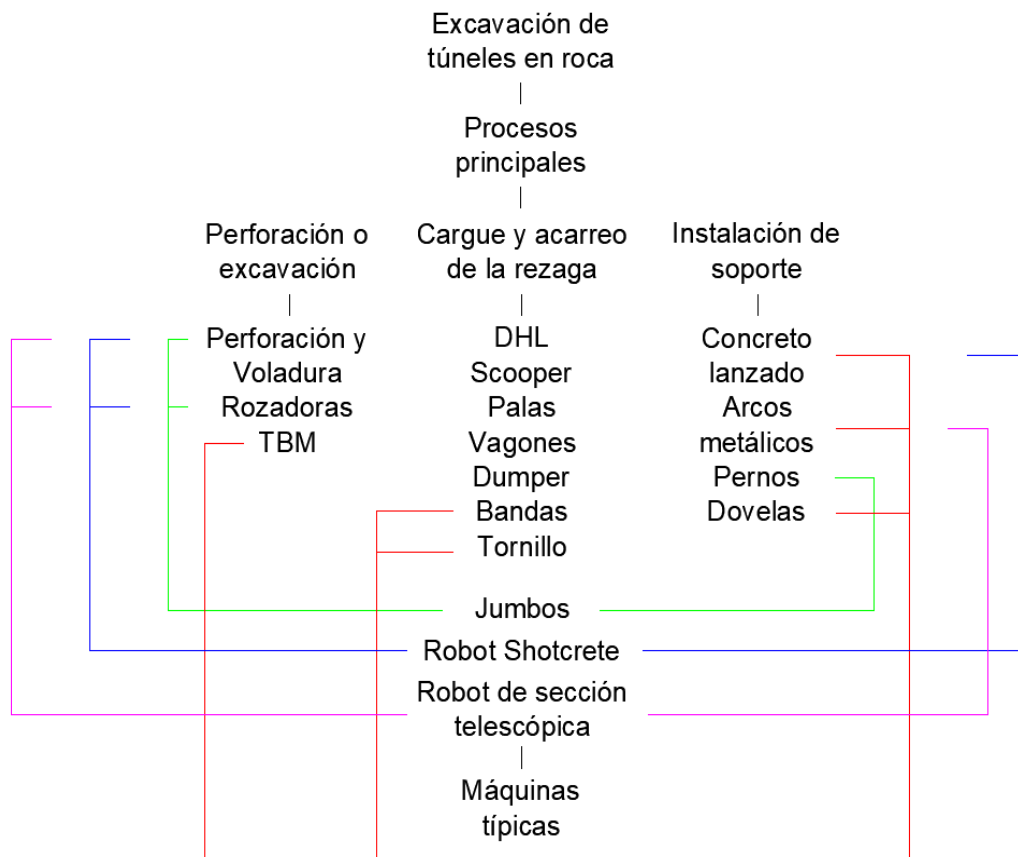


Ilustración 5 - 6: Métodos de estabilización del frente de excavación. (C. López Jimeno, 1997).
Elaboración: Autoría propia.

Lo anterior muestra que las maquinas usadas comúnmente durante la excavación de túneles, pueden ser usadas en varios procesos a lo largo de la construcción del túnel.

5.3.1. SISTEMA DE PERFORACIÓN Y VOLADURA CONVENCIONAL

Este sistema de excavación ejecutado para la construcción de túneles, galerías y/o cavernas, es ampliamente utilizado debido a sus numerosas ventajas, en comparación con otros sistemas de excavación, como los son las rozadoras y las tuneladoras. Entre estas ventajas se destaca su fácil movilidad en el frente de la excavación, ya que generalmente el sistema está montado sobre neumáticos, así como su versatilidad en ante cualquier perfil de macizo rocoso y su bajo costo de inversión inicial.

Así mismo, según López Jimeno, 1997, los equipos mecánicos tienen una limitante en función de la resistencia y abrasividad del macizo rocoso. Las rozadoras trabajan en un rango de resistencia de la roca por debajo de 100 MPa, mientras que las tuneladoras excavan macizos rocosos con valores de resistencia hasta de 250 MPa. En comparación al sistema de perforación y voladura, los explosivos se usan cuando se tienen valores de 80 MPa de resistencia en adelante, por lo tanto, no se tiene una limitación precisa en cuanto a la resistencia. Así mismo, es un sistema flexible antes los cambios geológicos no previstos durante la excavación del frente de trabajo.

Por otra parte, la sección del túnel puede terminar siendo un inconveniente para los sistemas mecánicos. Por ejemplo, las tuneladoras solo pueden excavar secciones completamente circulares, mientras que las rozadoras presentan problemas de cobertura. Es así como, con un sistema de perforación y voladura, ante sección grandes, la excavación se puede ejecutar por secciones, con galerías de avance o banqueo lateral o de piso. Dada la modernidad de las máquinas de la actualidad, los jumbos de perforación prácticamente no tienen limitantes. Adicionalmente, los jumbos de perforación pueden ser utilizados para la proyección de sostenimiento.

Sin embargo, el sistema de perforación y voladura tiene un serio inconveniente. Según López Jimeno, 1997, durante la detonación se pueden generar perturbaciones al macizo

rocoso y grandes irregularidades en la superficie alrededor de la excavación del túnel. Esto tiene afectaciones en el costo del sostenimiento y revestimiento.

5.3.1.1. USO EN TIPOS DE TERRENO

El sistema de perforación y voladura no tiene restricción en cuanto a su ejecución en un tipo de terreno en específico. Este sistema puede ser empleado en macizos rocosos duros, medios o blandos.

5.3.1.2. GEOMETRÍA Y DIÁMETRO DEL TÚNEL

Los brazos de los jumbos no tienen limitaciones de perforación para una sección específica de un túnel, ya que la fácil movilidad de estos permite acceder a cualquier espacio en el frente de trabajo.

5.3.1.3. TOPOGRAFÍA

De acuerdo con la experiencia de varios proyectos diseñados por el tutor de esta tesis, se tiene que el tiempo invertido en el replanteo de los puntos de perforación está en función del área de la sección del túnel. Dado lo anterior se tiene que el replanteo de punto tiene un rendimiento de 1 min/m².

Al tiempo descrito anteriormente en función de la sección del túnel, se debe sumar el tiempo de traslado de la comisión topográfica hasta el frente de trabajo. De acuerdo con la experiencia de varios proyectos, la comisión topográfica se desplazará caminando entre distancias inferiores a 250 m. Para distancias superiores, el desplazamiento deberá ser en camioneta con el fin de disminuir el tiempo de traslado.

Par efectos de cálculo, una persona camina a una velocidad entre 4/5 km/h y la camioneta debido a las políticas de seguridad y salud en el trabajo, podrá realizar recorridos a una velocidad entre 10/20 km/h, según lo establecido en el Decreto 1072 de 2015, capítulo 6.

5.3.1.4. PERFORACIÓN

Para iniciar este tema, primero debemos tener en cuenta las propiedades que afectan la perforación: dureza, resistencia a la compresión y tensión, elasticidad, plasticidad, tenacidad, abrasividad (Índice de abrasividad, contenido de cuarzo equivalente, textura, estructura). A continuación, se describe cada una de estas propiedades, según Carlos López Jimeno, Arnaiz de Guezala, López Jimeno, & García Bermúdez, 2013:

- a) **DUREZA:** Se define como la resistencia de una capa superficial a la penetración. Durante la perforación la propiedad a superar es la dureza ya que, al lograr la penetración, el resto del trabajo es más fácil.
- b) **RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE Y TRACCIÓN:** Es la capacidad de oponerse a una fuerza externa. Normalmente se estima que la resistencia a la tracción es entre un 10 y 15% de la resistencia a la compresión. Cabe resaltar que, el valor final de dichas resistencias es función de la porosidad y la composición mineralógica de la roca.
- c) **ELASTICIDAD:** Los minerales que componen las rocas, comúnmente tienen un comportamiento plástico frágil, que se ciñe a la ley de Hooke. El módulo de elasticidad y la relación de poisson, son los parámetros encargados de desarrollar las propiedades elásticas de la roca.
- d) **PLASTICIDAD Y TENACIDAD:** Primero hay que resaltar que algunas rocas las precede la deformación plástica antes de llegar al límite de falla. La plasticidad es función de la composición mineralógica de la roca y su valor decrece con el contenido de cuarzo, feldespato y otros minerales duros.
- e) **ABRASIVIDAD:** Es la capacidad de las rocas de desgastar otro cuerpo más duro, durante un proceso de contacto o roce. Algunos factores que afectan la capacidad

abrasiva de la roca son: la dureza de los granos, la forma de los granos, el tamaño de los granos, la porosidad de la roca y su heterogeneidad.

Dado lo anterior, se han establecido varios criterios y/o ensayos para determinar el valor de la abrasividad. A continuación, se resumen:

1. Índice de abrasividad cerchar (CAI)
 2. Contenido de cuarzo equivalente (EQC)
 3. Índice de abrasividad de $F_{SHIMAZEK}$
 4. Índice de abrasividad de la roca (RAI)
- f) TEXTURA: Hace referencia a la textura de los granos que componen la roca. Dicha característica se define a través del tamaño de los granos, la forma, la porosidad, etc. De igual manera influye la matriz que conforma la roca y el tipo de ligante que une los granos.
- g) ESTRUCTURA: Esta propiedad está compuesta por la esquistosidad, planos de estratificación, juntas, diaclasas, fallas, rumbo y buzamiento. Todo lo anterior, afecta la linealidad de los barrenos de perforación, así como el rendimiento.

Teniendo claras todas las definiciones anteriores, la velocidad de perforación desarrollada por los equipos a rotopercusión, está en función de los siguientes parámetros, de acuerdo a lo mencionado por Carlos López Jimeno et al., 2013:

- a) Características geomecánicas, mineralógicas y abrasividad de las rocas.
- b) Potencia de percusión de las máquinas.
- c) Diámetros de los barrenos.
- d) Empujes sobre las brocas.
- e) Longitud de perforación.
- f) Limpieza de los barrenos.

- g) Diseño de los equipos y condiciones de trabajo.
- h) Eficiencia de operación.

Es así como la velocidad de perforación se puede estimar mediante la extrapolación de datos obtenidos en trabajos similares, formulas empíricas o ensayos de laboratorio. Comúnmente, la técnica más efectiva es mediante la obtención de datos a partir de ensayos de laboratorio. En la ilustración 5 - 7 se muestra un diagrama que resume los parámetros que inciden en la perforación.

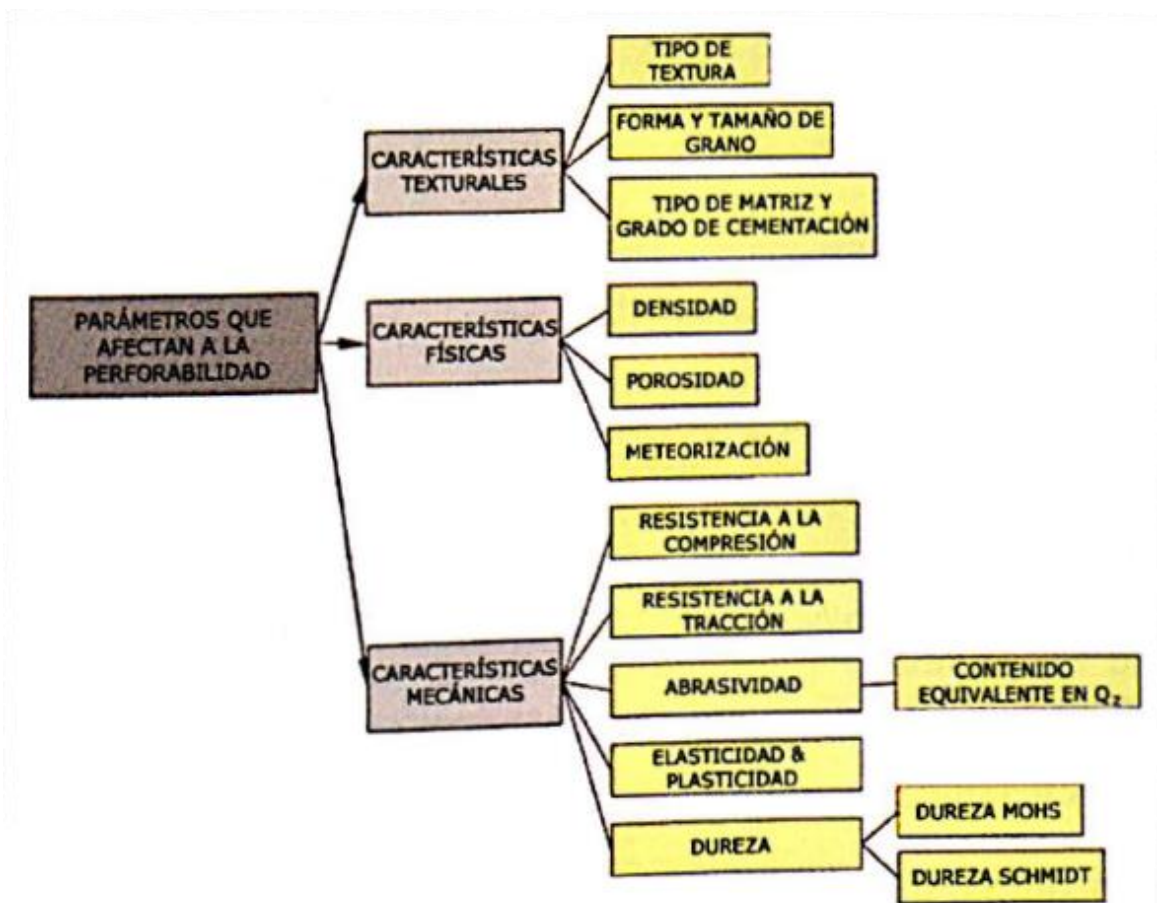


Ilustración 5 - 7: Parámetros de las rocas que afectan a la perforación. (Carlos López Jimeno et al., 2013)

- a) DATOS REALES: Conociendo la velocidad de perforación para un respectivo diámetro y macizo rocoso, se puede estimar la velocidad de perforación para diámetros mayores o menores, multiplicando la velocidad medida en campo por el siguiente factor de corrección:

$$F = (D_1/D_2)^{1.5}$$

Donde:

F = Factor de corrección a la velocidad medida.

D_1 = Diámetro de perforación ejecutado.

D_2 = Diámetro de perforación requerido.

- b) FORMULAS EMPÍRICAS: A lo largo de la experiencia, se han propuesto varias fórmulas empíricas, con el fin de estimar la velocidad de perforación en la roca, bajo ciertas condiciones de trabajo. Según Carlos López Jimeno et al., 2013, para una roca de tipo granito Barre de Vermurt (USA), se puede aplicar la siguiente expresión:

$$VP (m/min) = 31(POT/D^{1.4})$$

Donde:

POT = Potencia cinética disponible en el martillo hidráulico (KW).

D = Diámetro del barreno (mm).

- c) ÍNDICE DE PERFORABILIDAD (DRI).

Esta metodología fue desarrollada en la Universidad de Trondheim, ubicada en Noruega, en la cual se deben realizar previamente los siguientes ensayos:

- 1) Ensayo de friabilidad (S_{20}).
- 2) Ensayo de abrasividad (AV).

Posteriormente, mediante el siguiente ábaco se estima el índice de perforabilidad:

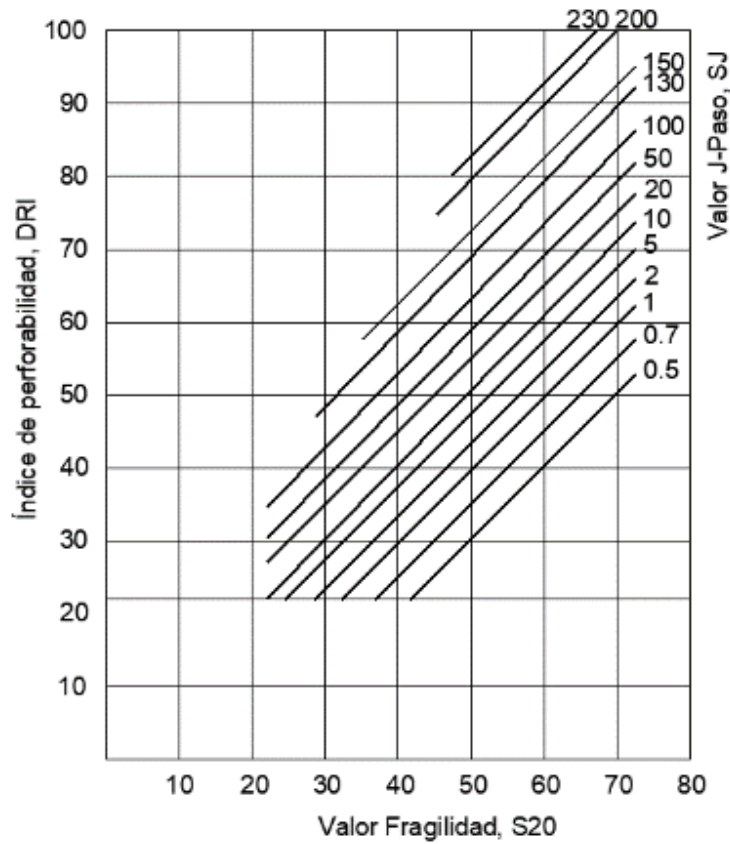
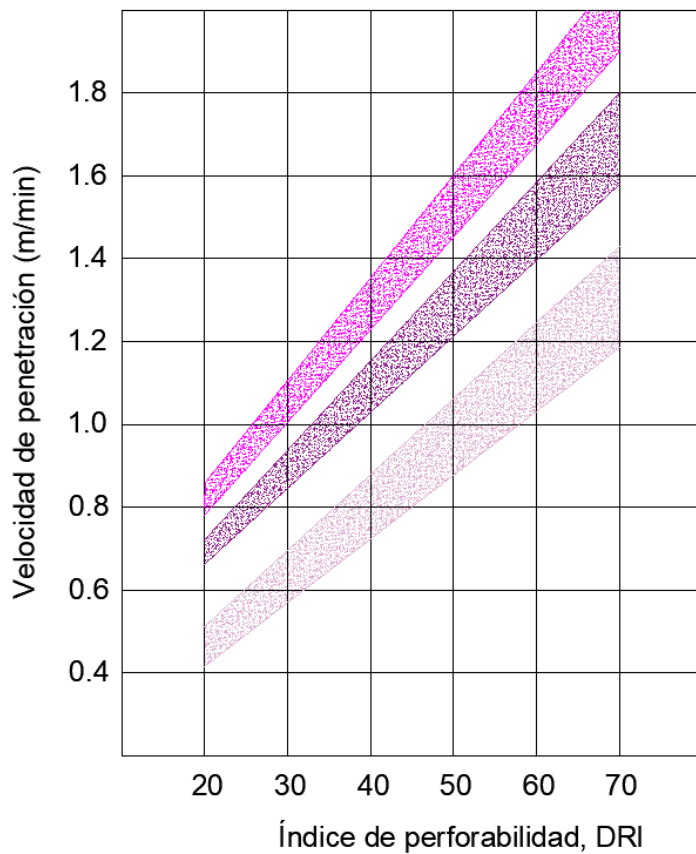


Ilustración 5 - 8: Determinación del valor DRI a partir de S₂₀ y S_J. (Carlos López Jimeno et al., 2013)

Por otra parte, a partir de datos obtenidos en diferentes varias investigaciones Carlos López Jimeno et al., 2013, definió un ábaco para estimar la velocidad de penetración en función de diferentes tipo de martillos, como se ilustra a continuación:



HL 1060T 102 mm 4"
 HF 1560T 115 mm 4.5"
 HL 1010 102 mm 4"

HL 650T 76 mm 3"
 HL 810T 89 mm 3.5"
 HF 810T 89 mm 3.5"
 HL 1560T 115 mm 4.5"

HL 510 / HL X5T 76 mm 3"
 HL 710 89 mm 3.5"

Ilustración 5 - 9: Valor de velocidad de perforación para diferentes tipos de martillos. (Carlos López Jimeno et al., 2013)

También C. López Jimeno, 1997, estableció un ábaco donde a partir del método de perforación se puede estimar la velocidad de perforación, el cual se ilustra a continuación:

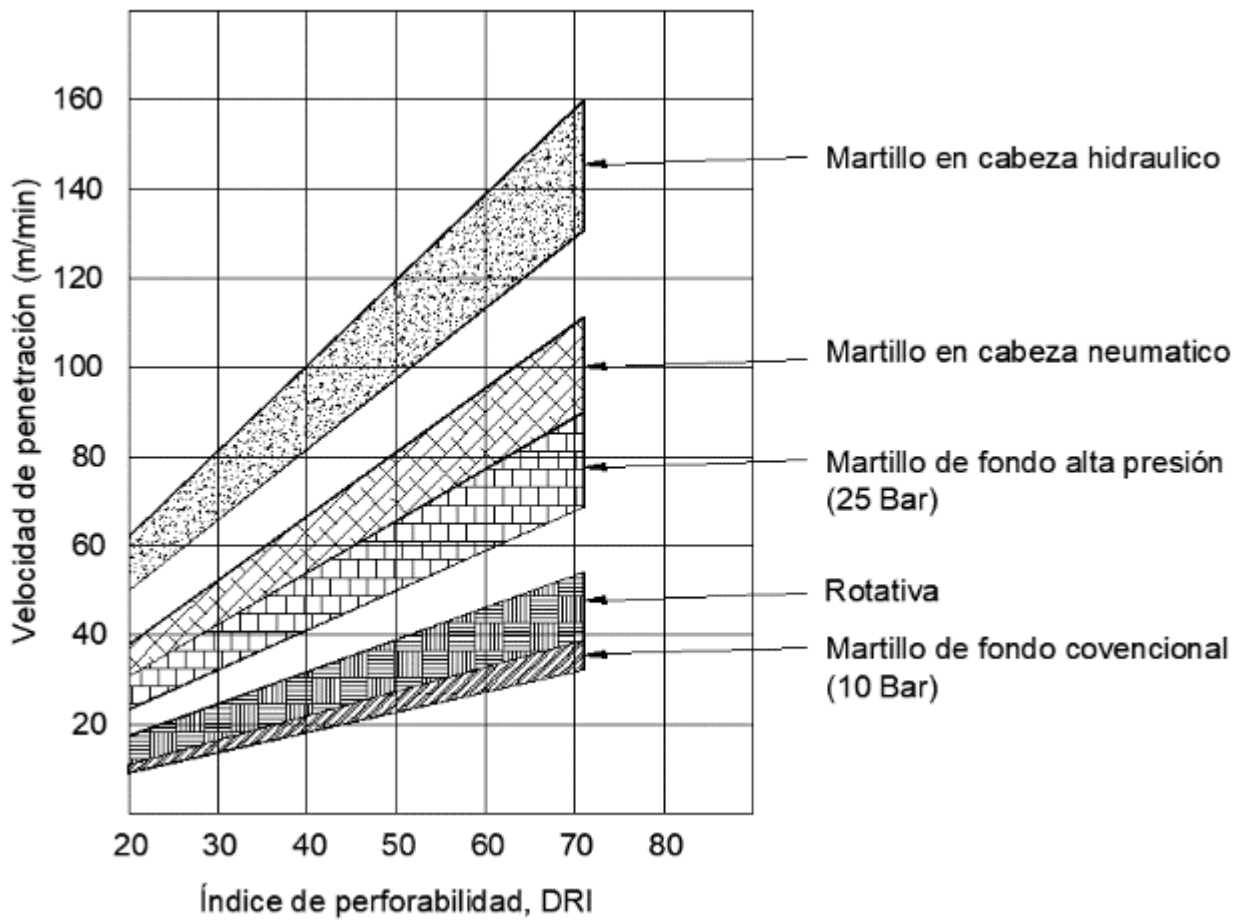


Ilustración 5 - 10: Velocidades de perforación obtenidas a partir de diferentes equipos de perforación. (C. López Jimeno, 1997)

d) MÉTODO DE TRABAJO DE DESTRUCCIÓN ESPECIFICO W_z

Se denomina la cantidad de energía específica requerida para realizar la destrucción de la roca o el trabajo necesario para generar grietas. En la ilustración 5 - 11 se muestra el modelo teórico del trabajo a destrucción.



Ilustración 5 - 11: Estimación del trabajo de destrucción específico. (Carlos López Jimeno et al., 2013)

Ahora, Carlos López Jimeno et al., 2013, describe que para cada tipo de roca se debe desarrollar un trabajo de destrucción específico único y este a su vez permite estimar la velocidad de penetración, tal como se muestra en la Ilustración 5 – 12.

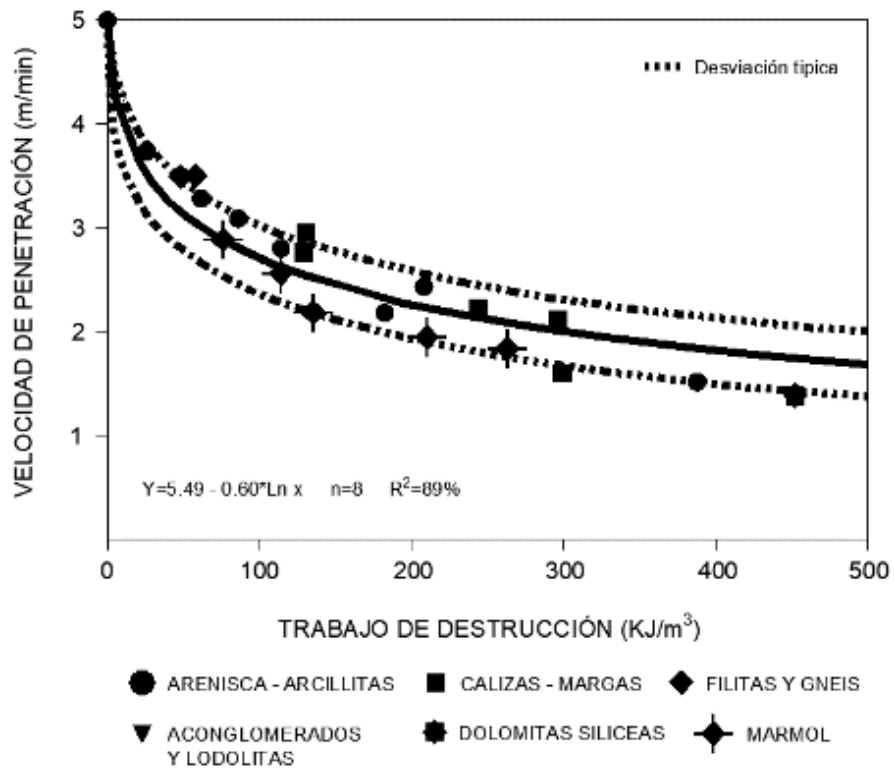


Ilustración 5 - 12: Estimación del trabajo de destrucción específico. (Carlos López Jimeno et al., 2013)

Es de anotar que la velocidad de penetración también depende del espaciamiento entre las discontinuidades, ya que estas son planos de debilidad que afectan las condiciones de las perforaciones como se muestra en la Ilustración 5 – 13.

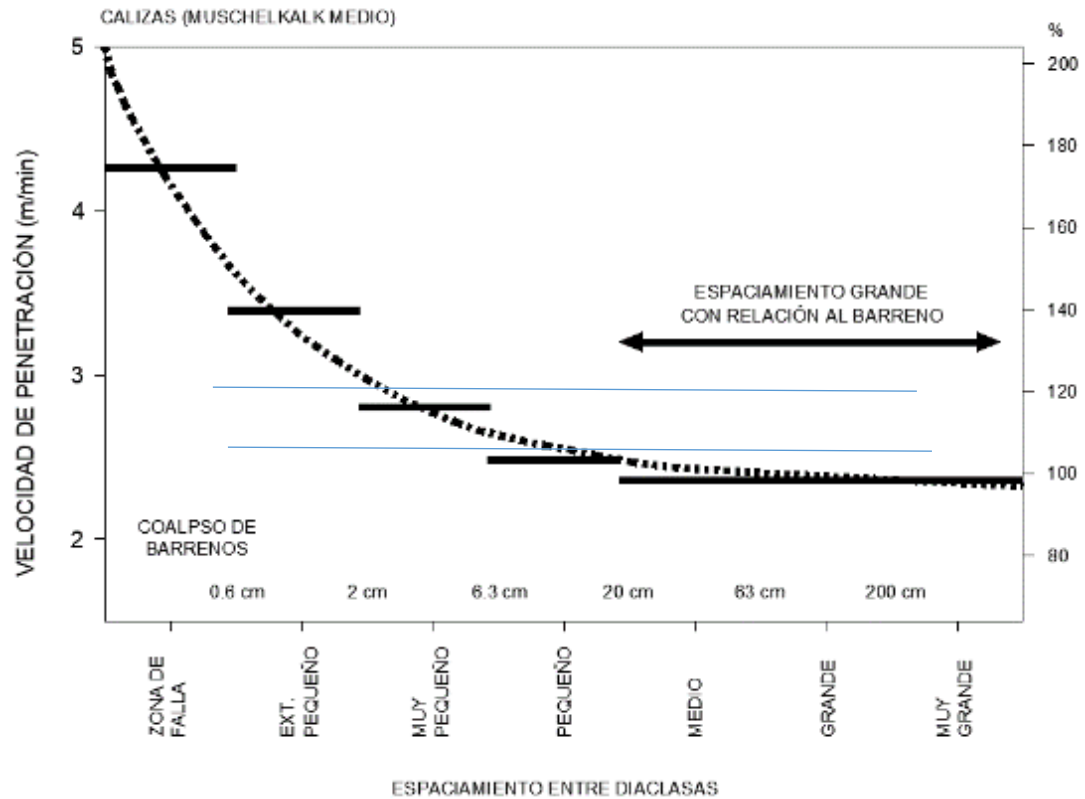


Ilustración 5 - 13: Correlación entre la velocidad de penetración y el espaciamiento entre diaclasas en rocas calizas. (Carlos López Jimeno et al., 2013)

5.3.1.5. VIDA ÚTIL DE LOS ACCESORIOS DE PERFORACIÓN

A lo largo de las perforaciones los accesorios van teniendo un desgaste natural, debido a las condiciones de trabajo a la que están sometidos. De acuerdo con Carlos López Jimeno et al., 2013, no es fácil ni preciso determinar la vida útil de los accesorios, sin embargo, a continuación se muestran una serie de ilustraciones que permiten estimar la vida útil en función de varios parámetros de abrasividad, la densidad seca del macizo, la porosidad y el contenido de cuarzo.

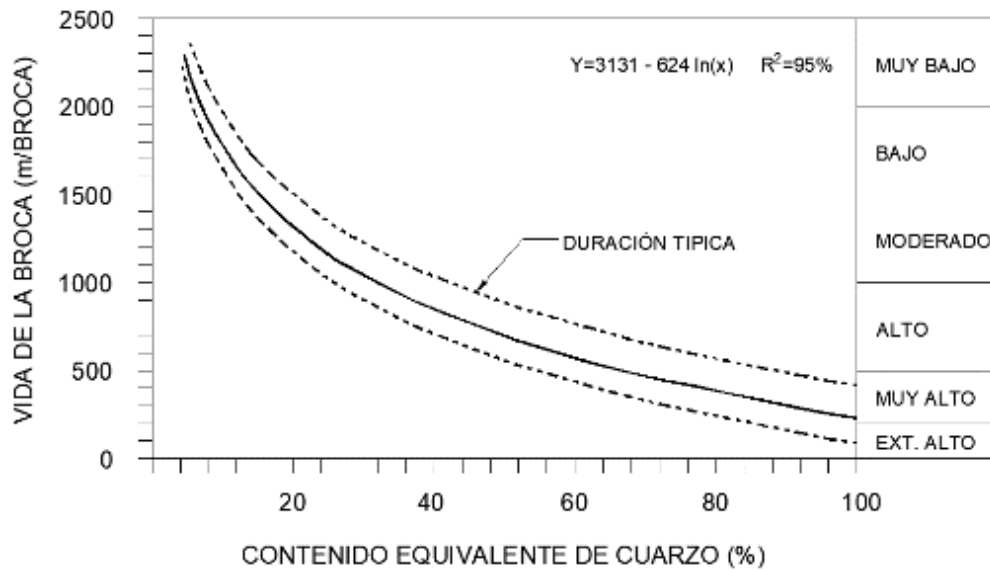


Ilustración 5 - 14: Vida de las brocas de perforación según el equivalente de cuarzo en las rocas calizas, margas, conglomerados, filitas y mármoles. (Carlos López Jimeno et al., 2013)

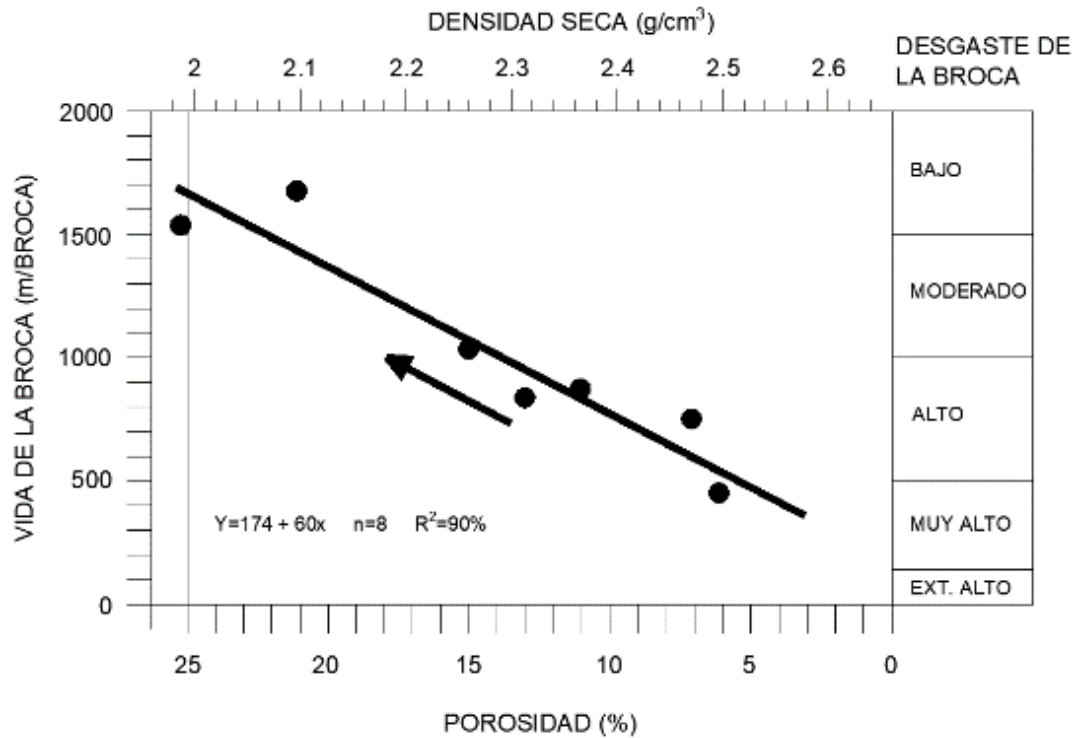


Ilustración 5 - 15: Correlación entre la vida de las brocas de perforación y la porosidad (densidad seca) en areniscas. (Carlos López Jimeno et al., 2013)

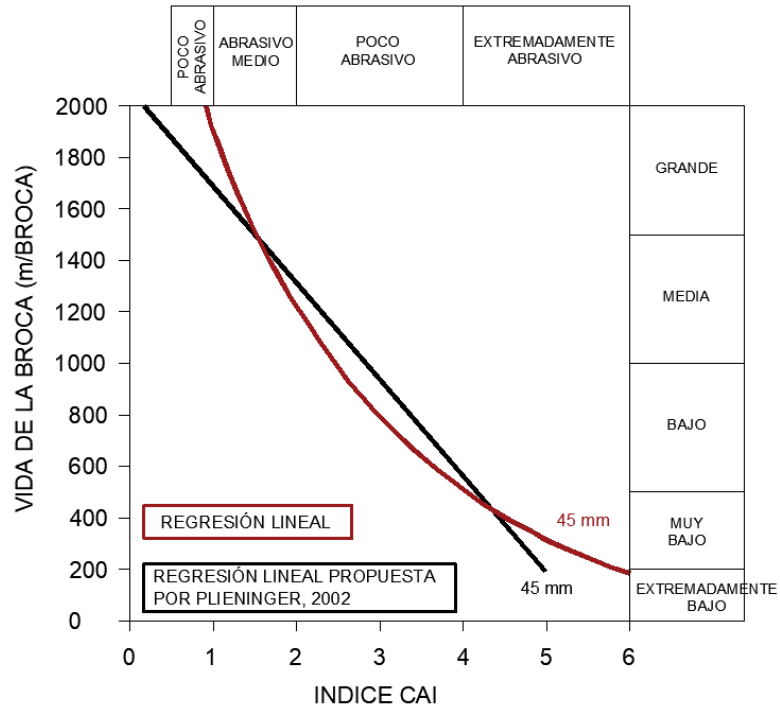


Ilustración 5 - 16: Ábaco para estimar la vida de las brocas de perforación en función de índice CAI. (Carlos López Jimeno et al., 2013)

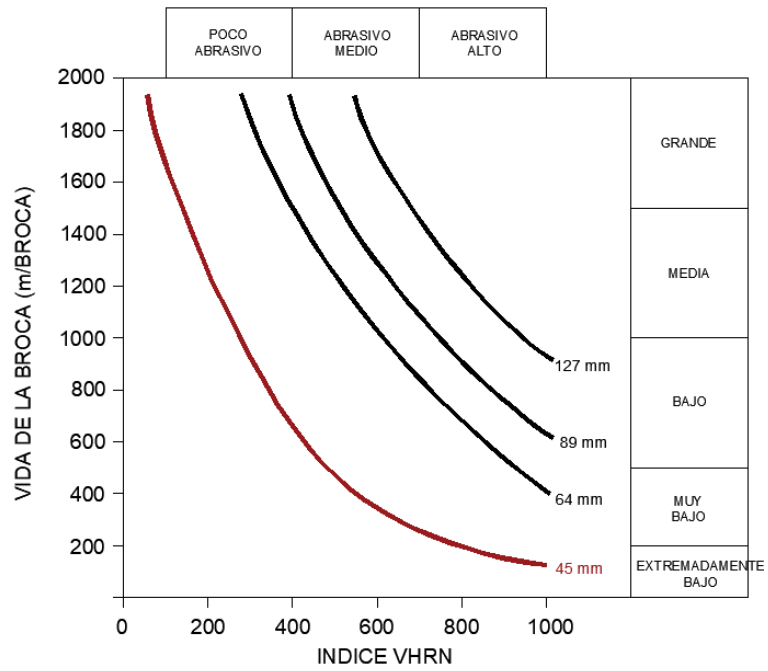


Ilustración 5 - 17: Ábaco para estimar la vida de las brocas de perforación en función del índice VHRN. (Carlos López Jimeno et al., 2013)

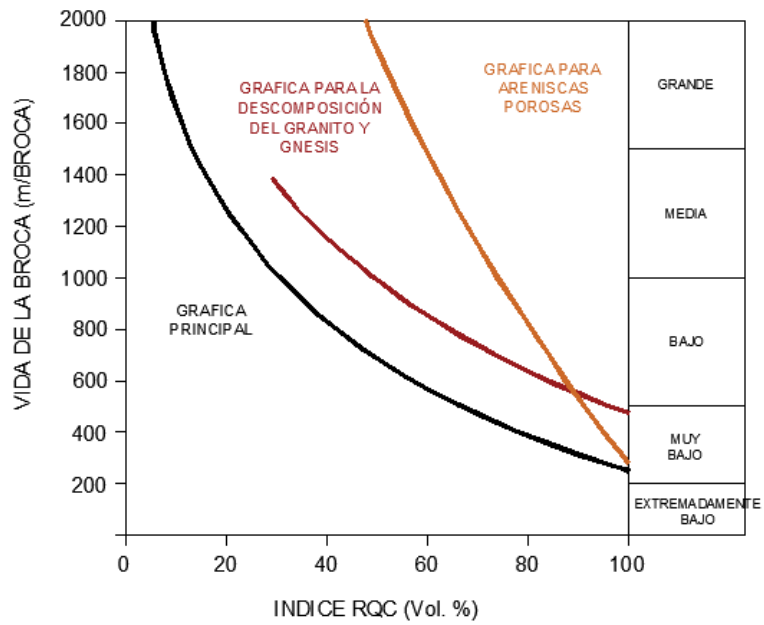


Ilustración 5 - 18: Ábaco para estimar la vida de las brocas de perforación en función del índice RQC. (Carlos López Jimeno et al., 2013)

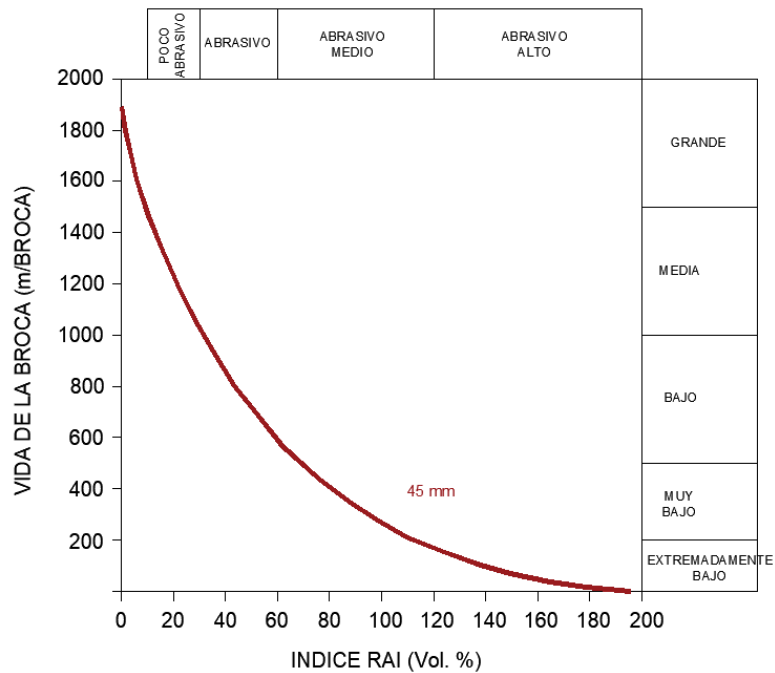


Ilustración 5 - 19: Ábaco para estimar la vida de las brocas de perforación en función de índice RAI. (Carlos López Jimeno et al., 2013)

En la Ilustración 5 – 20, se muestra otro ábaco que permite determinar la vida útil de las brocas en función del parámetro SJ.

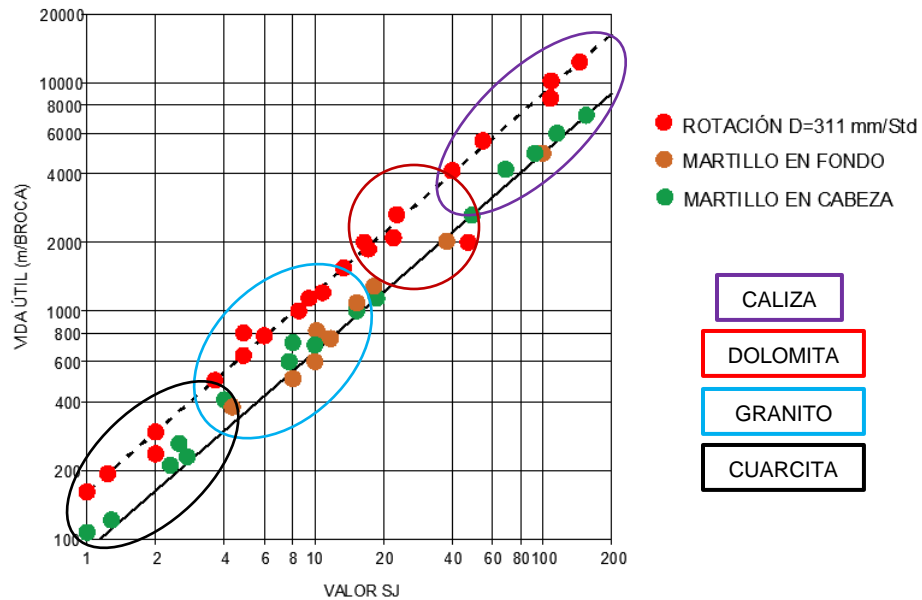


Ilustración 5 - 20: Vida útil de las brocas en función del parámetro SJ y varios tipos de rocas. (Carlos López Jimeno et al., 2013)

En la Ilustración 5 – 21 se muestra la vida útil de brocas y tubería o varillas de perforación.

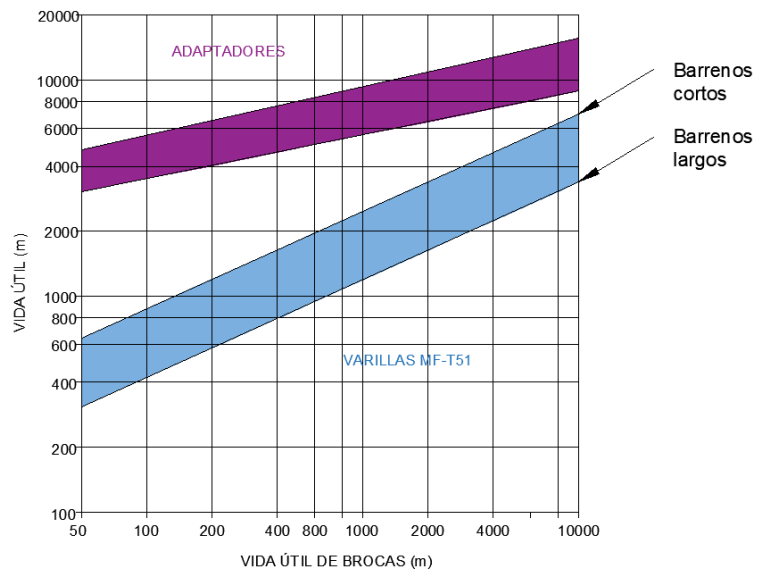


Ilustración 5 - 21: Vida útil de adaptadores y tubería de perforación. (Carlos López Jimeno et al., 2013)

Finalmente, para hacer un cálculo preliminar, mediante la Tabla 5 -1 se puede estimar la vida útil de varios accesorios de perforación en función de los metros perforados.

Tabla 5 - 1: Vida útil de varios accesorios de perforación. (Carlos López Jimeno et al., 2013)

PRODUCTO	NÚMERO DE METROS PERFORADOS	
	En roca abrasiva	En roca no Abrasiva o poco abrasiva
Barrenas Integrales Intervalo afinado (m) Vida útil (m)	20 - 25 200 - 300	150 700 - 800
Bocas de Insertos Intervalo afinado (m) Vida útil (m)	20 - 25 250 - 350	150 900 - 1.200
Bocas de Botones Intervalo afinado (m) Vida útil (m)	250 - 550	1.000 - 1.300
Varillaje Extensible Vidas de servicio Perforadoras neumáticas Perforadoras hidráulicas	1.000 - 1.500 1.600 - 1.400	
Varillas Integrales Roscadas Vida de servicio	60 - 800	
Manguitos Vida de servicio	100% vida de varillas	
Adaptadores Vida de servicio Perforadoras neumáticas Perforadoras hidráulicas	1.200 - 1.600 2.500 - 3.500	

5.3.1.6. ESTIMACIÓN DE TIEMPO PARA EL CAMBIO DE LOS ACCESORIOS DE PERFORACIÓN

Para determinar los tiempos de cambio de los accesorios de perforación, se debe tener en cuenta si dicho cambio se va a realizar de forma manual o automática. Dado lo anterior en la Tabla 5 - 2 y Tabla 5 - 3 se describen unos tiempos base establecidos de acuerdo a lo establecido por C. López Jimeno, 1997.

Tabla 5 - 2: Tiempo estimado en cambios de barra. (C. López Jimeno, 1997). Elaboración: Autoría propia.

	CAMBIO DE BARRA	
	MANUAL (min)	AUTOMÁTICO (min)
Tiempo de instalar barra	1.0	0.9
Tiempo de quitar barra	1.5	1.0
Tiempo total	2.5	1.9

Tabla 5 - 3: Tiempo estimado en cambios de barra. (C. López Jimeno, 1997). Elaboración: Autoría propia.

OPERACIÓN	TIEMPO (min)
Cambio de barreno	3.0
Posicionamiento y emboquille	1.0
Limpieza del barreno	1.0

5.3.1.7. VOLADURA

5.3.1.7.1. DESCRIPCIÓN DE ZONAS DE VOLADURA

Por otra parte, es necesario definir los siguientes conceptos en función de la Ilustración 5 - 22, según Carlos López Jimeno, López Jimeno, & García Bermúdez, 2010 y la Secretaría de Comunicaciones y Transporte, 2016:

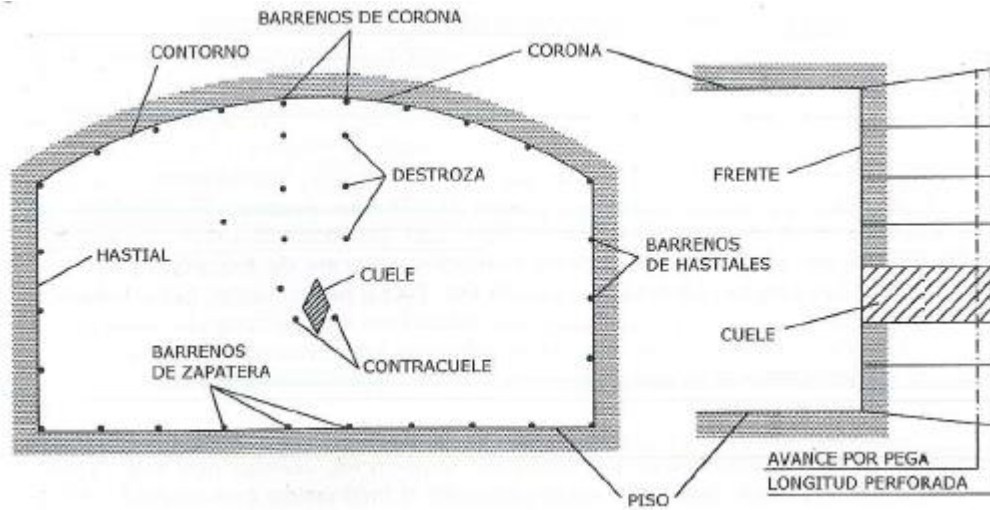


Ilustración 5 - 22: Zonas de voladura. (Carlos López Jimeno et al., 2010)

- a) CUELE: Es el conjunto de taladros o barrenos cargados de explosivo, situado en el centro de la sección del túnel. Es la fase de la voladura que explora en primera instancia, con el fin de desarrollar un espacio para que el resto de macizo rocoso tenga un espacio libre a donde moverse.

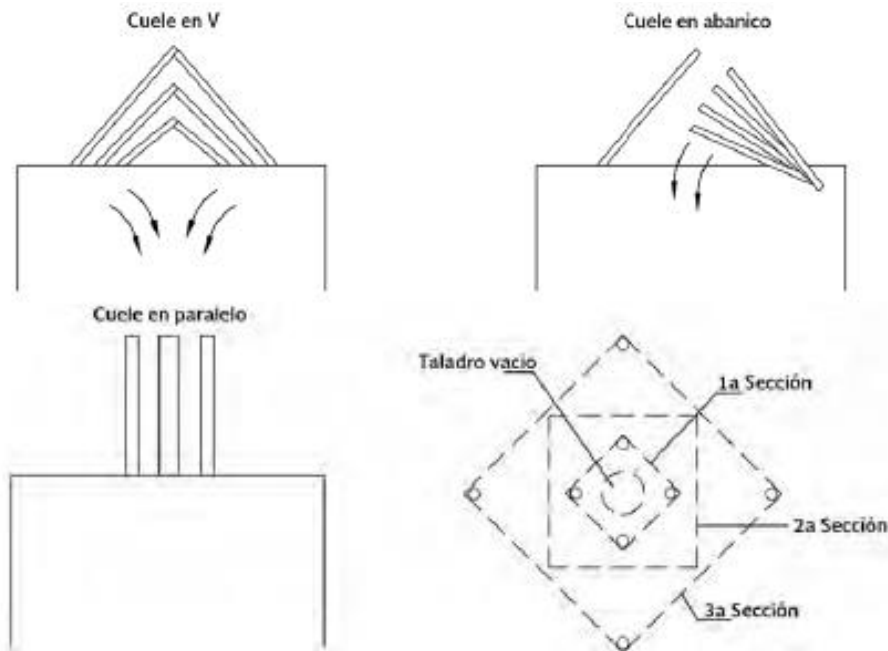


Ilustración 5 - 23: Tipo de cuele. (Secretaría de Comunicaciones y Transporte, 2016)

- b) DESTROZA: Es la parte central de la voladura. Su eficiencia está en función de la buena ejecución del cuele y contracuele.
- c) ZAPATERA: Es la zona ubicada en la base de la sección del túnel. Normalmente los barrenos de perforación en dicha zona tienen mayor carga explosiva con el fin de fracturar el macizo rocoso y levantarlo hacia arriba.
- d) CONTORNO: La perforación y explosión en dicha zona es esencial para definir la sección del túnel. El objetivo es que la sección del túnel que se forme como resultado de la explosión, sea similar a la planteada teóricamente.

5.3.1.8. PATRÓN DE VOLADURA

Con el fin de entrar en materia con respecto a este tema, en la Ilustración 5 – 24 se muestra un esquema de un cuele típico, compuesto por un barreno de expansión (Vacío) y 4 barrenos cargados.

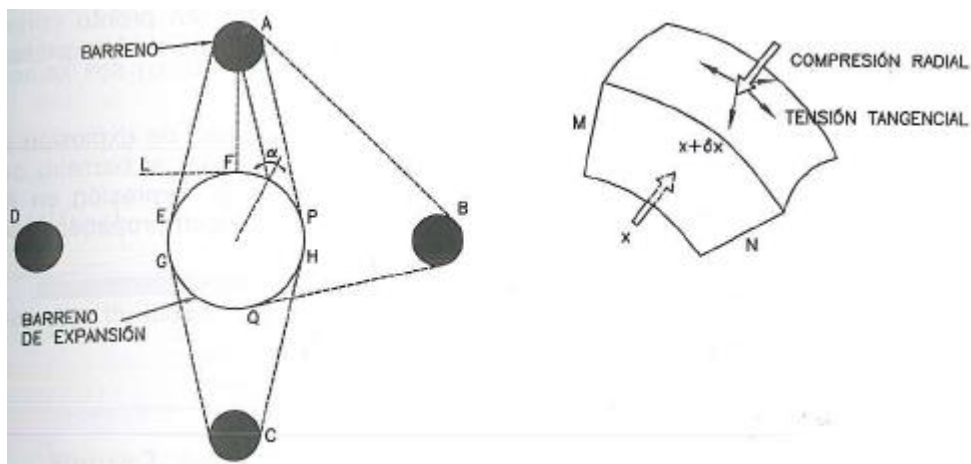


Ilustración 5 - 24: Configuración de un cuele con un barreno de expansión de mayor diámetro. (Carlos López Jimeno et al., 2010)

A continuación, se describen algunos mecanismos de rotura de la roca cuando se genera la detonación:

5.3.1.8.1. TRITURACIÓN

De acuerdo con Carlos López Jimeno et al., 2010, y la ilustración anterior, cuando detona el barreno A se expande coaxialmente una onda de compresión cilíndrica. Si la compresión es mayor a la resistencia a compresión dinámica de la roca, inmediatamente se genera la trituración de esta. Posteriormente, se genera una trituración adicional por efecto de los gases de explosión, los cuales se encuentra a alta presión.

5.3.1.8.2. FRACTURACIÓN POR AGRIETAMIENTO RADIAL

Carlos López Jimeno et al., 2010, describe que la onda de compresión radial presenta una componente de reacción tangencial que, en dado caso de superar la resistencia dinámica a tracción de la roca, genera grietas radiales en todas las direcciones alrededor del barreno. Una vez desarrolladas todas estas grietas, estas se prolongan a lo largo del barreno mediante la onda de tensión.

5.3.1.8.3. ROTURA POR REFLEXIÓN

Si la onda de tracción generada supera la resistencia de la roca, se producirá un descostramiento de la roca. Esto se produce por el reflejo de la onda de tensión a lo largo del barreno de expansión.

5.3.1.8.4. ROTURA POR FLEXIÓN

Se general por la flexión de la cuña de roca que está sometida al agrietamiento radial y descostramiento de la roca (Ver Ilustración 5 - 25)

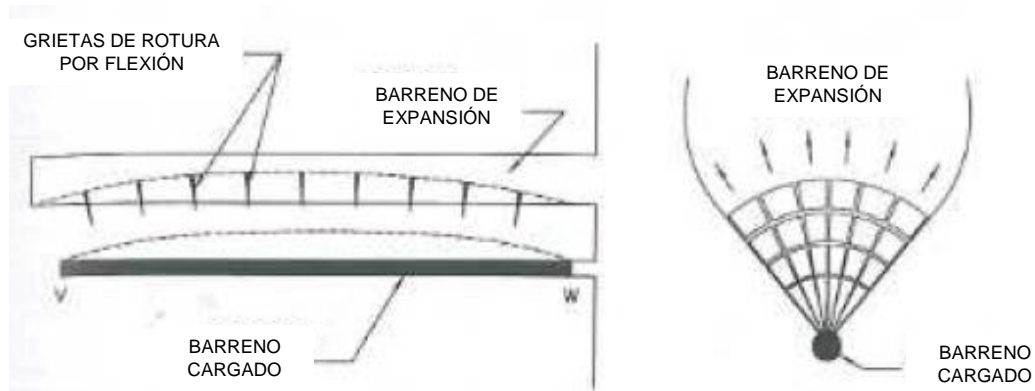


Ilustración 5 - 25: Configuración de un cuele con un barreno de expansión de mayor diámetro. (Carlos López Jimeno et al., 2010)

5.3.1.9. CRITERIOS DE DISEÑO DE CUELE

Un cuele es un barreno de expansión el cual presenta las siguientes ventajas con respecto a los barrenos de carga, de acuerdo a lo descrito por Carlos López Jimeno et al., 2010:

- a) Son adecuados para perforar con jumbos.
- b) Es posible usarlo en perforaciones largas.
- c) No depende de la sección del túnel.
- d) Se degeneran buenos avances.
- e) Menor tiempo de carga de los barrenos.
- f) La fragmentación es buena.

Los barrenos de expansión deben tener un volumen suficiente para albergar el material expulsado de los barrenos cargados. Según Carlos López Jimeno et al., 2010, un 80% adicional con el fin de asegurar una buena expulsión del escombros. La Ilustración 5 – 26 se muestra un esquema ideal del proceso.

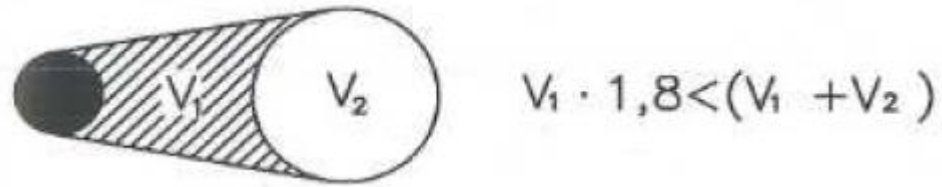


Ilustración 5 - 26: Configuración de un cuele con un barreno de expansión de mayor diámetro. (Carlos López Jimeno et al., 2010)

5.3.1.9.1. ÁREA NECESARIA DE LOS BARRENOS DE EXPANSIÓN

Teniendo en cuenta la longitud y el diámetro del barreno, se determinan las dimensiones del barreno de expansión, con base en la Ilustración 5 - 27.

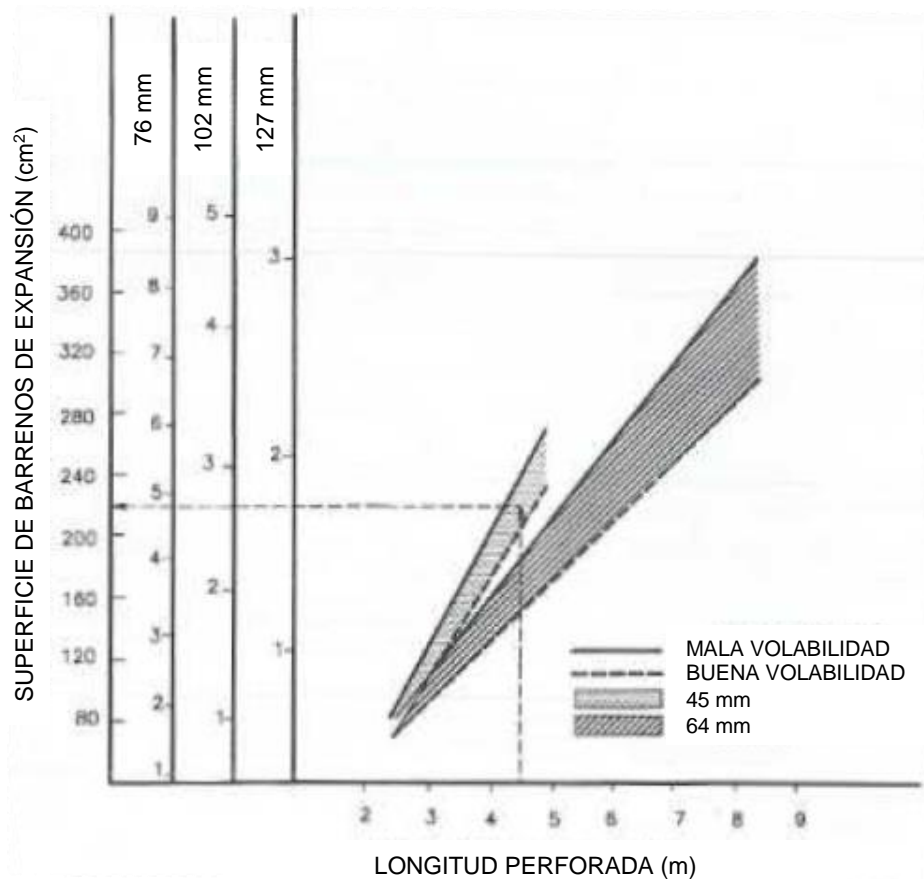


Ilustración 5 - 27: Área de los barrenos de expansión necesaria y numero de estos. (Carlos López Jimeno et al., 2010)

5.3.1.9.2. DISTANCIA ENTRE EL BARRENO CARGADO Y EL BARRENO DE EXPANSIÓN

Carlos López Jimeno et al., 2010, describe que la distancia entre el barreno cargado y el barreno de expansión no debe ser mayor a 1.7 el diámetro del barreno de expansión, para así lograr una buena fragmentación y salida de la roca.

En la Ilustración 5 – 28 se muestra que, para distancias mayores a 2 veces el diámetro de expansión, el ángulo de rotura es muy pequeño y se genera una deformación plástica entre los barrenos. Para efectos de análisis Carlos López Jimeno et al., 2010, recomienda que las distancias se calculen bajo una base de 1.5 veces el diámetro del barreno de expansión (D_2).

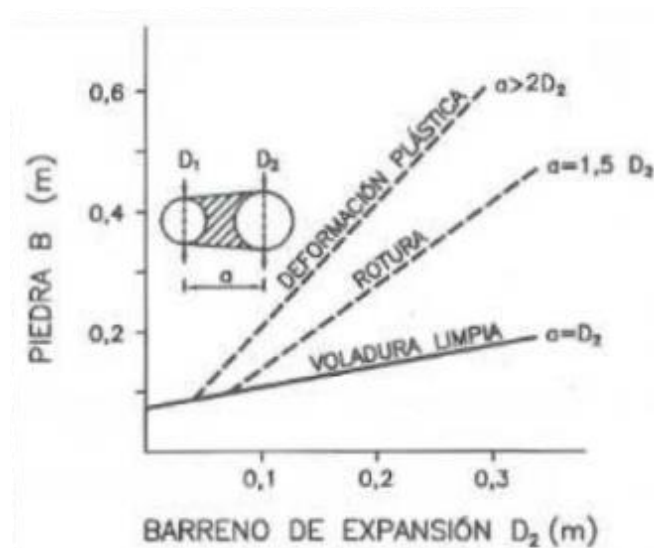


Ilustración 5 - 28: Resultados de las voladuras para diferentes distancias de los barrenos cargados a los vacíos y diámetros de estos. (Carlos López Jimeno et al., 2010)

Por otra parte, con la Ilustración 5 - 29 se puede estimar la geometría de la piedra:

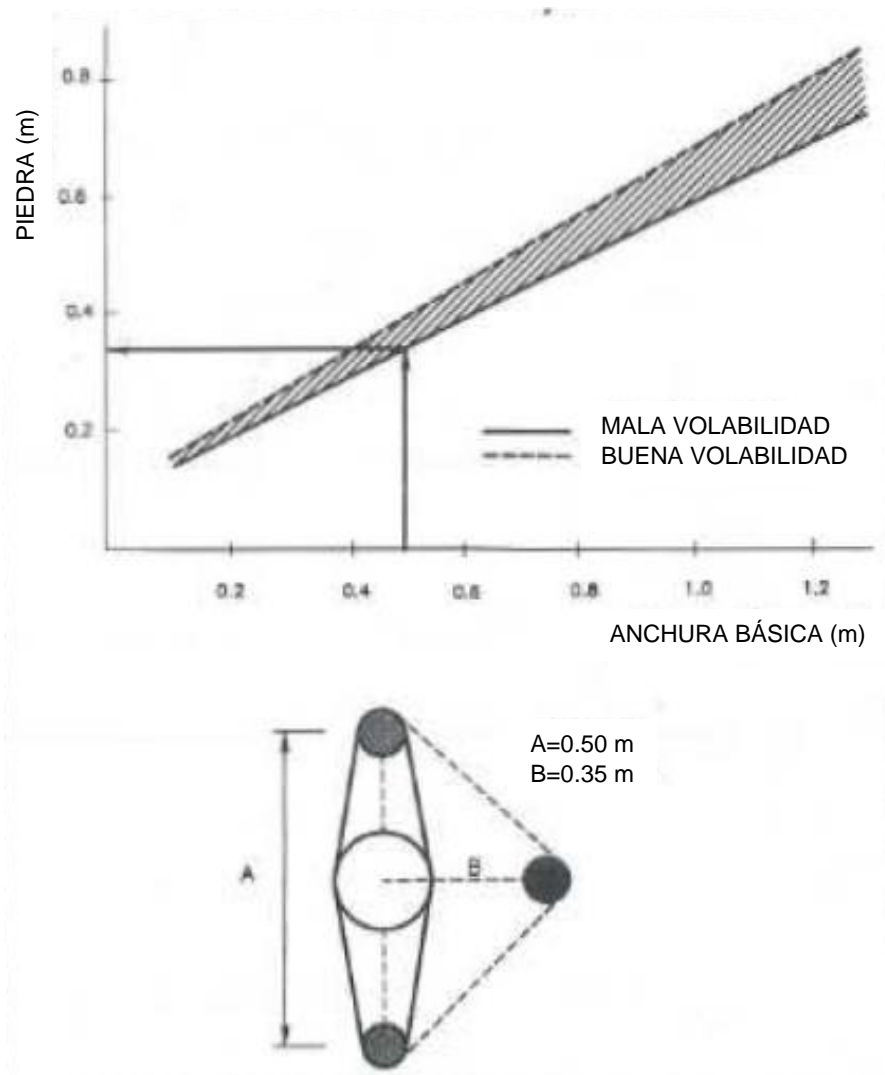


Ilustración 5 - 29: Cálculo de piedra a partir del ancho abierto. (Carlos López Jimeno et al., 2010)

La finalidad es desarrollar una geometría de cuele similar a la que se muestra en la Ilustración 5 - 30. Es de anotar que, este tipo de cuele tiene dos barrenos de expansión, por lo tanto, se usa para túneles de grandes secciones.

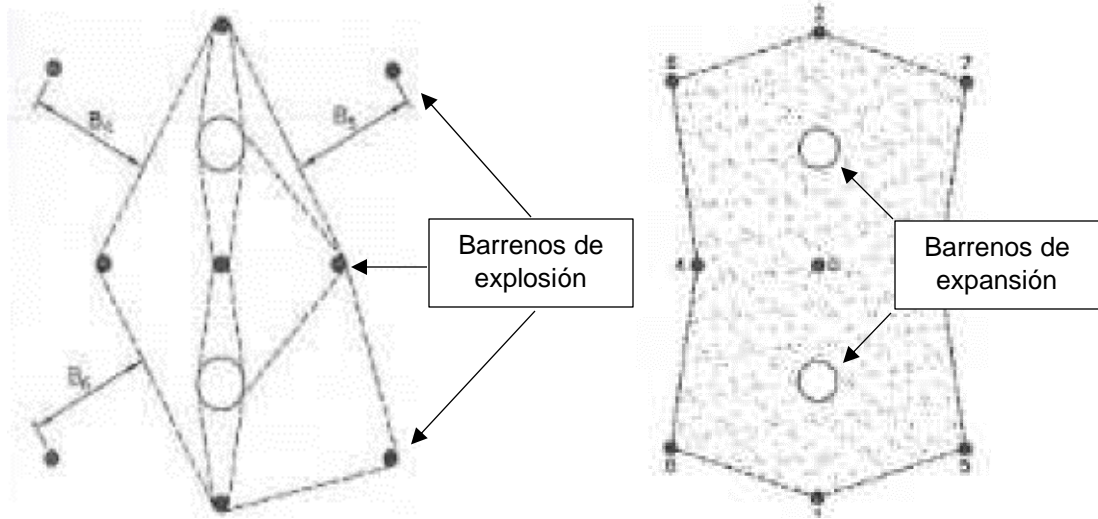


Ilustración 5 - 30: Cálculo de geometría. (Carlos López Jimeno et al., 2010)

5.3.1.9.3. CARGA DE LOS BARRENOS MÁS PRÓXIMOS AL TALADRO DE EXPANSIÓN

La cantidad de explosivo que se debe emplear en los barrenos de carga deber ser precisa, con el fin de generar una voladura exitosa. Una baja cantidad de explosivo puede no desarrollar fracturamiento en la roca y una alta cantidad puede generar un peligroso estallido de fragmentos de roca. Dado lo anterior, Carlos López Jimeno et al., 2010, describe que la concentración lineal de carga se puede calcular mediante la siguiente ecuación:

$$q = 1.5 \left(\frac{a}{D_2} \right)^{1.5} \left(a - \frac{D_2}{2} \right)$$

La anterior ecuación es muy general, por lo tanto, la siguiente ecuación tiene en cuenta el tipo de roca, el tipo de explosivo y otros diámetros de barreno:

$$q = 55D_1 \left(\frac{a}{D_2} \right)^{1.5} * \left(a - \frac{D_2}{2} \right) * \left(\frac{c}{PRF_{ANFO}} \right)$$

Donde:

q = Concentración lineal de carga (Kg/m).

D_1 = Diámetro de perforación (m).

D_2 = Diámetro del barreno de expansión (m).

a = Distancia entre barrenos (m).

c = Constante de la roca.

PRF_{ANFO} = Potencia relativa en peso del explosivo referida al ANFO.

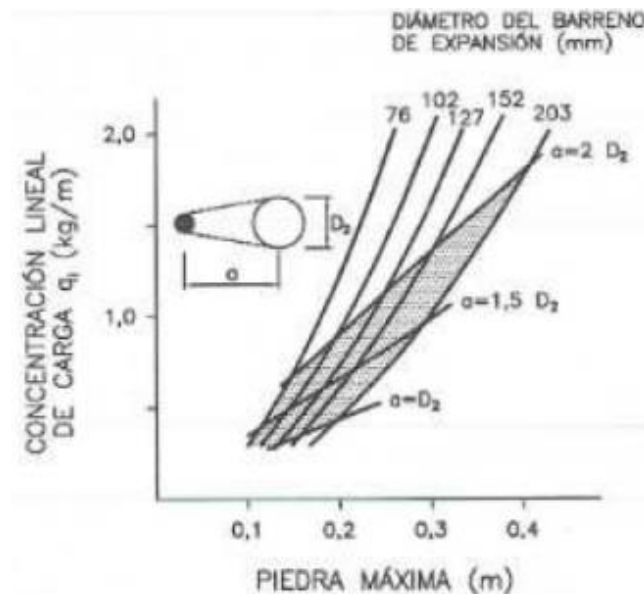


Ilustración 5 - 31: Relación entre la concentración lineal de carga y piedra máxima, para diferentes diámetros de expansión. (Carlos López Jimeno et al., 2010)

5.3.1.9.4. AVANCE POR PEGA

Es la relación entre la longitud avanzada por la voladura y la profundidad de la perforación. Este parámetro está limitado por el diámetro del barreno de expansión y la desviación de los barrenos cargados. De acuerdo con Carlos López Jimeno et al., 2010, si la desviación es inferior al 2% los avances pueden ser hasta del 95% de la profundidad. Así mismo, la profundidad de los barrenos se puede calcular mediante la siguiente ecuación:

$$L = 0.15 + 34.1D_2 - 39.4D_2^2$$

Donde:

D_2 = Diámetro del barreno vacío (m), siempre que se cumpla $0.05 \leq D_2 \leq 0.25$ m.

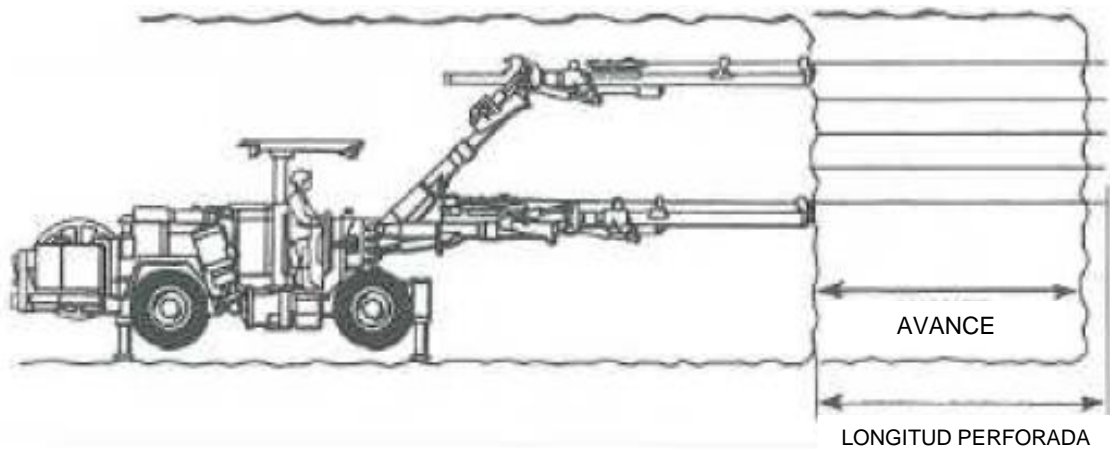


Ilustración 5 - 32: Profundidad de avance conseguida tras la detonación. (Carlos López Jimeno et al., 2010)

Dado lo anterior, Carlos López Jimeno et al., 2010, describe que existe una relación entre los avances y el diámetro de los barrenos de expansión. A mayores diámetros de expansión, los avances son más largos.

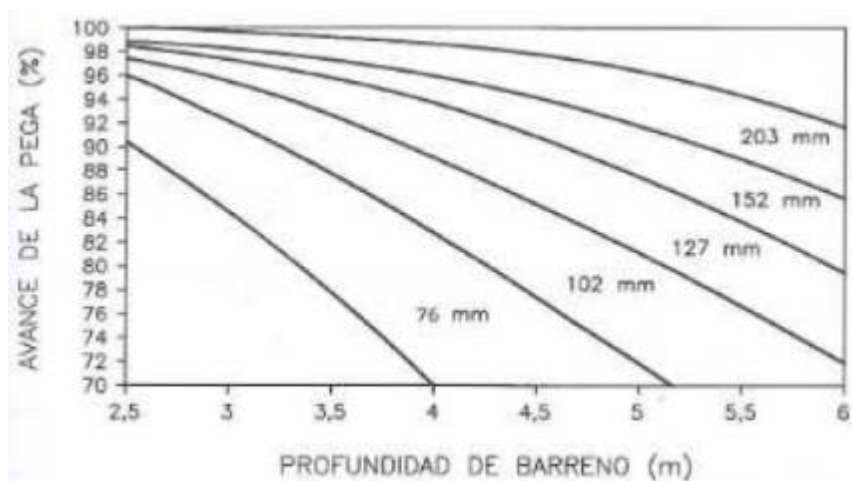


Ilustración 5 - 33: Relación entre la profundidad de avance y los diámetros de los barrenos de expansión. (Carlos López Jimeno et al., 2010)

5.3.1.9.5. CUELE DE CUATRO SECCIONES

De manera práctica se puede establecer un cuele de cuatro secciones a partir solamente de diámetro del barreno de expansión. El primer cuadro se establece a partir de la ecuación $a_1 = 1.5D_2$. Posteriormente los radios desde el centro del cuele a los barrenos de explosión se estima mediante la expresión $R_1 = a_1$. (Ver Ilustración 5 - 34 e Ilustración 5 - 35).

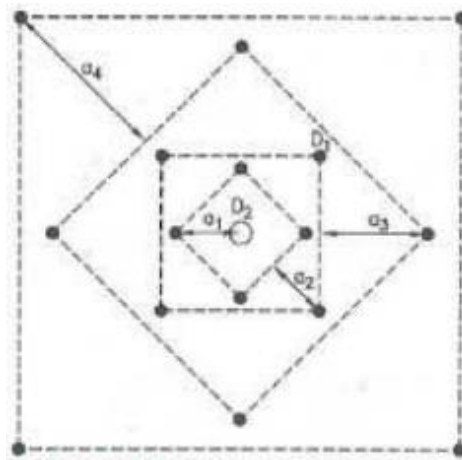


Ilustración 5 - 34: Cuele de cuatro secciones. (Carlos López Jimeno et al., 2010)

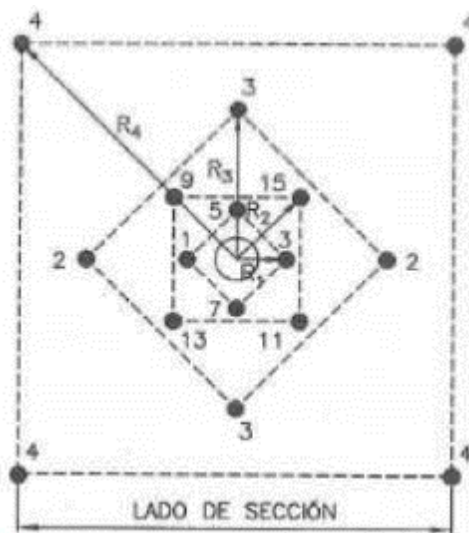


Ilustración 5 - 35: Cuele de cuatro secciones. (Carlos López Jimeno et al., 2010)

El lado del cuadrado mayor se estima mediante la ecuación:

$$SC_1 = a_1\sqrt{2}$$

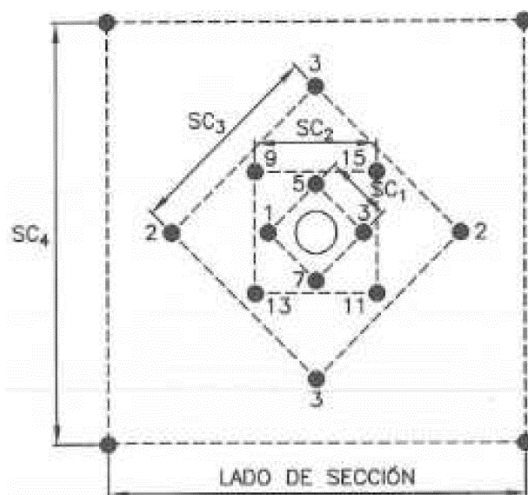


Ilustración 5 - 36: Cuele de cuatro secciones. (Carlos López Jimeno et al., 2010)

El cálculo es simplificado ya que todo se resume a la Tabla 5 - 4.

Tabla 5 - 4: Calculo simplificado de cuele de cuatro secciones. (Carlos López Jimeno et al., 2010)

SECCIÓN	1	2	3	4
a	1,50 D	2,12 D	4,50 D	9,54 D
R	1,50 D	3,18 D	6,75 D	14,31 D
SC	2,12 D	4,50 D	9,54 D	20,23 D
T	1,50 D	1,06 D	2,25 D	4,77 D
COMPROBACIÓN	$SC \geq \sqrt{x}$	$SC \geq \sqrt{x}$	$SC \geq \sqrt{x}$	$SC \geq \sqrt{x}$

Es de anotar que, este tipo de cuele tiene dos barrenos de expansión, por lo tanto, se usa para túneles de grandes secciones.

5.3.1.10. CRITERIOS DE DISEÑO PARA VOLADURAS DE CONTORNO

Con el fin de tener una exitosa voladura en el contorno del túnel, se deben tener en cuenta las propiedades del macizo rocoso que menciona Carlos López Jimeno et al., 2010:

- a) Resistencia dinámica a tracción y compresión de la roca.
- b) Grado de meteorización.
- c) Grado de fracturación, espaciamiento de las continuidades, orientación de fracturas y relleno de estas.
- d) Tensiones del macizo rocoso.

5.3.1.10.1. VOLADURAS DE PRECORTE Y RECORTE

El éxito de la voladura de precorte va relacionado con la orientación de los barrenos en el sentido de la propagación de las grietas por efecto de la tensión mayor de la sección del túnel. De acuerdo con Carlos López Jimeno et al., 2010, para este caso la función de la tensión menor será impedir la propagación de las grietas.

Para el caso de la voladura de recorte se deben tener en cuenta las tensiones de compresión que existen alrededor del frente de excavación.

5.3.1.10.2. PROPIEDADES DE LOS EXPLOSIVOS

Según Carlos López Jimeno et al., 2010, la presión generada en las paredes del taladro por la expansión de los gases de detonación se conoce como presión del barreno y se calcula de la siguiente manera:

$$PB = 228 * 10^{-6} * \frac{\rho * VD^2}{1 + 0.8\rho}$$

Donde:

PB = Presión del barreno (MPa).

ρ = Densidad del explosivo (g/cm³).

VD = Velocidad de detonación (m/s).

También se puede usar la siguiente expresión:

$$PB = 1.25 * 10^{-4} * \rho * VD^2$$

Sin embargo, se debe tener en cuenta que al expandirse los gases en la cámara de aire la presión del barreno se limita y se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$PB_{cr} = PB \left[\sqrt{C} \frac{d}{D} \right]^{1.4}$$

Donde:

d = Diámetro de la carga

D = Diámetro del barreno.

C = Cociente entre la longitud de la carga y la longitud del barreno ($C=1$, para cargas continuas).

De emplearse explosivos encartuchados, el espaciamiento que debe existir entre estos a lo largo de la longitud del barreno se puede calcular así:

$$S_c = \left[\frac{4Q_c}{\pi \rho D^2 R_c} \right] - L$$

Donde:

Q_c = Masa de cada cartucho (Kg).

ρ = Densidad del explosivo encartuchado (g/cm^3).

D = Diámetro del barreno (m).

L = Longitud del cartucho (m).

R_c = Ratio de acoplamiento deseado.

5.3.1.10.3. ESPACIAMIENTO ENTRE BARRENOS

El espaciamiento entre los barrenos se define en función de su diámetro, tal y como se observa en la Ilustración 5 - 37.

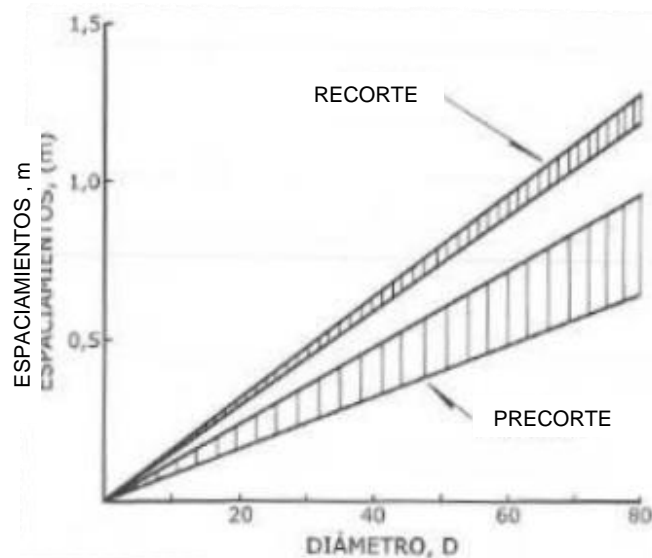


Ilustración 5 - 37: Valores recomendados de DIÁMETRO, D en función del diámetro de perforación para precorte y recorte. (Carlos López Jimeno et al., 2010)

Carlos López Jimeno et al., 2010, define una teoría de voladuras de precorte, basado en el comportamiento sólido elástico y homogéneo de un macizo rocoso, y la teoría de elasticidad. Con base en lo anterior y suponiendo que la fractura de precorte es ocasionada por tracción, se definen la siguiente ecuación considerando solamente la componente de tensión tangencial:

$$\sigma_t = -PB \left(\frac{r_b}{r} \right)^2$$

Donde:

σ_t = Tensión tangencial.

r_b = Radio del barreno.

r = Distancia radial desde el centro del barreno.

La resistencia a la fractura por unidad de longitud de barrenos se calcula así:

$$F_r = RT (S - 2r_b)$$

Donde:

RT = Resistencia a la tracción de la roca.

S = Separación de los barrenos.

Para este caso, la separación se calcula de la siguiente manera:

$$S = \frac{D(PB_e + RT)}{RT}$$

Donde:

PB_e = Presión del barreno efectiva.

En caso de que las tensiones in-situ sean altas, se deberá verificar la separación mediante la siguiente ecuación, la cual tiene en cuenta dichas tensiones:

$$S \leq \frac{D(PB_e + RT' + \sigma_N)}{RT' + \sigma_N}$$

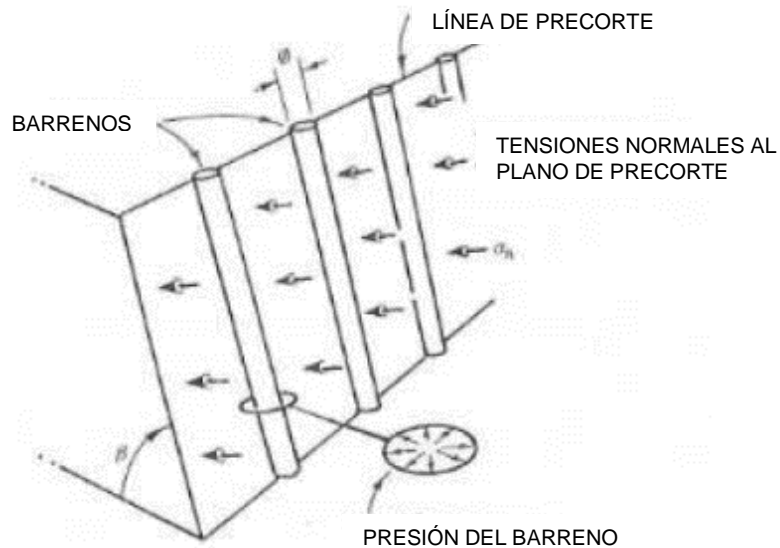


Ilustración 5 - 38: Ilustración de una voladura con tensiones normales al plano de precorte. (Carlos López Jimeno et al., 2010)

Carlos López Jimeno et al., 2010, también describe que en voladuras de recorte las dimensiones de piedra y espaciamiento se pueden calcular mediante las siguientes expresiones:

$$B = 1.25 \frac{q_l}{CE}$$

$$S = 0.8 B$$

Donde:

CE = Consumo específico de explosivos.

q_l = Concentración lineal de carga.

Carlos López Jimeno et al., 2010, define que, para túneles se tiene un rango en el valor de CE que oscila entre 0.5 y 0.75 kg/m³.

5.3.1.11. VOLADURA DE DESTROZA

Una vez calculados los barrenos del cuele, precorte y corte, la voladura de la destroza se puede estimar mediante ábacos ilustrados por Carlos López Jimeno et al., 2010. Así mismo, él describe que la voladura de la destroza se compone de las siguientes zonas:

- a) Barrenos de techo.
- b) Barrenos de hastiales.
- c) Barrenos de piso o zapateras.
- d) Barrenos de destroza con rotura hacia arriba y horizontales.
- e) Barrenos de destroza con rotura hacia abajo.

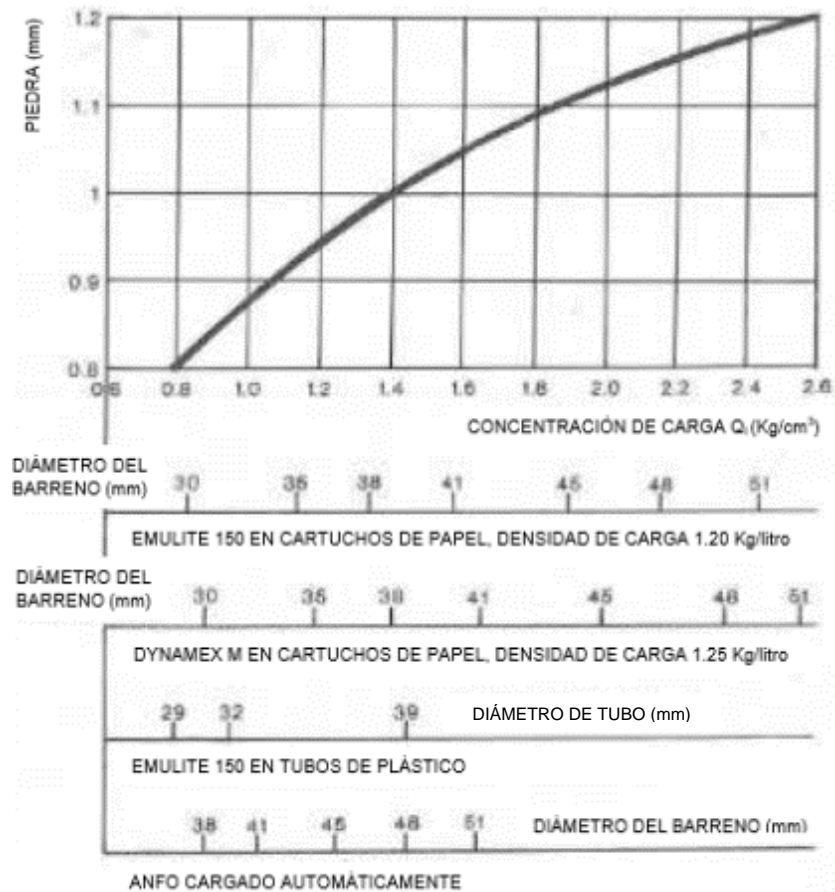


Ilustración 5 - 39: Cálculo de piedra B, a partir de diferentes concentraciones de carga de fondo para distintos diámetros de barrenos y tipos de explosivos. (Carlos López Jimeno et al., 2010)

Cabe resaltar que, para efectuar la voladura del frente de excavación, se debe tener en cuenta el tiempo que tarda el personal en salir del túnel, así como el tiempo que tarda en desplazar los equipos que se encuentran trabajando, afuera del túnel o a una zona segura.

5.3.1.12. TIPOS DE EQUIPOS

5.3.1.12.1. MARTILLOS NEUMÁTICOS

Es un martillo que funciona a través de aire comprimido y se compone de las siguientes partes, de acuerdo con López Jimeno, 1997:

- a) CILINDRO CERRADO: Elemento donde se instala la portabarrena y el dispositivo de retención que contiene las varillas de perforación.
- b) PISTÓN: Con su movimiento golpea la culata de la barrena y transmite la fuerza del golpe a las varillas.
- c) VÁLVULA: Regula el paso del aire comprimido, fijando un volumen alternativo al pistón.
- d) SISTEMA DE ROTACIÓN: Compuesto por una barra estriada o un sistema de rotación independiente.
- e) SISTEMA DE BARRIDO: Tubería que permite el paso del aire comprimido hasta el interior del varillaje.

5.3.1.12.2. MARTILLOS HIDRÁULICOS

Un martillo hidráulico se compone básicamente de las mismas partes que un martillo neumático, a diferencia que no funciona su golpeo o rotación con aire comprimido, sino con aceite a presión. A continuación, se describen algunas características de este tipo de martillos:

Tabla 5 - 5: Características promedio de los martillos hidráulicos. (C. López Jimeno, 1997). Elaboración: Autoría propia.

CARACTERÍSTICA	RANGO
Presión hidráulica (MPA)	14 – 25
Potencia de impacto (KW)	6 – 40
Frecuencia de golpeo (Golpes/min)	2000 – 6000
Velocidad de rotación (r/min)	0 – 500
Par máximo (Nm)	100 - 2000

Según López Jimeno, 1997, este tipo de martillos se clasifican de acuerdo con la potencia generada por su mecanismo de impacto. Es así como, a mayor consumo de KW la

velocidad de penetración es mayor, por lo tanto, ya se puede establecer una tasa de rendimiento de la perforación. A continuación, se resumen los grupos de martillos hidráulicos:

Tabla 5 - 6: Grupos de martillos hidráulicos. (C. López Jimeno, 1997). Elaboración: Autoría propia.

GRUPO DE MARTILLO	POTENCIA DE IMPACTO KW	TIPO DE VARILLAJE	DIÁMETRO BARRENO (mm)
LIGEROS	6.0	Integral	33 a 38
MEDIOS	7.5	R32	38
PESADOS	De 15.0 a 20.0	R38	45
ALTA POTENCIA	Máximo 40.0	---	89 a 115

Por otra parte, las ventajas de un sistema hidráulico sobre un neumático son las siguientes:

- a) Menor consumo de energía.
- b) Menor costo de accesorios y repuestos.
- c) Mayor capacidad de perforación.
- d) Mejores condiciones ambientales.
- e) Mayor elasticidad de la operación.
- f) Automatización.
- g) Mantenimiento.

5.3.1.12.3. SISTEMAS DE AVANCE

Durante cada perforación, el avance del martillo es una actividad indispensable para obtener altos rendimientos, ya que las varillas de perforación deben estar en contacto con el macizo rocoso en cada ciclo de golpeo y transmitir eficazmente el impacto. Para el objeto, según López Jimeno, 1997, las varillas de perforación deben ser empujadas con una fuerza que oscila entre 3 y 5 KN para martillo ligeros y hasta de 15 KN para martillos pesados.

De acuerdo con la configuración de cada máquina perforadora, según López Jimeno, 1997, actualmente se clasifican los siguientes sistemas de avance:

- a) **EMPUJADORES:** Se compone de dos tuberías, una interior que actúa como un pistón que controla la posición y fuerza de empuje, y una exterior que recubre la tubería interna.
- b) **DESLIZADERAS DE CADENA:** Consta de un circuito de cadena y motor hidráulico, accionando el movimiento mediante un piñón, permitiendo el desplazamiento de la cadena, deslizando el martillo hacia el frente de la perforación. En comparación a los empujadores, este sistema tiene mejor capacidad de operación y mayor alcance. Sin embargo, tiene mayor desgaste en macizos rocosos de alta abrasividad y el sistema es difícil de guía cuando se ejecutan perforaciones pequeñas.
- c) **DESLIZADERA DE TORNILLO:** El avance se produce a través de un tornillo que gira mediante un motor. Dicho tornillo empuja el martillo de perforación hacia el frente de la excavación, proporcionando un avance regular. Tiene gran resistencia al desgaste en comparación a otros sistemas, durante perforaciones profundas para barrenos. Sin embargo, este sistema es costoso y su reparación es compleja.
- d) **DESLIZADERAS HIDRÁULICAS:** Se compone de un cilindro hidráulico que desliza el sistema de perforación sobre una viga de soporte. Es un sistema preciso, de gran capacidad en diámetro y profundidad, y se adapta a cualquier tipo de barreno de perforación. Sin embargo, son costosas, necesitan un sistema hidráulico independiente y tienen mejor desempeño en las perforaciones mediante rotación, que en percusión.

5.3.1.12.4. JUMBOS

Son sistemas de perforación compuestos por uno o varios martillos, encargados principalmente de realizar los barrenos de perforación para la instalación de los explosivos, con el fin de avanzar en el frente de excavación. Básicamente, este

mecanismo se compone de un sistema de traslación, un sistema de accionamiento, los brazos, las deslizaderas y los martillos. Este tipo de máquinas, normalmente se movilizan sobre neumáticos, orugas o carriles. En la Ilustración 5 - 40, se muestra un esquema típico de un jumbo.



Ilustración 5 - 40: Esquema típico de un jumbo. (Iñigo Escobal, 2015)

Según López Jimeno, 1997, las máquinas actuales vienen equipadas con brazos hidráulicos y se pueden clasificar de la siguiente manera:

- a) Tipo trípode
- b) De giro en la base
- c) De giro en línea
- d) De extensión telescópica (entre 1.2 y 1.6 m)

De acuerdo con la necesidad de avance requerido, la sección del túnel y el control en sobreexcavaciones, se establece el número y la dimensión de los brazos. Lo anterior, define la cobertura de trabajo, así como el alcance en profundidad. Así mismo, López Jimeno, 1997, establece unos criterios generales para efectuar una excavación:

- a) El número de barrenos que realiza cada brazo sea aproximadamente el mismo.
- b) La superposición entre coberturas entre brazos no sea superior al 30%.

- c) El orden de ejecución de los barrenos sea tal que los desplazamientos de los brazos sea el menor tiempo posible.

Es así que, debido a las numerosas tareas en el frente de trabajo, así como la complejidad de las mismas, la automatización de las máquinas ha sido un factor indispensable para aumentar el rendimiento de la excavación, teniendo en cuenta los siguientes factores de acuerdo a lo mencionado por López Jimeno, 1997:

- | | |
|---------------------------------|--|
| a) Ahorro en la mano de obra. | e) Mayor avance por detonación. |
| b) Menor tiempo de perforación. | f) Ahorro en el varillaje y explosivos |
| c) Menor sobreperforación. | g) Menor costo de excavación |
| d) Control de la operación. | h) Seguridad en la excavación |

A continuación, se muestra un esquema que describe el avance de los sistemas de perforación durante el tiempo:

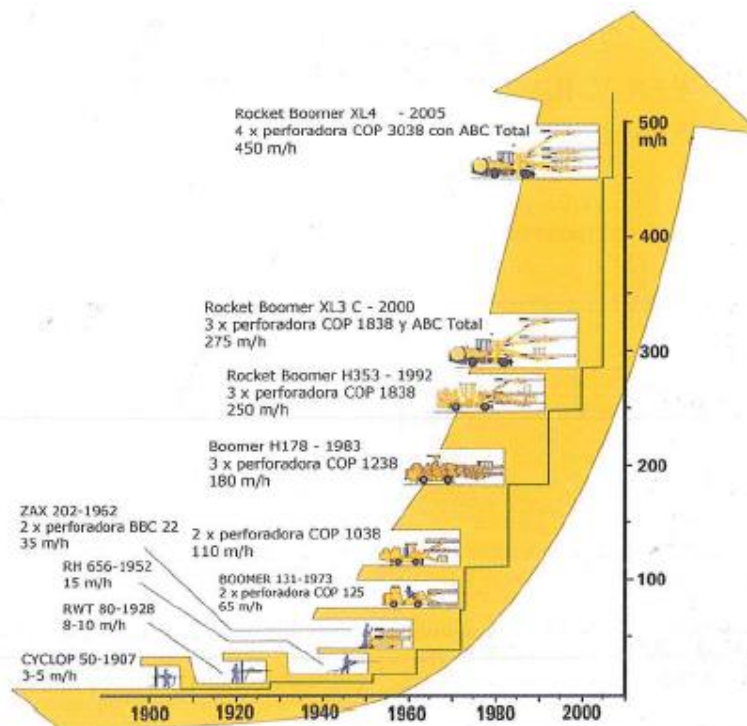


Ilustración 5 - 41: Evolución de rendimientos. (C. López Jimeno, 1997)

Dicho lo anterior, los barrenos de perforación pueden trabajar a través de tres modalidades: automático, semiautomático y manual. El automático es operado a través de un computador, donde previamente se digitaron las coordenadas de perforación. El semiautomático, se emplea cuando el frente de excavación es de superficie irregular y permite que el operador mueva eventualmente algún brazo en una posición específica. Finalmente, el manual se opera sin ninguna intervención del computador y la maniobrabilidad es total por parte del operador.

En particular, la sección del túnel también define los diámetros de perforación de los barrenos que, según López Jimeno, 1997, están definidos en la Ilustración 5 - 42, para rocas de resistencia media a dura.

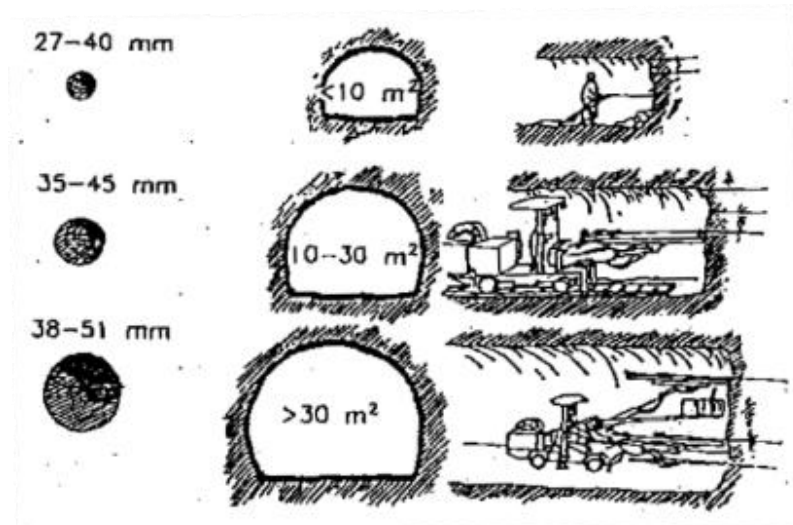


Ilustración 5 - 42: Evolución de rendimientos. (C. López Jimeno, 1997)

5.3.1.12.5. RADIO DE LAS CURVAS

Con el sistema de perforación y voladura no se tiene limitación con respecto al radio de curva durante la construcción de un túnel, mientras que con las máquinas TBM se tiene esta limitante, por lo tanto, el sistema de perforación y voladura tiene esta gran ventaja. (Ver Ilustración 5 – 43).

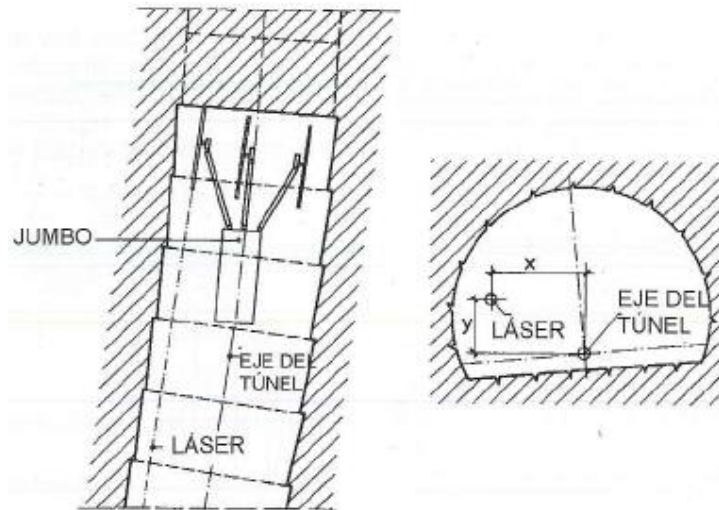


Ilustración 5 – 43: Avance de un túnel en curva excavado con perforación y voladura mediante un jumbo. (Carlos López Jimeno et al., 2010)

5.3.1.13. PROPIEDADES DE LOS EXPLOSIVOS

Durante el desarrollo de nuevas tecnologías de explosivos, el objeto fue obtener una mayor seguridad en su manipulación y un menor costo, no solo en su fabricación, sino también en su uso.

Es así como actualmente se fabrican una gran cantidad de tipos de explosivos, que permiten al usuario elegir los más idóneos para cada tipo de macizo rocoso y proyecto. La elección del sistema de voladura se basa en algunos parámetros del macizo rocoso, la geometría de la voladura y las condiciones extrínsecas de la obra.

Por otra parte, la elección del tipo de explosivo se basa en los siguientes parámetros descritos por López Jimeno, 1997: potencia explosiva, velocidad de detonación, densidad del encartuchado, resistencia al agua, sensibilidad/aptitud a la detonación y cantidad de humo.

5.3.1.13.1. POTENCIA EXPLOSIVA

Es la unión entre la presión de detonación y el volumen de gases a alta presión y temperatura, producidos por la explosión. Los explosivos modernos tienen como patrón de medida el ANFO, la cual determina la potencia de detonación; dicha potencia se calcula en peso o por volumen.

5.3.1.13.2. VELOCIDAD DE DETONACIÓN

Según López Jimeno, 1997, es la velocidad con la que la onda de detonación se propaga a través del explosivo. Actualmente, existen explosivos de alta velocidad de detonación que se denominan rompedores, ya que son adecuados para fracturar rocas duras y frágiles, donde la fisuración se produce por la propagación de dicha onda. En caso contrario, de tener un macizo rocoso blando, es mejor optar por un explosivo que genere alto volumen de gases a alta presión y temperatura. Normalmente, López Jimeno, 1997, considera que la velocidad de propagación aumenta en relación con el diámetro del cartucho o carga, el confinamiento y la energía de iniciación.

5.3.1.13.3. DENSIDAD DEL ENCARTUCHADO

Esta propiedad es función del peso específico del explosivo y del grado de compactación. La densidad óptima se calcula para que se desarrolle la máxima velocidad de detonación, así como la máxima potencia explosiva. Según López Jimeno, 1997, por lo tanto, los explosivos de alta densidad tienen mayor potencia y velocidad de detonación y además son más resistentes al agua.

5.3.1.13.4. RESISTENCIA AL AGUA

Los explosivos que están compuestos en su mayoría por sales oxidantes carecen de resistencia al agua, como por ejemplo el nitrato de amónico. En un caso contrario, los explosivos que contienen glicerina en su mayoría nitroglicerina aumenta su resistencia al

agua, razón por la cual, según López Jimeno, 1997, las gomas son ideales para trabajos donde el agua es un inconveniente, debido a su composición pulverulenta. Sin embargo, ya existen explosivos inmunes a dicha desventaja, como lo son los hidrogeles o las emulsiones, debido a sus características intrínsecas.

5.3.1.13.5. SENSIBILIDAD/APTITUD A LA DETONACIÓN

López Jimeno, 1997, describe que la sensibilidad es la facilidad de un explosivo para detonar cuando se estimula. Por ejemplo, la sensibilidad al choque determina la energía para activar cierto tipo de explosivo. La sensibilidad al roce determina la fuerza necesaria para generar la detonación por rozamiento de superficie.

Por otra parte, la aptitud a la detonación se relaciona directamente con la sensibilidad, debido a que esta propiedad permite estimar la posibilidad de transmitir la detonación a lo largo de los cartuchos instalados.

5.3.1.13.6. CANTIDAD DE HUMO

Es inevitable que durante la explosión no se genere humo los cuales generalmente contienen gases nocivos para la salud, debido a los componentes intrínsecos de los explosivos que generan una reacción química, desarrollando óxido de carbono o vapores nitrosos.

Dado lo anterior, la implementación de un sistema de ventilación óptimo es primordial, ya que el uso excesivo de ciertos explosivos puede generar que dicho sistema sea ineficiente, por tal razón, es importante saber elegir el tipo de explosivo.

5.3.1.14. TIPOS DE EXPLOSIVOS

Los explosivos se caracterizan en función de su composición, resistencia al agua o potencia de detonación, de acuerdo con lo descrito por López Jimeno, 1997:

5.3.1.14.1. EXPLOSIVOS SENSIBILIZADOS CON NITROGLICERINA

Teniendo en cuenta que, durante la fabricación de este tipo de explosivos, el producto final se asemeja físicamente a una goma, esto permite un buen encartuchado y por ende una buena resistencia al agua.

Sumado a lo anterior, este explosivo es de elevada potencia explosiva y su velocidad de detonación es alta, por lo tanto, es muy aplicable a proyectos donde se tiene que explotar rocas muy duras.

5.3.1.14.2. ANFO

Este tipo de explosivo proporciona una gran seguridad durante su manejo y se caracteriza por ser eficiente ante explosiones en rocas blandas o muy fracturadas. Lo anterior, se debe a que produce una gran cantidad de gases a alta presión. Sin embargo, su resistencia al agua es nula, debido a que es un material granulado.

5.3.1.14.3. HIDROGELES

Para la fabricación de este explosivo, se emplean geles y estabilizantes químicos que permiten formar un material con una buena consistencia, el cual no permite el flujo de agua hacia su interior. Son seguros ante la perturbación subsónica, producen humo con bajo contenido tóxico y tiene una potencia explosiva.

5.3.1.14.4. EMULSIONES

Son productos líquidos que son eficientes en ambientes húmedos y trabajan bien ante la acción del agua.

5.3.1.14.5. CARACTERÍSTICAS DE LOS EXPLOSIVOS

Tabla 5 - 7: Características de los explosivos, según la Unión Española de Explosivos S.A. (C. López Jimeno, 1997). Elaboración: Autoría propia.

TIPO DE EXPLOSIVO	POTENCIA RELATIVA (%)	DENSIDAD (g/cm ³)	VELOCIDAD DETONACIÓN (m/s)	CALOR DE EXPLOSIÓN (cal/g)	RESISTENCIA AL AGUA	PRINCIPALES APLICACIONES
GELATINOSOS						
GOMA 1-ED	>90	1.45	6000	1205	Muy buena	Voladura de rocas muy duras a cielo vierto y en interior
GOMA 2E-C	>85	1.40	5200	1114	Buena	Carga de fondo de barrenos. Voladura de rocas a cielo abierto y en interior
PULVERULENTOS						
Amonita 2-1	>70	1.00	3000	802	Débil	Voladura de rocas semiduras y blandas
Ligamita 1	>77	1.10	3500	998	Mala	Voladura de rocas semiduras y blandas
ANFOS						
Nagolita	>70	0.80	2000	925	Mala	Voladura de rocas blandas y como carga de columna de barrenos
Alnafo	>80	0.80	2000	1175	Mala	Voladura de rocas blandas y semiduras
Naurita	>70	0.80	2000	1108	Mala	Para barrenos con temperaturas elevadas

Tabla 5 - 8: Continuación. (C. López Jimeno, 1997). Elaboración: Autoría propia.

HIDROGELES						
Riogel 2	>72	1.15	3500	760	Excelente	Carga de fondo de barrenos. Para trabajos subterráneos
Riogur R/Riogur F	>72	1.10	3500/7000	860	Excelente	Voladuras de contorno
EMULSIONES						
Riomex E 20/24	>65/>70	1.15	5000	713/863	Excelente	Carga de fondo de barrenos. Para trabajos subterráneos
Riomex V 20/24	>65/>72	1.25	5000	694/869	Excelente	Carga de fondo de barrenos. Para trabajos subterráneos
Riomex V 150/154	>65/>72	1.25	5000	655/852	Excelente	Carga de barrenos de mediano y gran calibre a cielo abierto
ANFOS PESADOS						
Emunex 3000	>75	1.10	3300	833	Mala	Voladuras de rocas blandas y semiduras y carga de columna de barrenos
Emunex 6000/8000	>65/>70	1.20/1.25	4500	795/744	Buena/Excelente	Carga de barrenos de mediano a gran calibre a cielo abierto
EXPLOSIVOS DE SEGURIDAD						
Explosivo de seguridad N°9	>45	1.60	4000	767	Excelente	Explosión tipo II. Voladura en minas de carbón
Explosivo de seguridad N°20 SR	>37	1.15	1800	537	Mala	Explosivo tipo III. Voladura en minas de carbón
Explosivo de seguridad N°30 SR	>35	1.10	1700	358	Mala	Explosivo tipo IV. Voladura en minas de carbón
Explosivo de seguridad N°9	>54	1.10	2800	705	Excelente	Explosión tipo II. Voladura en minas de carbón

5.3.1.15. TIPOS DE DETONADORES

Los detonantes se caracterizan en función de su composición, resistencia al agua o potencia de detonación, de acuerdo con lo descrito por López Jimeno, 1997:

5.3.1.15.1. DETONANTE ELÉCTRICO CONVENCIONAL

Este elemento se compone por una capsula que lleva en su interior un iniciador, un explosivo primario y un explosivo secundario. Este tipo de detonantes se clasifica por sus características de sensibilidad eléctrica, tiempo de detonación y aplicaciones:

a) CARACTERÍSTICAS DE SENSIBILIDAD ELÉCTRICA

Se clasifican en 3 grados de sensibilidad eléctrica: Sensibles (S), insensibles (I) y altamente sensibles (AI). En la Tabla 5 - 9, se muestran las características de cada detonador.

Tabla 5 - 9: Sensibilidad de los detonadores eléctricos. (C. López Jimeno, 1997). Elaboración: Autoría propia.

TIPO DE DETONADOR	RESISTENCIA AL PUENTE (Ω)	IMPULSO DE ENCENDIDO (mWs/ Ω)	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 Sensible (AI)	0.05	2500	4.00	25

b) CARACTERIZACIÓN DE TIEMPOS

Existen series de microretardo de 20 y 30 ms, como de retardo de 500 ms.

c) APLICACIONES

Por medidas de seguridad, en minas subterráneas o similares, normalmente está autorizado este tipo de detonadores.

5.3.1.15.2. DETONANTE NO ELÉCTRICO

Este tipo de detonador hace ignición mediante una onda de choque que se propaga a una velocidad de 2000 m/s. En la Tabla 5 - 10, se describen algunas características.

Tabla 5 - 10: Características de los detonadores, según la Unión Española de Explosivos S.A. (C. López Jimeno, 1997). Elaboración: Autoría propia.

TIPO DE DETONADOR	Nº DE PERIODO	IMPULSO DE ENCENDIDO (mWs/ Ω)	CORRIENTE DE SEGURIDAD (A)	INTENSIDAD RECOMENDADA (A)
Rionel MR	2 – 10	50 – 250	25	4 – 5 – 7 – 15
	11 – 20	300 – 750	50	18 – 24
	–	–	–	*
Rionel R	0	50	250	5 – 7
	1 – 8	250 – 2000	500	*
	9 – 15	2500 – 5500	–	–

*Se fabrican otras longitudes según necesidades de cada proyecto

Este tipo de detonante brinda las siguientes ventajas:

- No se afectan por corrientes estáticas, corrientes inducidas y/o emisiones de radio frecuencia.
- Dispone de varios tiempos de retardo, lo que permite mejorar la fragmentación.
- Es eficaz en ambientes de vibración u ondas aéreas.
- Las conexiones son simples.

5.3.1.15.3. CORDÓN DETONANTE

Es un elemento flexible e impermeable que se compone de un explosivo llamado pentrita, el cual brinda una alta velocidad de detonación (7000 m/s). Según López Jimeno, 1997, el cordón detonante viene cubierto con cloruro de polivinilo, producto que funciona como impermeabilizante y ofrece buena resistencia mecánica. Actualmente se fabrican cordones de diferentes gramajes, que varían entre 3 hasta 100 g/m.

5.3.1.16. CARGA DE EXPLOSIVOS EN LAS PERFORACIONES

En la actualidad se emplean los siguientes métodos para cargar de explosivo los barrenos de perforación:

- a) **EXPLOSIVOS ENCARTUCHADOS:** Este sistema se basa a partir de la carga neumática de los barrenos, con diámetros entre 35 y 100 mm, lo cual permite una densidad mayor entre un 10 a 15% de lo que se puede realizar mediante una operación manual. Normalmente el equipo trabaja con 2 operadores, los cuales pueden realizar una carga por turno de trabajo entre 500 a 1000 Kg, variabilidad que está en función del diámetro de los barrenos. En la Ilustración 5 - 44, se muestra un esquema de una cargadora neumática para explosivos encartuchados.

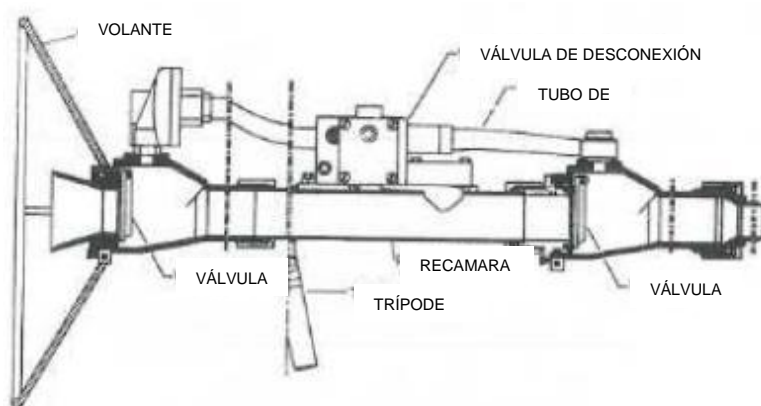


Ilustración 5 – 44: Esquema de cargadora neumática para explosivos encartuchados. (Carlos López Jimeno et al., 2010)

- b) **EXPLOSIVOS TIPO ANFO:** En este tipo de sistema de carga, el explosivo es direccionado a través de una manguera por medio del aire a presión. La capacidad de este sistema de carga varía desde los 100 hasta los 750 litros. Su sistema de transporte es individual en unidades motorizadas y el aire a presión se obtiene a través de un compresor estacionado en el motor del vehículo de transporte. En la

Ilustración 5 - 45, se muestra un esquema de una cargadora neumática para ANFO.

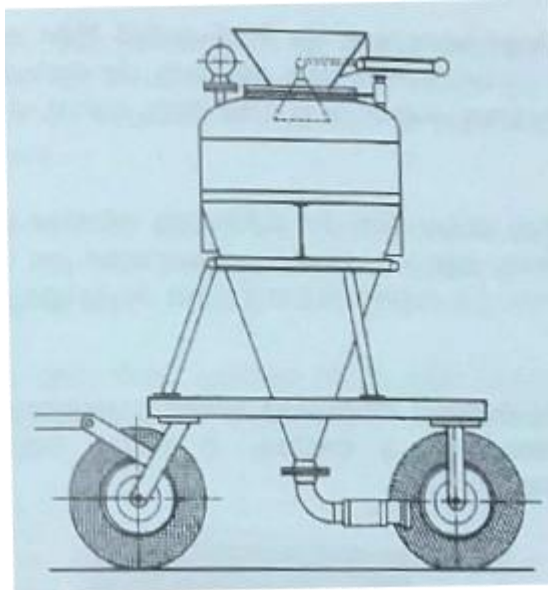


Ilustración 5 – 45: Esquema de cargadora neumática para explosivos tipo ANFO. (Carlos López Jimeno et al., 2010)

- c) **EMULSIONES E HIDROGELES:** Para este sistema se usan equipos motobomba que se complementan con una cesta de traslado, para que el operario alcance los barrenos que sobrepasan las alturas de maniobra que se pueden ejecutar de pie. Dichas bombas alcanzan capacidades hasta de 500 Kg e impulsan los explosivos a presión, hasta llenar el barreno la cantidad deseada. Los caudales de llenado son similares a los empleados en el sistema ANFO, es así como, dependiendo de la velocidad de la bomba, según Carlos López Jimeno et al., 2010, un barreno de 3 m de largo y 41 mm de diámetro, puede llenarse entre 6 y 10 segundos.

Finalmente es de resaltar que, el rendimiento de cargue de los explosivos es función de tipo de maquina a usar y sus características, ya que así se puede establecer un rendimiento apropiado en función del tipo de explosivo a emplear. De acuerdo con las

experiencias del tutor de la tesis el rendimiento puede variar en 4.0 a 6.0 m/h, en función de la longitud del barreno de explosión.

5.3.1.17. VENTILACIÓN

Debido a las condiciones de trabajo durante la construcción de un túnel, surge la necesidad de mantener una atmosfera no toxica, que sea respirable para todo el personal que labora dentro de un túnel, por lo tanto, la ventilación de este es una actividad primordial durante la construcción de un túnel. Es así que, según C. López Jimeno, 1997, a parte del monóxido de carbono emitido por los vehículos o equipos que funcionan a gasolina o diesel, se presentan otros gases contaminantes como el óxido nitroso, etano, acetileno, propileno buteno, acetileno, plomo, fosforo, azufre, etc. Estos compuestos acumulados en la atmosfera cerrada de un túnel son altamente nefastos para la salud de todos los usuarios y personal de trabajo del túnel.

Dado lo anterior, el sistema de ventilación debe ser instalado y modificado durante cada etapa del proceso de construcción del túnel, especialmente durante las etapas de voladura, las cuales causan gases y polvo muy densos. A continuación, se describen los diferentes tipos de ventilación usados para la construcción de túneles:

5.3.1.17.1. VENTILACIÓN SOPLANTE

Para este sistema es necesaria la instalación de un ducto a través del cual circulará aire desde el exterior del túnel, hacia el frente de la excavación, con el fin de remover y trasladar las partículas contaminantes hacia afuera, tal y como se observa en la lustración 5 – 46.

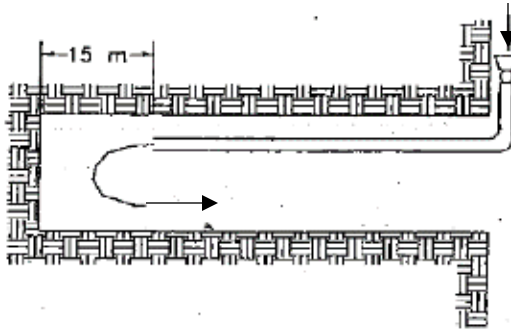


Ilustración 5 – 46: Esquema de ventilación soplante. (C. López Jimeno, 1997)

- a) **PURGA DEL FRENTE:** Consiste en generar un caudal de aire desde el portal del túnel, el cual deberá llegar hasta el frente de la excavación con el fin de arrastrar todas las partículas contaminantes. Lo ideal es que la tubería de ventilación se instale lo más cerca posible del portal de entrada para que el caudal de aire sea eficaz.

El tiempo de purga para que la concentración de óxido de carbono disminuya a una concentración aceptable, se estima de acuerdo a la siguiente ecuación establecida por C. López Jimeno, 1997:

$$t_s = Ln \frac{1 S d}{\varepsilon Q}$$

Donde:

t_s = Tiempo que tarde en disminuir la concentración de óxido de carbono (CO), desde la concentración inicial C_0 , hasta la concentración final C (s).

ε = Relación entre las concentraciones final e inicial de óxido de carbono.

S = Sección del túnel (m^2)

d = Distancia del extremo de la tubería de ventilación al frente de avance (m).

Q = Caudal soplado (m^3/s)

Si la distancia d sobrepasa el límite, es posible que en el fondo del túnel no se remuevan las partículas contaminantes, ya que el aire del ambiente en dicha zona será inmóvil, por

lo tanto, el tiempo calculado con la ecuación anterior, será errado y mucho mayor. Se considera como distancia límite entre 15 a 18 m, para un caudal de aire de 1 m³, y de 12 a 15 m, para un caudal que varía entre 0.5 y 1 m³.

b) DESPLAZAMIENTO DEL TAPÓN DE HUMOS POR EL TÚNEL

Debido a las condiciones normales de la excavación, a medida que se avanza con la excavación se debe ir prolongando la tubería de extracción en el frente de trabajo. Ahora, la concentración de óxido de carbono se puede calcular a través de la siguiente ecuación según C. López Jimeno, 1997:

$$T = ct$$

Donde:

T = Parámetro de peligrosidad por exposición al CO

c = Concentración de CO

t = Tiempo de permanencia (s)

Dado lo anterior, no se considera peligroso la concentración de CO en el ambiente, cuando $T < 2000$.

Según C. López Jimeno, 1997, el tiempo que tarda en recortar el CO en atravesar una sección del túnel está dada por la siguiente ecuación:

$$t = \frac{L_0 S}{Q}$$

Donde:

t = Tiempo que tarda el humo en atravesar una sección del túnel.

L_0 =Longitud del tapon de humos. Habitualmente son 50 m.

S =Sección recta del túnel (m²)

Q = Caudal de aire soplado (m³/s)

Con base en todo lo anterior, en la Tabla 5 - 11, se describen las ventajas y desventajas del sistema de ventilación soplante.

Tabla 5 - 11: Ventajas y desventajas del sistema de ventilación soplante. (C. López Jimeno, 1997).
Elaboración: Autoría propia.

VENTAJAS	DESVENTAJAS
Fácil instalación	Los gases y el humo circulan por todo el túnel, por lo tanto, ocasiona inconvenientes al personal.
Permite el empleo de tuberías de lona, sin armaduras. En general de fácil manejo.	Al remover todas las partículas del frente de trabajo, ocasiona una atmosfera con reducida visibilidad y genera problemas respiratorios a los empleados.
El aire se conduce rápidamente y llega al frente en buenas condiciones.	
El aire es capaz de remover gases y humos ubicados en el frente de la excavación.	
Menor potencia instalada.	
Menor pérdida de carga.	

5.3.1.17.2. VENTILACIÓN ASPIRANTE

Durante este sistema el aire del frente de trabajo es aspirado mediante una tubería de ventilación que desemboca en el exterior del túnel.

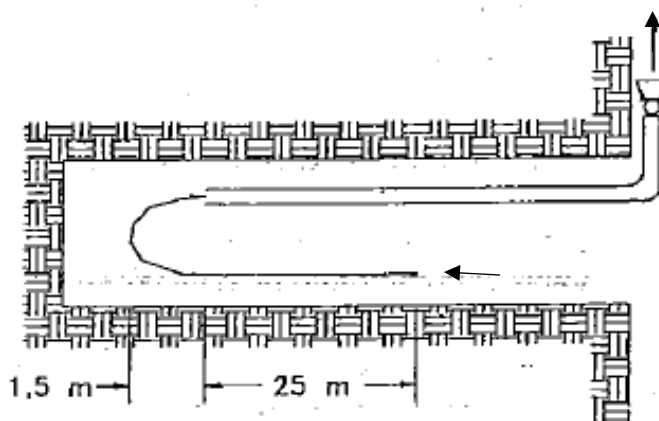


Ilustración 5 – 47: Esquema de ventilación soplante. (C. López Jimeno, 1997)

Según C. López Jimeno, 1997, la aspiración de la atmosfera es rápida y el tiempo se calcula a partir de la siguiente ecuación:

$$t_2 = \sigma' S \frac{L_0 - d}{Q}$$

Donde:

t_2 = Tiempo empleado para aspirar los humos (s).

σ' = Coeficiente de dilución. (Generalmente inferior a 3).

S = Sección del túnel (m^2)

L_0 = Longitud del tapón de humos (m).

d = Distancia del extremo de la tubería al frente (m).

Q =Caudal de aire (m^3/s).

En este sistema, la eliminación de los humos y gases se realiza por difusión únicamente, por lo tanto, el proceso de desarrolla lentamente. Es así que, para la limpieza del frente de excavación se deben disponer de bastante tiempo. De acuerdo con C. López Jimeno, 1997, la ventilación aspirante es incapaz de limpiar por completo el frente de trabajo, por lo tanto, se debe combinar con la ventilación soplante. Con base en todo lo anterior, en la Tabla 5 - 12, se describen las ventajas y desventajas del sistema de ventilación soplante.

Tabla 5 - 12: Ventajas y desventajas del sistema de ventilación soplante. (C. López Jimeno, 1997).
Elaboración: Autoría propia.

VENTAJAS	DESVENTAJAS
Los gases y el polvo del frente retornan por la tubería (Salvo la parte que puede recircular), evitando que el personal tenga que respirarlos.	Para la conducción del aire requiere tuberías rígidas, o en lona (soportadas con espiral de acero).
Rápida eliminación de gases y humos tras el disparo de las voladuras.	El aire se aspira lentamente a lo largo del túnel, por lo tanto, llega caliente al frente de la excavación.
	En general, este sistema deja mal ventilado el frente de la excavación.
	Las tuberías flexibles al ser reforzadas presentan perdida de carga del aire.
	El sistema exige una mayor potencia instalada.

5.3.1.17.3. VENTILACIÓN POR ASPIRACIÓN E IMPULSIONES SUCESIVAS

Como primera medida se efectúa una fase de aspiración, con el fin de eliminar la fracción de humos situadas cerca de la boca de aspiración en el tiempo t_2 . Luego, se efectúa un soplado por la misma tubería de aspiración, lo cual efectuará una limpieza entre la boca de la tubería y el frente de la excavación, desplazando la atmosfera contaminada atrás de la boca de la tubería, la cual será removida en la siguiente fase de aspiración. Dicho lo anterior, el tiempo de aspiración t_2 , debe aumentarse en una cantidad t_3 , tiempo necesario para que el aire contaminado recorra la tubería. El t_3 se calcula de la siguiente manera:

$$t_3 = \frac{L \frac{\pi D^2}{4}}{Q} \text{ (s)}$$

L = Longitud de la tubería (m).

D = Diámetro de la tubería (m).

Q = Caudal de aire (m^3/s).

5.3.1.17.4. VENTILACIÓN ASPIRANTE Y SOPLANTE SIMULTANEAS

Para este sistema de ventilación es necesario la instalación de dos tuberías con su respectivo ventilador.

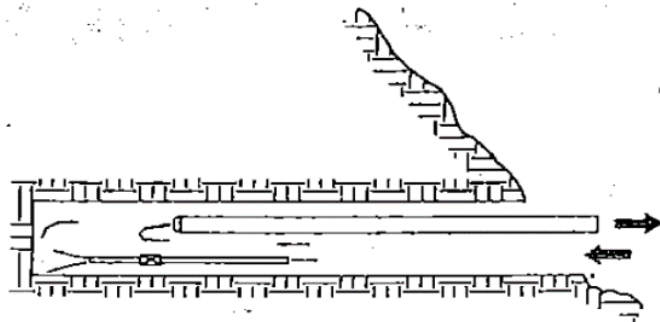


Ilustración 5 – 48: Esquema de ventilación simultánea entre soplante y aspirante. (C. López Jimeno, 1997)

Debido a la combinación de los sistemas, el tiempo de purga del frente de trabajo es corto. Con base en todo lo anterior, en la Tabla 5 - 14, se describen las ventajas y desventajas del sistema de ventilación soplante.

Tabla 5 - 13: Ventajas y desventajas del sistema simultaneo. (C. López Jimeno, 1997). Elaboración: Autoría propia.

VENTAJAS	DESVENTAJAS
Los gases y los humos retornan por la tubería, evitando que el personal los respire.	La instalación es compleja y costosa.
La limpieza es rápida y eficaz, en el frente de la excavación.	La tubería aspirante debe ser rígida o armada con espiral de acero.
	El aire llega al frente lentamente, después de atravesar todo el túnel, lo cual podría ocasionar se caliente durante el trayecto.

5.3.1.18. SISTEMA DE RETIRO DE REZAGA

Una vez efectuadas las actividades de ventilación y estabilización de las paredes y bóveda de la excavación, se podrá realizar el retiro de la rezaga del frente de trabajo. Según López Jimeno, 1997, dicho retiro se efectúa mediante 3 etapas:

- a) Acopio y carga.
- b) Retirada de la rezaga del frente de trabajo.
- c) Transporte definitivo a depósito.

Durante la ejecución del sistema de perforación y voladura, lo práctico es definir depósitos provisionales con el fin de evacuar la rezaga del frente de trabajo e iniciar trabajos de perforación lo más pronto posible. Lo anterior es función de la longitud y sección del túnel, considerando que el tiempo en el retiro de la rezaga, sea similar al de la perforación y carga del explosivo.

A continuación, se describe en la Tabla 5 - 14, los diferentes equipos que actualmente se usan para la carga de la rezaga.

Tabla 5 - 14: Equipos de carga para rezaga. (C. López Jimeno, 1997). Elaboración: Autoría propia.

EQUIPO DE CARGA	SECCIÓN DE TÚNEL (m ²)			
	<4	5-15	15-40	>40
	RENDIMIENTO			
Carga manual (+ cinta)	Muy bueno	-	-	-
Palas neumáticas de volteo	-	Bueno	Incertidumbre	Malo
Palas eléctricas de volteo	-	Bueno	Incertidumbre	Malo
Transportadores de racletas	-	Muy bueno	-	-
Cargadores convencionales	-	-	Muy bueno	Muy bueno
Excavadoras de brazo corte	-	-	Bueno	Bueno
Excavadoras convencionales	-	-	-	-
Palas rápidas de carga + transporte	-	Bueno	Bueno	-
Cintas en rozadoras	-	Bueno	Bueno	Bueno

Así mismo, en la Tabla 5 - 15, los diferentes equipos que actualmente se usan para el transporte de la rezaga.

Tabla 5 - 15: Equipos de transporte de rezaga. (C. López Jimeno, 1997). Elaboración: Autoría propia.

SISTEMA DE AVANCE	EQUIPO DE TRANSPORTE	SECCIÓN DE TÚNEL (m ²)			
		<4	5-15	15-40	>40
		RENDIMIENTO			
EXPLOSIVOS + MAQUINAS PUNTUALES	Sobre vía	Muy bueno	Muy bueno	Bueno	Regular
	Sobre dumper convencional	-	Regular	Bueno	Muy bueno
	Sobre camión pesado convencional	-	-	Bueno	Muy bueno
	Sobre dumper de galibo estricto	-	-	Muy bueno	Bueno
TBM (NO HIDRO ESCUDOS)	Sobre vía	-	Muy bueno	Muy bueno	Bueno
	Sobre dumper/camión	-	-	-	Muy bueno

5.3.1.18.1. FACTORES QUE INFLUYEN EN LA SELECCIÓN DE LOS EQUIPOS DE CARGA Y TRANSPORTE

Existente dos factores principales que determinan la selección de equipos para el retiro de la rezaga en un túnel: la sección y el uso. Sin embargo, se deben tener en cuenta los

siguientes factores secundarios con el fin de proponer o descartar algunas máquinas: El perfil del macizo, el tipo de material y el lugar del depósito. López Jimeno, 1997, describe estos factores secundarios de la siguiente manera:

- a) **PERFIL DEL MACIZO:** Es el perfil longitudinal del túnel dividido en tramos, cada uno con su pendiente y distancia parcial.
- b) **TIPO DE MATERIAL:** Es el material por transportar, teniendo en cuenta su fragmentación, distribución granulométrica, abrasividad y producción de polvo.
- c) **ZONA DE DEPOSITO:** La localización del lugar del depósito interior, exterior y su capacidad.

En función del sistema de carga y sistema de transporte, se pueden clasificar los siguientes tipos de túneles:

Tabla 5 - 16: Clasificación de tipos de túneles, según el sistema de carga. (C. López Jimeno, 1997).
Elaboración: Autoría propia.

SECCIÓN	EQUIPO	SISTEMA DE CARGA
PEQUEÑA	Se elige el equipo de mayor tamaño.	Frontal o sobre una banda transportadora.
MEDIANA	Camiones y cargadores.	Mediante nichos.
GRANDE	Cargadoras y excavadoras de cuchara.	Carga frontal

Tabla 5 - 17: Clasificación de tipos de túneles, según el sistema de transporte. (C. López Jimeno, 1997).
Elaboración: Autoría propia.

SECCIÓN	EQUIPO
PEQUEÑA	Vagones en rieles
GRANDE	Camiones

Así mismo, se deben tener en cuenta los siguientes factores:

- a) Factores de carga.
- b) Factores de transporte.

- c) Factores de vertido.
- d) Factores de retorno.
- e) Factores de espera y maniobra.

5.3.1.18.2. FACTORES DE EXPANSIÓN DEL TERRENO

Durante la excavación de un terreno este aumenta de volumen debido al aumento de vacíos entre sus partículas, por lo tanto, es justo determinar el porcentaje de expansión a través de las siguientes ecuaciones:

$$PE = \frac{V_s - V_b}{V_b} * 100$$

Donde:

V_s = Volumen del suelo suelto.

V_b = Volumen del suelo en banco.

También se define que el factor de relación volumétrico esta dado por la siguiente ecuación:

$$V = \frac{\rho_b}{\rho_s} * 100$$

Donde:

ρ_s = Densidad de suelo suelto.

ρ_b = Densidad de suelo en el banco de excavación.

5.3.1.18.3. FACTORES LIMITADORES DE RENDIMIENTO

- a) RESISTENCIA A LAS RODADURA: Es la fuerza del suelo que se opone que avance una maquina por consecuencia de la deformación en el terreno. En la Tabla 5 - 18 se definen algunos factores de resistencia la rodadura.

Tabla 5 - 18: Factores de resistencia la rodadura. (C. López Jimeno, García Bermúdez, Díez López, & López Jimeno, 2013)

TIPO DE PISTA	FACTOR (kg/Ton)	EQUIVALENCIA EN % DE PENDIENTE
Pista dura y lisa, estabilizada, que no cede bajo la carga y que se mantiene a su plena eficiencia de manera continua.	20	2
Pista firme y lisa, con acabado superficial, que cede levemente bajo la carga o está ligeramente ondulada y que se mantiene aceptablemente.	35	3,5
Nieve compacta	25	2,5
Nieve suelta	45	4,5
Pista de tierra con rodadas, que cede bajo la carga, con escaso o nulo mantenimiento y con una penetración media de las ruedas entre 25 y 40 mm.	50	5
Pista de tierra con rodadas, blanda, sin conservación ni estabilización y con penetración media de las ruedas entre 100 y 150 mm.	75	7,5
Pista de arena o grava suelta	100	10
Pista blanda o fangosa, con rodadas y sin ningún tipo de conservación.	100 - 200	10 - 20

b) RESISTENCIA A LA PENDIENTE: Debido a la fuerza de gravedad, se genera una fuerza del vehículo al transitar por una pista con pendiente.

*Esfuerzo por pendiente de pista = Peso equipo cargado * % inclinación de pista*

5.3.1.18.4. FACTORES LIMITADORES POR PESO

Debido a que el peso del vehículo es el principal actor para calcular la fuerza necesaria para vencer la resistencia a la rodadura y pendiente, es necesario tenerlas en cuenta para restarlas y así obtener la aceleración del vehículo.

Resistencia total = Resistencia la rodadura + Resistencia ala pendiente

5.3.1.18.5. FACTORES DE TRACCIÓN

La tracción desarrollada por un vehículo es la fuerza que generan los neumáticos u orugas para movilizarse. Debido a que el peso en las ruedas o en las orugas ayuda a generar un agarre en el terreno, no existe una adherencia del 100%, por lo tanto, en la Tabla 5 - 19 se describen algunos factores de tracción.

Tabla 5 - 19: Factores de tracción. (C. López Jimeno et al., 2013)

MATERIAL	NEUMÁTICOS	BEADLESS	CADENAS
Hormigón	0,90	0,45	0,45
Marga arcillosa seca	0,55	0,70	0,90
Marga arcillosa húmeda	0,45	0,55	0,70
Marga arcillosa con surcos	0,4	0,55	0,30
Arena seca	0,20	0,25	0,30
Arena húmeda	0,40	0,45	0,50
Suelo de cantera fragmentado	0,65	0,70	0,55
Suelo de cantera sin fragmentar	0,75	0,50	0,45
Camino de grava suelta	0,36	0,40	0,5
Nieve compactada	0,20	0,25	0,25
Hielo	0,12	0,10	0,12
Tierra frime	0,55	0,75	0,90
Tierra suelta	0,45	0,5	0,60

Esfuerzo de tracción = Peso en el eje motriz x coeficiente de tracción

5.3.1.18.6. FACTORES POR ALTITUD

En la Tabla 5 - 20, se describen los factores de conversión a realizarse por altura sobre el nivel del mar, teniendo en cuenta el accionamiento de los motores de los equipos, de acuerdo con C. López Jimeno et al., 2013.

Tabla 5 - 20: Tipos de equipos y características de producción. (C. López Jimeno, 1997). Elaboración: Autoría propia.

EQUIPO	DESCRIPCIÓN DEL RENDIMIENTO
Motores diesel de 4 tiempos con aspiración natural	Sin pérdidas hasta 300 m de latitud. Reducción de fuerzas de tracción del orden del 3% por cada 300 m adicionales.
Motores diesel de 2 tiempos con aspiración natural	Entre el nivel del mar y 1800 m de altitud, reducciones de los esfuerzos de tracción del de 1.5% por cada 300 m. Sobre 1800 m, reducciones del 3% por cada 300 m.
Motores turboalimentados de 2 y 4 tiempos	Sin pérdidas apreciables desde los 1500 m hasta los 3000 m sobre el nivel del mar. Para otras alturas se recomienda consultar las especificaciones del fabricante.

5.3.1.18.7. PRODUCCIÓN HORARIA DE LOS EQUIPOS DE CARGA

Una vez ventilados los humos del túnel, se procede a cargar la rezaga producto de la explosión en el frente de la excavación, hacia afuera del túnel o nicho de acopio. Para el objeto, se tiene en cuenta los siguientes tipos de producciones según Carlos López Jimeno et al., 2010:

- a) **PRODUCCIÓN TEÓRICA:** Se refiere a la cantidad de material que una maquina podría cargar teóricamente, calculado a partir del volumen de la cuchara y el número de movimientos que se pueden realizar en función del tiempo.
- b) **PRODUCCIÓN REAL:** Es la capacidad de carga realmente ejecutada, en la que se tiene en cuenta la pérdida de tiempo y rendimiento.
- c) **PRODUCCIÓN MÁXIMA:** Se define como la aptitud del equipo a cargar cierto material, teniendo en cuenta la naturaleza del material, fragmentación y factor humano.

$$P = \frac{60 * C_c * E * F * H * A}{T_c}$$

Donde:

C_c = Capacidad de cazo (m^3).

E = Factor de eficiencia.

F = Factor de llenado del cazo.

H = Factor de corrección por altura de la pila de material. Para la pala ruedas $H = 1$.

A = Factor de corrección por el ángulo de giro. Para las palas de ruedas $A=1$.

T_c =Ciclo de un cazo (min).

Para definir las anteriores variables, se puede tener en cuenta la Tabla 5 – 21, Tabla 5 - 22.

Tabla 5 - 21: Factores de llenado. (C. López Jimeno et al., 2013).

ESTADO DEL MATERIAL A CARGAR	EQUIPO DE CARGA	
	Pala de ruedas	Excavadora
Fácilmente excavable	0,95 - 1,00	0,95 - 1,00
Excavabilidad media	0,80 - 0,95	0,85 - 0,95
Difícilmente excavable	0,50 - 0,80	0,75 - 0,85

Es importante tener en cuenta la granulometría del material a cargar con respecto a la capacidad y dimensiones del caso, por lo tanto, es necesario definir un tamaño relativo a través de la siguiente ecuación.

$$TR = \frac{TA}{C}$$

Donde:

TA = Tamaño absoluto del bloque. Muy pequeño < 5 cm, Mediano entre 5 y 30 cm, Muy grande entre 30 y 300 cm.

C = Dimensión crítica del cazo.

Sin embargo, C. López Jimeno et al., 2013, describe que para las excavadoras los factores de llenado varían en función del tamaño de la rezaga y por lo tanto, propone la siguiente tabla.

Tabla 5 - 22: Otros factores de llenado. (C. López Jimeno et al., 2013).

ROCA FRACTURADA O FRAGMENTADA		FACTOR DE LLENADO "F"
DESCRIPCIÓN	TAMAÑO RELATIVO "TR"	
Muy bien volada, suelos	$\leq 1/8$	0,8 - 1,0
Bien volada	1/4 - 1/8	0,7 - 0,9
Bloques gruesos de roca	1/4 - 1/2	0,5 - 0,8
Roca mal volada o fragmentada	2 - 1/2	0,4 - 0,6

5.3.1.18.8. TIEMPO DE CICLO Y FACTORES DE CORRECCIÓN

Cada carga consume un tiempo mínimo para realizar su trabajo y este se define a partir del tamaño del cazo y su movilidad, hablando en términos de ruedas u orugas. En la Tabla 5 - 23 se muestra el tiempo de ciclo en función de la facilidad de carga de la rezaga.

Tabla 5 - 23: Tiempos de ciclo. (C. López Jimeno et al., 2013).

TAMAÑO DEL CAZO	PALAS DE RUEDAS	EXCAVADORAS
Excavabilidad Mala		
Menor de 3 m ³	0,60 min	0,45 min
4 m ³ a 8 m ³	1,00 min	0,60 min
9 m ³ a 23 m ³	1,50 min	1,00 min
Excavabilidad Media		
Menor de 3 m ³	0,50 min	0,40 min
4 m ³ a 8 m ³	1,00 min	0,50 min
9 m ³ a 23 m ³	1,50 min	0,80 min
Excavabilidad Buena		
Menor de 3 m ³	0,40 min	0,30 min
4 m ³ a 8 m ³	0,50 min	0,40 min
9 m ³ a 23 m ³	0,80 min	0,60 min

Así mismo, en la Tabla 5 – 24 se describe los factores de corrección para diferentes alturas de la rezaga y en la Tabla 5 – 25 se describen los factores de corrección por giro.

Tabla 5 - 24: Factores de corrección por altura de la rezaga. (C. López Jimeno et al., 2013).

% DE ALTURA OPTIMA	40	60	80	100
	160	140	120	
FACTOR DE CORRECCIÓN "H"	0,80	0,91	0,98	1

Tabla 5 - 25: Factor de giro. (C. López Jimeno et al., 2013).

ÁNGULO DE GIRO (°)	45	60	75	90	120	150	180
FACTOR DE GIRO "A"	1,19	1,11	1,05	1,00	0,91	0,83	0,77

5.3.1.18.9. PRODUCCIÓN HORARIA DE LAS VOLQUETAS

$$P = \frac{60 * C_{v1} * E}{T_c} \left[\frac{m^3}{h} \right] \quad \text{ó} \quad P = \frac{60 * C_{v2} * E}{T_c} \left[\frac{Ton}{h} \right]$$

Donde:

C_{v1} = Capacidad de la volqueta en m^3 .

C_{v2} = Capacidad de la volqueta en Ton.

T_c = tiempo de ciclo.

E = Eficiencia de la operación.

5.3.1.18.10. TIEMPO FIJO DE CARGA, MANIOBRA, DESCARGA Y ESPERA

$$Tiempo\ carga(min) = \frac{Capacidad\ volqueta\ (m^3)}{Ritmo\ teorico\ carga\ \left(\frac{m^3}{min}\right) * Factor\ llenado * Densidad\ material}$$

En la Tabla 5 - 26 se describen los tiempos de maniobra y espera.

Tabla 5 - 26: Tiempos de maniobra y espera. (C. López Jimeno et al., 2013).

CONDICIONES DE OPERACIÓN	TIEMPOS DE DESCARGA Y MANIOBRAS	TIEMPOS DE ESPERA DEL EQUIPO DE CARGA
Favorables	1,0	0,15
Medias	1,3	0,30
Desfavorables	1,5 a 2	0,50

Por otra parte, el tiempo de transporte y retorno se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\begin{aligned}
 \text{Tiempo transporte}(\text{min}) = & \frac{\text{Distancia del trayecto ida}(\text{m})}{\text{Velocidad media cargado}(\text{Km/h}) * 16.66} \\
 & + \frac{\text{Distancia del trayecto vuelta}(\text{m})}{\text{Velocidad media vacío}(\text{Km/h}) * 16.66}
 \end{aligned}$$

5.3.1.18.11. TIEMPO FIJO DEL CICLO

Hay que tener en cuenta que durante el cargue de material surgen otra serie de actividades que no se contemplan en el cálculo, pero que tienen una demanda de tiempo. De acuerdo C. López Jimeno et al., 2013, las actividades son las siguientes:

- a) Tiempo de disposición y retirada del equipo del frente de trabajo.
- b) En algunos casos conexión y desconexión en el frente de la instalación de suministro eléctrico, agua, etc.
- c) Apilar la rezaga.
- d) Regar la rezaga.
- e) Recoger el material procedente del saneo del frente.
- f) Otros tiempos muertos o improductivos.

Por lo tanto, este tiempo fijo del ciclo se puede estimar de la siguiente manera:

*Pala ruedas u orugas: $t = 0.18 * S + 7.7$ (min)*

*Excavadoras: $t = 0.16 * S + 12.2$ (min)*

5.3.1.18.12. EQUIPOS DE CARGA

En la Tabla 5 – 27, se describen los diferentes tipos de equipos usados para la carga de la rezaga:

Tabla 5 - 27 : Tipos de equipos y características de producción. (C. López Jimeno, 1997). Elaboración: Autoría propia.

EQUIPO	ELEMENTO TRANSPORTADOR	TIPO DE ROCA	PRODUCCIÓN DE CARGA (m³/h)		
			Capacidad cuchara (m³)	Sobre rieles	Sin rieles
Cargador frontal	Rieles, cinta o camiones de perfil bajo	Dura y abrasiva	0.1-0.17	10-15	---
			0.2-0.3	20-30	18-25
			0.4-0.6	30-50	25-40
			0.9-1.2	---	60-80
			1.5	---	10-100
Cargadoras LHD	La cuchara de la maquina	Cualquiera	Capacidad cuchara (m³)	Fragmentación	Factor de llenado
			De 6.3 a 8.9 m³	Buena	1.00
				Media	0.95
			Mala	0.90	

En la Tabla 5 - 28, se describen los diferentes tipos de equipos usados para la carga de la rezaga:

Tabla 5 - 28: Tipos de equipos y características de producción. (Secretaria de Comunicaciones y Transporte, 2016). (C. López Jimeno, 1997). Elaboración: Autoría propia.

EQUIPO	VENTAJAS	DESVENTAJAS
Cintas	<ul style="list-style-type: none"> - Operación continua. - Alta capacidad. - Adaptable a cualquier sección de túnel. - Espació reducido para su instalación. - Bajo consto de mantenimiento y operación. - Accionamiento eléctrico. 	<ul style="list-style-type: none"> - Alta inversión inicial - Limitación en el tamaño de roca. - Necesidad de soporte estructural. - Necesidad de diseño en tramos curvos.

(Ferrocarril) Vagones	<ul style="list-style-type: none"> - Alta capacidad. - Seguridad. - Bajo costo de mantenimiento y operación. 	<ul style="list-style-type: none"> - Alta inversión y los costos de instalación. - Eficientes para túneles de pequeña y mediana sección. - Distancia de transporte inferior a 1 km. - Pendientes del terreno inferiores al 2%.
Camiones de perfil bajo	<ul style="list-style-type: none"> - Adaptable a cualquier sección de túnel. - Usado bajo un único equipo de carga. 	<ul style="list-style-type: none"> - Se deben emplear varios vehículos a la vez. - Empleo de mano de obra (conductores).

5.3.1.18.12.1. PALAS CONWAY

En este sistema de carga, se reemplazan las vagonetas como sistema de transporte de la rezaga por una banda transportadora, que al final vierten el material sobre vagonetas o volquetas. Debido a la agilidad del equipo, este se puede movilizar fácilmente en el frente de excavación, abarcando una gran área sin necesidad de desplazar el equipo. En la Ilustración 5 – 49, se muestra un esquema del equipo.

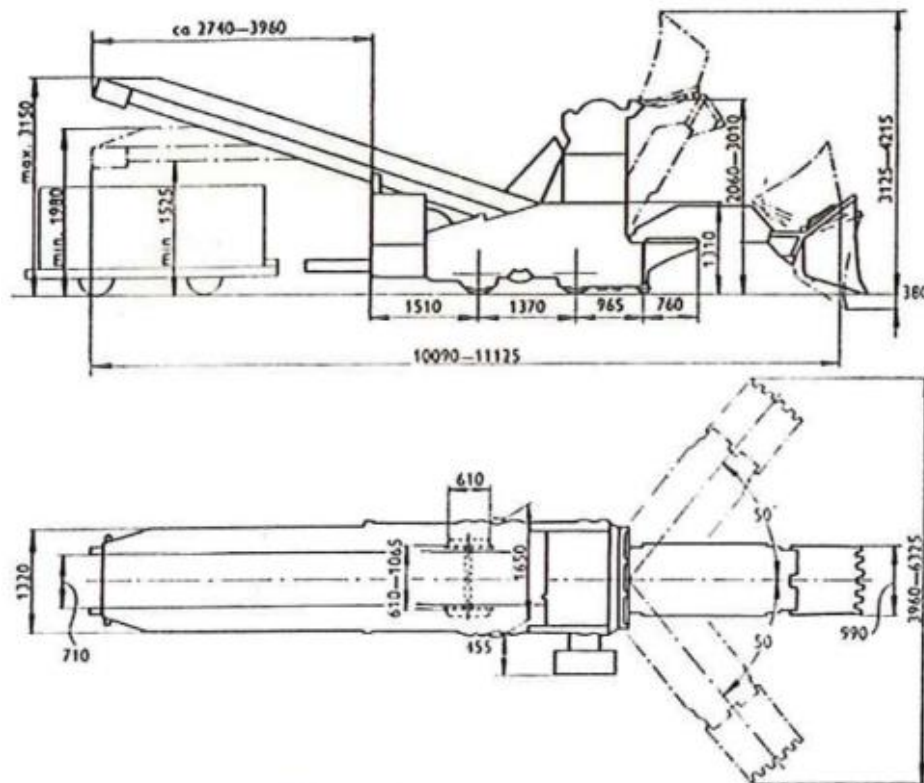


Ilustración 5 – 49: Esquema de la cargadora Pala Conway. (C. López Jimeno et al., 2013

5.3.1.18.12.2. CARGADORA CON BRAZOS RECOLECTORES

Este sistema recoge el material del frente de la excavación a través de unos brazos mecánicos y lo llevan hacia atrás mediante una cinta transportadora, que automáticamente descarga la rezada a un equipo de transporte. Los brazos tiene 5 m de altura y giran 62°, cubriendo todo el frente del túnel, por ende tiene una capacidad de carga continua hasta de 6 m³/min, de acuerdo a lo establecido por (C. López Jimeno, 1997). En la Ilustración 5 - 50, se muestra un esquema del equipo.



Ilustración 5 – 50: Esquema de la cargadora con brazos recolectores. (C. López Jimeno et al., 2013)

Teniendo en cuenta su alta capacidad de carga, el elemento transportador debe ser de gran volumen, con el fin de reducir la cantidad de paradas.

5.3.1.18.12.3. RETROEXCAVADORAS CON DESCARGA LATERAL

Estas máquinas tienen un doble propósito, se usa para iniciar una excavación y al tiempo cargan la rezaga producida. Normalmente se movilizan mediante orugas, sin embargo, algunos fabricantes las montan sobre llantas. En la Ilustración 5 - 51, se muestra un esquema del equipo.

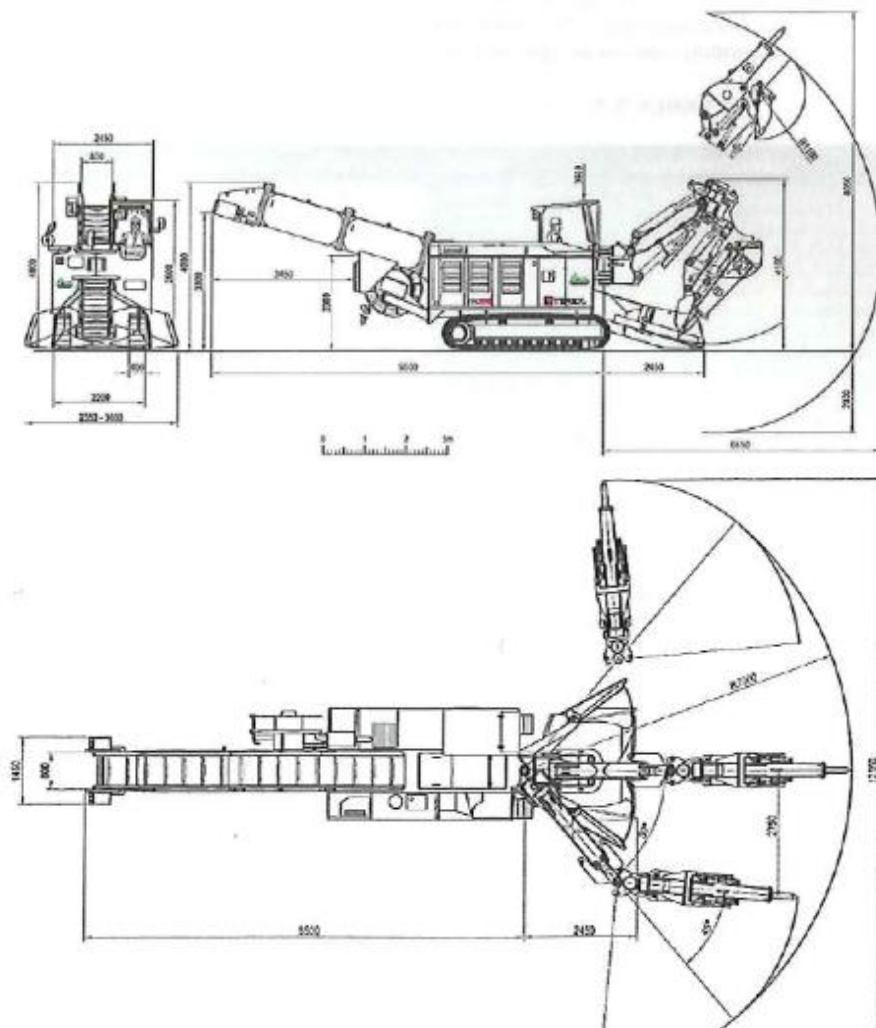


Ilustración 5 – 51: Máquina retroexcavadora con descarga. (C. López Jimeno et al., 2013)

5.3.1.18.12.4. EXCAVADORAS HIDRÁULICAS

Estos equipos se apoyan sobre ruedas u orugas, capaz de girar 360° para mejor maniobrabilidad. En la Ilustración 5 - 52, se muestra un esquema del equipo.



Ilustración 5 – 52: Excavadora hidráulica. (C. López Jimeno et al., 2013)

5.3.1.18.12.5. PALA CARGADORA SOBRE NEUMÁTICOS U ORUGAS

Son maquinas con una gran capacidad de carga, ya que vienen equipadas con una cuchara frontal complementada con una serie de brazos articulados capaces de elevar y transportar la carga. En la Ilustración 5 – 53 e Ilustración 5 - 54, se muestra un esquema del equipo.



Ilustración 5 – 53: Pala cargadora sobre neumáticos. (C. López Jimeno et al., 2013)

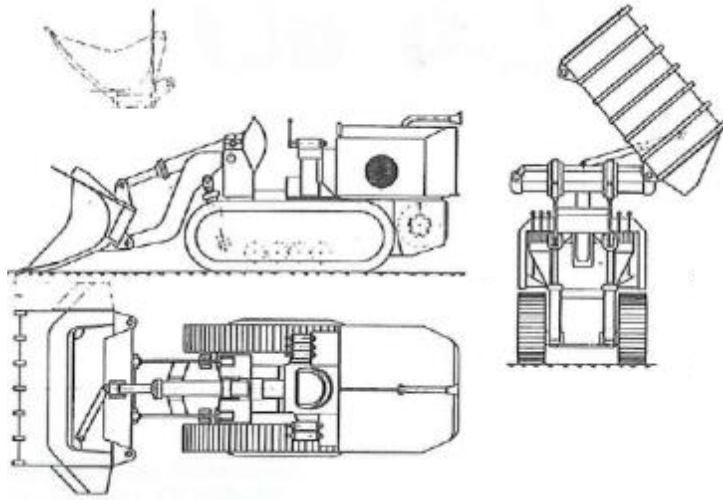


Ilustración 5 – 54: Pala cargadora sobre orugas con descarga lateral. (C. López Jimeno et al., 2013)

5.3.1.18.12.6. CARGADORAS LHD (LOAD HAUL DUMP)

Su principal característica es su diseño compacto, tanto en altura como en su ancho, adaptadas perfectamente para el ambiente de trabajo para el cual fueron diseñadas. Es manejada mediante un único operador, el cual carga el equipo, transporta y descarga en la zona de vertido. En la Tabla 5 - 29, se describe las características principales de las cargadoras LHD.

Tabla 5 - 29: Producción máxima de las cargadoras de volteo. (C. López Jimeno, 1997). Elaboración: Autoría propia.

Capacidad cuchara	0.3 y 0.6 Ton
Sistema de transporte	Neumáticos (4 ruedas)
Tipo de articulación	Central. Permite una gran maniobrabilidad en la curva
Circulación	Hacia adelante y hacia atrás, con el mismo número de velocidades.
Visibilidad operacional	El asiento del operador proporciona gran visibilidad hacia cualquier sentido.
Dimensiones	Su estrechez y bajo perfil, permite su adaptación al gálibo del túnel.

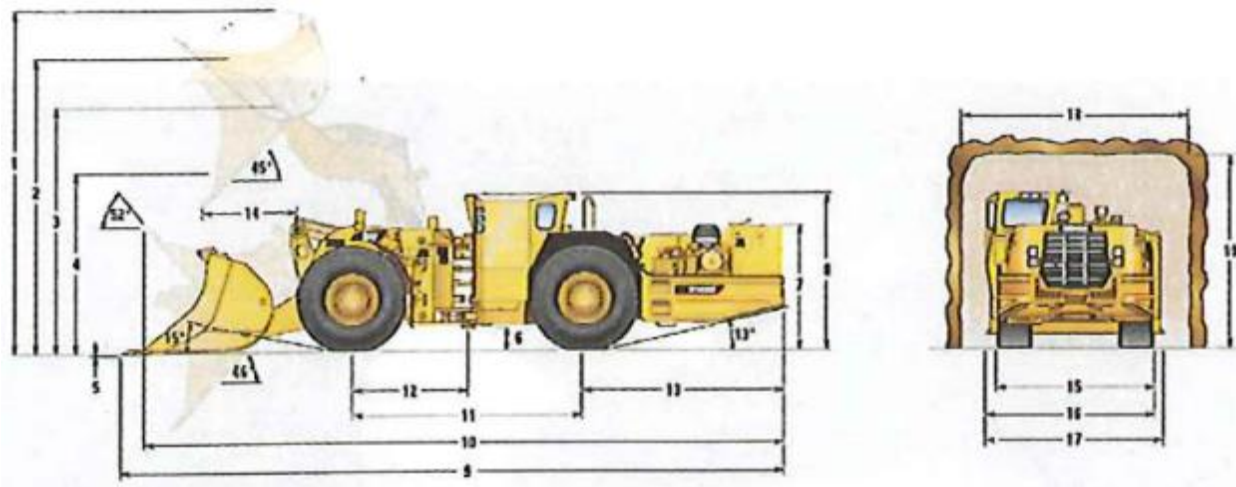


Ilustración 5 – 55: Pala cargadora sobre orugas con descarga lateral. (C. López Jimeno et al., 2013)

a) PRODUCCIÓN

Ahora, normalmente los fabricantes de estos equipos proporcionan una carga útil de transporte, para un material estándar de determinada densidad. Sin embargo, se debe tener en cuenta el aumento del volumen generado por la fragmentación, ocasionando un menor peso del material que se transporta. Dado lo anterior, C. López Jimeno, 1997, propone un factor de llenado “F”, con el fin de conocer la verdadera capacidad de carga de la LHD. En la Tabla 5 - 30, se describe el uso de dicho factor.

Tabla 5 - 30: Factores de llenado del cazo para equipos LHD. (C. López Jimeno, 1997).

FRAGMENTACIÓN	CONDICIONES DE TRABAJO	F
Buena	Buenas	1.00
Media	Medias	0.95
Mala	Malas	0.90

b) TIEMPO DE CICLO DE TRABAJO

Durante las distintas fases de trabajo de esta máquina, se deben conocer en primera medida cuales son los tiempos fijos y variables del ciclo de trabajo. En los tiempos fijos se consideran la carga y descarga del equipo, los dos giros de 90° con dos cambios de

dirección. Por otra parte, los tiempos variables son difíciles de estimar, por ejemplo, la distancia de descarga, la velocidad media, la rugosidad y pendiente de la vía.

Es así que, para calcular la velocidad que la maquina debe desarrollar cuando transita por una pendiente, es necesario recurrir a las curvas características del mismo, donde se verifique la velocidad vs el esfuerzo de tracción, para el vehículo cargado y vacío.

Dado todo lo anterior, C. López Jimeno et al., 2013, propone los siguientes tiempos de ciclo de transporte en función de las condiciones de trabajo.

Tabla 5 - 31: Tiempos de ciclo de transporte para equipos LHD. (C. López Jimeno, 1997).

CONDICIONES DE TRABAJO	TIEMPO (min)
Buenas	0,8
Medias	1,1
Mala	1,4

c) TIEMPO DE RETIRO DE REZAGA Y DISTANCIA

Uno de los factores que se deben tener en cuenta, es el saneo del frente o desescombro del túnel. Es una actividad que no se debe tener en cuenta durante el saneo pero que, si afecta directamente en el tiempo del retiro de la rezaga, ya que es de vital importancia que se retiren todos los bloques sueltos que puedan caer y ocasionar pérdidas humanas y materiales.

Otro ítem para tener en cuenta es la distancia entre el frente de excavación y la zona de vertido de la rezaga, ya que es importante establecer una secuencia de trabajo que permita avanzar en otras tareas del ciclo del sistema de perforación y voladura y el retiro de la rezaga. Para el efecto, es normal establecer estaciones de remanipulación o nichos de acopio. Estas zonas deben tener la capacidad de almacenar 1.5 veces el volumen de detonación calculado y se ubican a lo largo del túnel, con el objetivo de retirar la rezaga de manera rápida del frente del túnel y así reanudar con otras actividades.



Ilustración 5 – 56: Estaciones de remanipulación. (C. López Jimeno, 1997)

5.3.1.18.13. EQUIPOS DE TRANSPORTE

5.3.1.18.13.1. CAMIONES O VOLQUETAS

Son equipos que permiten un acarreo con una descarga externa y están soportados mediante llantas, que están diseñados para soportar altas condiciones de exigencia.



Ilustración 5 – 57: Tipos de unidades de acarreo. (C. López Jimeno et al., 2013)

5.3.1.18.13.2. VEHÍCULOS LANZADERA

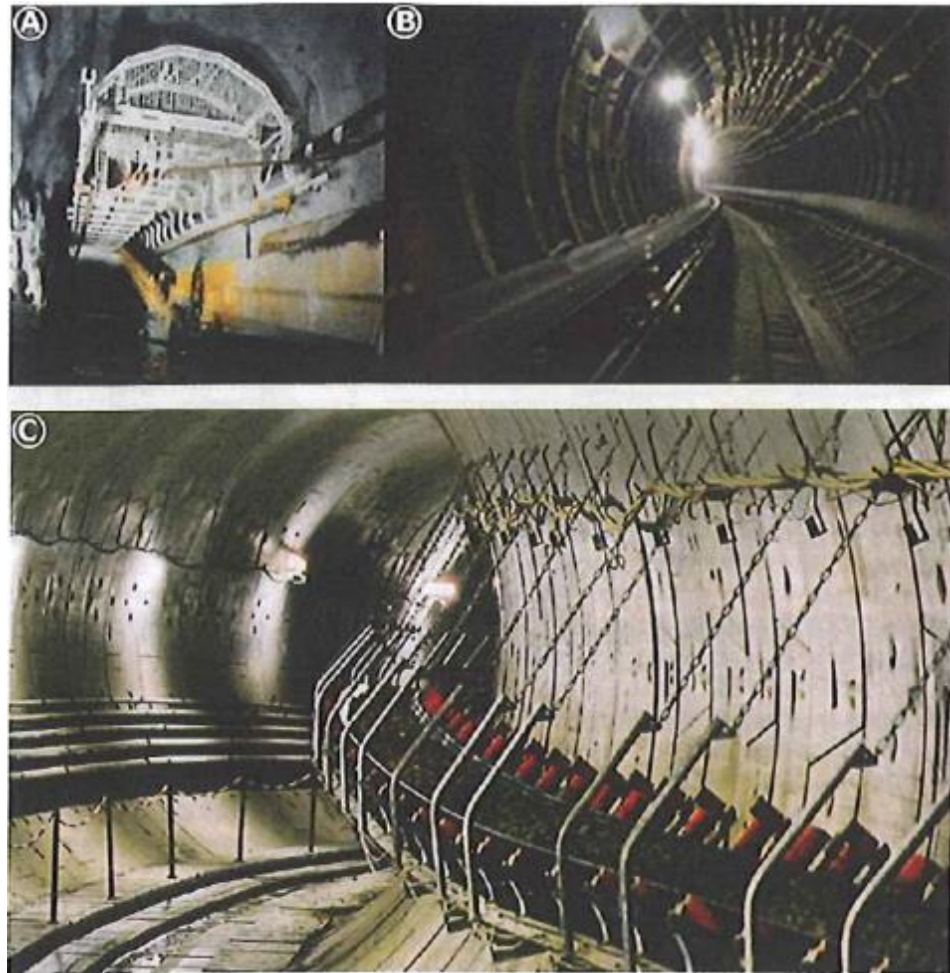
Se caracterizan por tener una caja de transporte blindada, la cual permite una mejor distribución del material cargado y una mejor facilidad en la descarga.



Ilustración 5 – 58: Vehículo lanzadera. (C. López Jimeno et al., 2013)

5.3.1.18.13.3. CINTAS TRANSPORTADORAS

En algunos proyectos son necesario tener un transporte de material continuo, ya que la producción de la máquina de excavación así lo demanda. Su operación y mantenimiento es menor que los camiones o volquetas. Así mismo presta mejores condiciones ambientales ya que la emisión de gases, polvo y ruido son reducidos.



A. Cinta suspendida en el techo. B. Cinta sobre solera. C. Cinta adosada al hastial.
Ilustración 5 – 59: Vehículo lanzadera. (C. López Jimeno et al., 2013)

Con el fin de asegurar altos rendimientos, este modo de transporte se está implementando continuamente en túneles largos. De acuerdo con C. López Jimeno, 1997, el costo del sistema es elevado, pero su producción lo justifica. En la Tabla 5 - 32, se describen algunas ventajas y desventajas del empleo de las cintas transportadoras.

Tabla 5 - 32: Ventajas y desventajas de las cintas transportadoras. (C. López Jimeno, 1997). Elaboración: Autoría propia.

VENTAJAS	DESVENTAJAS
Operación continua	Alta inversión inicial
Alta capacidad de transporte	Baja disponibilidad en el caso de varias unidades en serie
Transporta el material a diferentes ritmos de avance	Limitación en el tamaño máximo de roca a transportar
Adaptable a cualquier tamaño del túnel	Necesidad de un soporte estructural
Espacio reducido para su instalación	Requiere un sistema de almacenamiento en el frente de avance
Adecuada para fuertes pendientes	Necesidad de diseños especiales en tramos con curva
Adaptable al transporte de materiales a granel en el túnel	Problemas si en el punto de carga, el material sale con agua
Bajo costo de operación y mantenimiento	
Accionamiento eléctrico	
Mejor eficiencia energética	
Facilidad de automatización	

En la siguiente tabla se describe la capacidad de las cintas para un material de una densidad de 1.0 Ton/m³ y una velocidad de banda de 1.0 m/s, con varios anchos de banda, ángulos de artesa y ángulos de carga.

Tabla 5 - 33: Capacidad de las cintas. (C. López Jimeno, 1997).

ÁNGULO DE CARGA (°)	ANCHURA DE BANDA (m)	ÁNGULO DE ARTESA (°)					
		20	25	30	35	40	45
		(Ton/h)					
0	400	22	27	31	35	39	42
	500	37	45	53	59	65	70
	650	67	82	95	107	118	126
	800	106	129	150	169	186	199
	1000	172	209	244	274	300	322
	1200	253	308	359	404	43	475
	1400	350	427	496	559	612	656
	1600	463	564	565	738	809	867
	1800	591	721	838	943	1033	1107
2000	735	896	1043	1173	1284	1377	
5	400	27	31	35	39	42	45
	500	45	53	60	66	72	76
	650	81	95	108	119	129	137
	800	128	150	170	188	204	216
	1000	206	243	276	304	329	349
	1200	304	358	406	448	484	513
	1400	420	494	561	619	669	709
	1600	556	653	741	819	884	936
	1800	710	834	947	1045	1128	1195
2000	882	1038	1177	1300	1403	1486	
10	400	31	36	41	43	46	49
	500	53	60	69	73	78	82
	650	95	1090	125	132	141	148
	800	150	171	197	207	221	232
	1000	242	277	318	335	357	375
	1200	355	407	469	493	526	551
	1400	491	563	648	681	726	762
	1600	649	743	856	899	959	1006
	1800	829	949	1093	1148	1225	1284
2000	1030	42	1359	1427	1522	1596	
15	400	36	42	44	48	50	53
	500	61	70	74	80	85	88
	650	109	127	134	144	152	158
	800	172	200	2111	227	239	249
	1000	277	322	340	366	386	402
	1200	408	474	501	538	568	591
	1400	563	655	692	742	784	816
	1600	744	865	914	981	1036	1077
	1800	949	1105	1166	1252	1322	1374
2000	1180	1373	1450	1557	1643	1708	
20	400	41	45	49	82	55	56
	500	69	76	82	87	91	94
	650	124	136	147	157	164	169
	800	194	214	232	246	258	266
	1000	313	346	374	397	416	429
	1200	461	508	549	584	611	630
	1400	636	702	759	804	843	870
	1600	840	927	1002	1064	1113	1149
	1800	1072	1183	1279	1358	1421	1466
2000	1333	1470	1589	1688	1766	1821	

Tabla 5 - 34: Continuación Tabla 5 – 33. Capacidad de las cintas. (C. López Jimeno, 1997).

25	400	46	50	54	56	59	60
	500	77	84	90	94	98	101
	650	138	151	161	170	176	181
	800	217	237	253	266	277	284
	1000	350	381	408	429	446	457
	1200	515	560	599	631	655	671
	1400	711	702	827	871	904	926
	1600	939	927	1091	1150	1193	1222
	1800	1198	1183	1394	1467	1522	1560
	2000	1489	1470	1732	1823	1892	1938

La geometría de una cinta es indispensable para su elección, por lo tanto, en la Tabla 5 – 34, se describen los parámetros de diseño:

Tabla 5 - 35: Parámetros de diseño de las cintas. (C. López Jimeno, 1997).

ANCHURA DE BANDA (mm)	400	500	350	800	1000	1200	1400	1600	1800	2000
DIMENSIÓN Z (mm)	45	50	58	65	75	85	95	105	115	125

De acuerdo con C. López Jimeno et al., 2013, los valores medios de α se pueden tomar de la Tabla 5 - 35:

Tabla 5 - 36: Parámetros de diseño de las cintas. (C. López Jimeno, 1997).

TIPO DE MATERIAL	α (°)
Materiales finos que fluyen fácilmente en seco	5 a 10
Materiales de fluencia media	15
Materiales que no fluyen	20
Materiales gruesos mezclados con finos	25

Por otra parte, el tamaño máximo de bloque es un parámetro determinante para la elección del ancho de la cinta. En la Tabla 5 - 36, se muestran los tamaños máximos recomendados.

Tabla 5 - 37: Tamaños máximos de bloque recomendados. (C. López Jimeno, 1997).

ANCHURA DE BANDA (mm)	FRAGMENTOS UNIFORMES	MATERIAL CON 80% DE FINOS
400	75	125
500	100	175
650	125	250
800	150	300
1000	200	375
1200	300	450
1400	300	600
1600	375	600
1800	450	600
2000	450	600

Así mismo, las velocidades de las cintas que se emplean son las descritas en la Tabla 5 - 37.

Tabla 5 - 38: Velocidades de las bandas. (C. López Jimeno, 1997).

ANCHURA DE BANDA (mm)	SUELOS	ROCAS
400	1,5	-
500	2,2	1,7
650	2,7	2,5
800	3,0 - 3,5	2,7
1000	3,0 - 3,5	3,0
1200	3,5 - 4,0	3,0
1400	3,5 - 4,0	3,0
1600	4,0	3,0
1800	4,0	3,0
2000	4,0	3,0

Es de anotar que en los casos donde sea necesario transportar material en zonas con pendientes, la Tabla 5 - 38, muestra las inclinaciones máximas de las cintas:

Tabla 5 - 39: Inclinaciones máximas de las cintas. (C. López Jimeno, 1997).

MATERIAL		INCLINACIÓN MÁXIMA (°)
Cemento Portland suelto		20
Arcilla	* Fina y seca	22
	* Húmeda	18
Hormigón	* Normal	15
	* Suelto y seco	10 - 12
Tierra, suelta y seca		18 - 20
Grava lavada		12 - 15
Grava y arena	* Seca	18 - 20
	* Húmeda	20 - 22
Caliza fina		22
Roca	* Fina solamente	20
	* Mezcla de gruesos y finos	18
	* Calibrada	16
Arena	* Húmeda	18 - 20
	* Seca	15

Ahora, para accionar un sistema de cinta transportadora se debe calcular la potencia del motor capaz de mover la cinta, mediante la siguiente expresión:

$$P_T = P_v + P_h + P_e$$

Donde:

P_T = Potencia total (KW).

P_v = Potencia de accionamiento de la cinta en vacío (KW) - Ver Tabla 5 - 39.

P_h = Potencia para transportar el material horizontalmente (KW) - Ver Tabla 5 - 40.

P_e = Potencia para elevar o descender el material (KW) - Ver Tabla 5 - 41.

Tabla 5 - 40: Potencia para mover las cintas en vacío con una velocidad de 1.0 m/s. (C. López Jimeno, 1997).

ANCHO (m)	LONGITUD DE CINTA (m)														
	10	16	25	40	63	80	100	125	160	200	250	315	400	500	680
400	0,4	0,4	0,4	0,5	0,7	0,8	0,9	1,1	1,2	1,5	1,8	2,1	2,6	3,2	4,0
500	0,5	0,5	0,6	0,7	0,9	1,0	1,1	1,4	1,7	2,0	2,4	3,0	3,6	4,3	5,3
650	0,7	0,7	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,9	2,3	2,7	3,2	3,9	4,9	5,9	7,3
800	0,8	0,9	1,0	1,3	1,6	1,8	2,1	2,5	2,9	3,5	4,2	5,1	6,3	7,7	9,5
1000	1,1	1,2	1,4	1,6	2,0	2,4	2,7	3,2	3,8	4,5	5,4	6,6	8,1	10,0	12,3
1200	1,3	1,5	1,7	2,0	2,5	2,9	3,3	3,9	4,6	5,5	6,6	8,1	9,9	12,2	15,6
1400	1,6	1,7	2,0	2,3	2,9	3,4	3,9	4,6	5,5	6,5	6,8	9,5	11,7	14,3	17,7
1600	1,9	2,0	2,3	2,8	3,5	4,0	4,7	5,4	6,5	7,8	9,3	11,3	14,0	17,1	21,1
1800	2,1	2,3	2,6	3,1	3,9	4,5	5,1	6,0	7,2	8,6	10,3	12,6	15,4	18,9	23,3
2000	2,4	2,5	2,9	3,4	4,3	5,0	5,7	6,7	8,0	9,6	11,5	14,0	17,2	21,0	26,0

Tabla 5 - 41: Potencia para mover la roca horizontalmente. (C. López Jimeno, 1997).

ANCHO (m)	LONGITUD DE CINTA (m)														
	10	16	25	40	63	80	100	125	160	200	250	315	400	500	680
40	0,2	0,2	0,2	0,2	0,3	0,4	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	1,0	1,2	1,5	1,9
60	0,2	0,3	0,3	0,4	0,5	0,6	0,6	0,8	1,0	1,1	1,3	1,6	1,9	2,4	2,9
100	0,4	0,5	0,5	0,6	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,7	2,0	2,5	3,1	3,7	4,6
160	0,7	0,7	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,9	2,2	2,7	3,2	3,9	4,8	5,9	7,3
200	0,8	0,9	1,0	1,2	1,5	1,8	2,0	2,4	2,9	3,3	4,1	5,0	6,1	7,5	9,3
250	1,0	1,1	1,3	1,5	1,9	2,2	2,6	3,0	3,6	4,1	5,1	6,2	7,7	9,7	11,6
320	1,3	1,4	1,6	1,9	2,4	2,7	3,2	3,7	4,5	5,4	6,4	7,8	9,6	11,8	14,6
400	1,6	1,8	2,0	2,4	3,1	3,5	4,1	4,8	5,7	6,8	8,2	9,9	12,2	15	18,5
500	2,0	2,2	2,6	3,1	3,8	4,4	5,1	6,0	7,1	8,3	10,2	12,4	15,3	18,7	23,1
650	2,6	2,8	3,2	3,7	4,8	5,6	6,4	7,5	9,0	10,7	12,8	15,6	19,3	23,5	29,1
800	3,3	3,6	4,1	4,8	6,1	7,1	8,2	9,5	11,4	13,6	16,3	19,8	24,5	29,9	37,0
1000	4,1	4,5	5,1	6,1	7,7	8,8	10,2	11,9	14,3	16,5	20,4	24,8	30,6	37,4	46,3
1200	5,1	5,6	6,4	7,7	9,7	11,1	12,8	15,0	18,0	21,4	25,7	31,2	38,5	47,1	58,2
1400	6,6	7,2	8,2	9,8	12,3	14,1	16,3	19,0	22,9	27,2	32,6	39,7	49,0	59,8	74,0
1600	8,2	9,0	10,2	12,2	15,4	17,7	20,4	23,8	28,6	33,0	40,8	49,6	61,2	74,8	92,5
1800	10,2	11,2	12,8	15,3	19,2	22,0	25,5	29,8	35,7	42,5	51,0	62,0	76,5	93,5	115,7
2000	13,1	14,1	16,0	19,3	24,2	27,3	32,1	32,1	45,0	53,5	64,2	78,0	96,3	117,7	145,5

Tabla 5 - 42: Potencia para elevar o descender la roca. (C. López Jimeno, 1997).

CAPACIDAD (Ton/h)	ELEVACIÓN (m)										
	5	6,3	8	10	12,5	16	20	25	31,5	40	50
40	0,5	0,7	0,9	1,1	1,4	1,7	2,2	2,7	3,4	4,4	5,5
60	0,8	1,0	1,3	1,7	2,1	2,7	3,4	4,3	5,4	6,8	8,5
100	1,3	1,6	2,1	2,7	3,2	4,3	5,4	6,3	8,6	10,9	13,6
160	2,1	2,7	3,4	4,4	5,5	6,9	8,7	10,9	13,7	17,4	21,8
200	2,7	3,4	4,3	5,4	6,8	8,6	10,9	13,6	17,2	21,8	27,2
250	3,4	4,2	5,4	6,8	8,5	10,7	13,6	17,0	21,4	27,2	34,0
320	4,4	5,4	6,9	8,7	10,9	13,7	17,4	21,8	27,5	34,9	43,6
400	5,4	6,8	8,6	10,9	13,6	17,1	21,8	27,2	34,3	43,5	54,4
500	6,9	8,5	10,7	13,6	17,0	21,4	27,2	34,0	42,9	54,4	68,1
680	8,5	10,6	13,4	17,0	21,3	26,8	34,0	42,5	53,6	68,1	85,0
800	10,9	13,6	17,1	21,3	27,2	34,3	43,5	54,5	68,5	87,0	108,8
1000	13,6	17,0	21,4	27,2	34,0	42,9	54,4	68,1	85,7	108,9	136,1
1250	17,0	21,3	26,8	34,0	42,6	53,6	64,1	85,1	107,1	128,1	170,2
1600	21,8	27,2	34,3	43,6	54,5	68,6	87,1	108,9	137,2	174,2	217,8
2000	27,2	34,0	42,6	54,4	68,1	85,2	108,9	136,1	171,5	217,8	272,2
2500	34,0	42,5	53,6	68,1	85,1	107,1	136,1	170,1	214,2	272,2	340,3
3200	43,6	54,5	68,7	87,2	109,0	137,3	174,4	218,0	274,6	348,8	436,0

Tabla 5 - 43: Potencia de motores comerciales. (C. López Jimeno, 1997).

KW	KW	KW	KW	KW	KW	KW	KW	KW	KW	KW	KW	KW	KW	KW	KW
0,37	0,75	1,5	3,0	5,5	11	18,2	30	45	75	110	150	200	250	315	400
0,55	1,1	2,2	4,0	7,5	15	22	37	55	90	132	185	220	280	355	

La potencia mínima del motor se define así:

$$M_p = \frac{P_T}{f}$$

Donde:

f = Eficiencia de accionamiento (95%)

5.3.1.18.13.4. TRASPORTADORES BLINDADOS (RACLETAS)

Se compone de unos canales adheridos perpendicularmente al sistema de transporte, unidas mediante cadenas en movimiento. Los canales disponen de unas guías laterales que ayudan a contener el material y controlan la trayectoria de las cadenas y racletas. De acuerdo con C. López Jimeno, 1997, el ancho de los canales varía entre 0.40 a 1.0 m. La velocidad de las cadenas varía entre 0.8 a 1.9 m/s. En la Ilustración 5 – 60, se muestra un esquema del sistema.

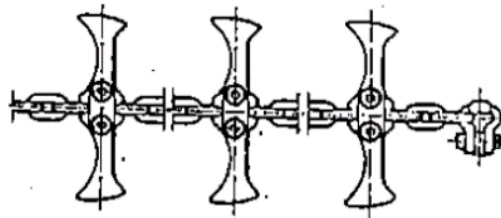


Ilustración 5 – 60: Esquema del transportador de racletas. (C. López Jimeno, 1997)

5.3.1.18.13.5. TRANSPORTE SOBRE VÍA

Este sistema de transporte se usa generalmente en túneles de pequeña y media sección, siempre y cuando la distancia entre el frente de excavación y la zona de descarga no supere los 1000 m y la pendiente sea inferior al 2%. En la Tabla 5 - 43, se describen algunas ventajas y desventajas de este sistema.

Tabla 5 - 44: Ventajas y desventajas de los camiones de bajo perfil. (C. López Jimeno, 1997).
Elaboración: Autoría propia.

VENTAJAS	DESVENTAJAS
Alta capacidad	Elevada inversión inicial
Alta seguridad	Costo de instalación
Bajo costo de operación	
Bajo costo de mantenimiento	

Según C. López Jimeno, 1997, la menor potencia de tracción requerida para transportar una tonelada de material sobre rieles en comparación con el transporte sobre neumáticos, frente al costo de la infraestructura del ferrocarril, se compensa de manera creciente, cuanto mayor sea la distancia de transporte.

Por otra parte, para la implementación de este sistema se deben tener en cuenta las siguientes características:

- a) VÍA: La vía debe ser capaz de soportar el peso de los rieles, más los vagones cargados. Dependiendo de las características de los vagones, se debe garantizar un ancho de vía mínimo de 0.6 a 1.4 m. Así mismo, los radios de curvatura depende de la velocidad a implementarse en el transporte, así como la separación de las ruedas de los vagones, las cuales brindan estabilidad.
- b) VAGONES: Para mantener una circulación estable de los vagones, C. López Jimeno, 1997, describe que la relación entre ancho de los vagones y la vía no debe ser superior a 2.2. Estos elementos deben tener las siguientes características: poco peso, alta capacidad de carga, resistencia a golpes y desgaste (corrosión).

Por otra parte, la descarga suele ser empleada con vuelvo lateral o por abertura del fondo. La idea es realizar la descarga sin necesidad de para el vagón, con el fin de volver eficiente el sistema de transporte. Normalmente, la capacidad de los vagones varía entre 1 y 6 m³.

Para implementar una tarea eficiente de entrada y salida de vagones, se debe tener claro el procedimiento, cuando se completa la carga de un vagón y durante su trayecto se desvía para dar paso y a lo que vienen vacíos. Para tal fin, se pueden implementar varios sistemas los cuales se describen a continuación.

RAMAL SECUNDARIO: Los cuales desvían levemente el vagón cargado, permitiendo el paso de los vagones vacíos hacia el frente de la excavación. (Ver Ilustración 3 – 61).

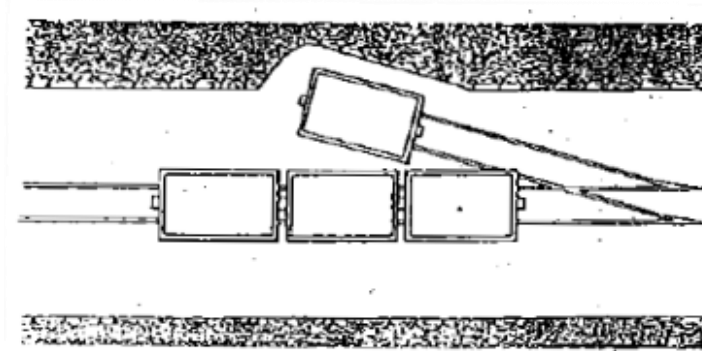


Ilustración 5 - 61: Esquema de ramal secundario. (C. López Jimeno, 1997)

CAMBIO CALIFORNIANO: Sistema que consiste en proyectar una segunda vía, que se instala al término de la vía principal y se va desplazando regularmente con el avance de los trabajos. No sobra anotar que una de las vías evacua los vagones llenos mientras la otra vía, desplaza los vagones vacíos. (Ver Ilustración 3 – 62).

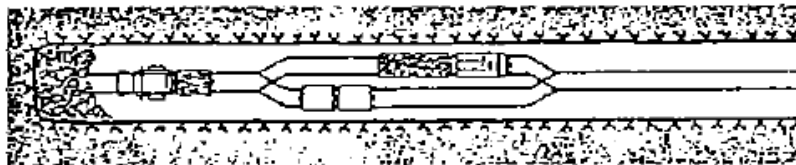


Ilustración 5 – 62: Esquema de ramal secundario. (C. López Jimeno, 1997)

ELEVADORES DE VAGONES (CHERRY PICKER): Es un sistema que eleva el vagón vacío que llega al frente de la excavación, mientras el vagón cargado pasa por debajo del sistema. (Ver Ilustración 3 – 63).

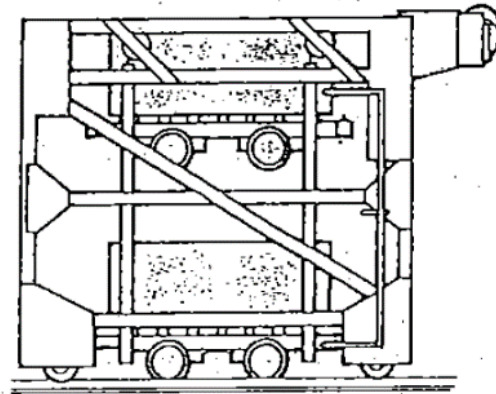


Ilustración 5 – 63: Esquema del elevador de vagones. (C. López Jimeno, 1997)

CAMBIO LATERAL: Es un sistema usado en túneles estrechos, donde se traslada un vagón vacío hacia un costado, mientras los vagones llenos salen.

- c) **VAGONES DE FONDO MÓVIL:** A través de una locomotora, es arrastrado un número variable de vagones conectados. Su descarga se realiza a través del traslado del material al vagón posterior, el cual finalmente es vaciado mediante un sistema de cadena en el fondo del vagón. Según C. López Jimeno, 1997, la capacidad de cada vagón es de 11.5 m^3 con una longitud de 11.2 m. El tiempo de descarga es de 2 minutos aproximadamente y su uso es generalmente en secciones pequeñas.
- d) **TREN BUNKER:** En comparación de los anteriores sistemas, este se compone de un único vagón capaz de transportar toda la rezaga del frente de trabajo. En general el sistema está compuesto por tres partes: El vagón de carga, vagoneta bunker sin pared frontal y vagón de cola.
- e) **TREN AUTOCARGADOR:** A través de este sistema se realiza la combinación de carga y limpieza del frente de trabajo de manera continua, incluyendo el transporte del material. Este sistema evita maniobrar los vagones, lo cual representa ahorro en tiempo.

Ahora, para calcular la locomotora ideal para un sistema de vagones, se pueden usar las siguientes ecuaciones:

$$m_L = \frac{R + p * g * 0.01}{g * \mu - (R + p * g * 0.01)} * m_T$$

Donde:

m_L = Peso de la locomotora (Ton).

R = Resistencia especifica a la rodadura (0.08 KN/Ton). Sin embargo, este dato lo deben proporcionarlos fabricantes de locomotoras y vagones.

p = Pendiente máxima (%).

g = Aceleración de la gravedad.

μ = Coeficiente de adherencia: - Vagones de descarga lateral: 0.11 – 0.12.

- Vagones lift-off: 0.13.

- Vagones para transporte de roca: 0.15 mínimo.

m_T = Peso de los vagones más la carga (Ton).

La locomotora necesita un motor con una potencia adecuada para movilizar los vagones cargados. Dicha potencia se calcula mediante la siguiente expresión:

$$Pot (KW) = F_z * V_{max} / 3.6 \zeta$$

Donde:

F_z = Fuerza de tracción máxima.

V_{max} = Velocidad máxima.

ζ = Rendimiento mecánico (0.89).

La fuerza de tracción máxima se estima mediante la siguiente expresión:

$$F_z = (m_L + m_T) * (R + g * 0.01 * p)$$

Finalmente, el tiempo de ciclo de transporte se calcula igual como se describió anteriormente.

5.3.1.18.14. EFECTO DE LA PENDIENTE DEL TÚNEL

La pendiente del túnel suele limitar el uso de ciertos tipos de transporte de la rezaga, tal y como se describe en la Tabla 5 – 44.

Tabla 5 - 45: Limitaciones de pendiente para sistemas de transporte de rezaga. (Carlos López Jimeno et al., 2010). Elaboración: Autoría propia.

SISTEMA DE TRANSPORTE	LIMITACIÓN DE PENDIENTE	PENDIENTE OPTIMA
Vagones	Hasta 2%	0.7%
Camiones para TBM con más de 7 m de diámetro	+/- 1V:6H	
Bandas	Hasta 30°	

5.3.1.18.15. SANEADO DEL FRENTE

El tiempo de duración de esta actividad puede ser variable, debido a la incertidumbre en la estabilidad de la cara superficial del tramo de túnel recién explotado. Es decir, una vez detonado y ventilado el frente de excavación, se pueden presentar fragmentos de roca de diferentes tamaños susceptibles a desprenderse fácilmente.

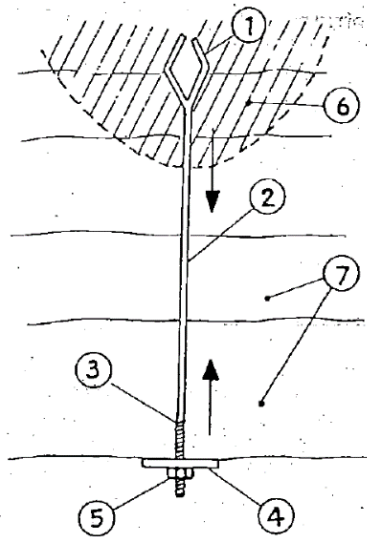
Dado lo anterior, generalmente se desprenden dichos fragmentos con ayuda de equipos, ya sea el jumbo de perforación u otra máquina, la cual verifique y realice el saneo del frente de excavación, de cualquier fragmento suelo que pueda ocasionar daño.

5.3.1.18.16. INSTALACIÓN DEL SOPORTE PARA ESTABILIZAR LA EXCAVACIÓN

Teniendo en cuenta las características del macizo rocoso, se puede presentar la necesidad de realizar trabajos de soporte en toda la superficie del túnel, con el fin de garantizar su estabilidad y continuar con el avance de la excavación. A continuación, se describen algunos tipos de sostenimiento empleados:

5.3.1.18.16.1. SOSTENIMIENTO CON PERNOS

Consiste en anclar una barra generalmente de acero en el macizo rocoso, con el fin de confinar la roca y así aumentar la resistencia a la tracción. En la Ilustración 5 - 64, se muestra un esquema tipo de un bulón.



1. Cabeza de un anclaje.
2. Barra.
3. Extremo roscado.
4. Placa de reparto.
5. Tuerca de apriete.
6. Zona de terreno resistente.
7. Terreno descomprimido a soportar o consolidar.

Ilustración 5 – 64: Esquema de un perno. (C. López Jimeno, 1997)

El peso máximo que puede soportar un perno se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$W = F * d * c * h * \rho$$

Donde:

F = Coeficiente de seguridad, entre 1.5 y 3.0.

d = Separación transversal de los pernos.

c = Separación longitudinal de los pernos.

h = Espesor de los estratos de roca a pernar.

ρ = Densidad de la roca

El número de pernos se determina mediante la siguiente ecuación:

$$N = \frac{W * F}{B}$$

N =Numero de pernos.

W = Peso del bloque de roca.

F = Coeficiente de seguridad entre 1.5 y 3.0.

B = Fuerza vertical que es capaz de soportar un perno.

Para el caso donde se deban efectuar estabilizaciones en las paredes del túnel, se debe tener en cuenta la Ilustración 5 - 65, la cual describe las fuerzas del bloque a desprenderse mediante un diagrama de cuerpo libre.

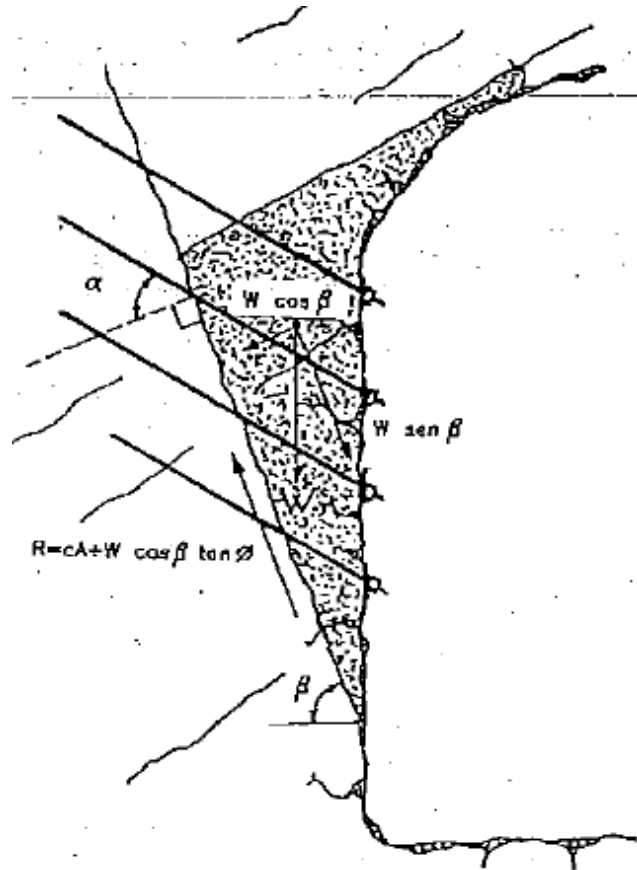


Ilustración 5 – 65: Pernado de bloque de roca en la pared del túnel. (C. López Jimeno, 1997)

Para este caso, el número de pernos se estima mediante la siguiente expresión:

$$N = \frac{W(F * \text{sen}\beta - \text{cos}\beta * \text{tan}\Phi) - c * A}{B(\text{cos}\alpha * \text{tan}\Phi - F * \text{sen}\alpha)}$$

Donde:

N = Numero de pernos instalados a una inclinación α .

W = Peso del bloque de roca.

F = Coeficiente de seguridad entre 1.5 y 3.0.

Φ = Ángulo de fricción en la superficie de la junta de inclinación β .

c = Cohesión de la superficie de la junta de inclinación β .

B = Fuerza vertical que puede soportar un perno.

A = Longitud de la junta afectada por el deslizamiento.

Para verificar que a fuerza axial que puede soportar un perno es la correcta, esta se debe verificar mediante la siguiente ecuación:

$$F_A = \frac{\pi * D^2}{4} * \sigma_A$$

Donde:

D = Diámetro del perno.

σ_A = Resistencia del acero.

Así mismo, se debe verificar la fuerza de adherencia que puede desarrollar un perno y se calcula mediante la siguiente formula:

$$F_\tau = \pi * D * L * \tau$$

Donde:

D = Diámetro del perno.

L = Longitud anclada del perno.

τ = Adherencia del perno al terreno

La adherencia al terreno se manifiesta si hay presencia de cohesión o un ángulo de rozamiento y por lo tanto se puede asumir un comportamiento Mohr Coulomb. Dado lo anterior τ , se podrá calcular así:

$$\tau = c + \sigma * \tan\Phi \quad \text{ó} \quad \tau = \sigma * \tan\Phi_r$$

La segunda ecuación se usa preferencialmente cuando se conoce que el terreno circundante a la excavación es plastificado, por lo tanto, se deben usar parámetros residuales.

A continuación, se describen los diferentes sistemas de anclaje, de acuerdo con lo establecido por C. López Jimeno, 1997:

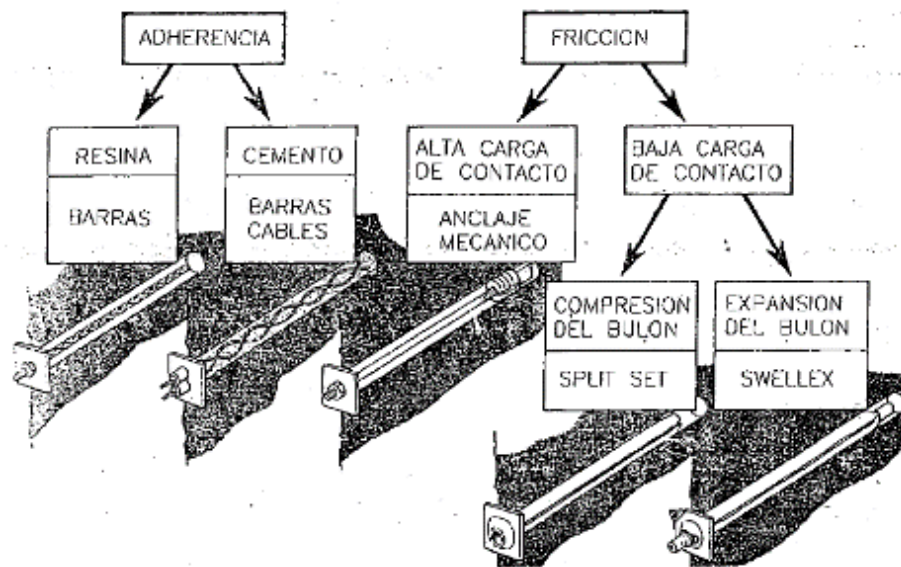


Ilustración 5 – 66: Esquema de un bolón. (C. López Jimeno, 1997)

- a) **ANCLAJE POR ADHERENCIA:** Efectuada la perforación e instalada la barra o cable, el anclaje del sistema se efectúa a través de la adhesión de las paredes de la perforación y la barra o cable, generalmente mediante un mortero (cemento) o resina que liga todo el conjunto.

b) ANCLAJE POR FRICCIÓN: Existen de varios tipos: Alta y baja carga de contacto.

ALTA CARGA DE CONTACTO: Se trata de un anclaje que expandía su cabeza a lo largo del bulón, el cual penetraba en el terreno. (Ver Ilustración 5 - 67).

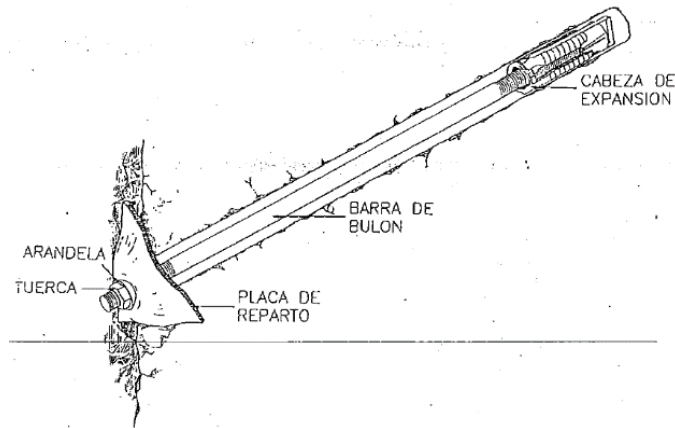


Ilustración 5 – 67: Esquema de un bolón. (C. López Jimeno, 1997)

BAJA CARGA DE CONTACTO: Son anclajes que trabajan por fricción y en la actualidad existen dos tipos: Split-Set y Swellex. Los anclajes Split-Set son pernos de 2.3 mm de espesor y van ranurados en toda su longitud (Ver Ilustración 5 - 68). Según C. López Jimeno, 1997, estos generan un trabajo de soporte inmediato y permiten su deslizamiento antes de la rotura.

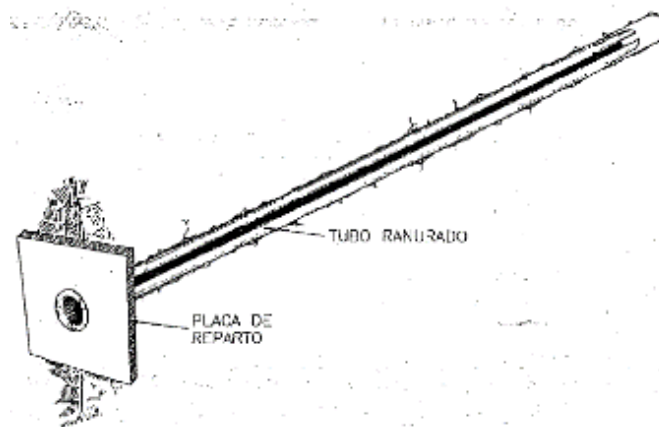


Ilustración 5 – 68: Esquema de un bolón. (C. López Jimeno, 1997)

Por otra parte, los anclajes Swellex tienen diámetros que varían entre 25.5 y 36 mm. Sin embargo, estos tenían un comportamiento frágil, así que se desarrollaron los anclajes Yielding Standar y Yielding Super Swellex, que resisten una fuerza axial de 8 a 19 Ton.

5.3.1.18.16.2. SOSTENIMIENTO CON CONCRETO LANZADO

Una vez ejecutado el saneo del frente de la excavación, se puede proyectar concreto lanzado en toda la superficie del túnel, con el fin de generar un sostenimiento que impida el desprendimiento del macizo rocoso.

El concreto lanzado es una de las principales actividades y de vital importancia en este sistema de sostenimiento, así que, en función de las características de cada macizo rocoso, se tienen diferentes tipos de mortero o concreto, los cuales se mencionan a continuación:

- a) Concreto lanzado.
- b) Mortero lanzado.
- c) Lanzado por vía seca.
- d) Lanzado por vía húmeda.
- e) Concreto o mortero lanzado joven.
- f) Concreto o mortero lanzado tradicional.
- g) Concreto o mortero lanzado especial.
- h) Concreto o mortero con fibras.

Por otra parte, la velocidad del lanzado marca la pauta para establecer el rendimiento de los trabajos, es así como, C. López Jimeno, 1997, establece que existe un lanzado de alta velocidad y un lanzado de baja velocidad. El lanzado de alta velocidad se logra usando una boquilla pequeña y una lata presión de aire, logrando altas compactaciones del concreto y buenos rendimientos de instalación. El lanzado de baja velocidad se

genera cuando se emplea un equipo de alta producción de concreto, combinada con una boquilla amplia o de paso directo. Así mismo, el espesor de la capa de concreto a aplicar es importante a la hora de establecer el rendimiento, ya que de acuerdo a con el tutor de la tesis, este podría variar de 2.0 a 6.0 m³/h para espesores entre 0.60 a 0.10 m respectivamente.

Ahora, la maquinaria para el lanzado que se ha desarrollado en los últimos años, para la proyección del concreto por vía seca y húmeda se describe en la Tabla 5 – 45.

Tabla 5 - 46: Ventajas y desventajas de las cintas transportadoras. (C. López Jimeno, 1997). Elaboración: Autoría propia.

PROYECCIÓN VÍA SECA (DILUIDO)	PROYECCIÓN VÍA HÚMEDA
Sistema de dos cámaras	Sistema de rotor (Flujo diluido)
Sistema de tornillo	Sistema de tornillo (Flujo diluido)
Sistema de rotor (Mas utilizado)	Sistema de tubo flexible (Flujo denso)
	Sistema de émbolos (Flujo denso – Bomba de concreto)

5.3.1.18.16.3. SOSTENIMIENTO CON CERCHAS METÁLICAS

Es un tipo de sostenimiento pasivo, el cual permite hasta cierto límite de deformaciones para cada caso en específico. Es un sistema versátil que tiene un amplio rango de aplicaciones en función del tipo del tipo de terreno del túnel, además, tiene las siguientes características según C. López Jimeno, 1997:

- a) Excelentes propiedades mecánicas a los esfuerzos de tracción y compresión a los que se ve sometido.
- b) Elevado módulo de elasticidad y ductilidad.
- c) Relativa facilidad para su fabricación y moldeado.
- d) Comparado con la madera, son de mayor resistencia, además de mantener las características resistentes en el tiempo mucho mejor que la madera, la cual se degrada.

- e) Es más homogéneo y de fácil control de calidad.
- f) Si no se ha superado el límite elástico, los perfiles son recuperables y reutilizables después de su reconformado en frío, manteniendo sus propiedades resistentes.

Por otra parte, sus inconvenientes son los siguientes:

- a) Elevado costo.
- b) Baja resistencia a la corrosión (Implica emplear métodos de protección).
- c) Alto tiempo de instalación.

Ahora, para este tipo de sostenimiento, se definen 3 tipos:

- a) **SOSTENIMIENTO RÍGIDO DE ACERO:** Normalmente se emplea en terrenos cuya expansión es de poca importancia y que a su vez el macizo rocoso no ejerza altas presiones. Su principal función es evitar la caída de bloques y generalmente se instalan elementos tipo viga, arcos, anillos o arcos circulares.

Para el efecto se usan arcos de acero, sostenimiento con anillos de acero, sostenimiento con vigas de acero laminado, en algunos casos secciones usadas, sostenimiento con vigas en sección H.

En algunos casos, cuando el macizo rocoso es de bajas propiedades geomecánicas se debe emplear solera de entibación con el fin de desarrollar una entibación cerrada que se encargue de todos los esfuerzos generados por el perímetro del túnel.

Con base en lo anterior, a continuación, se proponen dos métodos para el cálculo de entibación metálica:

1. Método Hoek & Brown

Se enfoca en tener en cuenta los principios de túneles circulares en función del radio del túnel. Se una vez calculada la presión de soporte en el túnel, se debe instalar un soporte capaz de resistir dicha presión, mediante la siguiente ecuación:

$$PS_{max} = \frac{3}{2} * \frac{\sigma_{ys}}{SR\theta} * \frac{A_s * I_s}{3I_s + DA_s[R - (tb + 0.5D)] * (1 - \cos \theta)}$$

Donde:

PS_{max} = Presión de soporte máxima que aportan los arcos circulares (MPa).

σ_{ys} = Limite elásticos del acero (MPa).

S = Espaciamiento entre arcos (m).

R = Radio de excavación del túnel.

θ = Mitad del ángulo entre bloques de madera (Para el concreto lanzado se asume un valor bajo de 0.05).

I_s = Momento de inercia de la sección del arco (cm⁴).

D = Ancho del perfil metálico (m).

A_s = Área del perfil del arco metálico (m²).

tb = Espesor de bloque de apoyo = Espesor de capa primaria de concreto lanzado.

2. Método de arcos cedentes

Es un método considerado como soporte biarticulado sobre el cual actúa una carga uniforme. Con base en la teoría de resistencia de materiales se debe calcular el máximo momento flector W_{xx} generado por la carga del túnel, con el fin elegir un tipo de arco. El M_{xx} se calcula así:

$$W_{xx} = 0.09 * q * R^2 / * 1.5 *$$

- b) **SOSTENIMIENTO DEFORMABLE O DESLIZANTE EN ACERO:** Se conforma de 3 o más segmentos de acero que se deslizan entre sí, empalmados mediante uniones de tornillo. (Ver Ilustración 5 - 69).

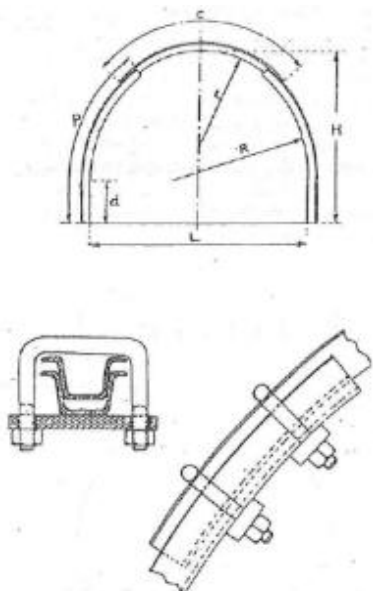


Ilustración 5 – 69: Esquema de sostenimiento deformable. (C. López Jimeno, 1997)

De acuerdo con las características de cada diseño, el espaciado de los arcos se puede calcular de la siguiente manera:

$$P_i = (1 - \text{sen}\phi)\sigma_x \left(\frac{a}{b}\right)^{f(\phi)-1}$$

Donde:

P_i = Presión radial uniforme sobre el sostenimiento.

ϕ = Ángulo de fricción interno de la roca.

σ_x = Presión del terreno equivalente a la presión de profundidad σ_z .

a = Radio final (Estimado).

b = Radio de la zona fracturada (Asumido).

$f(\phi)$ = Valores definidos según la roca.

El valor $f(\phi)$ se define mediante la Tabla 5 - 46:

Tabla 5 - 47: Valores de $f(\phi)$. (C. López Jimeno, 1997).

ϕ	20°	26°	30°	37°	42°	46°	49°	51°	55°
Tan ϕ	0.36	0.47	0.57	0.75	0.90	1.03	1.15	1.23	1.43
$f(\phi)$	2	2.5	3	4	5	6	7	8	10

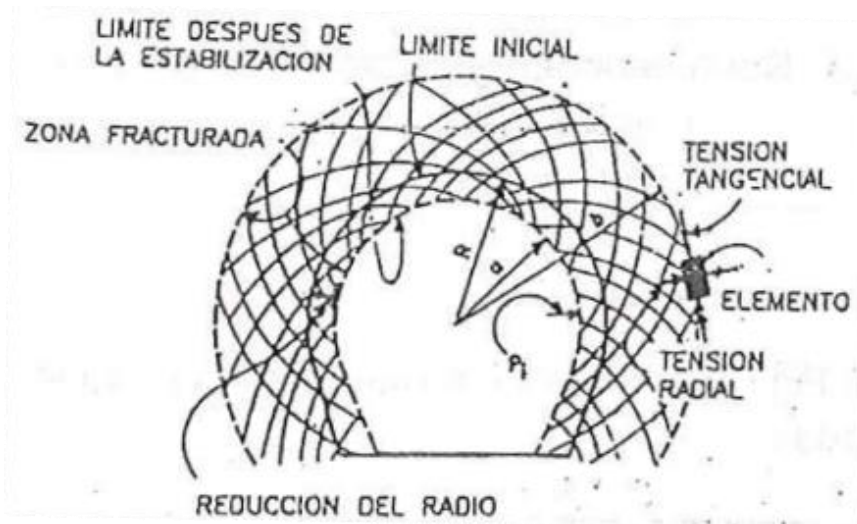


Ilustración 5 – 70: Disminución del diámetro interior de una excavación con el aumento de la zona clásica. (C. López Jimeno, 1997)

Con base en lo anterior y asumiendo que la presión es uniformemente distribuida alrededor del perímetro de la excavación de acuerdo con lo establecido por C. López Jimeno, 1997, la carga en cada elemento entibado se estima con la siguiente ecuación:

$$F = P_i * a * s$$

Donde:

P_i = Presión radial uniforme sobre el sostenimiento.

a = Radio nominal de la excavación.

s = Espaciamiento entre cuadros.

A continuación, en la Ilustración 5 - 71, se muestra un esquema de espaciamiento para arcos deslizantes.

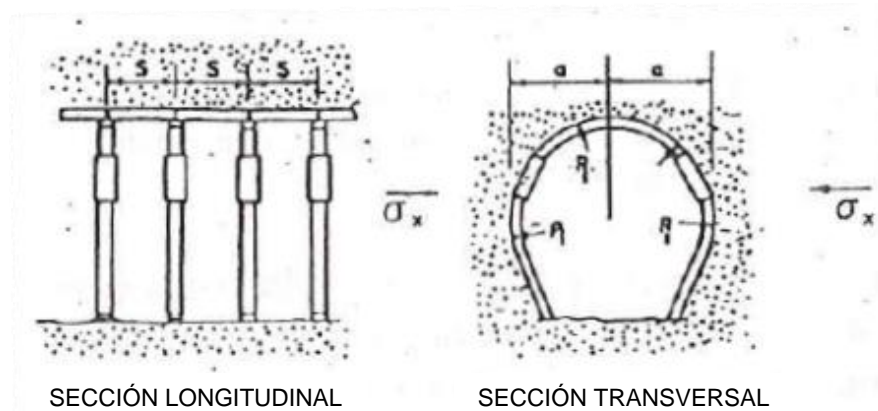


Ilustración 5 – 71: Disminución del diámetro interior de una excavación con el aumento de la zona clástica. (C. López Jimeno, 1997)

C. López Jimeno, 1997, describe que existe una relación entre el radio de la zona clástica y el radio final, la cual matemáticamente se define mediante la siguiente ecuación:

$$a^2 = b^2 - K * (b^2 - R^2)$$

Donde:

K = Coeficiente de expansión volumétrica.

R = Radio inicial de la excavación.

- c) VIGAS RETICULADAS: Es un sistema de sostenimiento temporal que se adapta a cualquier sección de túnel, compuestos por varillas reticuladas. Este sistema cumple una doble función: la primera es sostener el macizo rocoso susceptible a desprendimiento. La segunda es absorber las deformaciones de la roca, en el momento de que se presente la liberación de tensiones. En la Ilustración 5 - 72, se muestra una máquina de entibación con protección contra desprendimientos y en la Ilustración 5 - 73, se muestra un esquema de una sección de un túnel con un equipo de entibación.

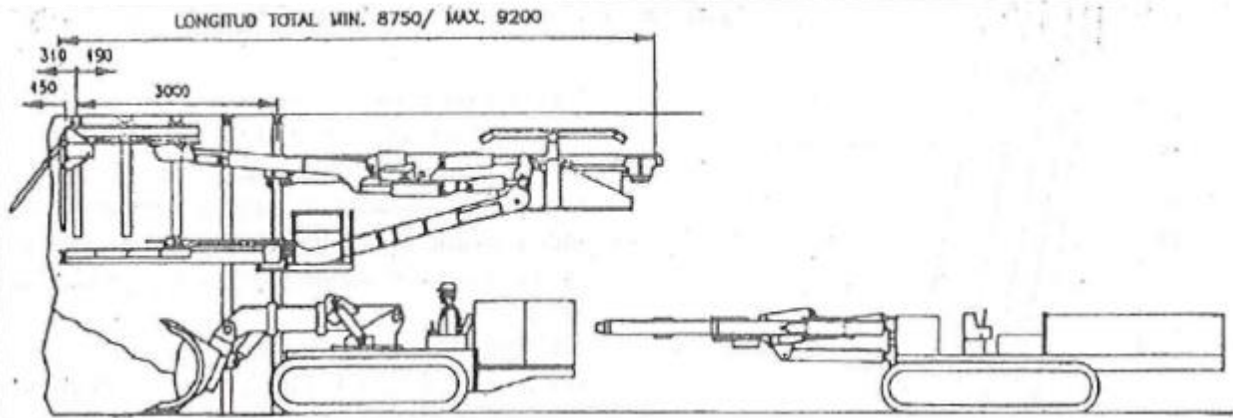


Ilustración 5 – 72: Máquina de entibación con protección contra desprendimientos. (C. López Jimeno, 1997)

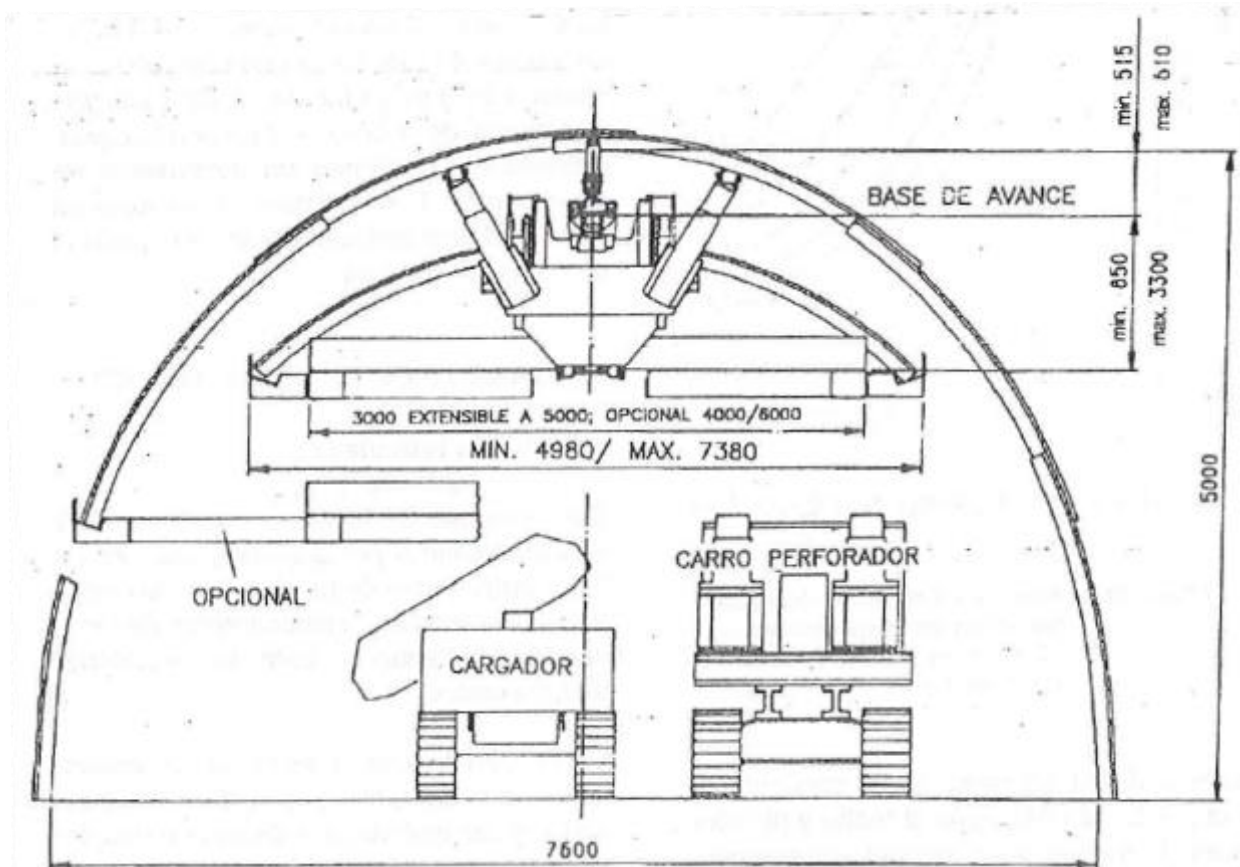


Ilustración 5 – 73: Sección de un túnel y un equipo de entibación con las fases de ensamblaje del cuadro. (C. López Jimeno, 1997)

5.3.1.18.16.4. ENFILAJES

Son una serie de elementos que se implementan en los frentes de excavación para sostener el macizo rocoso de mala calidad y se construyen mediante una perforación en el sentido perpendicular a la sección del túnel en la bóveda, con el fin de disminuir el esfuerzo por efecto de la cobertura, soportar el macizo mientras se ejecutan trabajos de excavación y disminuir deformaciones. Existen 3 tipos de enfilajes:

- a) ENFILAJES LIGEROS: Se proyectan en macizos cuando el valor de la clasificación RMR varía entre 35 y 40. Se componen de varillas de acero lisa o corrugadas.
- b) ENFILAJES PESADOS: Cuando la estabilidad del túnel está en riesgo por la excavación se proyectan este tipo de enfilajes. Suelen ser micropilotes ejecutados con tubería autoperforante, ranurada a lo largo para posteriormente realizar la inyección de lechada.
- c) PARAGUAS DE JET GROUTING: Se ejecuta una inyección generalmente de lechada a alta presión, con el fin de fallar el terreno y generar una mezcla sólida la cual mejorará las condiciones iniciales del macizo. Se usa en macizo con baja cohesión, rocas meteorizadas o de aja cementación.

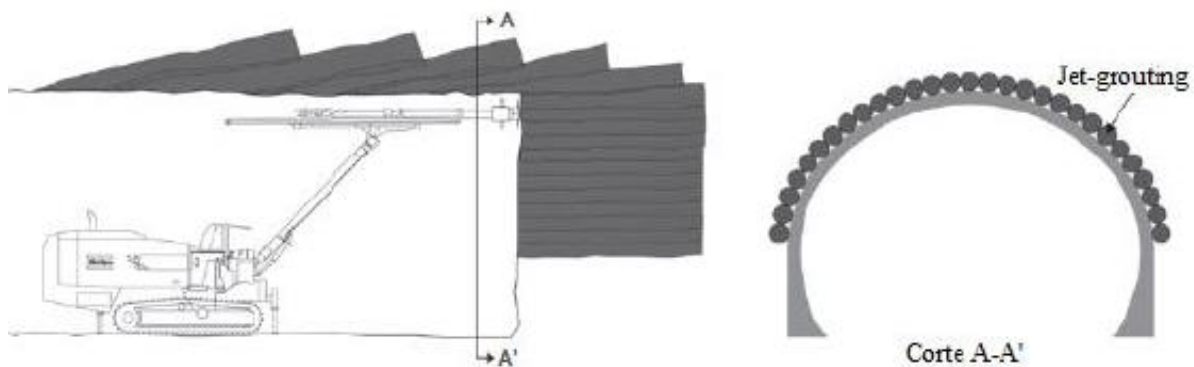


Ilustración 5 – 74: Paraguas de Jet Grouting. (Secretaría de Comunicaciones y Transporte, 2016)

5.3.1.18.16.5. INYECCIONES DE CONSOLIDACIÓN

Para los casos donde el macizo rocoso es de caracterizas geomecánicas bajas y el terreno tiene poco tiempo de estabilización sin soporte, es necesario ejecutar inyecciones de consolidación por delante del frente de la excavación con el fin de excavar la sección de manera fácil y segura. El objetivo de estas inyecciones es aumentar la resistencia del macizo para que los esfuerzos no sobrepasen la envolvente de falla, hablando en términos de criterio de falla Mohr-Coulomb. Así mismo, las inyecciones aumentan el módulo de elasticidad del macizo rocoso y por ende el macizo puede desarrollar mayores deformaciones sin fallar.

Para el diseño de las inyecciones, usualmente se realiza un cálculo ponderando el módulo del macizo con el módulo de las inyecciones en función del área de la sección con el área de las inyecciones, para así obtener un módulo elasticidad mejorado.

5.3.1.19. GUÍA TÉCNICA DE CÁLCULO DE RENDIMIENTO

A través del siguiente enlace, pueden visualizar un ejemplo de aplicación de la guía de cálculo para el sistema de excavación mediante perforación y voladura.

- ✓ https://pruebacorreoescuelaingeduco-my.sharepoint.com/:b:/g/personal/diego triana-c_mail_escuelaing_edu_co/EaOD0nHyb-VOoUI1sH-fOTUB0jISDfY5_G-21Njcl8V8jw?e=AvQrhe

5.3.2. ROZADORAS

Durante varios años se buscó la manera de implementar un equipo en la excavación de túneles que, desarrollará una producción de corte elevada en poco tiempo, dependiera rocas duras de manera rápida, realizará trabajos en distintos tipos de sección y que avanzará en diferentes tipos de macizo rocoso, ya sea de buenas o malas condiciones. En la Ilustración 5 – 75 se muestra una rozadora de primera generación, fabricada en los años 40, de acuerdo a lo descrito por López Jimeno et al., 2012.

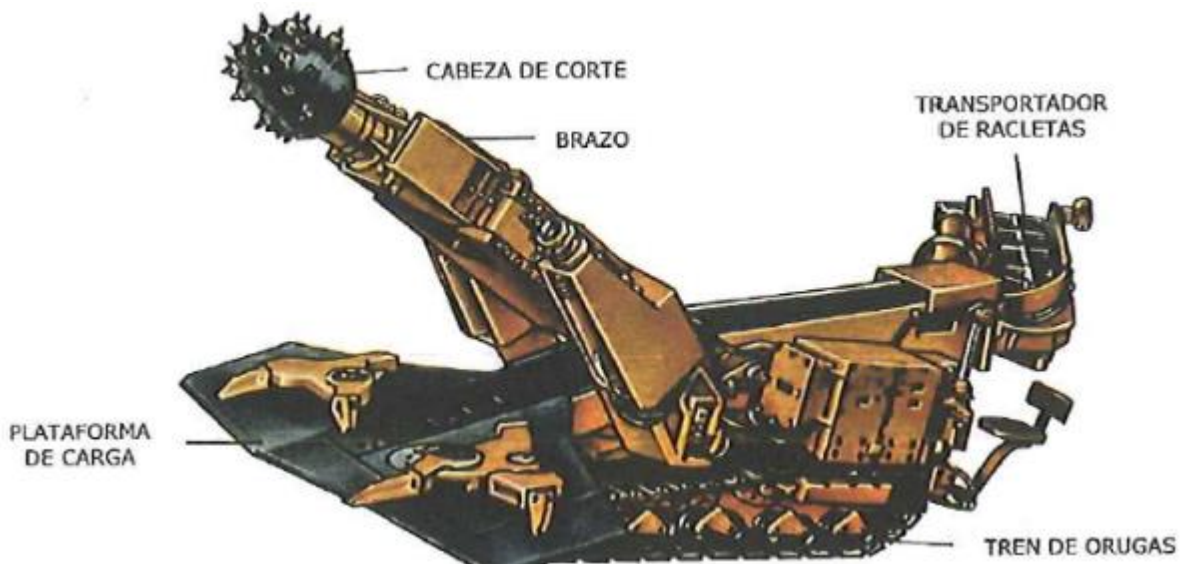


Ilustración 5 – 75: Rozadora de primera generación de fábrica soviética. (Carlos López Jimeno et al., 2012)

A continuación, en la Tabla 5 – 47, se describen las ventajas de realizar excavación con rozadoras:

Tabla 5 - 48: Ventajas principales de la excavación con rozadoras. (Carlos López Jimeno et al., 2012)

Excavación continua.	Lenta distribución de tensiones con el tiempo
Ausencia de ondas de choque de voladuras.	No se activan planos de discontinuidad o debilidad. Protección de las estructuras subterráneas o de superficie.
Retraso de inicio de la deformación de la roca.	La decisión del momento en que se aplican las medidas de sostenimiento de la roca se toma más libremente.
Mejora de la calidad efectiva del macizo rocoso.	Ahorro de sostenimiento del terreno y revestimiento de túnel. Mejora del comportamiento del túnel a largo plazo,
Sobre-excavación mínima.	Menores costes de concreto lanzado y revestimiento final.

Así mismo, en la Tabla 5 – 48 se describen con detalle otras ventajas del uso de rozadoras, en comparación con otras técnicas de excavación en túneles.

Tabla 5 - 49: Otras ventajas de la excavación con rozadoras. (Carlos López Jimeno et al., 2012).
Elaboración: Autoría propia.

Flexibilidad y movilidad	Fácil maniobrabilidad: Pueden efectuar distintas secciones, cambios de trazado, excavaciones transversales. Amplio rango y límites de excavación.
Logística	No se precisa grandes espacios para el montaje y desmontaje. Son más accesibles para mantenimiento en comparación con una TBM.
Costo de excavación	

Tabla 5 - 50: Continuación. Otras ventajas de la excavación con rozadoras. (Carlos López Jimeno et al., 2012). Elaboración: Autoría propia.

Reducida inversión	Comparada con una TBM para una misma sección, varía entre un 15 a 30 %, en comparación con la inversión inicial de un TBM.
Ventilación	El frente de excavación se ventila más rápidamente.
Accesibilidad al frente	Acceso rápido el frente de excavación para su inspección y aplicación de sostenimiento
Movilización	Rápida y fácil.
Reutilización	Su versatilidad es un valor adicional.
Menores afecciones al entorno	En comparación con el sistema de perforación y voladura, el perfilado es exacto, menor alteración al macizo rocoso, ausencia de vibraciones.

5.3.2.1. CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL EQUIPO DE ROZADO

En general todas las rozadoras tienen un diseño estándar, debido a las experiencias obtenidas en diferentes proyectos, en cuanto a espacios reducidos y comodidad en mantenimiento y reparación. De acuerdo a lo descrito por López Jimeno et al., 2012, se contemplan los siguiente componentes principales en una rozadora:

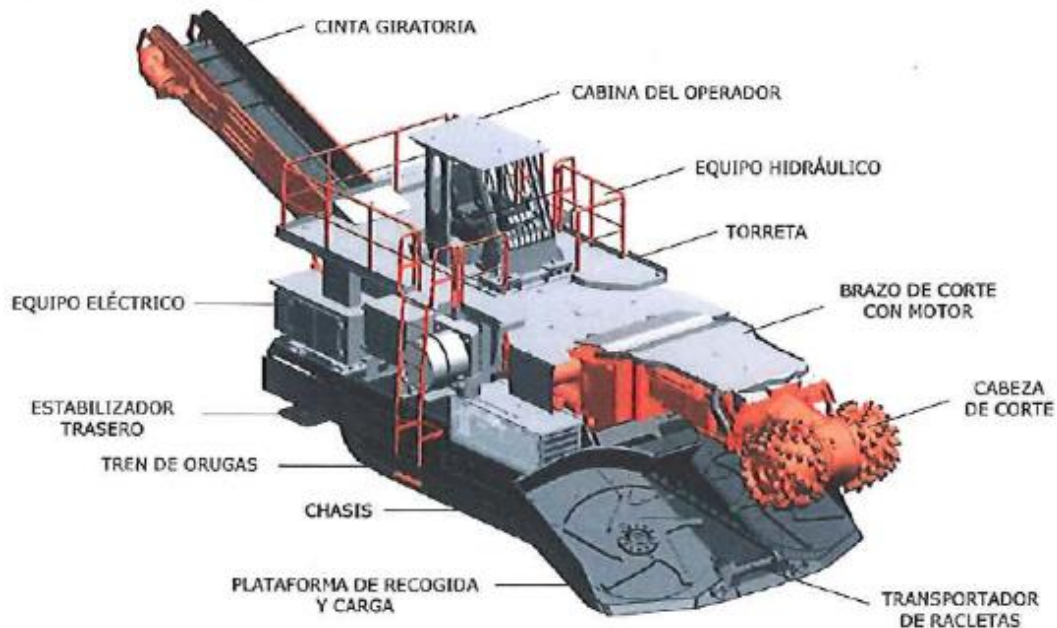


Ilustración 5 – 76: Rozadora de primera generación de fábrica soviética. (Carlos López Jimeno et al., 2012)

- a) CHASIS: Es el soporte y elemento de ensamble de todos los demás componentes de la rozadora.
- b) TREN DE RODAJE: Es un sistema de orugas de tipo rodillo, las cuales ofrecen varias ventajas en la maniobrabilidad del equipo.
- c) BRAZO CORTADOR: Compuesto por un motor de corte, transmisión y cabeza de corte.
- d) DISPOSITIVO DE GIRO: Realiza los movimientos del brazo rozador.
- e) EQUIPO ELÉCTRICO: Comprende el sistema de motores, dispositivo de mando, cables e instalación de alumbrado. Como ejemplo, en la Tabla 5 - 50, se describe la distribución de la potencia de un equipo de rozado AHM 105 ICUTROC de la casa Sandvik.

Tabla 5 - 51: Continuación. Otras ventajas de la excavación con rozadoras. (Carlos López Jimeno et al., 2012). Elaboración: Autoría propia.

Potencia total de los motores eléctricos	555 KW
Motor de la cabeza de corte	300 KW
Motor de accionamiento del sistema hidráulico	150 KW
Motores del sistema de desescombro	2x36 KW
Motores de la cinta de descarga	2x11 KW
Bomba de agua de alta presión	11 KW

- f) SISTEMA HIDRÁULICO: Compuesto por bombas, depósito hidráulico, sistema de conducción, control y regulación.
- g) CABEZA DE CORTE: Parte de la rozadora donde se aplica toda la potencia del motor de corte, así como el peso de la máquina. Para el efecto, se distinguen dos sistemas de trabajo de acuerdo con la geometría y movimiento de la cabeza de corte:

Tabla 5 - 52: Continuación. Otras ventajas de la excavación con rozadoras. (Carlos López Jimeno et al., 2012). Elaboración: Autoría propia.

<p>CABEZA DE CORTE LONGITUDINAL O AXIAL (MILLING)</p>	
<p>CABEZA DE EJE TRANSVERSAL (RIPPING)</p>	 <p>Para este sistema de trabajo, el corte es perpendicular al frente de excavación. Las velocidades de la cabeza varían entre 45 y 100 r/min. Mirando la maquina desde la parte posterior, la cabeza gira en sentido antihorario.</p> <p>Las cabezas giran alrededor de un eje paralelo. Las velocidades de la cabeza varían entre 20 y 65 r/min. Mirando la maquina desde la parte posterior, la cabeza gira hacia adelante.</p>

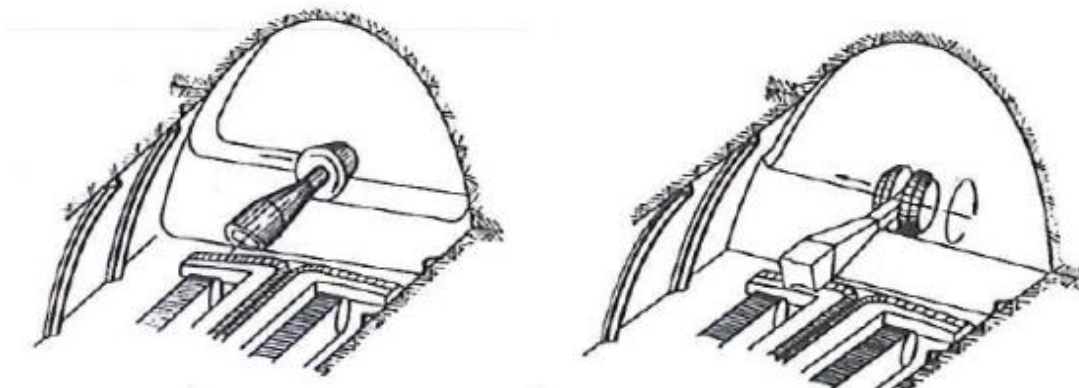


Ilustración 5 – 77: Sistema de trabajo axial y transversal. (Carlos López Jimeno et al., 2012).

Con respecto a los dos sistemas de trabajo, el perfilado de la excavación es más perfecto, con las cabezas axiales, en comparación con la cabeza transversal, debido a la geometría de las cabezas que no permite sobreexcavaciones exageradas.

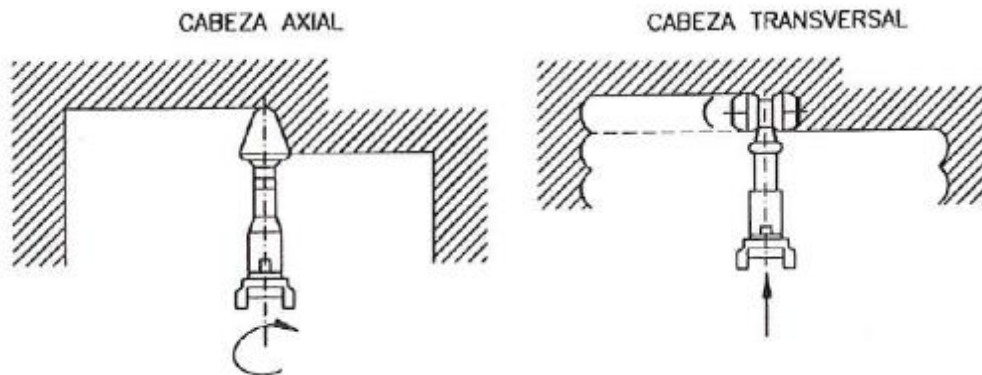


Ilustración 5 – 78: Perfil de excavación del sistema axial y transversal. (Carlos López Jimeno et al., 2012).

Ahora, suponiendo que el sistema de cabeza axial se debe anclar a los hastiales del túnel, el rendimiento disminuye alrededor de un 25% con respecto al sistema de cabeza transversal, de acuerdo a lo mencionado por López Jimeno et al., 2012. Cabe resaltar que, el sistema de cabeza axial avanza mejor que el sistema de cabeza transversal para un mismo macizo rocoso, debido a que la punta del sistema axial penetra mucho mejor. Una vez este la punta dentro del macizo se podrá cortar en la dirección donde se evidencia una zona débil.

h) SISTEMA DE RECOGIDA Y CARGUE: Según López Jimeno et al., 2012, existen 4 tipos de sistemas que recogen el material del frente de la excavación:

1. Brazos recolectores: El material rozado cae sobre una plataforma que dirige la rezaga mediante unos brazos hacia el transportador de regleta.

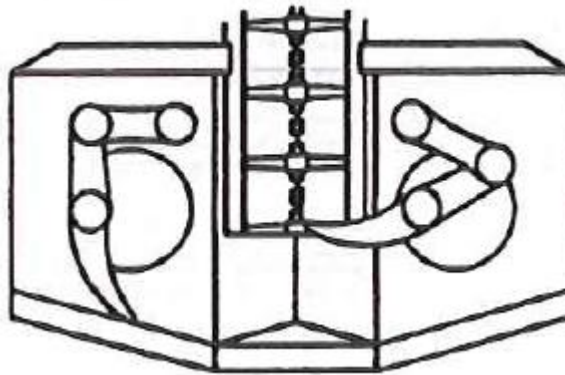


Ilustración 5 – 79: Brazos recolectores. (Carlos López Jimeno et al., 2012).

2. Ruedas recolectoras: Es un sistema de ruedas giratorias con varios brazos, los cuales giran en sentido contrario y llevan el material al transportador.

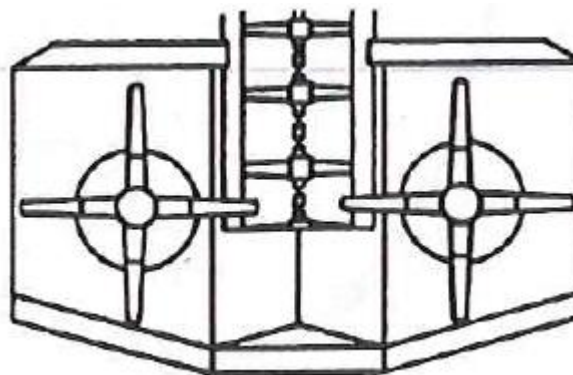


Ilustración 5 – 80: Ruedas recolectoras. (Carlos López Jimeno et al., 2012).

3. Discos giratorios: Se compone de 2 discos que llevan la rezaga al trasportador a través de las nervaduras de cada disco.

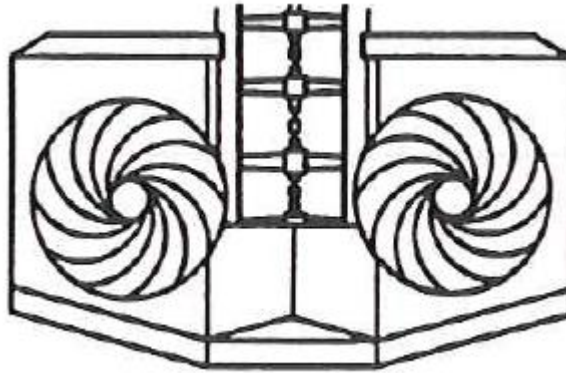


Ilustración 5 – 81: Discos giratorios. (Carlos López Jimeno et al., 2012).

4. Cargador de racletas: Si el material es poco abrasivo y contiene pocos bloques, es posible que se realice el cargue mediante uno o dos carruseles continuos de racletas.

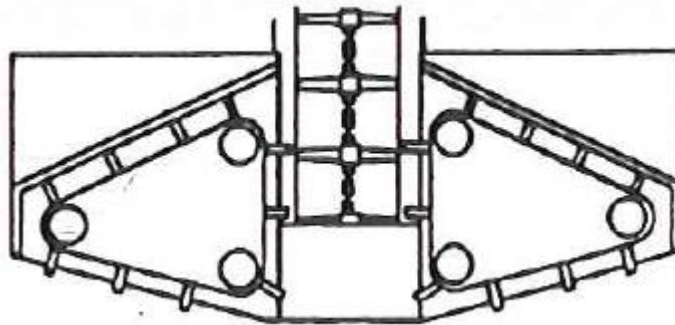


Ilustración 5 – 82: Cargador de racletas. (Carlos López Jimeno et al., 2012).

- i) SISTEMAS ESPECIALES: Actualmente existen rozadoras que están compuestas por un brazo cortador y cargador que trabajan simultáneamente. El brazo a medida que se desplaza rozando el macizo rocoso, el material cae sobre un sistema transportador de racletas.

Una de las ventajas de este sistema, es que son usados en secuencias complejas de excavación. Dado que el sistema no está vinculado a una plataforma de carga, las condiciones de excavación y avance son más favorables. Sin embargo, los rendimientos son limitados, debido a que la potencia del motor se divide entre la actividad de corte y carga.

Por otra parte, el traspaso de la rezaga al equipo de transporte que lo evacuará al exterior del túnel estará en función de este. Por ejemplo, para el uso de camiones, se implementa una cinta transportadora. (Ver Ilustración 5 - 83).



Ilustración 5 – 83: Cinta transportadora de descarga de la casa Sandvik. (Carlos López Jimeno et al., 2012).

En el caso que la sección del túnel sea pequeña y si el transporte del material se realiza con vagones, la transferencia se realiza con cintas transportadoras en puente, siendo la solución más conveniente de acuerdo a lo descrito por López Jimeno et al., 2012.

5.3.2.2. PROPIEDADES GEOMECÁNICAS QUE INFLUYEN EN LA ROZABILIDAD

La estimación del rendimiento de la actividad de rozado está en función de las siguientes propiedades geomecánicas de la roca, las cuales ya fueron definidas anteriormente en el capítulo de perforación y voladura:

- Resistencia a la compresión simple.
- Ensayo de carga puntual e índice de resistencia a la carga puntual.
- Ensayo a tracción uniaxial o ensayo brasileño (UTS o BTS).
- Tenacidad y plasticidad de la roca.
- Índice de abrasividad de CERCHAR (CAI).
- Contenido de cuarzo equivalente (EQC).
- Índice de abrasividad $F_{SCHIMAZEK}$.

Por otra parte, es de resaltar que, las discontinuidades presentes en los macizos rocosos influyen también el proceso de rozado. Según López Jimeno et al., 2012, si el espaciamiento es del tamaño de la cabeza de corte de la rozadora o inferior, se genera un efecto de reducción en la fuerza cortante del macizo. (Ver Ilustración 5 - 84).

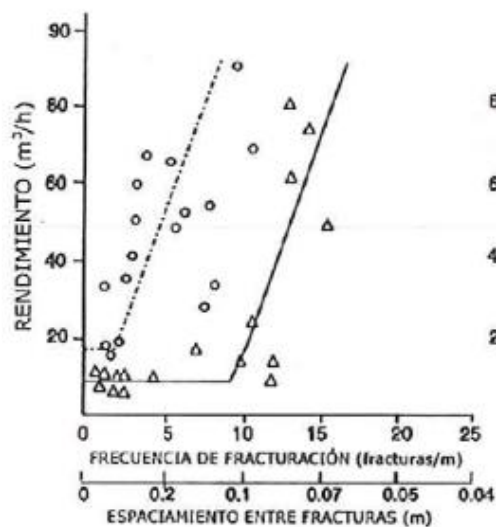


Ilustración 5 – 84: Rendimiento de la rozadora en función de la frecuencia de las discontinuidades.(Carlos López Jimeno et al., 2012)

5.3.2.3. HERRAMIENTAS DE CORTE

También conocidas como picas, las herramientas de corte son las encargadas de realizar la rotura de la roca, aplicando toda la energía generada por la maquina en un mismo punto.

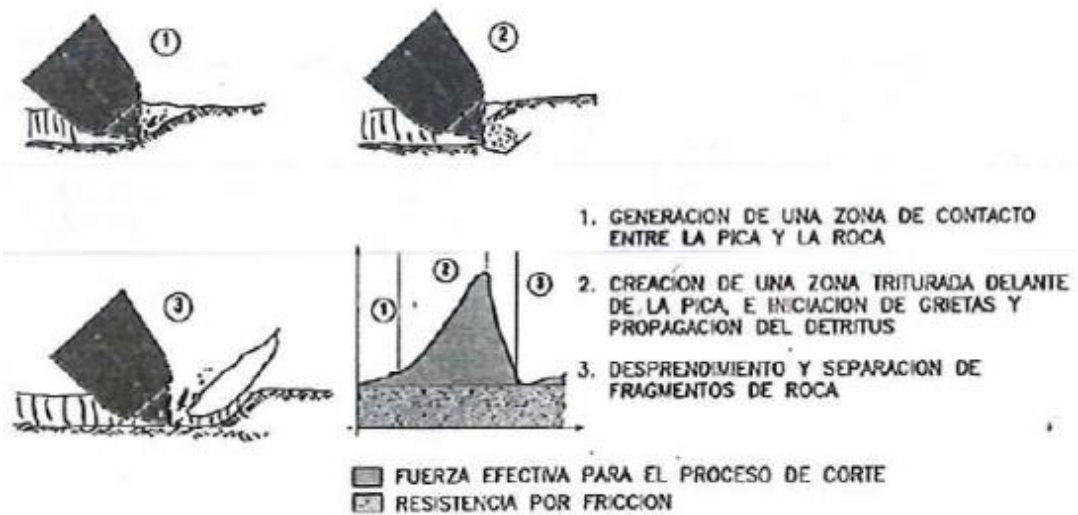


Ilustración 5 – 85: Desintegración de la roca bajo la acción de una pica. (Carlos López Jimeno et al., 2012)

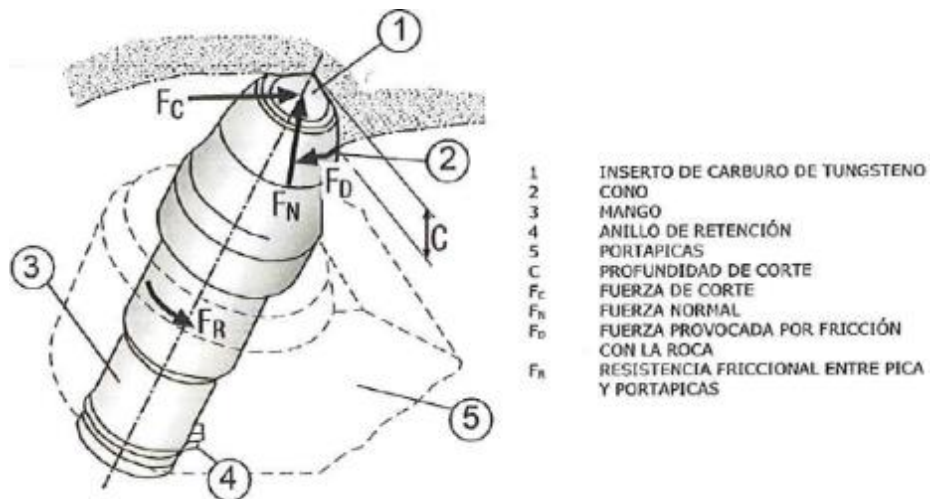


Ilustración 5 – 86: Pica tangencial o de ataque puntual, parámetros de diseño. (Carlos López Jimeno et al., 2012)

5.3.2.3.1. TIPOS DE PICAS

Según López Jimeno et al., 2012, existen dos tipos de picas con características específicas, las cuales se describen en la Tabla 5 - 52:

Tabla 5 - 53: Tipos de picas. (Carlos López Jimeno et al., 2012). Elaboración: Autoría propia.

PICAS RADIALES	PICAS TANGENCIALES
Se usan exclusivamente en el arranque para trabajos en rocas blandas.	Tiene una forma cónica y esta diseñadas para soportar la fricción con la roca
Tiene un filo de corte constituido por una pastilla de carburo de tungsteno o widia.	La vida útil de la herramienta es mayor, debido a la posición de las picas.

Es de anotar que, el número de picas que debe conformar una cabeza de corte debe ser la menor posible, dado que un número elevado genera una mayor presión de corte, por ende, la potencia disminuye.

Por otra parte, con el fin de reducir el polvo generado por las picas, generalmente las cabezas de corte van complementadas con sistemas de aspersion de agua. Los chorros de agua han demostrado ser muy eficientes, de acuerdo a que se desarrollan las siguientes características, según López Jimeno et al., 2012:

- a) Reducen en algunos casos hasta el 95% el polvo generado durante el rozado.
- b) Aumentan la duración de las picas, gracias a la refrigeración de las mismas.
- c) Reducen las chispas que pueden producir la ignición en atmosferas explosivas.
- d) Aumentan los rendimientos de arranque en determinadas circunstancias.
- e) Disminuyen las vibraciones de la máquina.
- f) Solo se consume agua, cuando las picas entran en contacto con el macizo rocoso.

5.3.2.4. TIPOS DE ROZADORAS

5.3.2.4.1. ROZADORAS DE BRAZO

Este tipo de máquina está compuesta por un brazo móvil complementado en su extremo con una cabeza de corte o piña. El otro extremo se acopla a un sistema de torreta giratoria que permite movimientos horizontales, mientras que con unos cilindros hidráulicos se pueden efectuar movimientos verticales, pudiendo realizar el rozado de todo el frente de excavación. (Ver Ilustración 5 - 87).



Ilustración 5 – 87: Rozadora de brazo. (Carlos López Jimeno et al., 2012)

5.3.2.4.2. ROZADORAS DE TAMBOR

En comparación con la rozadora de brazo, la cabeza de corte se reemplaza por un cilindro horizontal complementado con un sistema de picas de corte, que giran en un eje paralelo al frente. Estas máquinas se emplean generalmente en minería de rocas blandas.



Ilustración 5 – 88: Rozadora de tambor. (Carlos López Jimeno et al., 2012)

5.3.2.4.3. ROZADOR DE CADENAS

La cabeza de corte de estas máquinas está compuesta por un cuerpo portador de cadenas de corte, donde están instalados los portapicas. La penetración del frente de excavación se efectúa mediante la fuerza que ejecuta el chasis, el cual es impulsado hidráulicamente. El sentido de corte es ascendente.



Ilustración 5 – 89: Rozadora de cadenas. (Carlos López Jimeno et al., 2012)

5.3.2.4.4. EQUIPOS ESPECIALES

Actualmente el mercado ofrece equipos especiales que realizan trabajos específicos, los cuales se describen a continuación:

- a) **MINIROZADORA:** Máquina con un brazo articulado y giratorio, que es empleada en la apertura de galerías pequeñas, con anchos entre 2.5 y 4.5 m, y alturas entre 2.0 y 3.4 m. (López Jimeno et al., 2012).

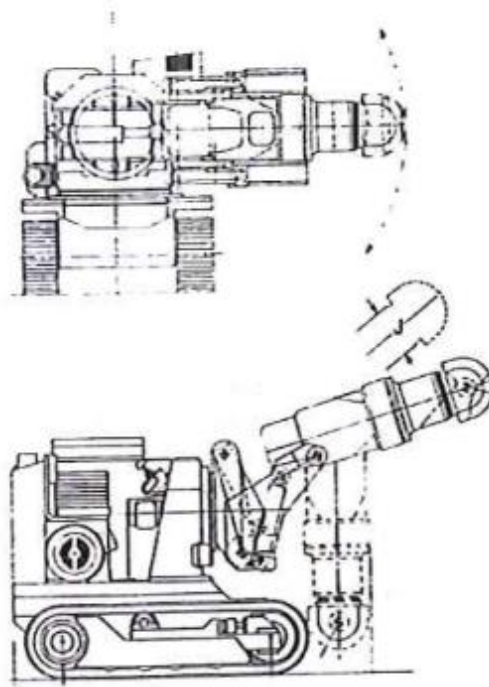


Ilustración 5 – 90: Minirozador. (Carlos López Jimeno et al., 2012)

- b) **EXCAVADORA CON BRAZO CORTADOR:** Es un sistema combinado de máquina excavadora con una máquina cargadora. Se usa especialmente cuando el sistema de carga no es eficiente para el túnel o por dimensiones no tiene maniobrabilidad.

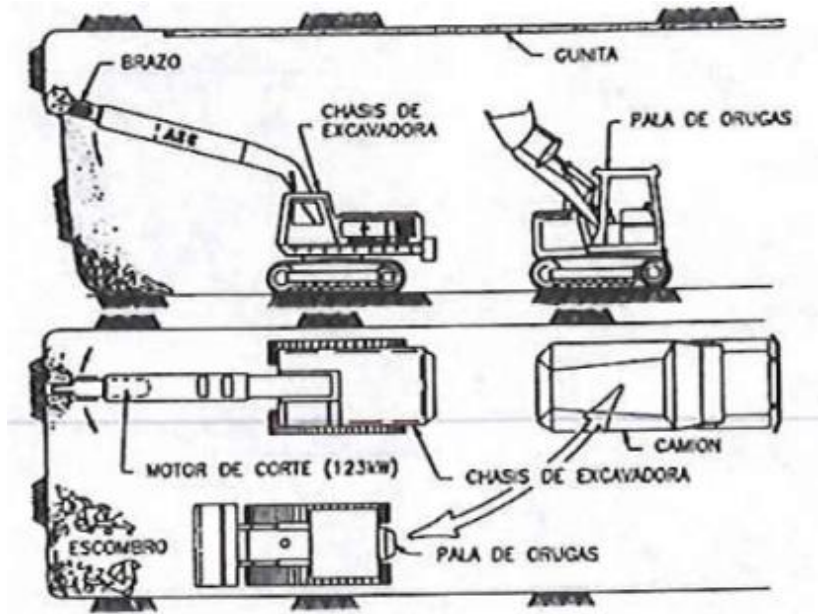


Ilustración 5 – 91: Excavadora con brazo cortador. (López Jimeno et al., 2012)

- c) ROZADORA DE RUEDAS: Maquina compuesta por un brazo rozador adaptada a un cargado LHD.

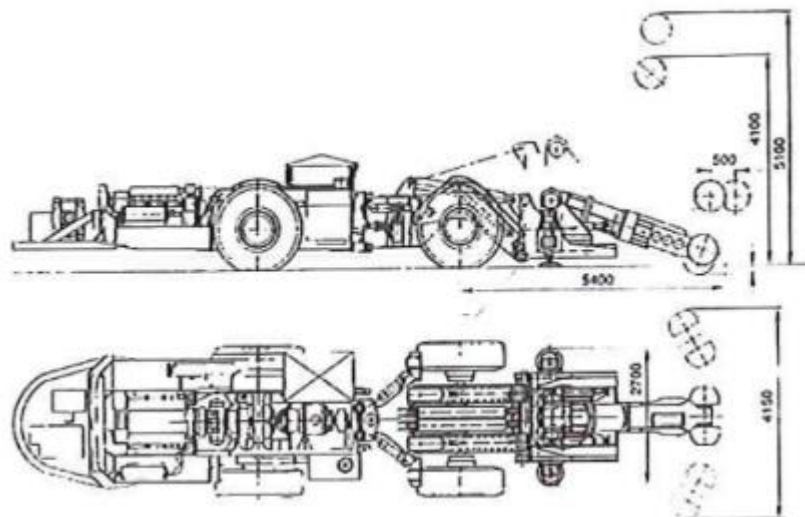


Ilustración 5 – 92: Rozadora de ruedas. (Carlos López Jimeno et al., 2012)

5.3.2.4.5. ROZADORAS DE SECCIÓN PLENA

Son rozadoras que tienen un diseño especial en el frente, donde se acoplan todo un mecanismo de corte al tamaño de la sección del túnel y lo excava simultáneamente. Si la bóveda del túnel tiene problemas de estabilidad, López Jimeno et al., 2012, recomienda usar este tipo de equipos. (Ver Ilustración 5 - 93 e Ilustración 5 - 94).

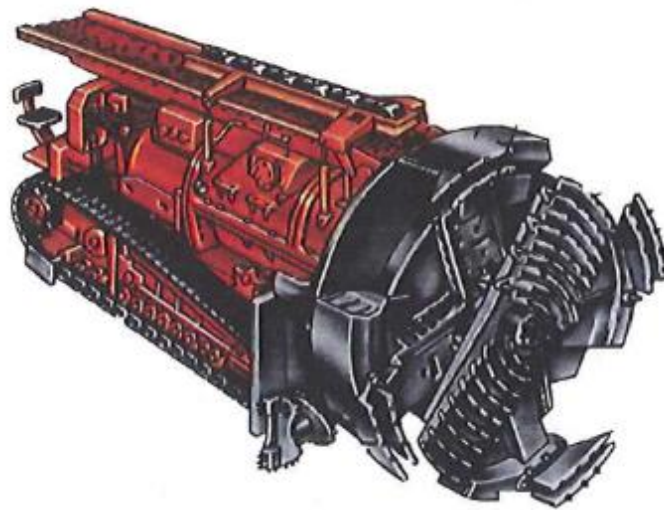


Ilustración 5 – 93: Rozadora Borer de fabricación rusa. (Carlos López Jimeno et al., 2012)

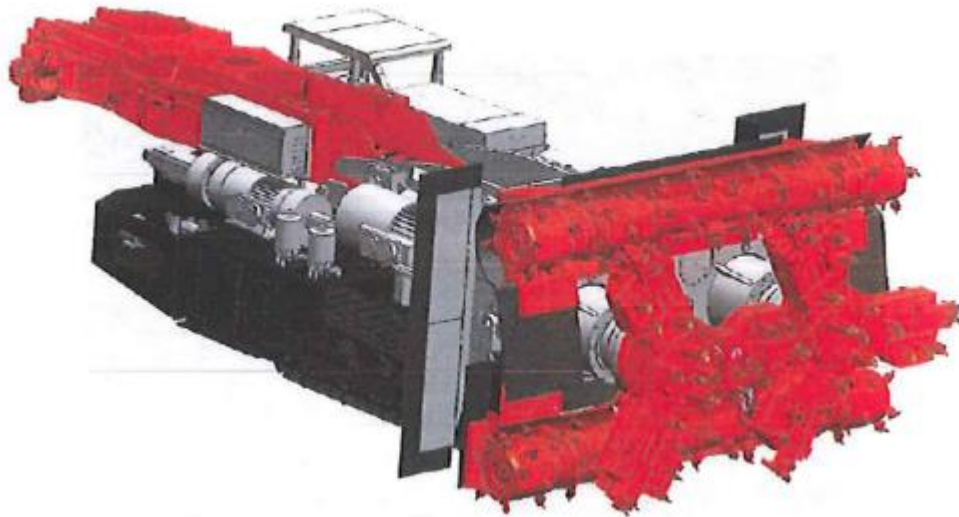


Ilustración 5 – 94: Rozadora Borer MF 420. (Carlos López Jimeno et al., 2012)

5.3.2.4.6. ROZADORAS DE SUPERFICIE

También llamadas rozadoras horizontales, que se clasifican en tambor de corte y tambor frontal. Las primeras consisten en un chasis montado sobre unas orugas, donde el sistema de corte se ubica entre las orugas, en el centro de la máquina, y va perfilando la vía por donde va transitando. El otro tipo de rozadoras horizontales llamadas tambor frontal, son direccionadas hidráulicamente, ajustando la dirección y profundidad de corte. (Ver Ilustración 5 - 95).

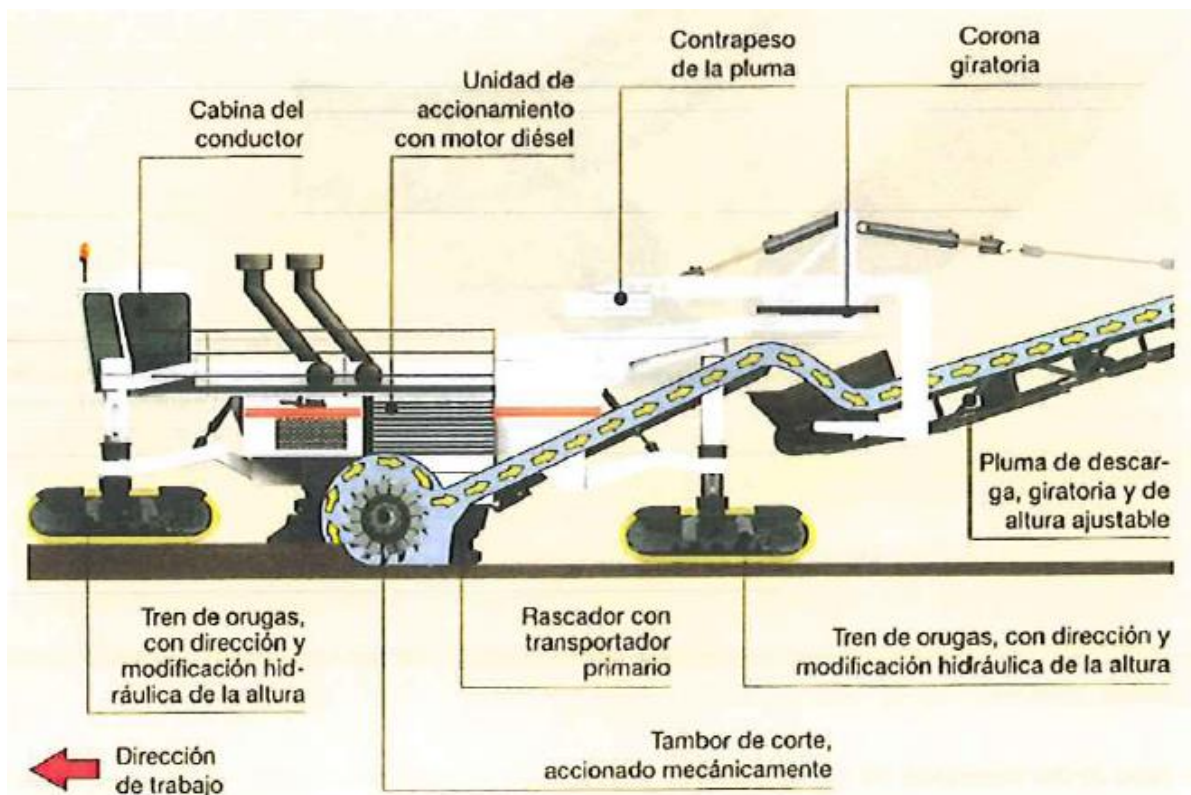


Ilustración 5 – 95: Esquema de una rozadora de superficie. (Carlos López Jimeno et al., 2012)

5.3.2.5. CRITERIOS DE SELECCIÓN DE UNA ROZADORA

En la Tabla 5 - 53, se describen tres grupos de parámetros que se deben tener en cuenta, a la hora de elegir una rozadora:

Tabla 5 - 54: Parámetros para elegir una rozadora. (López Jimeno et al., 2012). Elaboración: Autoría propia.

PARÁMETROS RELACIONADOS CON LA MAQUINA	PARÁMETROS RELACIONADOS CON EL DISEÑO DE LAS HERRAMIENTAS DE CORTE	PARÁMETROS RELACIONADOS CON LAS CARACTERÍSTICAS DEL MACIZO ROCOSO
La longitud, altura y ancho, que determinan las relaciones geométricas entre los componentes más importantes.	Tipo y constitución.	Estructura cristalina.
El peso total que, junto con la geometría de los componentes principales, determina la localización del centro de gravedad, y por tanto, su estabilidad.	Disposición geométrica en relación con la superficie a cortar.	Dureza.
La potencia, o par aplicado, proporcionada a la cabeza de corte.	Velocidad periférica o tangencial de la cabeza con la que las herramientas de corte atacan el macizo.	Abrasividad.
El empuje que la máquina puede aplicar a la cabeza de corte	Espacio horizontal y radial o angular entre picas.	Resistencia a la compresión simple.
El principio de corte utilizado.		Tenacidad.
La máquina debe tener un tamaño y peso adecuado, para vencer las fuerzas de reacción generadas durante el proceso de excavación.		Homogeneidad.
La resistencia de la roca demanda una determinada fuerza de corte y, por tanto, una determinada potencia en la cabeza de rozado de la máquina para que el proceso de corte sea eficaz.		

Dado lo anterior, en el mercado actual las rozadoras pueden clasificarse en función de su peso, potencia de corte, entre otras características que se describen en la Tabla 5 – 54 se describe la clasificación de las rozadoras.

Tabla 5 - 55: Clasificación de las rozadoras. (López Jimeno et al., 2012). Elaboración: Autoría

CLASE DE ROZADORA	INTERVALO DE PESOS (Ton)	INTERVALO DE POTENCIA DE CORTE (KW)	RANGO DE OPERACIÓN			
			ROZADORAS CON RANGO DE EXCAVACIÓN ESTÁNDAR		ROZADORAS CON RANGO DE EXCAVACIÓN AMPLIADO	
			SECCIÓN MAX. (m ²)	Res. Com. Max (MPa)	SECCIÓN MAX. (m ²)	Res. Com. Max (MPa)
Ligera	8 – 40	50 – 170	≈ 25	60 – 80	≈ 40	20 – 40
Mediana	40 – 70	160 – 230	≈ 20	80 – 100	≈ 60	40 – 60
Pesada	70 – 100	250- 300	≈ 40	100 – 120	≈ 70	50 – 70
Muy pesada	< 100	350 - 400	≈ 45	120 - 140	≈ 80	80 – 110

Cabe resaltar que, se define como sección máxima, el área capaz de excavar sin cambiar de posición.

Por otra parte, López Jimeno et al., 2012, recomienda que, para una estimación inicial de la potencia mínima de la cabeza de corte de la rozadora, se puede usar la siguiente ecuación:

$$POT (KW) = 0.87 * RC^{1.18} (MPa)$$

Donde:

POT = Potencia (KW).

RC = Resistencia a la compresión inconfiada (MPa).

5.3.2.5.1. FACTORES A CONSIDERAR PARA LA ELECCIÓN DE UNA ROZADORA (López Jimeno et al., 2012)

- a) GEOMETRÍA DE EXCAVACIÓN: Las dimensiones de la rozadora está limitada por el por el galibo del túnel. Suelen presentarse inconvenientes de excavación, cuando en secciones pequeñas, la potencia demandada por la roca para desarrollar el rozado, es mayor a la del equipo que se puede instalar.
- b) CARACTERÍSTICAS GEOMECÁNICAS DE LAS ROCAS: La potencia y el peso constituyen la reacción necesaria para desarrollar el empuje sobre el frente de la

excavación. Por ende, el valor de la resistencia a la compresión de la roca es un valor importante para esta valoración. Para determinar la rozabilidad del macizo rocoso, es importante determinar los siguientes parámetros: Resistencia a la compresión, resistencia a la tracción, módulo de Young, energía de rotura, densidad y abrasividad.

- c) SELECCIÓN DE LAS CABEZAS DE CORTE Y TIPOS DE PICAS: Como primera medida se debe resaltar que, las cabezas de corte longitudinales desarrollan un mayor rendimiento para resistencias a compresión de roca bajas, mientras que sucede lo contrario con rocas más resistentes. En la Ilustración 5 - 96 se muestran diferentes tipos de cabezas de corte.



Ilustración 5 – 96: Esquema de una rozadora de superficie. (Carlos López Jimeno et al., 2012)

Una vez establecida la cabeza de corte que va a realizar la excavación, se debe tener en cuenta que el rendimiento de corte es función de la resistencia de la roca, el número y tipo de picas a instalarse.

5.3.2.6. GEOMETRÍA Y DIÁMETRO DEL TÚNEL

Teniendo en cuenta que la rozadora por su diseño tiene límites geométricos en su alcance y desplazamiento, no es impedimento para que pueda excavar túneles de cualquier forma y tamaño. Así mismo, también puede atravesar cualquier transición o falla geológica y se adapta a cualquier secuencia de excavación.

5.3.2.7. DETALLES DE OPERACIÓN

5.3.2.7.1. SECUENCIA DE EXCAVACIÓN

Debido a que las cortadoras tienen una cabeza de corte, el frente de excavación se debe atacar en diferentes etapas. (Ver Ilustración 5 - 97).

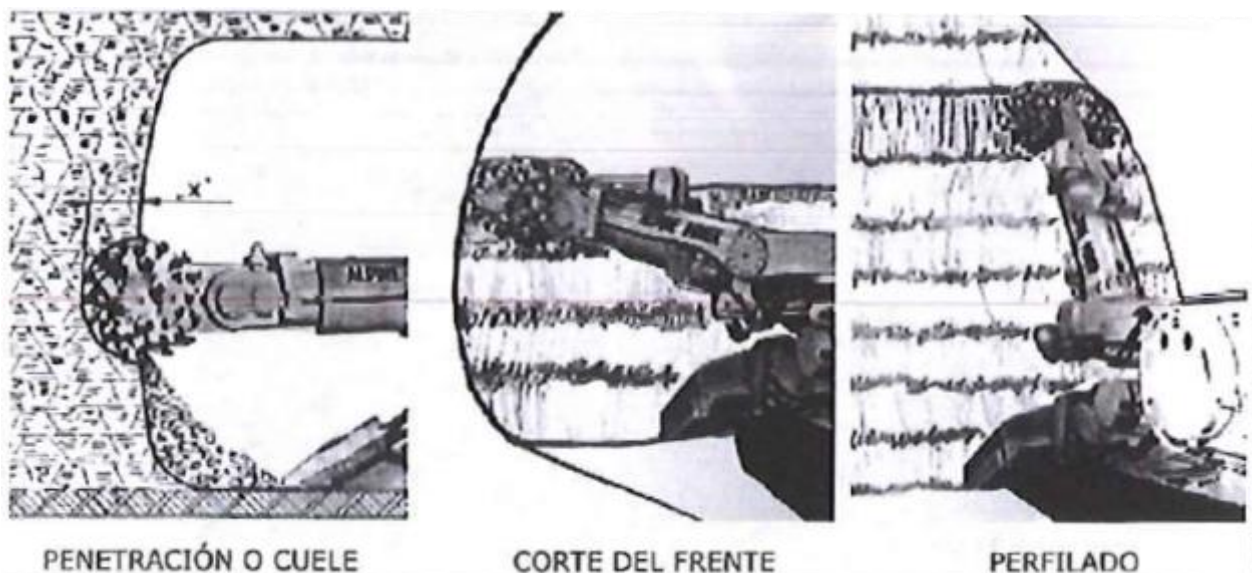


Ilustración 5 – 97: Pica tangencial o de ataque puntual, parámetros de diseño. (Carlos López Jimeno et al., 2012)

La primera etapa es la de penetración o cuele, donde la cabeza de la rozadora entra en el frente de la excavación. Dicha penetración se realiza con ayuda del tren de avance (orugas) o mediante un brazo especial.

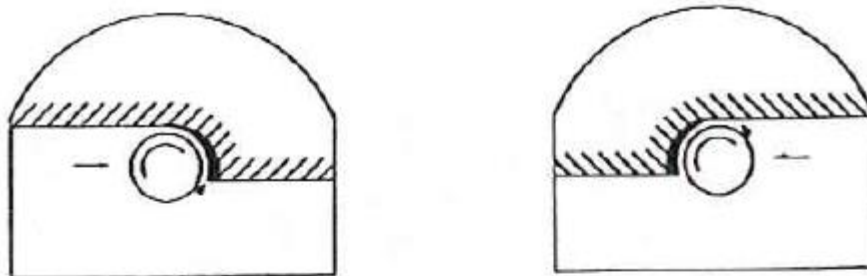
La segunda etapa es el corte del frente, el cual se genera mediante movimientos horizontales del brazo rozador.

Finalmente, teniendo en cuenta la versatilidad de la rozadora, el perfilado del frente de la excavación se puede realizar desde el mismo punto de apoyo inicial, ya sea el banqueo o la sección superior del túnel.

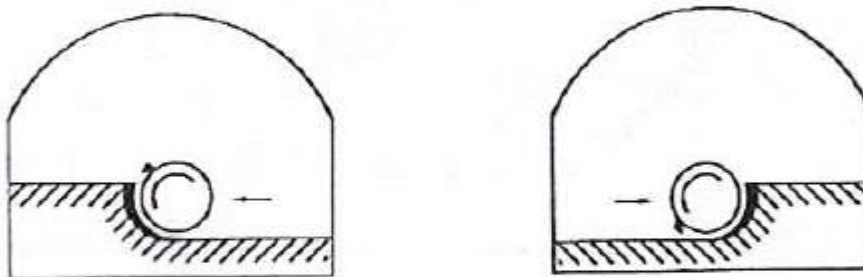
5.3.2.7.2. EXCAVACIÓN DEL FRENTE DE AVANCE

Teniendo en cuenta las dos opciones de elección de cabeza de corte, podemos trabajar con cabezas de tipo transversal las cuales dejan un hueco central posibilitando su movimiento hacia adelante y a su vez moviendo transversalmente el brazo al mismo tiempo. También se pueden trabajar cabezas axiales, las cuales se desplazan hacia adelante, donde la fuerza se aplica en las picas. Ya que el brazo de la maquina se ubica en el centro, la estabilidad de la maquina es mayor.

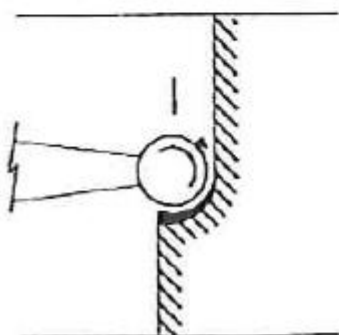
Por otra parte, el arranque se dificulta para cabezas transversales en macizos rocosos duros, debido a que la penetración se efectúa en una mayor superficie, dado que son dos cabezas de corte.



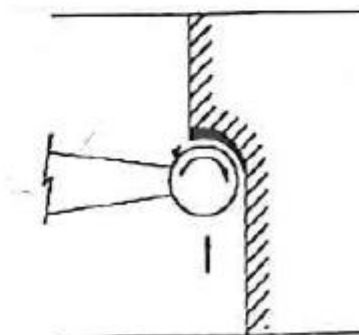
CORTE AXIAL ASCENDENTE



CORTE AXIAL DESCENDENTE



CORTE TRANSVERSAL DESCENDENTE



CORTE TRANSVERSAL ASCENDENTE

Ilustración 5 – 98: Secuencia de corte para cabezas axiales y transversales. (Carlos López Jimeno et al., 2012)

5.3.2.7.3. CORTE DE ROCAS BLANDAS

Se definen como rocas blandas, aquellas que tienen una resistencia a la compresión inconfiada inferior a 50 MPa, según lo establecido por López Jimeno et al., 2012. También se puede considerar un macizo blando, cuando durante el rozado la rezaga es un producto fragmentado con un tamaño inferior a 200 mm.

Es así que, una cabeza de corte transversal logra mayores rendimientos que una cabeza de corte axial, debido a la mayor superficie en la cabeza de corte. Lo anterior es veraz generalmente para rocas no abrasivas.

Finalmente, el tiempo empleado en el rozado es pequeño en comparación al tiempo de carga y limpieza.

5.3.2.7.4. CORTE EN MACIZOS MEDIOS A DUROS

Teniendo en cuenta el sentido de rotación de la cabeza transversal, el equipo en todo momento estará sometido a fuerzas que trataran de sacar la cabeza de corte del macizo rocoso. Dado lo anterior, el peso y la fuerza de tracción que pueda ejercer la maquina son fundamentales para la estabilidad de esta.

Con respecto a la cabeza de corte axial, la fuerza de tracción es empleada para la excavación inicial, ya que las demás etapas de corte son función de la estabilidad de la máquina.

5.3.2.7.5. PERFILADO

El perfilado no es preciso para cabezas de sección transversal debido al eje de rotación, ya que durante el avance de la maquina se forman pestañas de roca. Por otra parte, una cabeza de corte axial se ajusta a cualquier ángulo que permita un perfil recto y exacto a lo largo de todo el túnel.

Es de anotar que un perfilado defectuoso ocasiona problemas de transporte, dado el piso irregular y una mayor inversión en el revestimiento de los camiones.

5.3.2.7.6. CORTE SELECTIVO EN ROCAS MIXTAS

Debido a que la cabeza de corte axial puede trabajar en cualquier dirección, se adapta fácilmente a macizos rocosos duros con buzamientos, fallas o discontinuidades inclinadas. Es así que, al presentar zonas de roca dura y blanda, se realiza el rozado en la parte blanda con el fin de debilitar la roca dura.

Por otra parte, es difícil excavar con una cabeza de corte transversal, ya que, dado su tamaño y forma, no es posible hacer un trabajo selección del macizo en el frente de excavación. (Ver Ilustración 5 - 99).

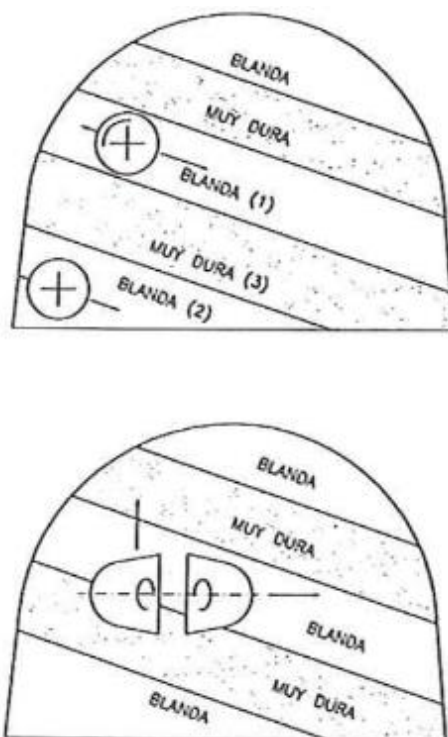


Ilustración 5 – 99: Secuencia de corte para cabezas axiales y transversales. (Carlos López Jimeno et al., 2012)

5.3.2.7.7. PROBLEMA EN LA EXCAVACIÓN CON ROZADORAS

En la Tabla 5 - 55, se describe las falencias de este tipo de máquinas, teniendo en cuenta que la exploración previa a la ejecución del proyecto es escasa, en cuanto a un análisis de fragmentación de las rocas, ya que es el principal aspecto que define el rendimiento del rozado o desgaste de las picas.

Tabla 5 - 56: Principales problemas durante la excavación con rozadoras. (López Jimeno et al., 2012).

ETAPA	PROCESO
ROZADO	Bajo rendimiento de rozado. Alto consumo de picas. Escasa penetración de la cabeza de rozado. Manchado de la cabeza de rozado.
DESESCOMBRO	Comportamiento como un suelo blando y agua. (Barro saturado de agua). Bloques arrancados demasiado grandes para su transporte/cinta transportadora.
SOSTENIMIENTO	Problemas de sostenimiento.

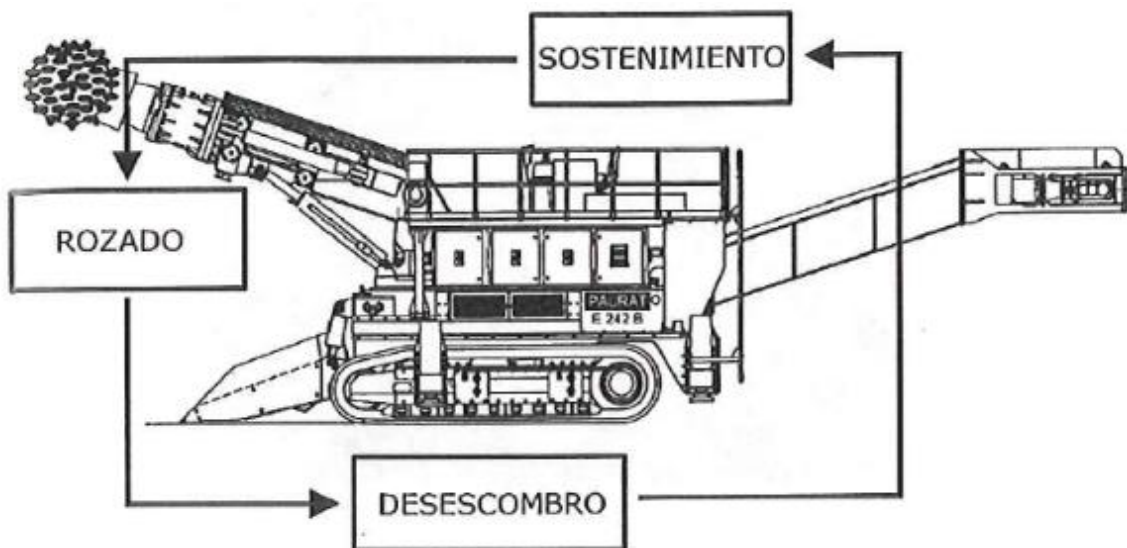


Ilustración 5 – 100: Ciclo de trabajo y problemas principales durante la excavación con rozadoras. (Carlos López Jimeno et al., 2012)

5.3.2.8. MÉTODOS DE EXCAVACIÓN

5.3.2.8.1. EXCAVACIÓN A SECCIÓN PLENA

Este método es ejecutable siempre que la estabilidad del túnel sea buena y la sección del túnel sea pequeña. Según el tamaño y alcance de la máquina, se pueden excavar secciones de 6 a 55 m² desde una misma posición, siendo un método eficiente. Lo ideal de este proceso es que se efectuó en tramos longitudinales, con el fin de no mover el equipo en el frente de excavación.

Debido a los avances tecnológicos, la rozadora cuenta con implementos que hacen los trabajos de sostenimiento y desescombro al tiempo, lo que evita la proyección de nichos para el cruce de máquinas para dichos trabajos.

5.3.2.8.2. EXCAVACIÓN EN AVANCE Y DESTROZA

Para el caso de túneles de gran sección, este método es el más empleado. Normalmente la sección superior del túnel va adelantada unos 50 a 100 m, con respecto a la sección baja del mismo.

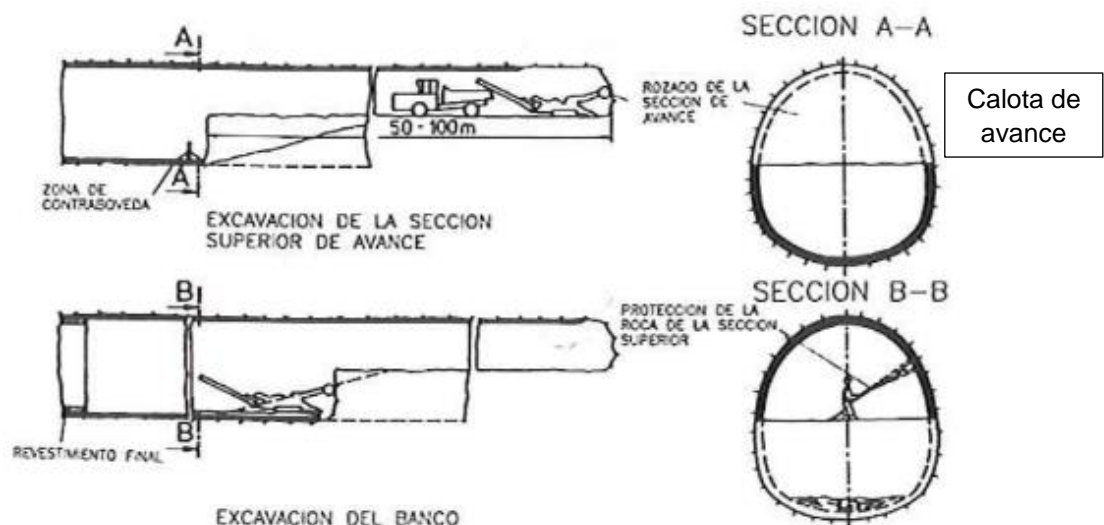


Ilustración 5 – 101: Excavación con rozadora por el método de avance y destroza. (Carlos López Jimeno et al., 2012)

Es de anotar que, en la mitad de la sección de la parte baja del túnel, debe proyectarse una rampa para facilitar el acceso a la sección de avance

5.3.2.8.3. EXCAVACIÓN EN AVANCE LIGERAMENTE ADELANTADO

Este sistema se emplea bajo las siguientes condiciones específicas:

- a) Terreno poco competente.
- b) Restricciones medioambientales.
- c) Áreas urbanas donde se deba evitar subsidencias.

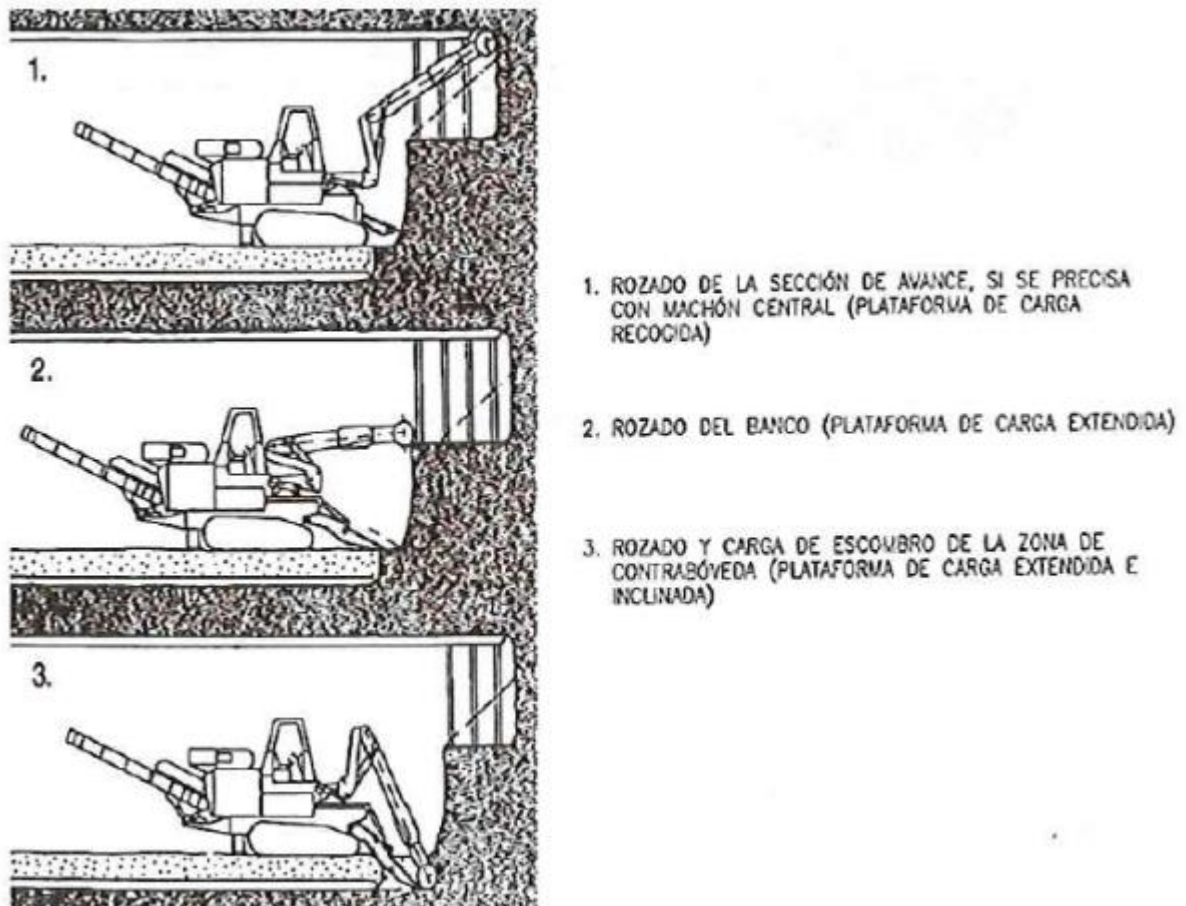
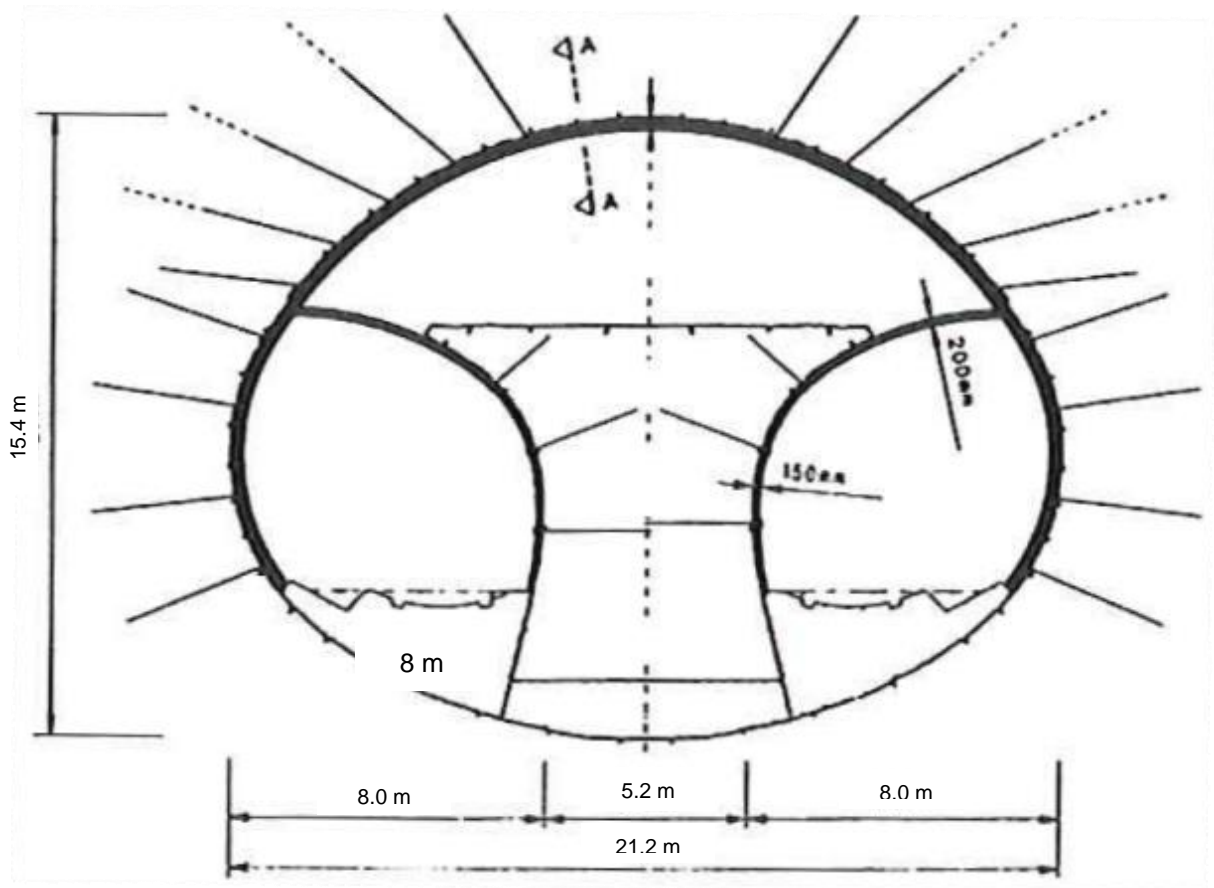


Ilustración 5 – 102: Excavación de un túnel con calota ligeramente avanzada. (Carlos López Jimeno et al., 2012)

5.3.2.8.4. MODOS DE OPERACIÓN EN GRANDES SECCIONES

La capacidad de rozado de las maquinas no es suficiente para este tipo de proyectos, donde las secciones son grandes. Para este caso, se ha ejecutado la excavación mediante galerías laterales con una estabilización intermedia de la sección, de acuerdo a lo descrito por López Jimeno et al., 2012. En la Ilustración 5 - 103, se muestra un esquema con las fases de excavación.



FASES 1 Y 2: EXCAVACIÓN DE GALERÍAS LATERALES.

FASES 3 Y 4: EXCAVACIÓN DE LA SECCIÓN CLAVE.

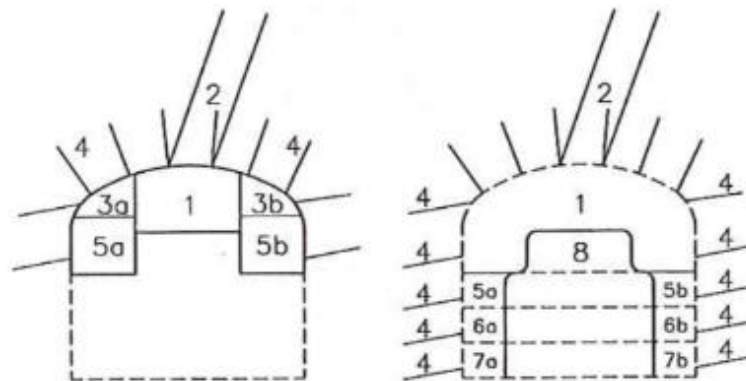
FASE 5: EXCAVACIÓN DEL BANCO RETIRADA DEL REVESTIMIENTO CONCRETO INTERMEDIO.

FASE 6: EXCAVACIÓN DE BANCO RESIDUAL.

FASE 7: EXCAVACIÓN DE CONTRABÓVEDA.

Ilustración 5 – 103: Secuencia de excavación de un túnel de gran sección. (Carlos López Jimeno et al., 2012)

De igual manera, se pueden implementar varias rozadoras de tamaño pequeño para abarcar grandes secciones de túnel. (Ver Ilustración 5 - 104).



- 1. TÚNEL PILOTO
- 2, 4: PERNOS
- 2, 3, 5: ENSANCHE DE LA SECCIÓN SUPERIOR
- 5, 6, 7: CORTE DE MACHONES LATERALES
- 8: EXCAVACIÓN DE MACHÓN CENTRAL

Ilustración 5 – 104: Secuencia de excavación de un túnel de gran sección. (Carlos López Jimeno et al., 2012)

5.3.2.9. ESTIMACIÓN DE LOS RENDIMIENTOS DE ROZADO

5.3.2.9.1. INTRODUCCIÓN

Según López Jimeno et al., 2012, se define el rendimiento como la influencia de diferentes parámetros ante la eficiencia de corte (Ver Ilustración 5 - 105).



Ilustración 5 – 105: Principales parámetros que influyen en el rendimiento de la excavación con rozadoras. (Carlos López Jimeno et al., 2012)

El rendimiento de la excavación está en función de los parámetros de la rozadora elegida para la ejecución de la excavación. La potencia, tipo de cabeza de corte y picas, son las principales características para revisar en la máquina.

Por otra parte, los parámetros geológicos del macizo rocoso influyen directamente en el rendimiento de corte y desgaste de las picas (Ver Ilustración 5 - 106).

MINERAL	COMPOSICION MINERAL MICRO FABRICA	CONTENIDO EQUIVALENTE EN CUARZO POROSIDAD/CEMENTACION
ROCA	COMPORTAMIENTO ELASTICO/PLASTICO PROPIEDADES MECANICAS DE LAS ROCAS	TRABAJO DE DESTRUCCION (Thuro, 1996) RESISTENCIA A COMPRESION MODULO DE YOUNG RESISTENCIA A TRACCION RELACION RESISTENCIA A COMPRESION/RESISTENCIA A TRACCION DENSIDAD SECA DE LA ROCA
MACIZO ROCOSO	CONDICIONES DEL MACIZO ROCOSO DISCONTINUIDADES	ANISOTROPIA ESPACIAMIENTO ENTRE DISCONTINUIDADES ESTADO DE METEORIZACION DESCOMPOSICIÓN HIDROTERMICA

Ilustración 5 – 106: Parámetros geológicos. (Carlos López Jimeno et al., 2012)

El cálculo del ritmo de producción de una rozadora tiene incidencia directa en el costo de la excavación debido a que de dicha actividad se desprenden trabajos de sostenimiento, retiro de rezaga entre otros. En la Tabla 5 - 56, se describen los términos usados para el cálculo del rendimiento.

Tabla 5 - 57: Principales problemas durante la excavación con rozadoras. (López Jimeno et al., 2012).
Elaboración: Autoría propia.

TÉRMINO	DEFINICIÓN	UNIDAD
RITMO DE PENETRACIÓN	Profundidad de penetración conseguida por cada revolución de la cabeza de corte.	mm/revolución
RITMO DE PENETRACIÓN INSTANTÁNEO	Velocidad de penetración neta de la máquina.	m/h
RITMO DE PRODUCCIÓN	Cantidad de material producido.	m ³ /h o Ton/h
DISPONIBILIDAD DE LA MAQUINA	Cantidad de tiempo que la maquina está disponible para la excavación, igual al tiempo total menos los tiempos relacionados con operaciones de mantenimiento revisiones, etc.	%
FACTOR DE UTILIZACIÓN (FU)	Relación entre el tiempo real de trabajo de la rozadora y el tiempo total de un relevo o tiempo global del proyecto.	%
RITMO DE AVANCE	Ritmo de avance medio de la maquina por día, incluyendo todos los retrasos o tiempo no productivos, calculado a partir del ritmo de penetración instantáneo y del factor de utilización.	---

En termino de ritmos de avance, el rendimiento de corte operativo de puede calcular de las siguientes maneras, de acuerdo con lo descrito por López Jimeno et al., 2012:

$$\text{Ritmo de avance} = \frac{\text{ICR (Rendimiento de corte instantaneo)}}{\text{Área del frente}} * \text{Factor de utilización}$$

o

$$\text{Ritmo de avance} = \text{Ritmo de penetración instantaneo} * \text{Factor de utilización}$$

Ahora, en la Tabla 3 – 88 se describen los factores de utilización en función del tipo de sostenimiento y en la Tabla 5 - 57 y Tabla 5 - 58 se muestra los factures que influyen en el rendimiento de las rozadoras:

Tabla 5 - 58: Factores de utilización. (López Jimeno et al., 2012).

TIPO DE SOSTENIMIENTO	FACTOR DE UTILIZACIÓN (%)
Ninguno	60 – 80
Pernos	40 – 50
Concreto lanzado	40 – 50
Concreto lanzado y pernos	30 – 35
Cerchas	30 – 35
Carchas con tresillones	20 - 25

Tabla 5 - 59: Factores influyentes en el rendimiento de las rozadoras. (López Jimeno et al., 2012).

FACTOR VARIABLE	VARIABLES
PARÁMETROS DE LA ROCA	<p>Propiedades de la roca intacta</p> <ul style="list-style-type: none"> Cortabilidad Desgaste al corte <ul style="list-style-type: none"> Abrasidad Resistencia al impacto Propiedades térmicas Generación de lodos Durabilidad
	<p>Propiedades del macizo rocoso</p> <ul style="list-style-type: none"> Discontinuidades <ul style="list-style-type: none"> Intensidad volumétrica Orientación Resistencia al corte Condiciones del frente Grado de variación en estratos (a lo largo del trazado del túnel)
	<p>Medio ambiente</p> <ul style="list-style-type: none"> Agua <ul style="list-style-type: none"> En el macizo rocoso Sistema de sup. del polvo Tamaño Forma Gradiente Geometría del túnel Tensiones in - situ

Tabla 5 - 60: Continuación Tabla 5 - 59. Factores influyentes en el rendimiento de las rozadoras. (López Jimeno et al., 2012).

FACTOR VARIABLE	VARIABLES
<p style="text-align: center;">PARÁMETROS DE LA MÁQUINA</p>	<p style="text-align: center;">Número de herramientas</p> <p>Cabeza de corte Tipo de herramienta ———— <div style="display: inline-block; width: 10px; height: 10px; border-left: 1px solid black; border-right: 1px solid black; border-bottom: 1px solid black;"></div> <div style="display: inline-block; width: 10px; height: 10px; border-left: 1px solid black; border-right: 1px solid black; border-top: 1px solid black;"></div> <div style="display: inline-block; width: 10px; height: 10px; border-left: 1px solid black; border-right: 1px solid black; border-bottom: 1px solid black; border-top: 1px solid black;"></div> <ul style="list-style-type: none"> Ataque radial/Hacia adelante Geometría del inserto Grado de carburo del inserto <p style="text-align: center;">Esquema de montaje</p> </p>
	<p style="text-align: center;">Peso ———— <div style="display: inline-block; width: 10px; height: 10px; border-left: 1px solid black; border-right: 1px solid black; border-bottom: 1px solid black;"></div> <div style="display: inline-block; width: 10px; height: 10px; border-left: 1px solid black; border-right: 1px solid black; border-top: 1px solid black;"></div> <div style="display: inline-block; width: 10px; height: 10px; border-left: 1px solid black; border-right: 1px solid black; border-bottom: 1px solid black; border-top: 1px solid black;"></div> <div style="display: inline-block; width: 10px; height: 10px; border-left: 1px solid black; border-right: 1px solid black; border-bottom: 1px solid black; border-top: 1px solid black;"></div> <ul style="list-style-type: none"> Fuerzas de elevación + giro Velocidad de la cabeza Potencia de la cabeza Rigidez de construcción de la máquina </p>
	<p style="text-align: center;">Características operacionales ———— <div style="display: inline-block; width: 10px; height: 10px; border-left: 1px solid black; border-right: 1px solid black; border-bottom: 1px solid black;"></div> <div style="display: inline-block; width: 10px; height: 10px; border-left: 1px solid black; border-right: 1px solid black; border-top: 1px solid black;"></div> <ul style="list-style-type: none"> Perfilado Gulado </p>
<p style="text-align: center;">TIEMPO DE PARADA</p>	<p>Planificado ———— <div style="display: inline-block; width: 10px; height: 10px; border-left: 1px solid black; border-right: 1px solid black; border-bottom: 1px solid black;"></div> <div style="display: inline-block; width: 10px; height: 10px; border-left: 1px solid black; border-right: 1px solid black; border-top: 1px solid black;"></div> <ul style="list-style-type: none"> Mantenimiento Disponibilidad de repuestos <p>No planificado ———— <div style="display: inline-block; width: 10px; height: 10px; border-left: 1px solid black; border-right: 1px solid black; border-bottom: 1px solid black;"></div> <div style="display: inline-block; width: 10px; height: 10px; border-left: 1px solid black; border-right: 1px solid black; border-top: 1px solid black;"></div> <div style="display: inline-block; width: 10px; height: 10px; border-left: 1px solid black; border-right: 1px solid black; border-bottom: 1px solid black; border-top: 1px solid black;"></div> <ul style="list-style-type: none"> Disponibilidad de organización Disponibilidad de repuestos Condiciones de túnel </p></p>
<p style="text-align: center;">SOSTENIMIENTO</p>	<p>Tipo y cantidad requerido Sistema de instalación Grado de mecanización</p> <p>Operaciones auxiliares ———— <div style="display: inline-block; width: 10px; height: 10px; border-left: 1px solid black; border-right: 1px solid black; border-bottom: 1px solid black;"></div> <div style="display: inline-block; width: 10px; height: 10px; border-left: 1px solid black; border-right: 1px solid black; border-top: 1px solid black;"></div> <ul style="list-style-type: none"> Cementación Prolongación de cintas </p>

Tabla 5 - 61: Continuación Tabla 5 - 60. Factores influyentes en el rendimiento de las rozadoras. (López Jimeno et al., 2012).

FACTOR VARIABLE	VARIABLES
VERTIDO DE ESCOMBROS	<p>En el frente</p> <ul style="list-style-type: none"> — Limpieza — Desescombro general — Taqueo secundario <p>Detrás del frente</p> <ul style="list-style-type: none"> — Cintas — Vehículos — Presencia de agua
AUXILIARES	<p>Ventilación</p> <p>Extracción del polvo</p> <ul style="list-style-type: none"> — Equipo de bombeo de agua — Tubería de ventilación para evacuación <p>Alargamiento</p> <ul style="list-style-type: none"> — Carriles — Cables eléctricos — Teléfono — Cintas
MANO DE OBRA	<p>Disponibilidad</p> <p>Experiencia/pericia</p> <p>Traslado al frente</p> <ul style="list-style-type: none"> — Tiempo/distancia — Método
ORGANIZACIÓN	<p>Gestión</p> <ul style="list-style-type: none"> — Esquema de incentivos — Comunicación <p>Tiempos de relevos</p> <ul style="list-style-type: none"> — Tiempo total remunerado — Tiempo de producción
USO FINAL	<p>Tolerancias ingenieriles</p> <ul style="list-style-type: none"> — Pendiente — Alineación
INTEGRACIÓN	<p>¿Es la tunelización la única actividad o compite por recursos con otras operaciones (p.e. Minería)</p>
Agua	<p>Un problema de drenaje y vertido</p>

Finalmente, en la Tabla 5 – 60 se muestra un resumen de los parámetros cuantitativos y cualitativos que influyen en el rendimiento de las rozadoras:

Tabla 5 - 62: Parámetros cuantitativos y cualitativos basados en el rendimiento de la excavación. (López Jimeno et al., 2012).

Parámetros que pueden ser cuantificados fácilmente en ensayos de laboratorio sobre muestras de roca		Influencia sobre	
Resistencia de compresión simple	UCS (MPa)	Rendimiento	(Desgaste de picas)
Trabajo de destrucción / Energía de deformación	Wz (kJ/m³)	Rendimiento	(Desgaste de picas)
Módulo de elasticidad	E (GPa)	Rendimiento	(Desgaste de picas)
Resistencia a tracción indirecta	ITS (MPa)	Rendimiento	(Desgaste de picas)
Densidad seca/Porosidad	D (g/cm³), P (%)	Rendimiento	Desgaste de picas
Contenido en cuarzo equivalente	Equ (%) (comparado con el cuarzo)	-	Desgaste de picas
Índice de abrasividad de la roca	Valor índice; RAI = Equ X UCS	-	Desgaste de picas
Parámetros cualitativos que pueden ser fácilmente cuantificados, pero su influencia no puede aún ser cuantificada		Influencia sobre	
Estado de tensiones in - situ	$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ (MPa)	Rendimiento	(Desgaste de picas)
Filtraciones de agua & Química del agua	Q (m³/s), Quimismo	Rendimiento	(Desgaste de picas)
Expansividad (Deformación por hincamiento & Tensiones por expansividad)	h (%), σ (MPa)	Rendimiento	(Desgaste de picas)
Parámetros semicuantitativos que no son parámetros físicos		Influencia sobre	
Espaciamiento entre discontinuidades Grado de fracturación	Índice de diaclasas (Stini, 1950) Rock Quality Designation RQD (%) Líneas de registro (Priets, 1993) Espaciamiento entre diaclasas (cm)	Rendimiento	-
Anisotropía, foliación	Ángulo (°) con respecto al eje del túnel	Rendimiento	-
Parámetros que pueden ser cuantificados con métodos indirectos		Influencia sobre	
Grado de entrelazado	Trabajo de destrucción (Energía de deformación) UCS, RAI	Rendimiento	Desgaste de picas
Calidad de la cementación	Trabajo de destrucción (Energía de deformación) UCS, RAI	Rendimiento	Desgaste de picas
Meteorización & Alteración hidrotermal	Densidad seca/Porosidad	Rendimiento	Desgaste de picas
Influencia del agua - Sensibilidad del material rocoso	Contenido e.g. arcilla o limolita	Rendimiento	(Desgaste de picas)
Influencia de la heterogeneidad	Expresado como un porcentaje del área del frente o del volumen avanzado	Rendimiento	Desgaste de picas

5.3.2.9.2. PRINCIPIOS DE CLASIFICACIÓN DE MACIZOS ROCOSOS

Teniendo en cuenta las tecnologías aplicadas en el campo del rozado, López Jimeno et al., 2012, describe dos tipos de clasificaciones para macizos rocosos:

- a) GENERAL: Este tipo de clasificación, tiene relación con todos los sistemas de excavación. En la Ilustración 5 - 107, se muestra la relación con respecto a la abrasividad de la roca.
- b) ESPECIFICO: Establecido para un sistema particular de excavación.

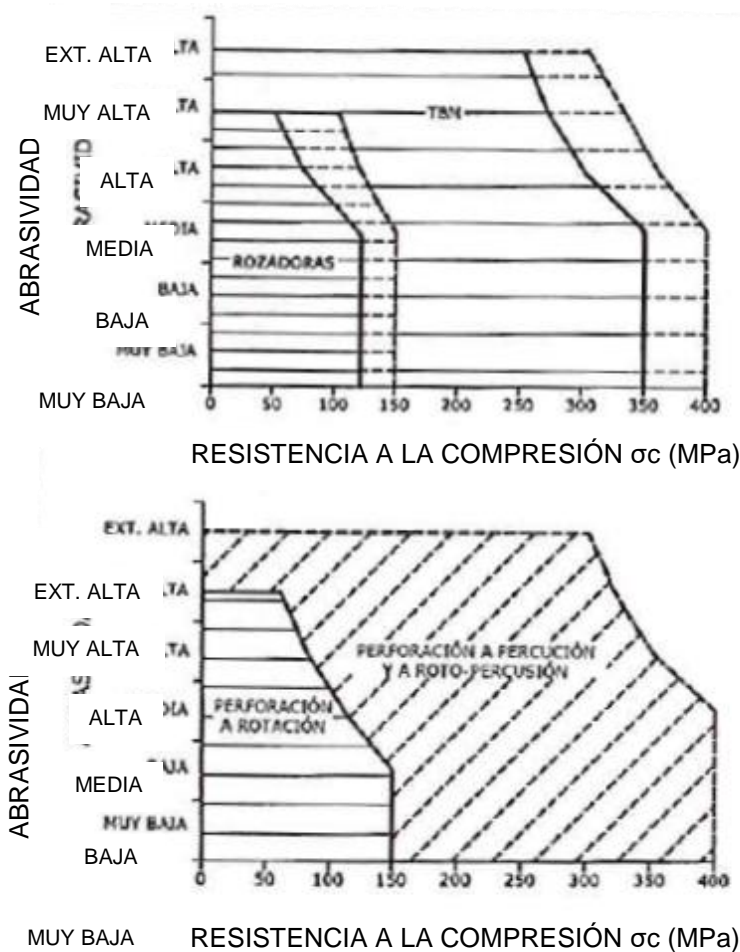


Ilustración 5 – 107: Campo de aplicación de sistemas de excavación mecánica. (Carlos López Jimeno et al., 2012)

5.3.2.10. CÁLCULO DE RENDIMIENTO DE ROZADO

5.3.2.10.1. MÉTODO DE GEHRING (1989)

Gehring propuso dos ecuaciones para calcular el rendimiento de corte instantáneo (ICR), con base en los resultados del ensayo de compresión simple (UCS), para los dos tipos de cabezas de corte ya descritas:

$$ICR = \frac{719}{UCS^{0.78}} \text{ para cabeza de corte transversal}$$

$$ICR = \frac{1739}{UCS^{1.13}} \text{ para cabeza de corte axial}$$

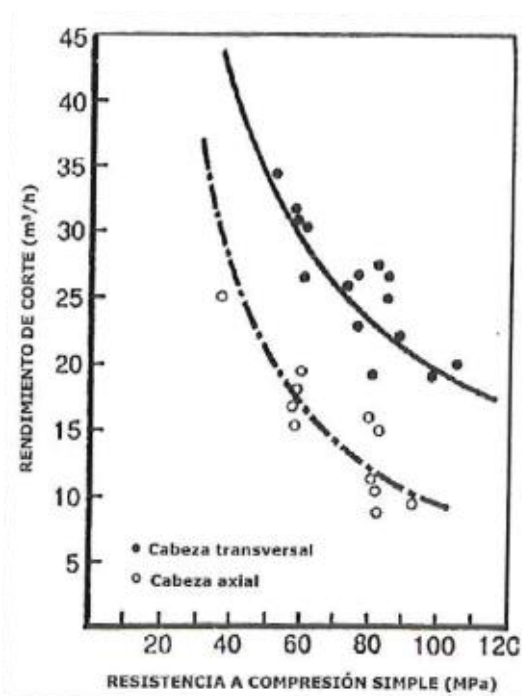


Ilustración 5 – 108: Campo de aplicación de sistemas de excavación mecánica. (Carlos López Jimeno et al., 2012)

5.3.2.10.2. MÉTODO DE BILGIN ET AL (1996)

Bilgin y otros propusieron como estimar el rendimiento de corte instantáneo, a partir de los resultados de la resistencia a la compresión simple y la clasificación de macizos RQD.

Ellos recopilaron datos de varios túneles ejecutados en Turquía y realizaron regresiones exponenciales como se muestra en la Ilustración 5 – 109 e Ilustración 5 - 110.

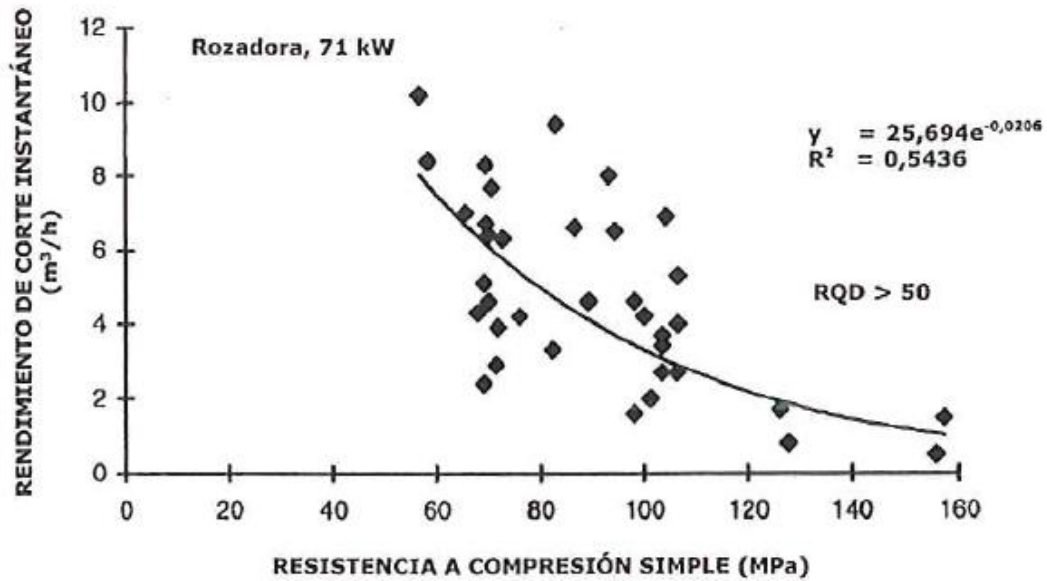


Ilustración 5 – 109: Variación del ICR con relación a la resistencia a la compresión simple, para RQD > 50. (Carlos López Jimeno et al., 2012)

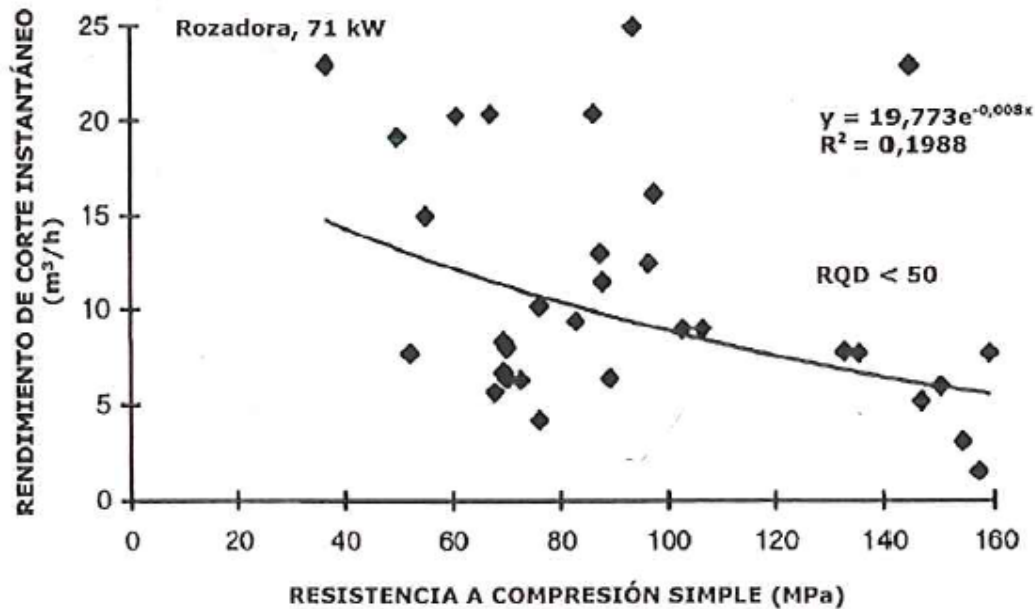


Ilustración 5 – 110: Variación del ICR con relación a la resistencia a la compresión simple, para RQD < 50. (Carlos López Jimeno et al., 2012)

Como primera medida, se debe calcular el Índice de Cortabilidad del Macizo Rocoso $RMCI$ (kg/cm^2), en función del resultado del ensayo de resistencia a la compresión simple, a través de la siguiente formula:

$$RMCI = UCS (MPa) * \frac{(RQD)^{2/3}}{100}$$

Posteriormente se calcula el rendimiento de corte instantáneo con la siguiente formula:

$$ICR = 0.28 * HP * (0.974)^{RMCI}$$

Donde:

HP = Potencia de la rozadora

5.3.2.10.3. MÉTODO DE COPUR, OZDEMIR Y ROSTAMI (1998)

A partir de datos reales, estos autores mediante las siguientes ecuaciones calculan el Rendimiento de Corte Instantáneo (ICR), Ritmo de Consumo de Picas (BRC):

$$RPI = P * W / UCS$$

$$ICR = 27.511 * e^{0.0023} * RPI$$

Donde:

RPI = Índice de penetración de la rozadora.

W = Peso de la rozadora (Ton).

P = Potencia de la cabeza de corte (KW).

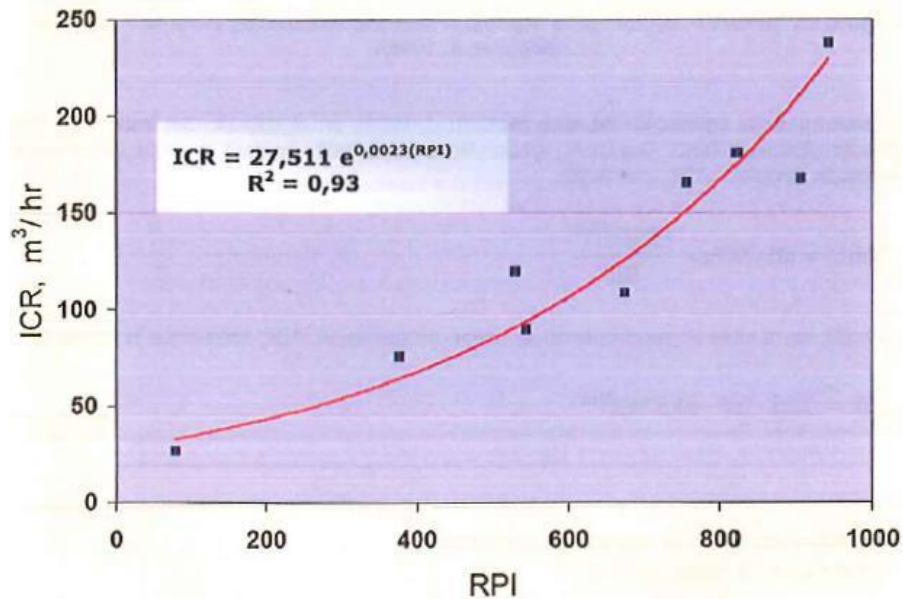


Ilustración 5 – 111: Correlación entre ICR y RPI para rocas evaporíticas y cabezas de corte transversales. (Carlos López Jimeno et al., 2012)

5.3.2.10.4. MÉTODO DE FOWELL Y McFEAT-SMITH (1976, 1977)

Estos autores determinan la energía específica requerida para realizar el cote (SE), mediante la siguiente ecuación:

$$SE = -4.38 + 0.14CI^2 + 3.3UCS^{\frac{1}{3}} + 0.000018SH^3 + 0.0057CC^3$$

Donde:

CI = Dureza de la indentación cónica.

SH = Dureza Shore.

CC = coeficiente de cementación.

Según López Jimeno et al., 2012, la dureza de la indentación cónica y la dureza Shore, muestran una relación lineal con la resistencia a la compresión simple (Atkinson et al 1986), por lo tanto, la ecuación se modifica así:

$$SE = -4.38 + 0.14(0.0377 * UCS + 0.254)^2 + 3.3UCS^{\frac{1}{3}} + 0.000018(0.441 * UCS - 8.73)^3 + 0.0057CC^3$$

NOTA: El coeficiente de cementación se basa en la descripción petrográfica de la roca (McFeath-Smith)

Luego de calcular el SE, el rendimiento de corte instantáneo se calcula con la siguiente ecuación:

$$ICR = \frac{HP}{SE}$$

NOTA: SE se basa en un tiempo real de corte, por lo tanto, se debe aplicar un factor de tiempo de corte (CTF), para corregir la formula anterior. Los valores de CTF con operadores experimentados, varían entre 0.65 y 0.85, mientras que, para los recortes finales se puede bajar hasta 0.3. Los valores globales de arranque y perfilado pueden variar entre 0.45 a 0.65.

$$OCR = ICR * CTF$$

5.3.2.10.5. MÉTODO DE NEIL ET AL (1994)

Este autor propone usar una ecuación para calcular la penetración de la cabeza de corte en el macizo rocoso. En dicha ecuación se emplea el resultado del ensayo de la resistencia a la compresión simple, la resistencia a la tracción de la roca, el RQD y el diámetro de la cabeza de corte. Sí el factor es igual a 1, refleja que la cabeza de corte es capaz de penetrar completamente su diámetro en la roca. En el caso que el factor sea inferior a 1, significa que la cabeza de corte tiene una menor penetración. A continuación, se describe la ecuación:

$$f = 1 - 0.06 * (R - 7) - 0.5 * \left[\frac{RQD - 25}{25} \right]^{B1} - \left[\frac{UCS - 5000}{5000} \right]^{B2}$$

Donde:

R = Relación entre las resistencias a compresión y tracción de la roca.

$B1$ y $B2$ = Constantes iguales a 0.4 y 2 respectivamente.

UCS = Resistencia a la compresión simple (Lb/pulg²).

Finalmente, el rendimiento de corte se calcula a través de la siguiente ecuación:

$$ICR = P_n * RPM * C * (D - f)^2$$

Donde:

D = Diámetro de la cabeza de corte.

P_n = Penetración nominal ($P_n = 10 f$).

C = Factor de conversión de unidades.

5.3.2.10.6. MÉTODO DE SCHNEIDER (1988)

Schneider propuso la gráfica de la Ilustración 5 - 112, para correlacionar la energía específica de corte teórica, con la resistencia a la compresión simple para cuatro tipos de roca, con base en la ejecución de varios ensayos:

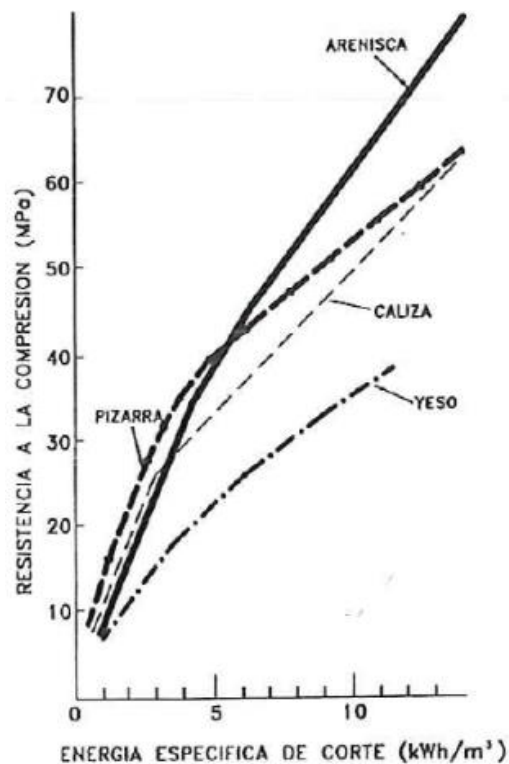


Ilustración 5 – 112: Correlación entre energía específica de corte teórica y UCS. (Carlos López Jimeno et al., 2012)

Con base en lo anterior, el rendimiento de corte se puede calcular a través de la siguiente ecuación:

$$\text{Rendimiento de corte teorico (m}^3/\text{h)} = \frac{\text{Potencia instalada del brazo de corte (KW)}}{\text{Energía de corte específica (KWh/m}^3\text{)}}$$

Sin embargo, la gráfica es solamente de carácter orientativo, debido a que según López Jimeno et al., 2012, los macizos rocoso tiene una gran dispersión en sus propiedades geomecánicas.

5.3.2.10.7. MÉTODO DE ALPINE-WESTFALIA (1988)

Este método establece que la relación entre la resistencia a la compresión de las rocas con la energía específica necesaria para generar un corte, en función de varios grados de tenacidad, es validad para rocas con una energía específica de rotura inferior a 0.3 Nm/MPa. Dado lo anterior, Alpine-Westfalia propuso una gráfica para describir dicha relación.

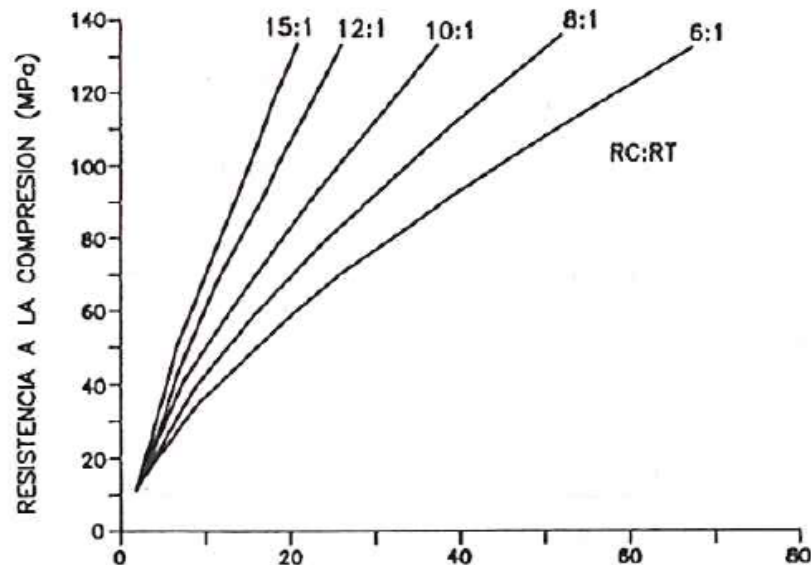


Ilustración 5 – 113: Relación entre UCS y la energía específica para diversos grados de tenacidad. (Carlos López Jimeno et al., 2012)

El método describe que la tenacidad es la relación entre la resistencia a la compresión y tensión. Así mismo, establece que la energía específica se calcula mediante la división de la energía de rotura y la resistencia a la compresión simple.

5.3.2.10.8. MÉTODO DE THURO Y PLINNINGER (1998)

Estos autores desarrollaron la gráfica de la Ilustración 5 - 114, en función de la resistencia a la compresión de la roca.

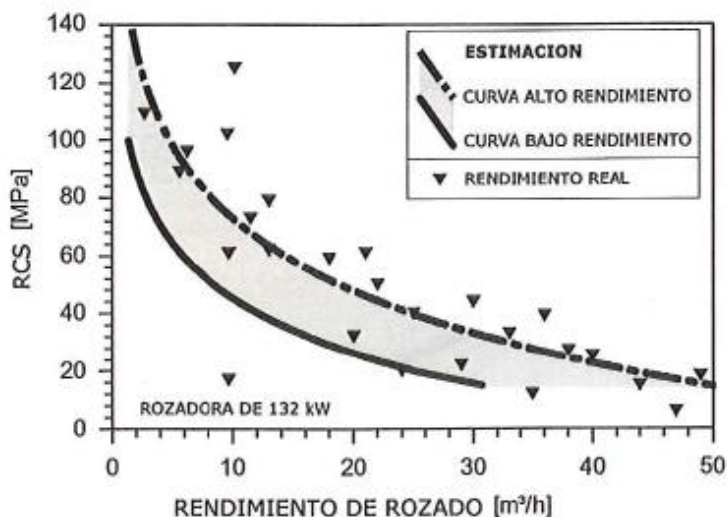


Ilustración 5 – 114: Rendimiento de una rozadora de 132 KW, en función del resultado de UCS. (Carlos López Jimeno et al., 2012)

NOTA: Cuando el espaciamento de las discontinuidades es muy grande o si la orientación de las discontinuidades es desfavorable, se recomienda usar la curva de bajo rendimiento. En caso de lo contrario, se puede usar la curva de alto rendimiento.

Es de anotar que, según López Jimeno et al., 2012, cuando disminuye el espaciamento entre las discontinuidades, el rendimiento neto aumenta. Dado lo anterior, la Ilustración 5 - 115 muestra que dicho aspecto se debe tener en cuenta durante el rozado. En caso de que la roca sea masiva, se considera que es dominante.

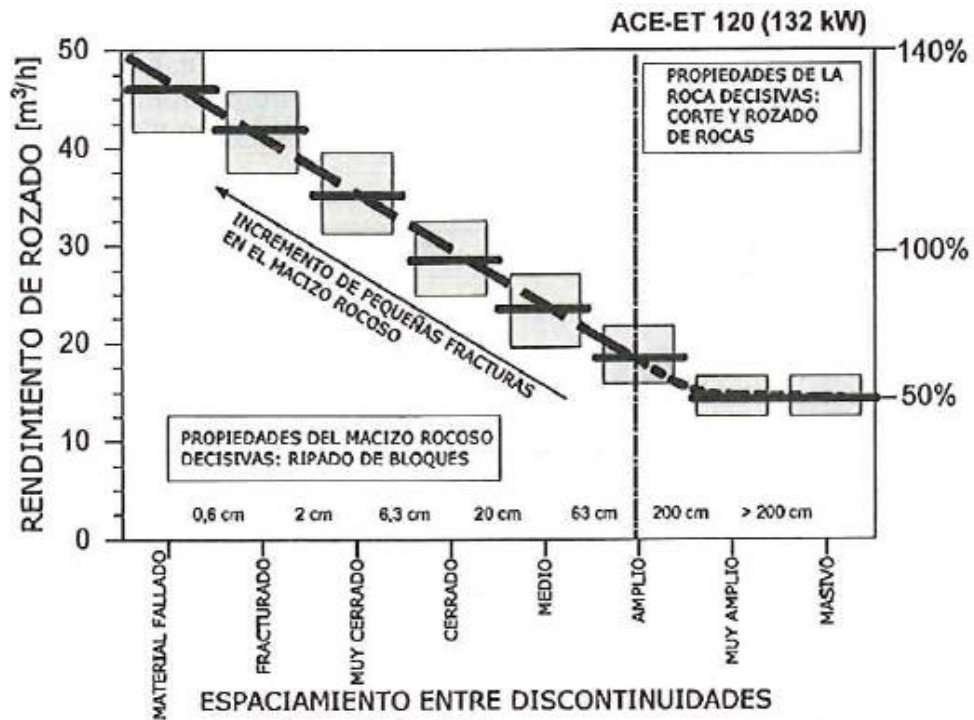


Ilustración 5 – 115: Correlación entre rendimientos de rozado y resultados de UCS. (Carlos López Jimeno et al., 2012)

Ahora tomando de manera limpia la gráfica 5 - 115, se puede observar que el coeficiente de correlación no es alto (Ver Ilustración 5 - 116), por lo tanto, los autores desarrollaron el termino de Trabajo de Destrucción Especifica (W_{zr}), dado que el ensayo de resistencia a la compresión no describe cual debe ser la energía necesaria para fragmenta la roca. Este nuevo termino expresa una medida de la cantidad de energía requerida para la destrucción de una roca o generar nuevas superficies o grietas. La Ilustración 5 – 117 describe el rendimiento de rozado para los mismos datos anteriores, obteniendo un coeficiente de correlación más elevado que el inicial.

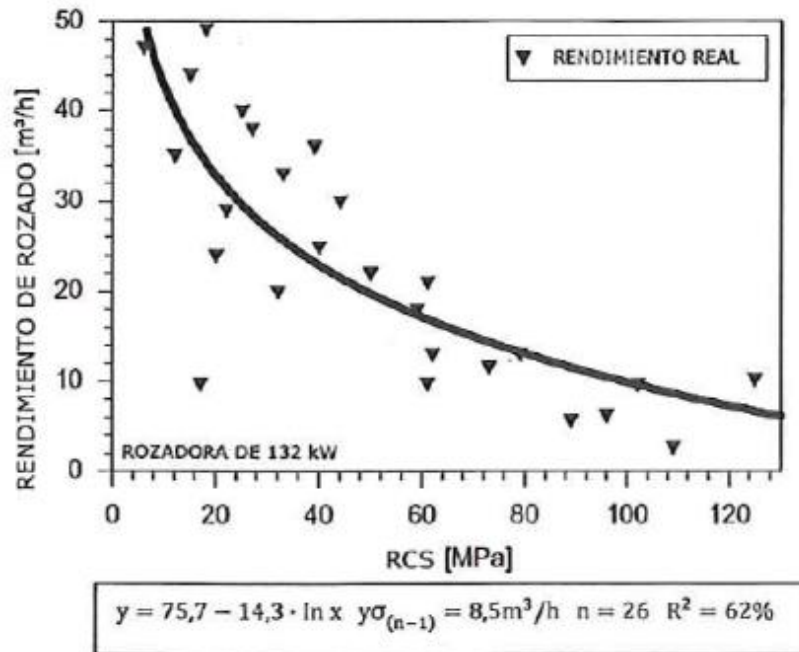


Ilustración 5 – 116: Correlación entre rendimientos de rozado y resultados de UCS obtenidos en ensayos de laboratorio. (Carlos López Jimeno et al., 2012)

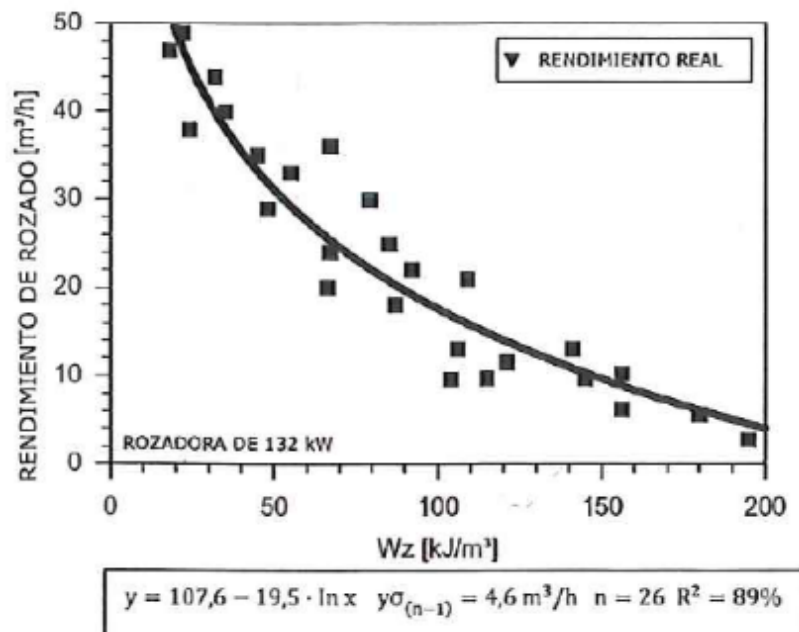


Ilustración 5 – 117: Rendimientos de rozado correlacionados con los resultados del ensayo de trabajo de destrucción sobre muestras de pizarras arcillosas y cuarcitas. (Carlos López Jimeno et al., 2012)

Finalmente, se obtiene la siguiente ecuación para estimar el rendimiento de corte:

$$ICR \left(\frac{m^3}{h} \right) = 107.6 - 19.5 \ln (W_z (KJ/m^3))$$

5.3.2.10.9. MÉTODO DE GÓKTAN Y GUNES (2004)

Estos autores desarrollaron una correlación entre el número de rebotes del martillo Schmidy y el ICR, para una rozadora con una potencia de 90 KW. En la Ilustración 5 - 118, se muestra dicha correlación.

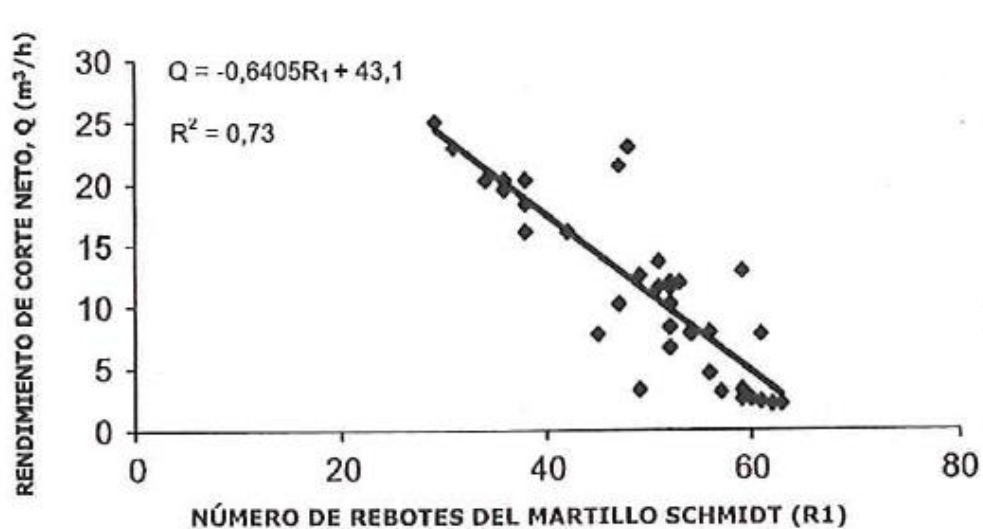
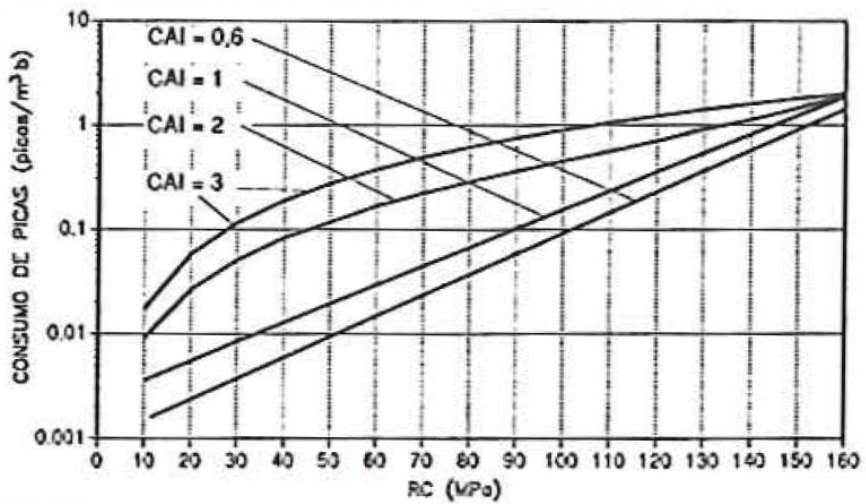
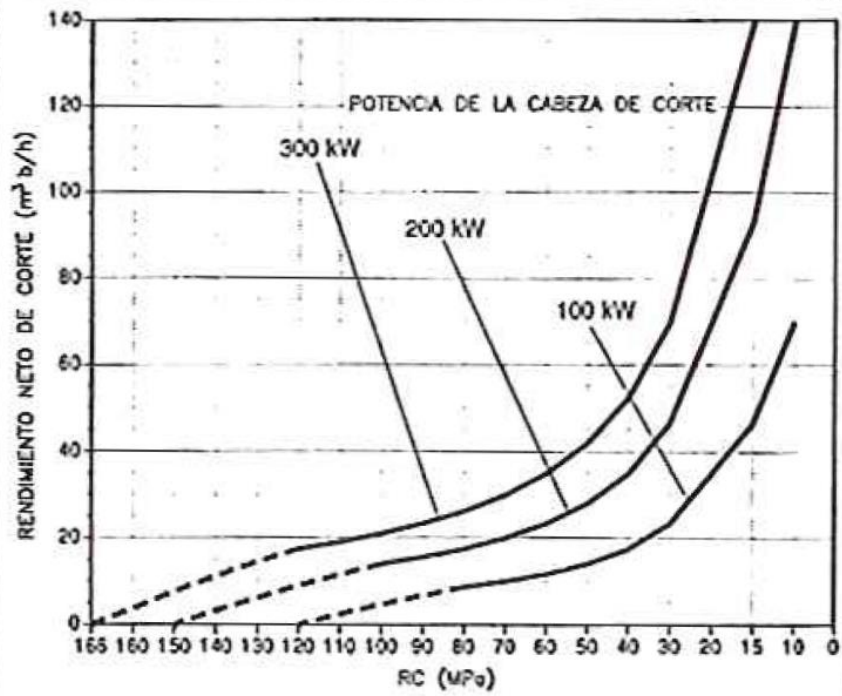


Ilustración 5 – 118: Rendimientos de rozado correlacionados con los resultados del ensayo de trabajo de destrucción sobre muestras de pizarras arcillosas y cuarcitas. (Carlos López Jimeno et al., 2012)

5.3.2.10.10. MÉTODO DE SANDVIK (2002 - 2010)

Los autores de este método, Restner y Gehring, propusieron una relación entre el rendimiento neto de corte, el consumo de picas y los parámetros vitales de la roca, como lo son la resistencia y la abrasividad. (Ver Ilustración 5 - 119).



SUPUESTOS:

- Rozadoras con cabeza de corte transversal.
- Picas de alta calidad con insertos de carburo de tungsteno de 22 mm.
- Operadores con experiencia.

Ilustración 5 – 119: Rendimiento neto de corte y consumo de picas para diferentes valores de UCS e índice de abrasividad. (Carlos López Jimeno et al., 2012)

Así mismo, Restner y Gehring describen en la Tabla 5 - 61 la eficiencia de la rozabilidad en función de varios criterios:

Tabla 5 - 63: Rozabilidad relativa en función de diferentes criterios. (López Jimeno et al., 2012).

ROZABILIDAD RELATIVA	RELACIÓN RESISTENCIA COMPRESIÓN / TRACCIÓN	ENERGÍA ESPECÍFICA DE FRACTURACIÓN (N.M/Mpa)	
		Rocas salinas	Otros tipos relevantes de roca
Muy buena	> 20	< 0,3	< 0,3
Buena	15 - 20	0,3 - 0,6	0,15 - 0,20
Media	9 - 15	0,6 - 1,2	0,20 - 0,30
Pobre	6 - 9	1,2 - 2	0,30 - 0,45
Muy pobre	< 6	> 2	> 0,45

Por otra parte, la influencia que genera la rozabilidad en las picas de corte es importante, ya que de ello depende la eficiencia de la cortabilidad, tal y como se muestra en las Ilustraciones 5 – 120 e Ilustración 5 - 121.

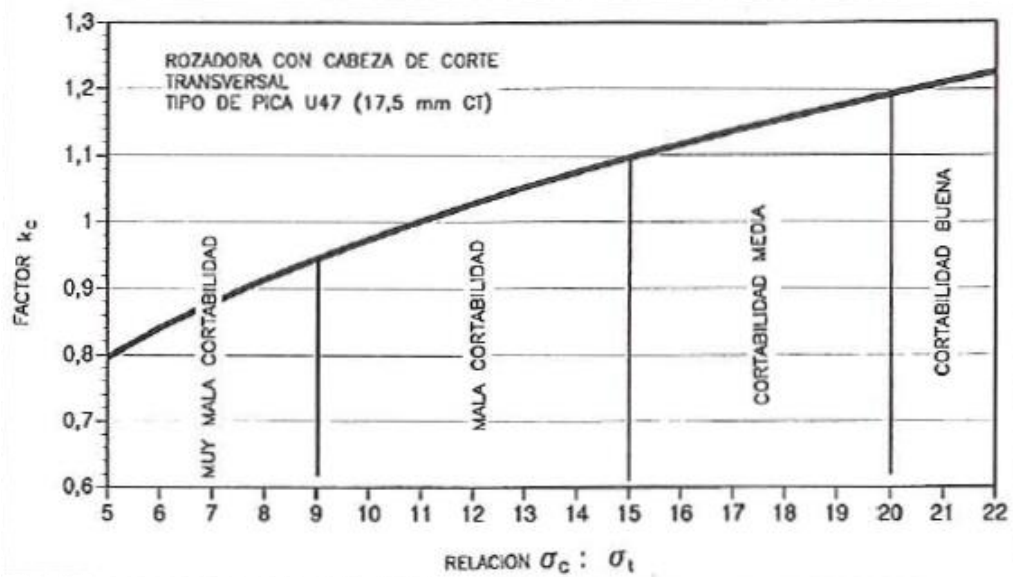


Ilustración 5 – 120: Influencia de la rozabilidad relativa, expresada como la relación UCS/UTS, sobre el rendimiento neto de corte. (Carlos López Jimeno et al., 2012)

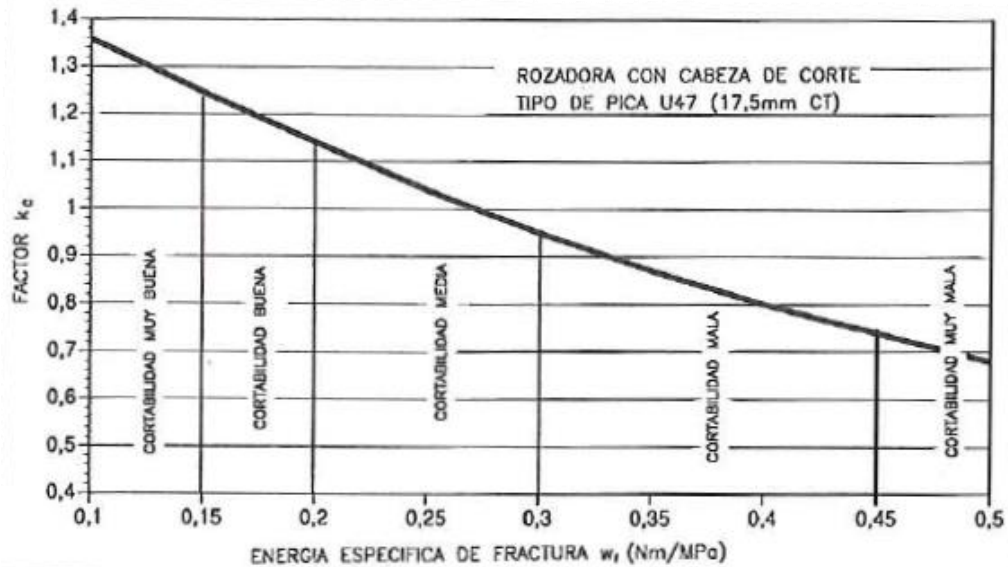


Ilustración 5 – 121: Influencia de la rozabilidad relativa, expresada como la energía específica de la fracturación W_{fr} en función del rendimiento de corte. (Carlos López Jimeno et al., 2012)

Ahora, las discontinuidades presentes en macizos rocosos interfieren en el rendimiento de corte. Según López Jimeno et al., 2012, los planos de fracturación que ayudan al rendimiento pueden estar entre los 0.20 y 0.25 m (Ver figura 5 - 122).

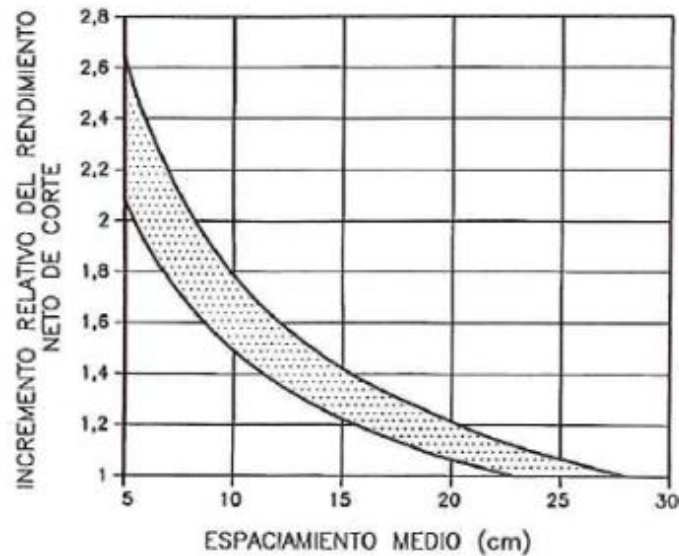


Ilustración 5 – 122: Incremento relativo del rendimiento de corte K_{pr} , con respecto a la frecuencia de planos de discontinuidad (Carlos López Jimeno et al., 2012)

Por otra parte, López Jimeno et al., 2012, propone la siguiente ecuación para calcular el rendimiento neto de corte efectivo:

$$NCR_{efectivo} = NCR_{teorico} * K_c * K_p$$

Donde:

$NCR_{teorico}$ =Rendimeinto de corte teórico, estimado en función del UCS.

K_c = Rozabilidad relativa.

K_p =Influenciad de las propiedades del macizo rocoso.

Es de anotar que, este autor propone un nuevo método que estima un valor cuantitativo de la influencia del macizo rocoso en todo tipo de rozadoras, a partir de la clasificación RMR. Así mismo se obtiene un índice NCR basado en los siguientes parámetros:

- a) Resistencia de la roca intacta.
- b) Tamaño de bloque.
- c) Desarrollos de plano de fractura.
- d) Orientación de los planos de fractura.

Tabla 5 - 64: Sistema RMR revisado para la excavación con rozadoras. (López Jimeno et al., 2012).

RESISTENCIA DE LA ROCA INTACTA		TAMAÑO DE BLOQUE	
UCS (MPa)	Valor	Tamaño de bloque (m³)	Valor
1 - 5	15	> 04	20
5 - 25	12	0,2 - 0,4	16
25 - 50	7	0,1 - 0,2	10
50 - 100	4	0,05 - 0,1	8
100 - 200	0	0,03 - 0,06	5
> 100	1	0,01 - 0,03	3
		< 0,01	1

Tabla 5 - 65: Continuación Tabla 5 – 64: Sistema RMR revisado para la excavación con rozadoras. (López Jimeno et al., 2012).

ESTADO DE LAS DIACLASAS				ORIENTACIÓN DE LAS DIACLASAS	
Descripción			Valor	Influencia en la excavabilidad	Valor
Superficie	Apertura	Pared/Relleno		Muy favorable	-12
Rugosa	Cerrada	Duro/Seco	30	Favorable	-10
Ligeramente rugosa	< 1 mm	Duro/Seco	25	Regular	-5
Ligeramente rugosa	< 1 mm	Blando/Seco	20	Desfavorable	-2
Lisa	1 - 5 mm	Blando/Húmedo	10	Muy desfavorable	0
Muy lisa	> 5 mm	Blando/Húmedo a mojado	0	Para tamaños de bloque < 0,03 m ³	-5

Con respecto a las diaclasas presentes en un macizo rocoso, el autor implemento a través del tamaño de bloque, la valoración para la intensidad de la fracturación o diaclasado. Generalmente en la práctica profesional, se discretizan 3 familias de discontinuidades las cuales definen el tamaño del bloque a partir de la siguiente ecuación:

$$BS = S_1 * S_2 * S_3$$

Donde S_1 , S_2 y S_3 , es el espaciamiento medio entre diaclasas de una familia.

Tabla 5 - 66: Valoración simplificada del estado de las diaclasas. (López Jimeno et al., 2012).

DESCRIPCIÓN DEL ESTADO DE LAS DIACLASAS	VALORACIÓN	OCURRENCIA
Cerrado, rugosa, seca	30	Fuerte recubrimiento, roca "sólida"
Cerrada, parcialmente lisa a manchada/seca	20	Fuerte recubrimiento, interstratificación dura y blanda (frecuentemente en terrenos carboníferos)
Parcialmente abierta (< 1 mm), lisa, relleno delgado (ej. arcilla), seca a húmeda	10	Frecuentemente en rocas ligeramente meteorizadas con poco recubrimiento
Totalmente abierta (> 1 mm), lisa, húmeda a rellena de agua	0 - 5	Rocas intensamente meteorizadas y desintegradas, alteradas tectónicamente

Con respecto a la clasificación de la orientación de una discontinuidad, se continúa trabajando con la propuesta de Fowell y Johnson (1991), donde manifiestan que la

orientación de una discontinuidad está relacionada con la dirección del eje del túnel. (Ver Ilustración 5 – 123).

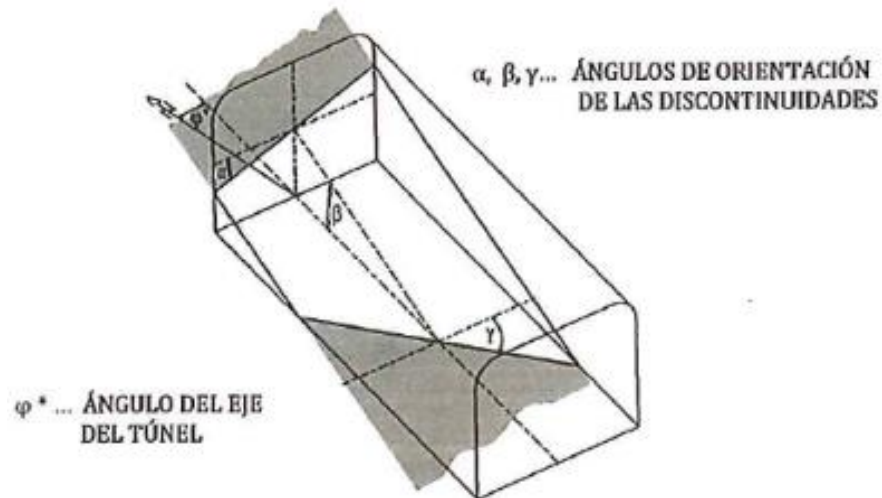


Ilustración 5 – 123: Definición de orientación de una discontinuidad para calificar la orientación de esta. (Carlos López Jimeno et al., 2012)

Tabla 5 - 67: Orientación de las discontinuidades más influyentes y calificaciones propuestas. (López Jimeno et al., 2012).

INTERVALO DE ORIENTACIÓN	CLASIFICACIÓN	VALOR
$- 10^{\circ} < \alpha < + 10^{\circ}$ $- 30^{\circ} < \beta < + 15^{\circ}$	Muy favorable	-12
$- 10^{\circ} < \alpha < + 10^{\circ}$ $- 45^{\circ} < \beta < - 30^{\circ}$ O $+ 15^{\circ} < \beta < + 30^{\circ}$ respectivamente o $- 25^{\circ} < \alpha < + 25^{\circ}$ $- 30^{\circ} < \beta < + 25^{\circ}$	Favorable	-10
$+ 80^{\circ} < \beta < + 90^{\circ}$ o $- 90^{\circ} < \beta < - 80^{\circ}$ respectivamente $+ 25^{\circ} < \gamma < - 25^{\circ}$ o $+ 65^{\circ} < \beta < + 80^{\circ}$ o $- 80^{\circ} < \beta < - 65^{\circ}$ respectivamente $- 25^{\circ} < \gamma < + 25^{\circ}$	Desfavorable	-2
$- 10^{\circ} < \beta < + 10^{\circ}$ $- 25^{\circ} < \gamma < + 25^{\circ}$	Muy desfavorable	0
Orientación no cubierta por las definiciones anteriores	Bueno	-5

5.3.2.11. CÁLCULO DE CONSUMO DE PICAS

En los siguientes numerales, se describen las diferentes metodologías propuestas para estimar el consumo de picas por metros cubico de macizo rocoso:

5.3.2.11.1. TABLAS DE CÁLCULO

Tabla 5 - 68: Trabajo específico para el corte de roca según su resistencia a la compresión y contenido de minerales abrasivos. (López Jimeno et al., 2012).

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN (MPa)	TRABAJO NECESARIO PARA ARRANCAR LA ROCA (kWh/m ³)		
	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		

Según López Jimeno et al., 2012, el fabricante de picas Kennametal utiliza los datos de la Tabla 5 - 66, para estimar el trabajo específico de rozado. Es de anotar que los valores de la tabla se calcularon asumiendo una resistencia a la tracción en relación con la compresión de 1/10.

Una vez estimado un valor de KWh/m^3 , se estima el consumo de picas a través de la siguiente tabla:

Tabla 5 - 69: Relación entre el trabajo de corte de a roca y el consumo de específico de picas según el contenido de minerales abrasivos. (López Jimeno et al., 2012).

TRABAJO NECESARIO PARA EL CORTE (kWh/m^3)	CONSUMO ESPECÍFICO DE PICAS (Picas/ m^3)		
	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

NOTA: Los valores de consumo por metro cubico se basan en la utilización de las picas con un diámetro de carburo de 22 milímetros. 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.

5.3.2.11.2. ÁBACOS DE CÁLCULO

El consumo de picas también se puede estimar a través de ábacos (Ver Ilustración 5 - 124), en función del coeficiente de abrasión F_{schim} y la resistencia de la roca.

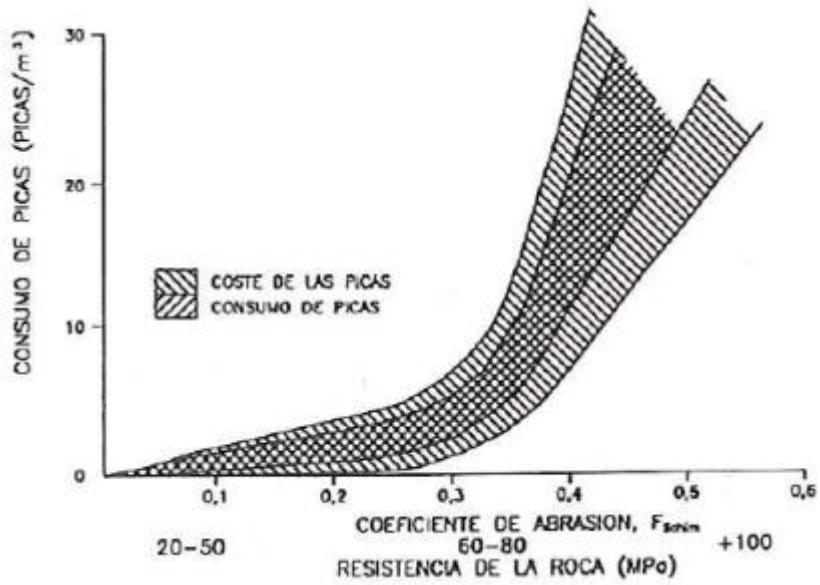


Ilustración 5 – 124:: Muestra del consumo de picas en función del coeficiente de abrasión y de la resistencia de la roca. (Carlos López Jimeno et al., 2012)

También existe otro ábaco para estimar el consumo de picas, propuesto por Eickhoff el cual se presenta a continuación:

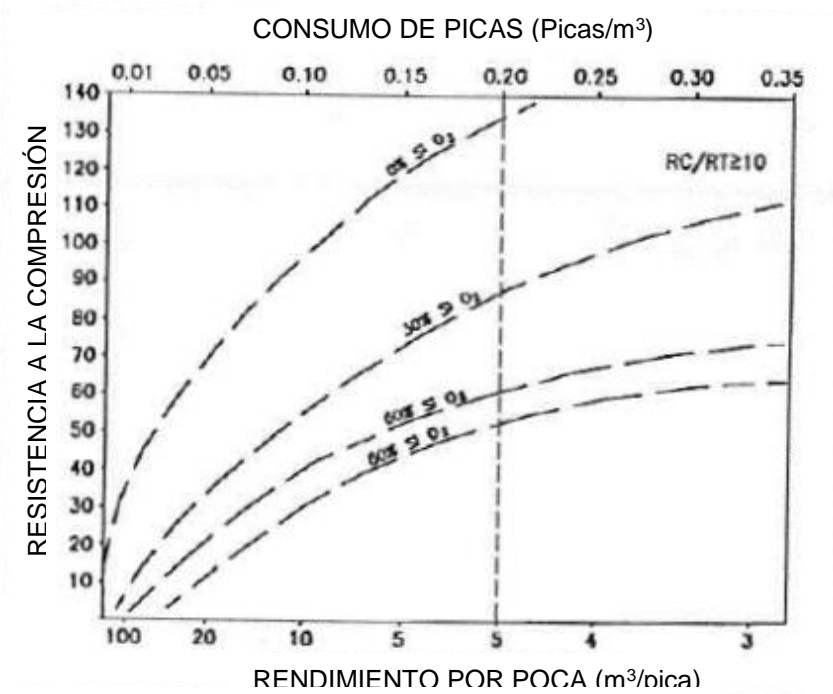


Ilustración 5 – 125: Estimación del consumo de picas a partir del coeficiente de abrasividad y de la resistencia de la roca. (Carlos López Jimeno et al., 2012)

Así mismo, Voest Alpien propuso el siguiente ábaco para picas con un diámetro de punto de 17.5 mm:

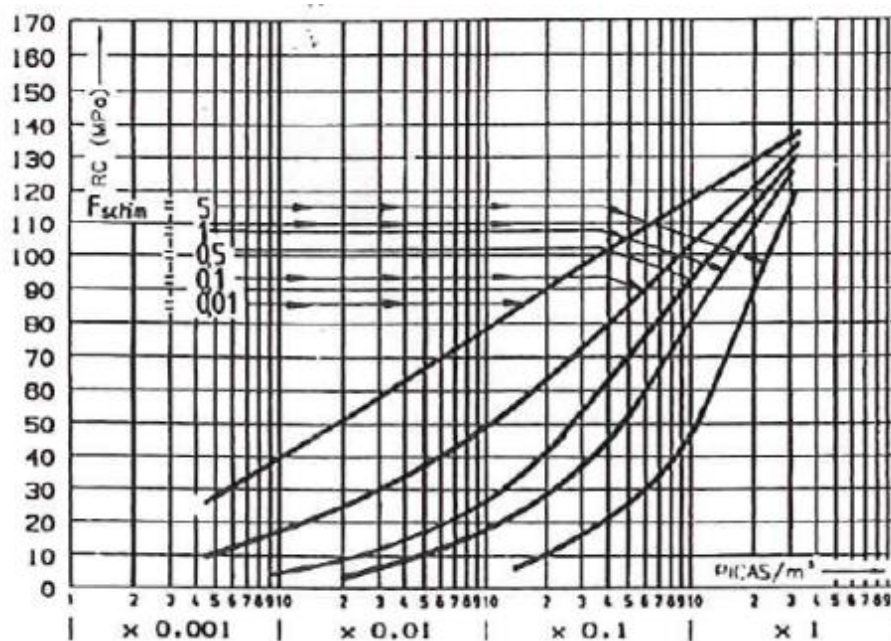


Ilustración 5 – 126: Estimación del consumo de picas a partir del coeficiente de abrasividad de Schimazek y de la resistencia de la roca. (Carlos López Jimeno et al., 2012)

Por otra parte, en la siguiente tabla se muestra el consumo tradicional de picas para diferentes tipos de rocas:

Tabla 5 - 70: Consumo de picas para diferentes tipos de rocas. (López Jimeno et al., 2012).

ABRASIVIDAD	CONSUMO ESPECÍFICO DE PICAS (picas/m³)
Muy baja	< 0,01
Baja	0,01 - 0,05
Media	0,05 - 0,15
Alta	0,15 - 0,30
Muy alta	0,3 - 0,5
Extremadamente alta	> 0,5

Finalmente, Sandvik Mining and Construction actualizo el ábaco de la Ilustración 5 - 127, donde se incluyen las variables de velocidad de corte, cabeza transversal y diámetro de las picas de 25 mm.

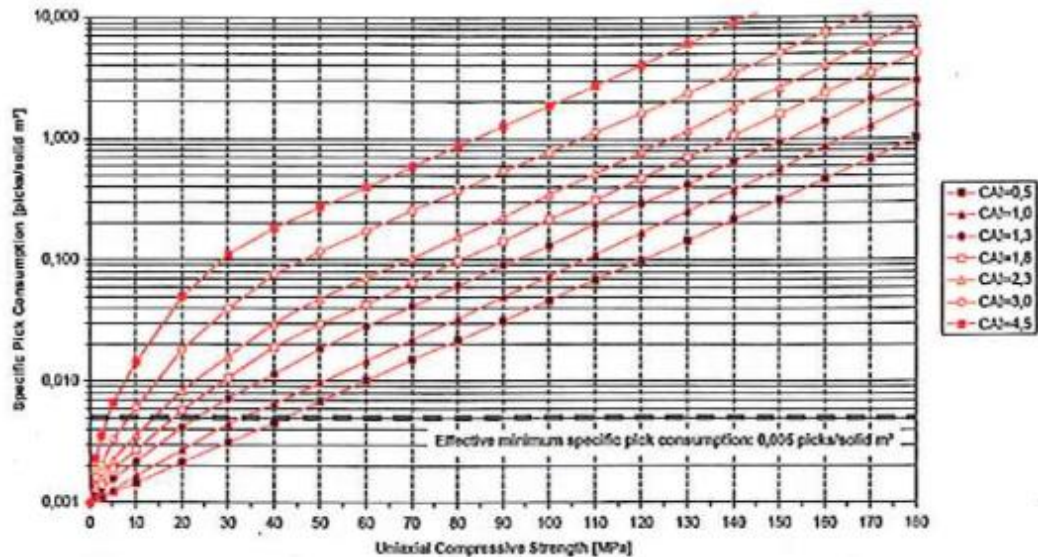


Ilustración 5 – 127: Consumo específico de picas para rozadoras con cabezas transversales y velocidades de corte bajas con picas de 25 mm. (Carlos López Jimeno et al., 2012)

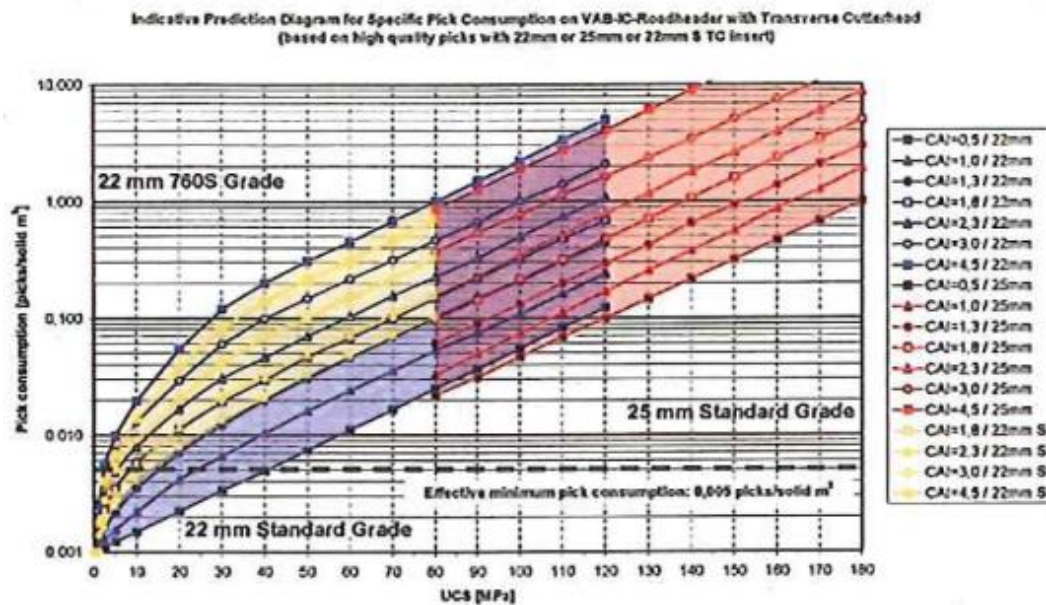


Ilustración 5 – 128: Consumo específico de picas para rozadoras con cabezas transversales y velocidades de corte bajas con picas de 25 mm. (Carlos López Jimeno et al., 2012)

5.3.2.11.3. MÉTODO DE COPUR, OZDEMIR Y ROSTAMI (1998)

Para estimar el consumo de picas, estos autores proponen la siguiente ecuación:

$$BCR = 897.06(RCI)^2 + 6.1769(RCI)$$

$$RCI = UCS/(P * W * CHD)$$

Donde:

BCR = Ritmo de consumo de picas (Picas/m³).

RCI = Índice de consumo de corte de la rozadora.

UCS = Resistencia a la compresión simple (MPa).

P = Potencia de la cabeza de corte (KW)

W = Peso de la rozadora (Ton).

CHD = Diámetro de la cabeza de corte (m).

Según los autores, este método de predicción es aplicable a rocas sedimentarias poco abrasivas y relativamente blandas. En la Ilustración 5 - 129 se muestra la correlación obtenida.

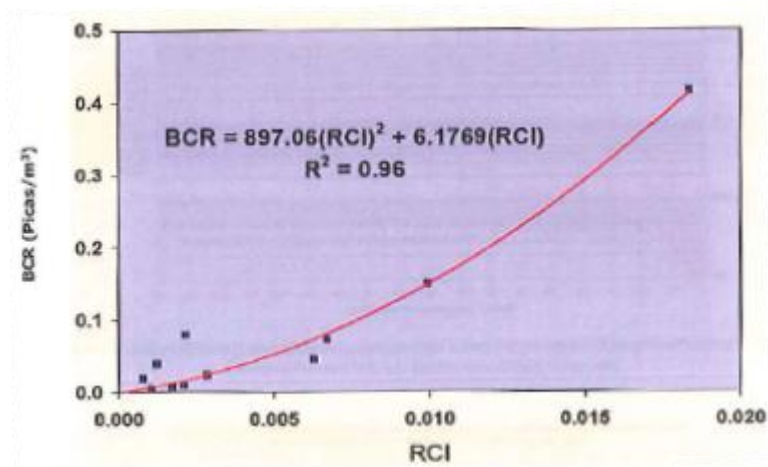


Ilustración 5 – 129: Correlación entre BCR y el RCI para rocas sedimentarias y cabeza de corte transversales. (Carlos López Jimeno et al., 2012)

5.3.2.12. GUÍA TÉCNICA DE CÁLCULO DE RENDIMIENTO

A través del siguiente enlace, pueden visualizar un ejemplo de aplicación de la guía de cálculo para el sistema de excavación mediante maquina rozadora.

- ✓ https://pruebacorreoescuelaingeducomy.sharepoint.com/:b:/g/personal/diego triana-c_mail_escuelaing_edu_co/EfWlwYcrqO1lu-8-Q5VFIhkBm5yYm5WR05JHWHq_NERzA?e=KMt3Gj

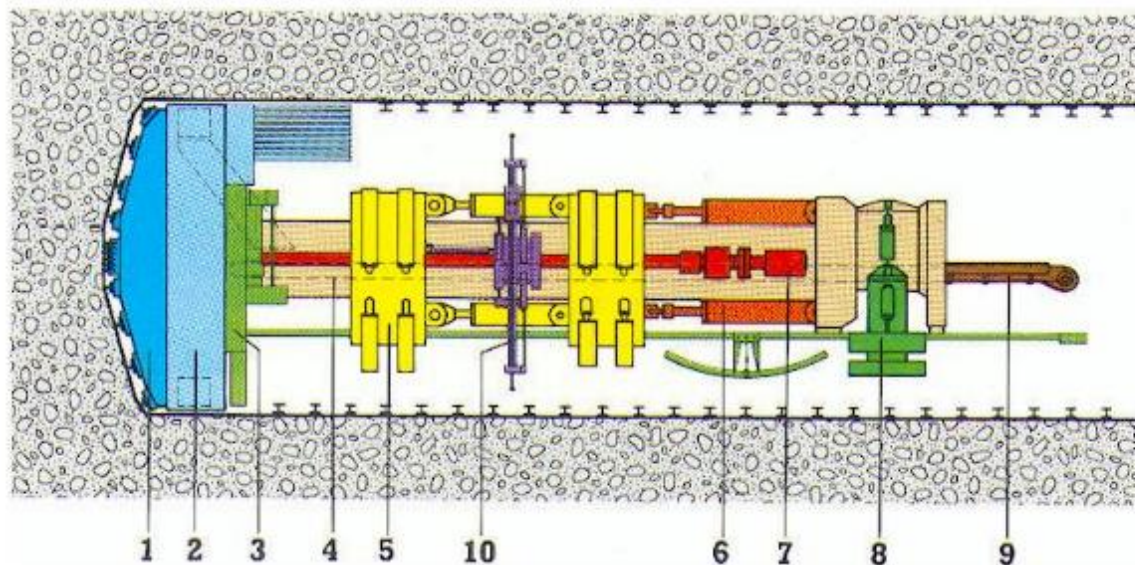
5.3.3. TUNNEL BORING MACHINE (TBM)

También conocidas como maquinas tuneladoras, son equipos diseñados y construidos para efectuar una excavación horizontal en forma de ducto circular, a través de cualquier tipo de terreno. Cabe resaltar que, este tipo de máquinas efectúa la excavación a sección completa.

Según Giraldo, 2010, los principales fabricantes de máquinas TBM son los siguientes:

- | | |
|-------------------------------------|----------------------|
| a) Robbins (USA). | e) Okomura. |
| b) Wirth y Herrenknecht (Alemania). | f) NFM Technologies. |
| c) Hitachi Ltada. | g) LOVAT Inc. |
| d) Kawasaki Heavy Industries. | |

Es importante resaltar que la fabricación de estos equipos tiene una duración de 9 a 12 meses, en función de las especificaciones de cada proyecto. Una vez trasladado el equipo al portal del túnel, este tarda 3 meses en su montaje. Según Giraldo, 2010, la TBM entra en operación en 1.5 años aproximadamente. En la Ilustración 3 – 142 se muestra un esquema de las partes una maquina TBM marca Wirth.



1) Cabezal. 2) Porta rodaje y escudo de polvo. 3) Instalador de concreto y sistema de transporte. 4) Eje interno. 5) 2 porta ejes con escudos de sujeción y cilindros de ajuste. 6) Accionamiento del cabezal. 7) Soporte posterior. 8) Faja transportadora. 9) Faja transportadora. 10) equipo de perforación para anclaje.

Ilustración 3 - 40: Esquema de las partes de una TBM Wirth. (Giraldo, 2010).

5.3.3.1. TIPOS DE MAQUINAS

5.3.3.1.1. TBM TIPO KELLY

Se componen de 4 grippers o mordazas, las cuales se encargan de anclar el frente de la máquina en el terreno y así poder efectuar los trabajos de perforación. Normalmente este tipo de máquinas son diseñadas y construidas para perforar macizos rocosos muy duros, por ende, la importancia de tener un excelente sistema de anclaje (Grippers), ya que, la TBM tipo Kelly está equipada con motores de alta potencia de corte en el cabezal y un gran empuje. En la Ilustración 3 – 143 se muestra una fotografía de este tipo de máquina tuneladora.



Ilustración 3 - 41: Fotografía de una TBM tipo Kelly MK 15" de la fábrica Robbins en Chimay. (Giraldo, 2010).

5.3.3.1.2. TBM CON VIGA PRINCIPAL

De acuerdo con Giraldo, 2010, este tipo de máquinas se componen de 2 grippers, una zapata de soporte debajo del cabezal con estabilizadores laterales y un soporte activo del techo.

Por otra parte, el retiro de la rezaga es muy eficiente, debido a que la maquina tiene acopladas cucharas de bajo perfil, lo cual permite gran limpieza en el frente de excavación. En la Ilustración 3 – 144 se muestra una fotografía de este tipo de maquina tuneladora.



Ilustración 3 - 42: Fotografía de una TBM de viga principal “MB 200” de la fábrica Robbins en Lambayeque. (Giraldo, 2010).

5.3.3.1.3. TBM DE DOBLE ESCUDO

Son máquinas que se usan cuando las condiciones del macizo rocoso son pésimas y los grippers no pueden anclarse en un terreno firme para que la cabeza de corte realice su trabajo de corte y empuje. Dado lo anterior, el segundo escudo que acompaña la máquina se activa y permite mantener la excavación para que no se derrumbe y al mismo tiempo, la fricción desarrollada permite realizar el empuje de la cabeza y el corte.

Mientras que el doble escudo sostiene la excavación, el avance de este depende de la velocidad de instalación del soporte. En la Ilustración 3 – 145 se muestra una fotografía de este tipo de máquina tuneladora.



Ilustración 3 - 43: Fotografía de una TBM de doble escudo de la fábrica Wirth en Pinglin-Taiwan. (Giraldo, 2010).

5.3.3.1.4. TBM DE ESCUDO SIMPLE

Es una maquina compuesta básicamente por un único revestimiento el cual es usado para la propulsión y ejercer el torque necesario para el trabajo de corte. Según Giraldo, 2010, este tipo de TBM se usa para terrenos deleznable, pero también esta diseñadas para trabajar en roca dura y/o fracturada.

En comparación a la TBM de doble escudo, la TBM de simple escudo se usa cuando el terreno no es capaz de soportar los grippers y cuando el túnel es corto y no vale la pena una inversión de doble escudo. En la Ilustración 3 – 146 se muestra una fotografía de este tipo de maquina tuneladora.



Ilustración 3 - 44: Fotografía de una TBM de simple escudo de la fábrica Herrenknecht de 15.43 m de diámetro en Shanghai. (Giraldo, 2010).

5.3.3.2. ANTECEDENTES

Una TBM es una máquina utilizada para la excavación de túneles a sección completa en macizos rocosos duros y para efecto de este documento, este va a ser el lineamiento por seguir de ahora en adelante. El desarrollo de las maquinas tuneladoras para realizar excavaciones de sección completa avanzo significativamente con la introducción de los discos de corte en la cabeza de la máquina, que fue utilizado por primera vez a principios de la década de 1950 por James S. Robbins, basado en ideas desarrolladas en 1850 por Charles Wilson, según lo estipulado por Macías, 2016:

5.3.3.3. MECANISMOS DE FALLA

La penetración de los discos de corte en el macizo rocoso se logra mediante la presión que ejerce el cabezal y sus discos contra la roca. A medida que gira el cabezal y los discos, penetran más en la roca. Este proceso es el resultado de la combinación de los siguientes modos de falla descritos por Macías, 2016:

- a) Penetración por efecto de corte en la superficie de la roca: El filo del disco de corte genera presión sobre el macizo rocoso, provocando su agrietamiento y trituración.
- b) Las grietas se propagan radialmente desde el disco de corte y la superficie de la roca. Esto tritura la roca en trozos gruesos a lo largo de las fracturas generadas por la fuerza de tensión.

En la Ilustración 3 – 147 se muestra el principio teórico de formación de grietas debajo de un disco de corte.

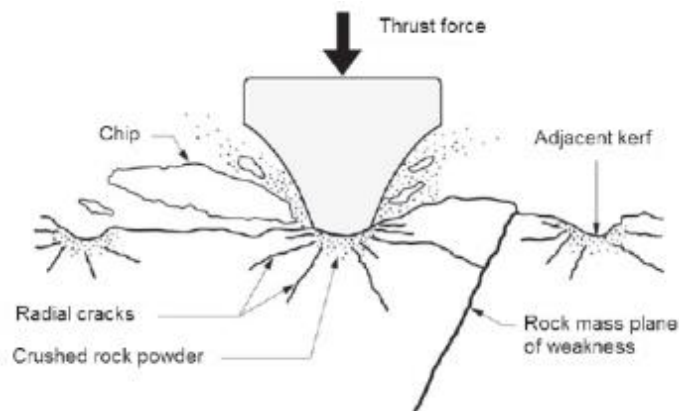


Ilustración 3 - 45: Principio teórico de formación de grietas debajo de un disco de corte. (Macías, 2016)

Según Macías, 2016, el parámetro cortabilidad de la roca se define como la resistencia de la roca en excavación por un disco de corte. Dicho parámetro depende no solo de la roca, sino también de los aspectos del proceso de corte (muescas, diámetro del cortador, velocidad del cortador, empuje del cortador, presencia de agua, etc).

Es así como, se han desarrollado varias máquinas y ensayos para evaluar las propiedades mecánicas de la roca en relación con la capacidad de corte. Dichas propiedades se mencionan a continuación:

- a) Resistencia y deformabilidad.
- b) Dureza de la superficie.
- c) La fragilidad.
- d) Dureza.
- e) Abrasividad.

Por otra parte, la influencia de las discontinuidades del macizo rocoso con respecto a la capacidad de corte actúa significativamente, donde se puede presentar afectación a los discos de corte de manera simultánea y por consiguiente el rendimiento general del proceso de excavación.

5.3.3.4. DISCOS DE CORTE

Según Macías, 2016, el desarrollo tecnológico ha mejorado el rendimiento de los discos de corte de 3 m hasta 14 m en el mejor de los casos, para macizos de roca dura y muy abrasiva. Así mismo describe Macías que, debido a la presión que ejerce el cabezote de la TBM sobre el macizo rocoso, los discos están expuestos a cargas máximas de aproximadamente 3.5 veces más altas que una carga nominal de corte en roca fracturada.

Por otra parte, la separación entre los discos de corte se asocia con la generación de grietas por el efecto de presión y corte de los discos. Es de anotar que la presión es uno de los principales parámetros de la máquina que afectan la ruptura de la roca y por lo tanto la tasa de penetración. El empuje promedio se usa comúnmente y se mide durante un período de tiempo. Actualmente existe el modelo NTNU (Norwegian University of

Science and Technology), el cual utiliza el empuje promedio bruto del disco de corte, que se obtiene al dividir el empuje bruto total por el número de cortadores en el cabezal de corte.

Sin embargo, las tuneladoras ya tienen sistemas incorporados de monitoreo en tiempo real del empuje individual, el desgaste y la temperatura de cada disco de corte, el cual mejora en gran medida la eficiencia de la TBM y proporcionaría una mejor comprensión de los procesos de ruptura de roca y desgaste del disco de corte.

5.3.3.5. CAPACIDAD DE PERFORACIÓN DEL MACIZO ROCOSO

De acuerdo con Macías, 2016, la capacidad de perforación puede definirse como la resistencia (en términos de facilidad o dificultad) encontrada por una máquina tuneladora, que se presenta al penetrar en un macizo rocoso que contiene planos de debilidad.

La velocidad de penetración y el desgaste del disco de corte están influenciados por la roca intacta y las propiedades de la masa rocosa. Las propiedades de la roca intacta se definen típicamente en términos de resistencia, abrasividad y porosidad, esquistosidad y petrografía rocosa, ensayos que ya fueron definidos en un numeral anterior.

Por otra parte, los planos de debilidad o discontinuidades en un macizo rocoso, así como su orientación, pueden ser los principales parámetros que influyen en la penetración y el desgaste de los discos de corte en una maquina tuneladora. Dicho lo anterior, la tasa de penetración también puede estar influenciada por el esfuerzo de la roca in situ, el agua subterránea y otros factores ya mencionados.

Según Macías, 2016, existen muchos estudios por varios autores como lo son Barton (2000, 2012, 2013a), Gong et al. (2005, 2006), Zhao et al. (2007), Yagiz et al (2011), Hassanpour et al (2011), entre otros, donde establecen la relación entre los parámetros geológicos de un macizo rocoso y la capacidad de perforación de una tuneladora.

En la Tabla 3 – 99 y 3 – 100, se describen la influencia de los parámetros geológicos durante la perforación con tuneladoras:

Tabla 3 - 45: Influencia de los parámetros geológicos. (Macías, 2016). Elaboración: Autoría propia.

AUTOR	INFLUENCIA DE PARÁMETRO	AÑO
Wanner y Aeberli	Consideraron la propiedad de la “frecuencia conjunta” que viene determinada por el área total de la junta por unidad de volumen de roca excavada. La observación de campo indicó que solo las juntas producidas por esfuerzos cortantes ejercen una influencia significativa en la penetración específica de la tuneladora.	1979
Howarth	Realizó un trabajo experimental y concluyó que la roca moderadamente fracturada puede mejorar el rendimiento de TBM. Lindqvist y Lai (1983) demostraron la influencia de las propiedades de la roca intacta en experimentos de laboratorio. Sanyo et al (1985) consideraron y estudiaron la importancia de la anisotropía de las masas rocosas, así como de las discontinuidades.	1981
Ribachi y Lembo-Fazio	Analizaron los datos de una excavación ejecutada con una tuneladora en una formación de gneis y documentaron la influencia de la calidad de la roca en el rendimiento de la tuneladora. Indicaron que, para un tipo dado de roca, el espaciamiento de las fracturas tiene una influencia predominante.	2005
Gong et al	Utilizaron modelos numéricos de espaciamiento y orientación conjuntos y lograron una buena correlación con los datos de las investigaciones de campo en la metodología de NTNU.	2005, 2006
Zhao et al	Desarrollaron una red neuronal en conjunto como medio para establecer una relación entre el índice específico de capacidad de perforación del macizo rocoso (SRMBI) y cuatro propiedades influyentes del macizo rocoso: resistencia a la compresión, fragilidad, espaciamiento de las juntas y orientación de estas.	2007
Hassanpour et al	Analizaron la influencia de la geología en las predicciones de desempeño producidas por los modelos de predicción de TBM para varios proyectos de TBM, considerando la influencia geológica de la roca en las predicciones de desempeño. La fracturación de la masa rocosa es el factor geológico que más influye en la tasa de penetración neta y que, por consiguiente, también tiene un impacto importante en el costo de la excavación de túneles en roca dura (Bruland, 2000). Un alto parámetro de fracturación del macizo rocoso significa una mayor capacidad de perforación del macizo rocoso durante la excavación con máquinas tuneladoras en roca dura.	2010, 2011
Farrokh	Un alto parámetro de fracturación del macizo rocoso significa una mayor capacidad de perforación del macizo rocoso durante la excavación con máquinas tuneladoras en roca dura.	2012
Wilfing	Investigó dos parámetros, la tenacidad de las rocas y el patrón de discontinuidad en la masa rocosa para ilustrar la mejora de la penetración de Gehring (1995), el cual consiste en un modelo de predicción de penetración.	2016

Tabla 3 - 46: Continuación Tabla 3 - 99. (Macías, 2016). Elaboración: Autoría propia.

AUTOR	INFLUENCIA DE PARÁMETRO	AÑO
Vassenden	Tiene dos objetivos principales de su doctorado: encontrar un método económico y eficiente en el tiempo para detectar y mapear los efectos de los discos de corte e investigar cómo los discos de corte de una TBM de tamaño completo afectan un macizo rocoso duro. El segundo objetivo es investigar si la velocidad de rotación del cabezal de corte afecta la rotura de la roca, y documentar cualquier efecto.	2016
Seo	Analiza la modelización numérica de la rotura de rocas en túneles perforados con TBM en roca dura, durante su investigación de doctorado. Las pruebas a mediana escala mediante el uso de máquinas de corte lineal (LCM) se utilizan para estudiar el proceso de rotura de rocas.	2016
Geng et al	Simularon el proceso de rotura de roca de los cortadores normales en una TBM, utilizando la estrategia VUMAT basada en ABAQUS, y verificaron los modelos utilizando una máquina de corte rotativo a escala real (RCM). Geng et al (2016b) llevaron a cabo simulaciones del comportamiento mecánico de la cabeza de la TBM en condiciones de suelos de roca mixta utilizando un algoritmo de intersección de rayos, y verificó los modelos utilizando un sistema de cabezal de corte experimental a escala real.	2016

Con base en todo lo anterior, se concluye que la influencia tanto de las propiedades de la roca intacta como de los parámetros del macizo rocoso, tienen una gran importancia para los modelos de predicción de penetración del disco de corte y/o capacidad de perforación de las maquinas TBM.

5.3.3.6. CAPACIDAD DE PERFORACIÓN EN LA ROCA INTACTA

Para Macías, 2016, el término roca no siempre está definido con precisión, por lo tanto, se adhirió a la clasificación de la roca en función del valor de la resistencia a la compresión uniaxial presentada por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (ISRM), que se presenta en la Tabla 3 – 101.

Tabla 3 - 47: Clasificación de la roca basada en el ensayo de compresión axial. (Macías, 2016)

Definition	UCS (MPa)
Soil	< 0.25
Extremely low strength	0.25 - 1
Very low strength	1 - 5
Low strength	5 - 25
Medium strength	25 - 50
High strength	50 - 100
Very high strength	100 - 250
Extremely high strength	> 250

La investigación presentada por Macías, 2016, se limita a 'roca dura', de acuerdo con la clasificación anterior se encuentra en las categorías de alta, muy alta y extremadamente alta. Dado lo anterior, existen varias metodologías disponibles para evaluar la influencia de las propiedades de la roca intacta en la perforación de túneles en roca dura. En la Tabla 3 – 102 y 3 – 103, se describen la influencia de las propiedades de las rocas durante la perforación con tuneladoras:

Tabla 3 - 48: Clasificación de la roca basada en el ensayo de compresión axial. (Macías, 2016).
Elaboración: Autoría propia.

AUTOR	INFLUENCIA DE PARÁMETRO	AÑO
Wilfing	Analizó la tenacidad de la roca utilizando una amplia gama de pruebas de laboratorio, incluyendo UCS, BTS, coeficiente de ruptura LCPC (Thuro et al, 2007) y PLT. El objetivo es desarrollar un método común y apropiado para la caracterización de la tenacidad de la roca que pueda aplicarse en la predicción del rendimiento de las máquinas tuneladoras.	2015, 2016
Howarth y Rowlands	Desarrollaron una medida cuantitativa de la textura de la roca descrita como grano: forma, orientación, grado de entrelazamiento del grano y proporciones relativas de los granos y la matriz. El coeficiente de textura muestra correlaciones muy significativas desde el punto de vista estadístico con los datos de resistencia de la roca y de perforabilidad.	1987
Handewith	Desarrollo una prueba de perforación, la cual ha sido utilizada por muchos investigadores para evaluar parámetros como la perforabilidad de la roca, las estimaciones de la fuerza de corte y la tasa de penetración de la tuneladora.	1970

5.3.3.6.1. PRUEBAS PARA DETERMINAR LA CAPACIDAD DE PERFORACIÓN EN LA ROCA INTACTA

Según Macías, 2016, entre la NTNU (Norwegian University of Science and Technology) y la SINTEF (Foundation for Scientific and Industrial Research), desarrollaron el índice de Velocidad de Perforación (DRI) y el Índice de Vida del Cortador (CLI), que han sido seleccionados como el parámetro de capacidad de perforación para roca intacta. El DRI es un índice de laboratorio que realiza una medición indirecta de la capacidad de perforación de rocas intactas. Cuanto mayor sea el DRI, mayor será la capacidad de perforación, mientras que el CLI representa la vida útil en horas de perforación de los anillos de los discos de corte de acero para la perforación con tuneladoras.

También existe la prueba del índice abrasión, desarrollado y presentado por NTNU a principios de los años 80 y se conoce como el método de prueba de abrasión noruego. Este índice representa una medida de la abrasión de la roca o la capacidad de una roca para inducir el desgaste del acero del disco de corte. A continuación, se explica detalladamente este capítulo.

Macías, 2016, propone una clasificación relacionada entre los valores de DRI y CLI y la distribución de los resultados de la base de datos utilizada en su tesis, la cual se describe en la Tabla 3 – 103.

Tabla 3 - 49: Clasificación de la roca relacionada con los valores de DRI y CLI. (Macías, 2016)

Category	DRI	CLI
Extremely low	< 26	< 4.8
Very low	26 - 32	4.8 – 5.8
Low	33 - 41	5.9 – 8.2
Medium	42 - 52	8.3 – 15.6
High	53 - 62	15.7 – 35
Very high	63 - 73	36 – 72
Extremely high	> 73	> 72

5.3.3.7. ABRASIVIDAD Y DESGASTE DEL DISCO DE CORTE

5.3.3.7.1. PRUEBAS DE ABRASIVIDAD EN LA ROCA DE ÚLTIMA GENERACIÓN EN TÚNELES DE ROCA DURA

Durante las últimas décadas, se han empleado muchos ensayos para medir la abrasividad de la roca. Es así como, Macías, 2016, describe en la Tabla 3 – 104 una lista con los ensayos comúnmente utilizados en relación con la perforación en túneles de roca.

Tabla 3 - 50: Ensayos en roca para determinar su abrasividad. (Macías, 2016)

Test method	Index	Principle	Rock sample	Testing tool
CERCHAR test (1986)	CERCHAR Abrasivity Index (CAI)	Indenter (hard steel) moves over a rock surface	Intact rock	Steel stylus
LCPC test (1990)	LCPC abrasivity Index (ABR)	Impeller (medium hard steel) rotating in a vessel containing crushed rock	Crushed rock (4-6.3 mm)	Metal impeller
NTNU/SINTEF abrasivity (1983)	Abrasion Value cutter Steel (AVS)	Cutter ring steel piece sliding over crushed rock	Crushed rock (<1mm)	Cutter ring steel piece

La abrasividad de la roca generalmente corresponde al contenido de cuarzo y otros minerales duros y abrasivos que contiene la roca. La medición de parámetros mineralógicos como el contenido de cuarzo, el contenido de cuarzo equivalente o el Número de Dureza Vickers, implica métodos que adoptan enfoques diferentes a los de las pruebas tipo.

El parámetro de Contenido Equivalente de Cuarzo abarca la influencia de todo el contenido mineral de la roca en la abrasividad relativa al cuarzo, mientras que el Número de Dureza Vickers se utiliza como una medida de la abrasividad de cada mineral en un componente individual. Los valores individuales de dureza Vickers, combinados con el porcentaje de cada mineral que se encuentra en una roca, pueden utilizarse para calcular el número de dureza Vickers o VHNR, de acuerdo con Macías, 2016.

La prueba de abrasividad CERCHAR se utiliza para determinar el Índice de Abrasividad CERCHAR (CAI) y fue desarrollada y presentada originalmente por el Centre d'Études et Recherches des Charbonnages de Francia en los años 70. La prueba mide el desgaste de la punta de un palpador de acero con una dureza especificada en la ASTM, 2010 o ISRM, 2014. El CAI es una unidad sin dimensiones y se calcula multiplicando el desgaste de la superficie de la probeta en unidades de 0,01 mm por 10. En la Tabla 3 – 105 se muestra el sistema de clasificación de abrasividad CAI sugerido por la ISRM (2014).

Tabla 3 - 51: Clasificación de la abrasividad a partir del CAI y relacionada con la ASTM y la ISRM. (Macías, 2016)

Classification of abrasiveness	CAI	
	ASTM 2010	ISRM, 2014
Extremely low	ND	0.1–0.4
Very low	0.3-0.5	0.5–0.9
Low	0.5-1.0	1.0–1.9
Medium	1.0-2.0	2.0–2.9
High	2.0-4.0	3.0–3.9
Extreme/Very high	4.0-6.0	4.0–4.9
Quartzitic/Extremely high	6.0-7.0	≥5

También existe la prueba LCPC, la cual determina un índice llamado LCPC Abrasivity Coefficient (LAC) para clasificar la abrasividad de la roca. El principio de prueba fue desarrollado originalmente y presentado por el Laboratoire Central des Ponts et Chaussées en los años 80 (Normalisation Française P18-579, 1990). El equipo de prueba consta de un impulsor, conformado por una placa metálica rectangular de dimensiones 50 × 25 × 5 mm. Gira durante 5 minutos a una velocidad de 4.500 rpm dentro de un recipiente cilíndrico lleno del material de la muestra de roca, que consiste en 500 ± 2 gramos de un espécimen de roca triturado, tamizado y secado al aire. El impulsor se pesa antes y después de la prueba y su pérdida de peso constituye una medida de la abrasividad de la roca. El LAC se expresa como la pérdida de peso del impulsor dividida por la masa de la muestra (500 g) determinada por la siguiente ecuación:

$$LAC = (M_0 - m)/M$$

Donde:

M_0 = Peso en gramos del impulsor de acero antes del ensayo.

m = Peso en gramos del impulsor de acero después de la prueba.

M = Peso del material de la muestra (0,0005 Ton).

El valor del LAC varía entre 0 y 2.000 g/Ton para rocas naturales y muestras de suelo, y Thuro y Käsling (2009) informaron de una buena relación lineal entre ALC y CAI. En la Tabla 3 - 106 se presenta una clasificación para América Latina y el Caribe, según Macías, 2016.

Tabla 3 - 52: Clasificación del valor de LAC. (Macías, 2016)

LAC (g/t)	Classification
0–50	Not abrasive
50–100	Not very abrasive
100–250	Slightly abrasive
250–500	Medium abrasive
500–1,250	Very abrasive
1,250–2,000	Extremely abrasive

Por otra parte, también existe el índice Abrasion Value Cutter Steel (AVS), el cual fue desarrollado y presentado por NTNU y se conoce como el método de prueba de abrasión noruego. El índice AVS representa una medida de la abrasión de la roca o la capacidad de una roca para inducir el desgaste del acero del anillo del disco de corte. Es un parámetro dependiente del tiempo que se determina midiendo la abrasión del acero de corte causada por polvo de roca triturado y tamizado (< 1,0 mm). El índice AVS se define como la pérdida de peso medida de la pieza de prueba en miligramos después de 1 minuto (20 revoluciones) de la prueba. Según Dahl et al. (2012), los valores de AVS que se encuentran actualmente en la base de datos de NTNU/SINTEF después de 2.621 pruebas registradas oscilan entre 0,0 (no mensurable, registrado para la piedra caliza) y 68,5 (cuarcita). En la Tabla 3 – 107 se presenta una clasificación del índice AVS.

Tabla 3 - 53: Clasificación de la abrasión de la roca relacionado con el disco de corte. (Macías, 2016)

AVS (mg)	Abrasion on cutter steel
≥44.0	Extremely high
36.0–44.0	Very high
26.0–35.9	High
13.0–25.9	Medium
4.0–12.9	Low
1.1–3.9	Very low
≤1.0	Extremely low

5.3.3.7.2. DESGASTE DEL DISCO DE CORTE EN LA PERFORACIÓN DE TÚNELES DE ROCA DURA

El desgaste del disco de corte ha sido analizado por varios investigadores, los cuales se resumen en la Tabla 3 – 108 y 3 - 109.

Tabla 3 - 54: Clasificación de la abrasión de la roca relacionado con el disco de corte. (Macías, 2016).
Elaboración: Autoría propia.

AUTOR	INVESTIGACIÓN	AÑO
Bruland	Describe una variedad de comportamientos de desgaste dependiendo de si el proceso de desgaste de la cortadora se define como abrasivo o destructivo. El desgaste abrasivo es el más común y es proporcional a la distancia de rodamiento de la cortadora. Desde entonces, se ha verificado la relación entre el desgaste del disco de corte y la distancia de rodadura. Frenzel y otros (2008) definen dos grupos principales de factores que influyen en el desgaste de las fresas de disco: geológicos y operativos	2000
Hassanpour et al	Analizaron la relación entre los parámetros geológicos y el consumo de los discos de corte en un proyecto de túnel TBM de roca dura recientemente terminado que excavó rocas piroclásticas e ígneas máficas. Los resultados indicaron que las mejores correlaciones con la vida del disco de corte se mostraron con los parámetros de roca intacta VHNR y UCS.	2014
Ratia et al	Analizaron el efecto de las propiedades abrasivas sobre los aceros y los metales duros, concluyendo que es esencial tener en cuenta tanto las condiciones de contacto como el entorno de desgaste total durante la evaluación del desgaste	2014

Tabla 3 - 55: Continuación Tabla 3 – 108. (Macías, 2016). Elaboración: Autoría propia.

AUTOR	INVESTIGACIÓN	AÑO
Espallargas et al	Emplearon varias pruebas de laboratorio para evaluar la influencia de la corrosión en el desgaste abrasivo del acero de las fresas TBM al interactuar con los fluidos de excavación	2014
Ellecosta	Realizaron la prueba de dureza Vickers utilizando cargas de hasta HV 30. Se probaron varios tipos de roca y las correspondientes fresas de disco para evaluar la relevancia del método para la caracterización de la abrasividad y el desgaste de la roca.	2015

5.3.3.8. GEOMETRÍA Y DIÁMETRO DEL TÚNEL

Las máquinas TBM tienen una limitante en su geometría, debido a que solamente realizan la perforación en una sección circular. Con respecto al diámetro, este no es una limitante dado que la cabeza de corte puede fabricarse en cualquier diámetro.

5.3.3.8.1. SECCIÓN TRANSVERSAL DEL TÚNEL

De acuerdo con Bruland, 2015, se han desarrollado máquinas TBM con un diámetro de aproximadamente 2 a 12 m (3 a 113 m²), para perforaciones en roca dura. Las nuevas máquinas pueden construirse para cumplir con cualquier especificación de diámetro mayores a las descritas. Al especificar el diámetro de la máquina, se debe considerar que el desgaste normal de los discos de corte ubicados en el perímetro del cabezal de corte puede reducir el diámetro del túnel hasta en 40 mm.

5.3.3.8.2. GRADIENTE DE TÚNEL

Las máquinas tuneladoras se pueden construir para perforar prácticamente en todos los gradientes de túneles. El gradiente está limitado por el sistema de transporte de la rezaga, los cuales se mencionan a continuación:

- a) Transporte por ferrocarril.
- b) Transporte de camiones.
- c) Transporte de cinta transportadora.

En la Tabla 3 – 110 se describen las características para cada tipo de transporte de rezaga.

Tabla 3 - 56: Continuación Tabla 3 – 108. (Bruland, 2014). Elaboración: Autoría propia.

TRANSPORTE	DESCRIPCIÓN DE USO
Ferrocarril	Tiene un límite de gradiente de aproximadamente $\pm 2\%$, sin utilizar equipo especial. Al mismo tiempo, el gradiente del túnel debe ser mayor que $\pm 0.15\%$ para facilitar una inversión de túnel autodrenante.
Camiones	Es factible para diámetros mayores a aproximadamente 8 m si se quiere evitar los nichos de giro. El límite del gradiente es de $\pm 15\%$, con un pavimento de alta calidad. El transporte por camión requiere una pendiente mínima de 0.25% para un buen drenaje.
Cinta transportadora	Es factible para diámetros de túnel mayores a 3 m. Se puede usar una cinta transportadora estándar para gradientes de túneles tan inclinados como $\pm 20\%$. Dado que el uso de una cinta transportadora debe combinarse con un sistema de transporte diferente para el personal, los cortadores, etc., el gradiente del túnel está limitado por el método de transporte auxiliar.

5.3.3.8.3. RADIO DE CURVA

El radio de curva mínimo para la perforación de un túnel depende tanto de la TBM como del sistema de soporte a instalarse. Según Bruland, 2014, las máquinas tuneladoras tienen un radio de curva mínimo de 40 a 80 m cuando se realiza la perforación (si la máquina no está perforando, se limita entre 15 a 25 m. Así mismo, la cinta transportadora determina el radio mínimo de la curva. Cuando se utiliza un sistema de soporte donde la instalación se realiza por tramos largos, el radio de curva mínimo es de 250 a 450 m.

5.3.3.8.4. LONGITUD DEL TÚNEL

La longitud del túnel que puede perforarse desde un extremo es muy larga, por lo tanto, a continuación, se mencionan los factores limitantes para no lograr perforar tramos largos de túnel:

- a) Ambiente laboral - Ventilación.
- b) Transporte de rezaga - Método y capacidad.
- c) Gradiente del túnel - Perforación en declive.
- d) Diámetro del túnel.

- e) Tiempo total de construcción.
- f) Costos totales de construcción, particularmente el interés durante la construcción.

5.3.3.9. MODELOS DE PREDICCIÓN DE RENDIMIENTO Y VIDA ÚTIL DE LOS DISCOS DE CORTE EN LA PERFORACIÓN DE TÚNELES DE ROCA DURA

La estimación del rendimiento de la excavación es el parámetro decisivo en la selección de los métodos de excavación y con ello se elabora la planificación y gestión de riesgos de los proyectos de excavación de TBM. Una predicción fiable facilita el control del riesgo y permite evitar retrasos y excesos presupuestarios.

El principal factor utilizado para la predicción de parámetros como la velocidad de avance, el consumo del disco de corte y los costes de los proyectos de con maquina TBM en macizos rocosos duros, es la tasa de penetración neta (m/h). La tasa de penetración se determina a partir de las propiedades del macizo rocoso y de los parámetros de la máquina.

Por otra parte, la velocidad de avance se obtiene a partir de la velocidad neta de penetración (m/h, teniendo en cuenta la utilización de la máquina. La utilización de la máquina es el tiempo neto de perforación del tiempo total disponible expresado en porcentaje. Según Macías, 2016, gran parte del tiempo disponible se utiliza para otras actividades además de la perforación (por ejemplo, volver a agarrar, cambiar el disco de corte e inspeccionar, reparar y dar servicio a la máquina tuneladora y a la instalación del soporte de ser el caso, instalar y retrasar el sistema de transporte, instalar y retrasar el servicio del túnel, realizar levantamientos topográficos y otros (tiempos muertos).

Además, las estimaciones deben considerar otro tiempos muertos como: el montaje y desmontaje de la máquina tuneladora y el respaldo, el soporte y revestimiento permanente de la roca, la excavación de nichos o ramificaciones, la perforación y estabilización de zonas de mala calidad de la roca, los trabajos de perforación y

preinyección de sondas, las averías importantes de las máquinas, el desmantelamiento de las instalaciones y el tiempo adicional para condiciones inesperadas de la masa rocosa.

Es importante anotar que en los cálculos habituales que se elaboran no se incluye el tiempo adicional asociado con la estabilidad del terreno en zonas altamente fracturadas y con fallas, por lo tanto, según Macías, 2016, se debe tener especial cuidado al predecir el rendimiento de una tuneladora en los macizos rocosos que presentan bajos niveles de fracturación.

Finalmente, Macías 2016, hace énfasis en que el cálculo del rendimiento de una excavación con una maquina tuneladora, debe corregirse con un gradiente de desaceleración, debido a que la velocidad de avance no es una constante con respecto a la longitud del túnel, por lo tanto, en el tiempo también se ve afectado. En la Ilustración 3 – 148 se muestra este suceso.

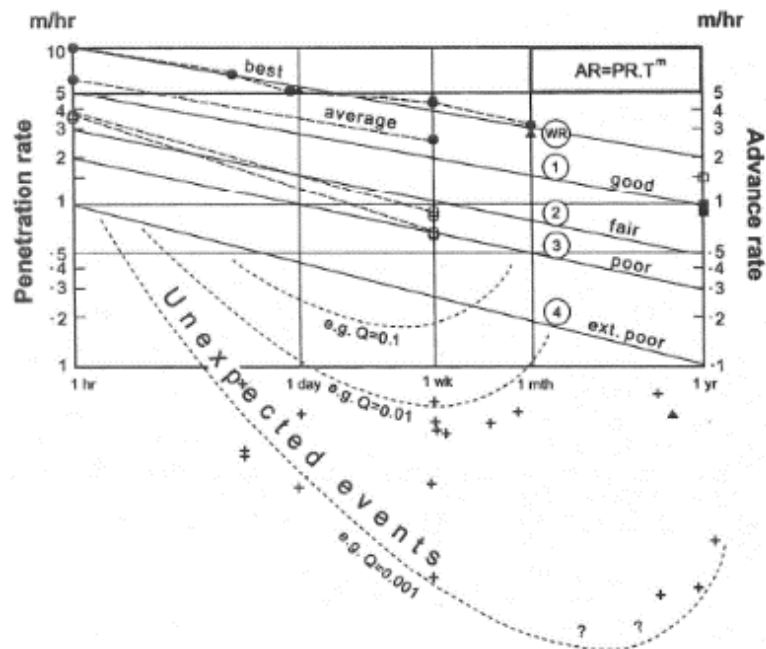


Ilustración 3 - 46: Tasa de avance en disminución sucesiva, para túneles con más de 1 Km de longitud. (Macías, 2016)

En la Tabla 3 – 111 se describen los autores que han incluido en sus metodologías de cálculo, la disminución del avance de perforación con máquinas TBM para túneles largos.

Tabla 3 - 57: Continuación Tabla 3 – 108. (Macías, 2016). Elaboración: Autoría propia.

AUTOR	INVESTIGACIÓN	AÑO
Barton	El modelo QTBM ha considerado la disminución de la velocidad de avance debido a la longitud del túnel y, por tanto, a la dependencia temporal.	2000, 2013
NTNU	El modelo de predicción de NTNU ha introducido el consumo de tiempo extra en las actividades de tunelización debido a la longitud del túnel, para la curva de aprendizaje y para los encabezados largos.	---
Bieniawski et al	El modelo RME considera un factor de adaptación que reduce la tasa de avance durante el efecto de la curva de aprendizaje. Sorprendentemente, el factor de adaptación se vuelve positivo con el aumento de la longitud del túnel sin incluir otras razones de desaceleración que no es lo que han reportado otras investigaciones (Barton, 2000; Bruland, 2000b).	---

5.3.3.9.1. MODELOS DE PREDICCIÓN DEL RENDIMIENTO EN LA PERFORACIÓN DE TÚNELES DE ROCA DURA

En la Ilustración 3 – 149 se muestra un cronograma de modelos comunes de predicción del desempeño de los discos de corte, desarrollados en los últimos 40 años.

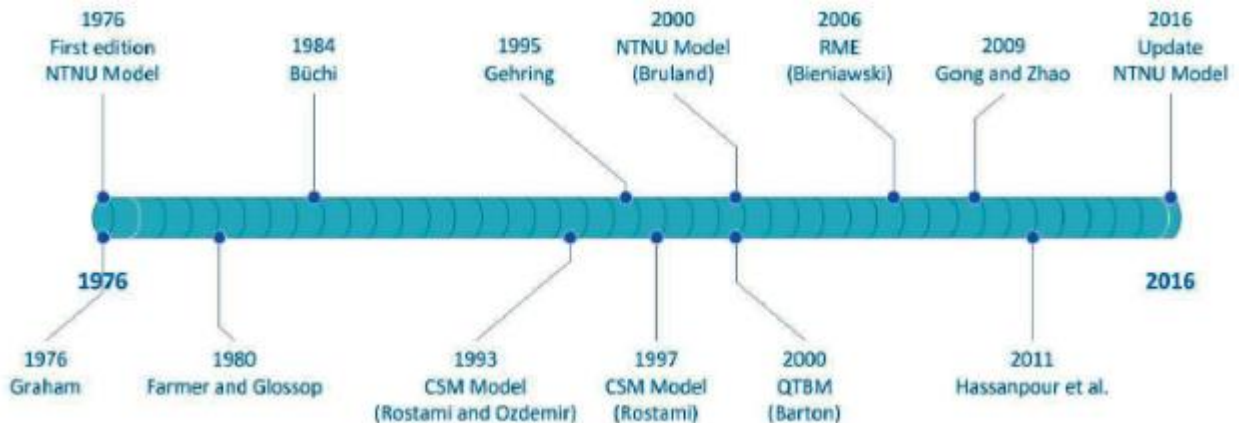


Ilustración 3 - 47: cronograma de modelos comunes de predicción del desempeño de los discos de corte. (Macías, 2016)

Según Macías, 2016, los modelos de predicción mencionados han sido objeto de comparación, sin embargo, estos modelos adoptan enfoques diferentes y sus parámetros de entrada, especialmente en términos de las propiedades del macizo rocoso varían bastante, por lo tanto, comparar los modelos es difícil.

Por otra parte, otro tema a considerar es el alcance de la aplicabilidad de los diferentes modelos. En la Tabla 3 - 112 se describen los principales parámetros básicos de entrada y salida de los modelos comunes de predicción del rendimiento.

Tabla 3 - 58: Principales parámetros básicos de entrada y salida de los modelos comunes de predicción del rendimiento. (Macías, 2016)

Penetration rate model	Basic input parameters		Output parameters	Reference
	Rock parameters	Machine parameters		
Gehring model	UCS, rock mass fabric	Cutter thrust, cutter diameter and spacing	Penetration rate	Gehring (1995)
CSM Model	UCS, BTS	Cutter diameter, cutter tip width, average cutter spacing, number of cutters, cutterhead rpm, thrust force	Penetration rate	Rostami (1997)
NTNU model	DRI, porosity, degree of fracturing, orientation, CLI, quartz content	TBM diameter, Cutter diameter, number of cutters, gross average cutter thrust, rpm	Penetration rate, advance rate	Bruand (2000)
Q _{TBM}	Q-value (with RQD _o), rock strength (UCS, PLT), density, porosity CLI, quartz content, induced biaxial stress on tunnel face	Average cutter load, TBM diameter	Penetration rate, advance rate	Barton (2000)
RME	RMR parameters, DRI	TBM diameter, type of machine	Penetration rate, advance rate	Bieniawski et al. (2006)

De acuerdo con Macías, 2016, en los últimos años se han desarrollado otros modelos de predicción, los cuales se describen en la Tabla 3 – 113.

Tabla 3 - 59: Modelos de predicción de rendimiento de excavación. (Macías, 2016). Elaboración: Autoría propia.

AUTOR	INVESTIGACIÓN	AÑO
Yagiz	Identificó cinco propiedades de masas rocosas como variables independientes para las predicciones de la tasa de penetración a partir de los datos recolectados en un proyecto de TBM en la ciudad de Nueva York, Estados Unidos. El enfoque estadístico dio como resultado una ecuación de predicción.	2008
Gong y Zhao	Introdujeron un modelo conceptual de masa rocosa para la predicción de la tasa de penetración de TBM. Las propiedades relevantes de la masa rocosa identificadas para el modelo fueron la resistencia de la roca, la fragilidad de la roca, el espaciamiento de las juntas y la orientación de estas. El modelo se basa en datos recogidos durante la construcción del sistema de alcantarillado de túneles profundos (DTSS) en Singapur.	2009
Hassanpour et al	Propusieron un nuevo modelo de predicción para el rendimiento de las máquinas o la tasa de penetración neta (m/h). Se seleccionaron dos propiedades principales de la roca para el nuevo modelo, la resistencia a la compresión uniaxial (UCS) y la designación de calidad de la roca (RQD) y los parámetros operativos, el empuje medio del cabezal de corte y la velocidad del cabezal de corte. El modelo se basa en datos empíricos de cuatro proyectos de túneles con una longitud total de 55 km y diámetros de tuneladora de 4,5-10 metros.	2011
Farrokh et al	Generó un modelo basado en el análisis de datos de más de 300 proyectos internacionales de TBM. Los registros de datos, incluyendo las propiedades de la masa rocosa y los parámetros de la máquina, se analizaron mediante regresión multivariada, lo que dio lugar a ecuaciones de regresión para calcular la tasa de penetración.	2012
Delisio y Zhao	Introdujeron un nuevo modelo para la predicción del rendimiento de las máquinas tuneladoras, específicamente en condiciones de roca en bloque. El modelo fue desarrollado a partir de datos de TBM y parámetros geológicos/geotécnicos recogidos en dos túneles excavados en un terreno con condiciones de bloqueo.	2014
Yagiz	desarrolló el modelo CSM modificado incluyendo el efecto de la fractura y fragilidad de la masa rocosa en la versión existente del modelo (Rostami, 1997). La fractura de la masa rocosa es una combinación de espacio y ángulo de fractura basada en la metodología NTNU (Bruland, 2000bd). La evaluación de la fragilidad se determina mediante la prueba de penetración del punzón.	2014
Wilfing	Introdujo recientemente el modelo modificado de Gehring, llamado Modelo Alpino para las predicciones de la tasa de penetración. El nuevo enfoque introduce un nuevo parámetro llamado enfoque de intercepción y BTS o LBC en la ecuación original (Gehring, 1995) con el fin de evaluar la relación entre la fuerza aplicada y la penetración resultante en la perforación de túneles de roca dura. El nuevo parámetro depende de la capacidad de ruptura del LCPC y de la resistencia a la tracción brasileña.	2016

5.3.3.9.2. EVALUACIONES DE LA VIDA ÚTIL DE LOS DISCOS DE CORTE EN LA PERFORACIÓN DE TÚNELES DE ROCA DURA

El rendimiento de la excavación de túneles puede afectarse por el consumo de los discos de corte, especialmente en condiciones de roca dura y abrasiva, ya que el tiempo en el cambio de los discos puede retrasar además de la perforación otras actividades, por lo tanto, para tener el control durante los trabajos de excavación se necesitan métodos fiables para predecir el consumo de los discos de corte. En la Tabla 3 – 114 se describen dichos métodos con sus respectivos autores.

Tabla 3 - 60: Métodos o modelos de evaluación de vida útil de los discos de corte. (Macías, 2016).
Elaboración: Autoría propia.

AUTOR	MÉTODOS O MODELOS DE EVALUACIÓN DE VIDA ÚTIL DE LOS DISCOS DE CORTE	AÑO
Gehring		1995
Rostami	CSM	1997
Bruland	NTNU	2000
Maidl et al		2008
Bieniawski et al	Índice de Excavabilidad de Masa de Roca (Rock Mass Excavability Index)	2009
Frenzel	RME	2011
Hassanpour et al		2014

Según Macías 2016, actualmente, los modelos de vida del disco de corte desarrollados en el CSM (Rostami, 1997) y el NTNU (Bruland, 2000) son los enfoques más comúnmente utilizados para predecir el consumo de los discos de corte para las máquinas TBM en excavaciones de túneles en roca dura. Sin embargo, el método del índice de abrasividad CERCHAR (CAI), tal como lo define la ASTM (2010) y/o el ISRM (2014) es utilizado por el modelo CSM. El CAI se puede utilizar para estimar la distancia media de rodadura de un disco de corte determinado. Se pueden predecir factores como el número total de discos de corte y el tiempo de cambio de las mismas, así como los probables retrasos en su funcionamiento. En la Tabla 3 – 115 se describen los métodos

de prueba aplicados para evaluar la abrasividad de la roca en los modelos de vida útil de los discos de corte más utilizados.

Tabla 3 - 61: Métodos de prueba aplicados para evaluar la abrasividad de la roca en los modelos de vida útil de los discos de corte. (Macías, 2016). Elaboración: Autoría propia.

Cutter life model	Basic input parameters		Output parameters	Reference
	Rock parameters	Machine parameters		
Gehring	CAI, UCS		Wear rate, cutter life	Gehring (1995)
CSM	CAI	Cutterhead rpm	Cutter life, delays, total cost	Rostami (1997)
NTNU	CLI, quartz content (%)	Cutterhead diameter (m), cutter diameter (mm), number of cutters, cutterhead rpm	Cutter life, delays, total cost	Bruland (2000)
Maidl	CAI, UCS		Average cutter ring life	Maidl et al. (2008)
RME	CAI, UCS		Cutter life	Bieniawski et al. (2009)
Frenzel	CAI	Cutterhead diameter (m)	Cutter life, delays, total cost	Frenzel (2011)

Por ejemplo, el modelo NTNU se basa en la abrasión dependiente del tiempo de los discos de corte. Los parámetros que influyen en el desgaste de los discos en este modelo son el índice de vida del disco de corte (CLI), el contenido de cuarzo de la roca (%), el diámetro de la tuneladora, el diámetro del disco de corte, el número de discos de corte y la velocidad de la cabeza de corte (rpm). De acuerdo con Macías, 2016, el índice de vida del disco (CLI) se evalúa sobre la base del valor J de Sievers y el valor de abrasión del acero del disco de corte (AVS) según la definición de Bruland (2000). La vida útil del disco de corte, medida en horas, se combina con el índice de penetración neta (m/h) y el diámetro de la tuneladora para calcular la vida útil del disco de corte en términos de metros por disco y metros cúbicos sólidos por disco. También se incluyen factores como

el número total de cortadores, el tiempo de cambio de cortador y la influencia de los cortadores en la velocidad de avance (m/semana).

En la Tabla 3 – 116, se describen algunos modelos de evaluación de la vida útil de los discos de corte.

Tabla 3 - 62: Descripción de algunos métodos o modelos de evaluación de vida útil de los discos de corte. (Macías, 2016). Elaboración: Autoría propia.

AUTOR	OBJETIVO DEL MODELO	AÑO
Gehring	Utilizó el método de prueba CERCHAR, y estableció una relación entre la pérdida de peso del CAI y el anillo de corte (mg de acero) por metro de distancia de rodadura.	1995
Maidl et al	Propusieron una relación empírica entre la vida media de la distancia de rodamiento (en metros) de los discos de corte de 17 pulgadas de diámetro y la resistencia a la compresión no confinada y el índice CAI para diferentes tipos de roca. El desgaste del disco de corte se expresa en términos de g/km de distancia de rodadura.	2008
Bieniawski et al	También se basa en el CAI. Los autores examinaron las correlaciones empíricas entre el RME y el consumo de cutter, y presentaron tres niveles de variación para el CAI. También establecieron diferentes correlaciones para los valores de Resistencia a la compresión uniaxial (UCS, expresada en MPa) de la roca intacta para valores por encima y por debajo de 45 MPa.	2009
Frenzel	Propuso un modelo de predicción del consumo de los discos de corte, válido para discos de disco de 17 pulgadas, basado en el análisis de un gran número de proyectos de túneles. El índice CAI se utiliza para evaluar la perforabilidad de la roca y se derivan relaciones empíricas directas con el consumo del cutter. También se discuten los costes relativos de la renovación.	2011
Hassanpour et al	Han propuesto un nuevo modelo empírico de predicción del desgaste de las fresas TBM basado en datos recogidos de un proyecto de túnel largo llevado a cabo en Irán en rocas ígneas piroclásticas y máficas. Se establece la relación entre la vida útil del disco de corte y la dureza mineral media (cuantificada mediante el VHNR) y el UCS.	2014

5.3.3.10. MODELO DE PREDICCIÓN DE NTNU PARA UNA MAQUINA TBM EN UNA EXCAVACIÓN DE ROCA DURA

El objetivo del modelo NTNU es lograr predicciones fiables combinando las propiedades relevantes de la roca y los parámetros de la máquina. El modelo implica varios pasos que están involucrados en el modelo de predicción de NTNU para máquinas TBM usadas en

una excavación en roca dura, con el fin de estimar el tiempo de la ejecución de la excavación de un túnel, utilizando factores tales como: tasa de penetración neta, vida útil de la cortadora y velocidad de avance. Según Macías, 2016, los modelos NTNU utilizados para estimar la excavación de túneles en roca dura, la tasa de penetración y la vida útil de los discos de corte proporcionan herramientas fiables y prácticas para:

- a) Estimar la tasa de penetración neta y el desgaste del disco de corte.
- b) Estimar el consumo de tiempo y los costos de excavación, incluyendo el riesgo.
- c) Evaluar el riesgo ligado a la variación de la capacidad de perforación de la masa rocosa y de los parámetros de la máquina.
- d) Establecer y gestionar la regulación de los precios de los contratos.
- e) Verificación del rendimiento de la máquina.
- f) Verificar la variación de las condiciones geológicas.

Los modelos pueden utilizarse en varias etapas de un proyecto determinado para elaborar:

- a) Estudios preliminares y de viabilidad.
- b) Evaluación del método de excavación.
- c) Diseño y optimización de proyectos.
- d) Durante los procesos de licitación y contratación.
- e) Documentación durante la construcción.
- f) Posibles disputas y reclamaciones

Este modelo se basa en estudios elaborados en proyectos y estadísticas derivadas de más de 40 proyectos de construcción de túneles llevados a cabo en Noruega y en el extranjero, que abarcan más de 300 kilómetros de túnel.

5.3.3.10.1. PARÁMETROS DEL MODELO

La velocidad de penetración neta y la vida útil del disco de corte dependen tanto de las propiedades de la roca como de los parámetros de la máquina. Las propiedades de la roca consisten en parámetros de roca intacta y del macizo rocoso. De acuerdo con Macías, 2016, el modelo combina las propiedades de la roca para derivar en un parámetro de capacidad de perforación del macizo rocoso llamado factor de fracturación equivalente (K_{ekv}), mientras que los parámetros de la máquina se combinan en un único parámetro llamado empuje equivalente (M_{ekv}).

La vida útil de los discos de corte (en horas), es equivalente a la vida útil del disco de corte en relación con la distancia recorrida (km/disco), para un determinado número de revoluciones de la cabeza de corte. La vida útil del disco de corte se combina con el índice de penetración (m/h) y el diámetro de la tuneladora para calcular la vida útil del disco en términos de metros de túnel excavados por disco de corte (m/disco) y metros cúbicos sólidos o in situ excavados por disco de corte (sm^3 /disco). Es de resaltar que, la tasa de penetración neta depende tanto de las propiedades de la roca como de los parámetros de la máquina. Esto se describe en la Tabla 3 - 117.

Tabla 3 - 63: Descripción de algunos métodos o modelos de evaluación de vida útil de los discos de corte. (Macías, 2016). Elaboración: Autoría propia.

ROCK PROPERTIES		MACHINE
Intact Rock	Rock Mass	PARAMETERS
Drilling Rate Index, DRI	Rock Mass Fracturing Factor	TBM diameter
Porosity	(k_s)	Cutter diameter
		Number of cutters
		Gross average cutter thrust
		Average cutter spacing
		Cutterhead rpm

El desgaste del disco de corte depende de las propiedades de la roca y de los parámetros de la máquina resumidos en la Tabla 3 - 118.

Tabla 3 - 64: Descripción de algunos métodos o modelos de evaluación de vida útil de los discos de corte. (Macías, 2016). Elaboración: Autoría propia.

ROCK PROPERTIES	MACHINE PARAMETERS
Cutter Life Index, CLI	TBM diameter
	Cutter diameter
	Number of cutters
Content of abrasive minerals	Cutterhead rpm
	Gross average cutter thrust

La tasa bruta de avance se calcula sobre la base de tres parámetros de entrada:

- a) Índice de penetración neta.
- b) Utilización de la máquina.
- c) Número de horas de trabajo durante el período en cuestión (por ejemplo, una semana).

Finalmente, el parámetro de utilización de la máquina se basa, en el tiempo empleado en la realización de las distintas operaciones necesarias para la excavación del túnel.

5.3.3.11. CÁLCULO DEL RENDIMIENTO Y DESGASTE DEL DISCO DE CORTE (NTNU)

5.3.3.11.1. PARÁMETROS DE LA ROCA

De acuerdo con Bruland, 2015, para estimar el tiempo relacionado con el rendimiento de excavación, se requiere una preinvestigación geológica de ingeniería, adaptada a la perforación de túneles con el fin de establecer una descripción de los parámetros geológicos.

5.3.3.11.1.1. GRADO DE FRACTURAMIENTO

El fracturamiento del macizo rocoso es el parámetro más importante para el cálculo de la tasa de penetración en la perforación de túneles. Dado lo anterior y de acuerdo con Bruland, 2015, la palabra fracturarse significa fisuras o uniones con poca o ninguna resistencia al corte a lo largo de los planos de debilidad. Cabe resaltar que, cuanto menor es la distancia entre las fracturas, mayor es la influencia sobre la tasa de penetración. La fractura del macizo rocoso se caracteriza por el grado de fractura (tipo y espaciado) y el ángulo entre el eje del túnel y los planos de debilidad. En la Tabla 3 – 119 se establecen algunas definiciones de palabras clave para entrar en contexto con respecto al grado de fracturamiento.

Tabla 3 - 65: Definiciones relacionadas con el grado de fracturamiento. (Bruland, 2015). Elaboración: Autoría propia.

PALABRA CLAVE	DEFINICIÓN
Juntas (Sp)	Incluye juntas continuas que se pueden seguir en todo el perfil del túnel. Pueden ser abiertas (por ejemplo, uniones de cama en granito) o rellenas de arcilla o minerales débiles, por ejemplo, calcita, clorita o minerales similares.
Fisuras (St)	Incluye uniones no continuas (solo se pueden seguir parcialmente alrededor del perfil del túnel), juntas rellenas con baja resistencia al corte y fisuras en el plano de la cama, por ejemplo, la mica, el esquisto o mica gneis.
Macizo rocoso homogéneo (Clase 0)	Incluye roca maciza sin juntas ni fisuras (puede aparecer en diques, molduras, batolitos, etc.). La masa de roca con juntas rellenas de alta resistencia al corte (por ejemplo, las juntas curadas con cuarzo, epidota, etc.) puede acercarse a la Clase 0.

El grado de fracturación de un macizo rocoso fracturado sistemáticamente se divide en clases para su uso en la práctica profesional con el fin de elaborar clasificaciones, por lo tanto, Bruland, 2015, propuso la Tabla 3 – 120.

Tabla 3 - 66: Clases de fracturamiento con distancia entre los planos de debilidad. (Bruland, 2015).

Fracture Class (Joints = Sp / Fissures = St)	Distance between Planes of Weakness [cm]
0	-
0-I	160
I-	80
I	40
II	20
III	10
IV	5

Así mismo, las clases de fractura incluyen la distancia y el tipo de plano de debilidad, como se puede observar en la Ilustración 3 – 150.

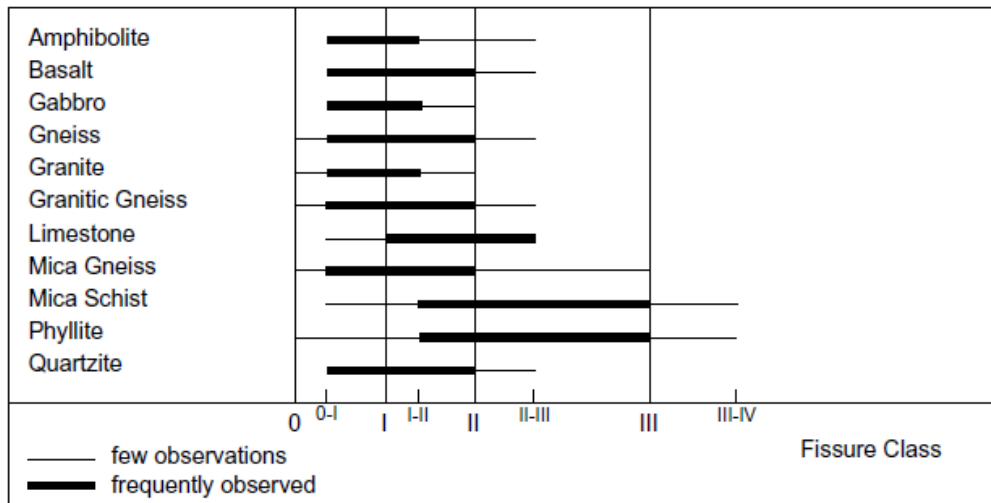


Ilustración 3 - 48: Grado de fracturamiento registrado para algunos tipos de roca. (Bruland, 2015).

La Ilustración anterior muestra las clases de fracturas registradas para varios tipos de roca en túneles perforados.

5.3.3.11.1.2. PERFORABILIDAD DE LA ROCA

La perforabilidad de la roca o capacidad de perforación en la roca, se evalúa sobre la base del índice de tasa de perforación DRI y el índice de vida útil del disco de corte (CLI). Bruland, 2015, elaboro un informe donde presenta un catálogo de Índices de Perforación el cual se basó en 2000 muestras analizadas en el laboratorio. La variación de DRI y CLI para algunos tipos de roca se muestra en la Ilustración 3 – 151 y 3 – 152.

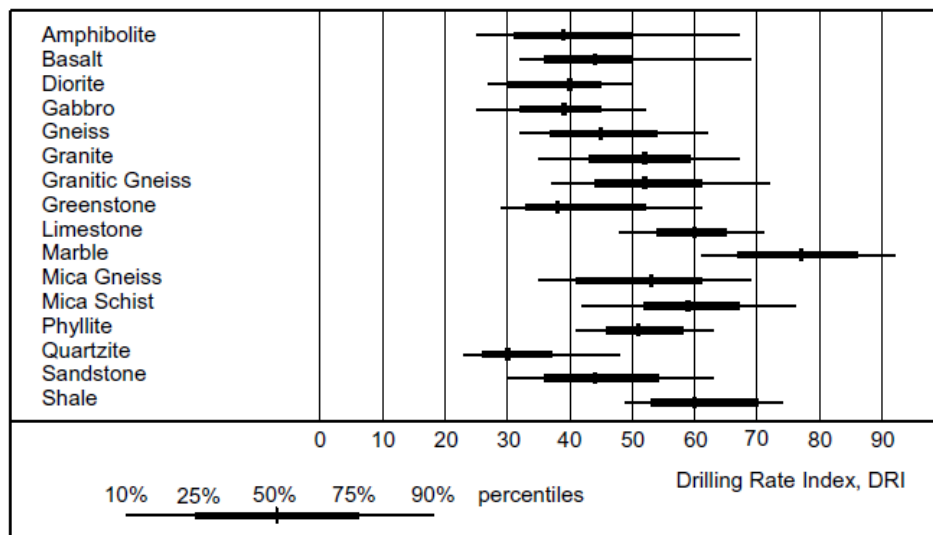


Ilustración 3 - 49: Índice de la tasa de perforación registrado para algunos tipos de roca. Datos del informe elaborado por Bruland, basado en estadísticas de resultados de pruebas de capacidad de perforación. (Bruland, 2015).

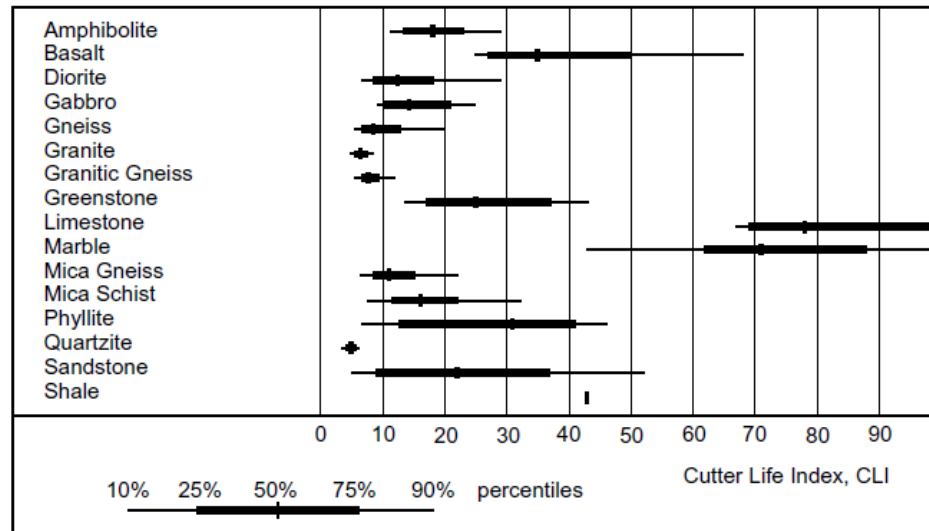


Ilustración 3 - 50: Índice de vida del cortador grabado para algunos tipos de roca. Datos del informe elaborado por Bruland, basado en estadísticas de resultados de pruebas de capacidad de perforación. (Bruland, 2015).

5.3.3.11.1.3. PARÁMETROS DE LA MÁQUINA

Para estimar la tasa de penetración y la vida útil del cortador, se requieren algunos parámetros de la máquina. Para efectos de planificación, los parámetros deben asumirse en función de las especificaciones generales de la máquina.

a) DIÁMETRO DE LA TBM

Según Bruland, 2015, se han construido máquinas con diámetros de 1,2 m a 12 m para perforar en roca dura. Sin embargo, los modelos de estimación son aplicables para diámetros de TBM de 3 a 10 m.

b) DIÁMETRO DEL DISCO DE CORTE

En los últimos años, el diámetro del disco de corte de última generación ha aumentado de 394 mm (15.5 pulgadas) a 500 mm (19 y 20 pulgadas) de acuerdo con las especificaciones de cada máquina TBM. De acuerdo con Bruland, 2015, el disco de 483

mm se ha convertido en el tamaño del disco de corte más utilizado para aplicaciones de roca dura.

c) EMPUJE DEL DISCO DE CORTE

En la Ilustración 3 – 153, se muestra un esquema general del empuje promedio máximo por disco de corte en función del diámetro del sistema de corte y el diámetro de la TBM.

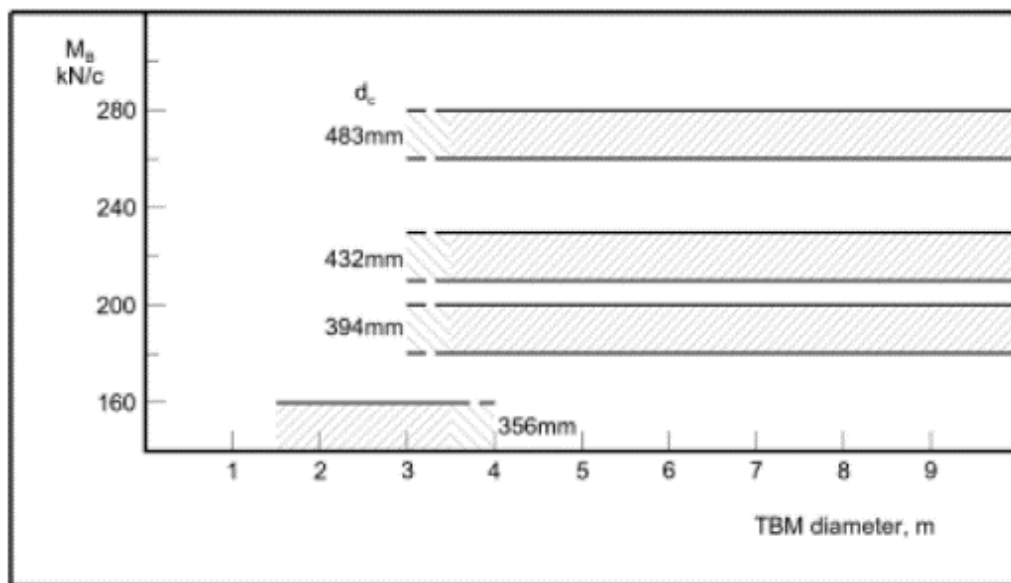


Ilustración 3 - 51: Promedio máximo de empuje bruto por disco de corte recomendado. El límite superior indica perforación en un macizo rocoso homogéneo, el límite inferior indica perforación en un macizo rocoso de medio a muy fracturado. (Bruland, 2015).

El empuje promedio bruto significa el empuje que el disco de corte puede utilizar durante un período de tiempo más largo.

d) RPM DEL CABEZAL DE CORTE

Las RPM del cabezal de corte son inversamente proporcionales al diámetro del cabezal de corte. Esto se debe a que es necesario limitar la velocidad de rotación del cabezal periférico, con el fin de mantener una relación adecuada del sistema y no desgastar otras

partes aparte del disco de corte. La Ilustración 3 – 154 muestra las RPM del cilindro picador en función del diámetro de la TBM y del diámetro del cortador

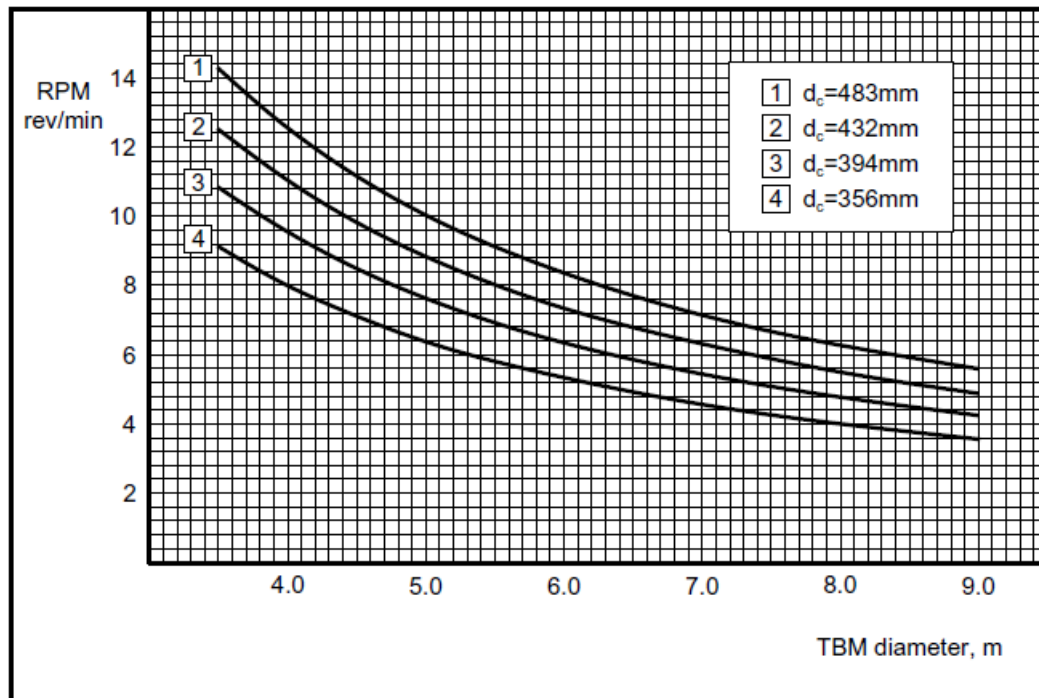


Ilustración 3 - 52: RPM del cabezal de corte. (Bruland, 2015).

e) NÚMERO DE CORTADORES EN EL CABEZAL DE CORTE

En la Ilustración 3 – 155 se describe el número estándar de discos de corte en un cabezal de corte en función del diámetro del disco de corte y el diámetro de la TBM. Para los diámetros de TBM pequeños, el espacio disponible en el cabezal de corte es limitado y el número indicado de cortadores es el máximo. Para los diámetros de TBM grandes, el número de discos de corte puede aumentar en comparación con la misma Ilustración 3 - 155.

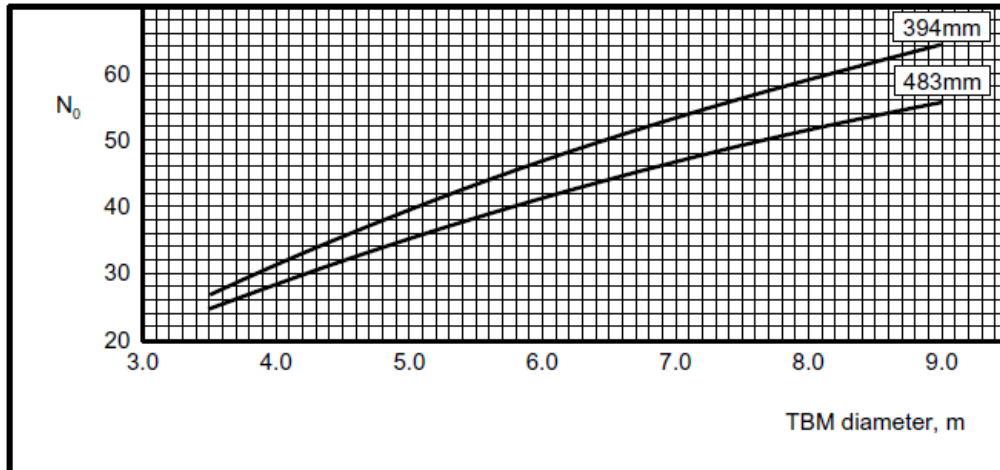


Ilustración 3 - 53: Número normal de cortadores en el cabezal de corte. (Bruland, 2015).

f) POTENCIA DEL CABEZAL DE CORTE

En la Ilustración 3 – 156 se muestra la potencia instalada para la rotación del cabezal de corte en función del diámetro del cortador y el diámetro de la TBM. La potencia instalada indicada debe proporcionar un par de torsión suficiente para manejar una tasa de penetración de aproximadamente 10 mm / rev.

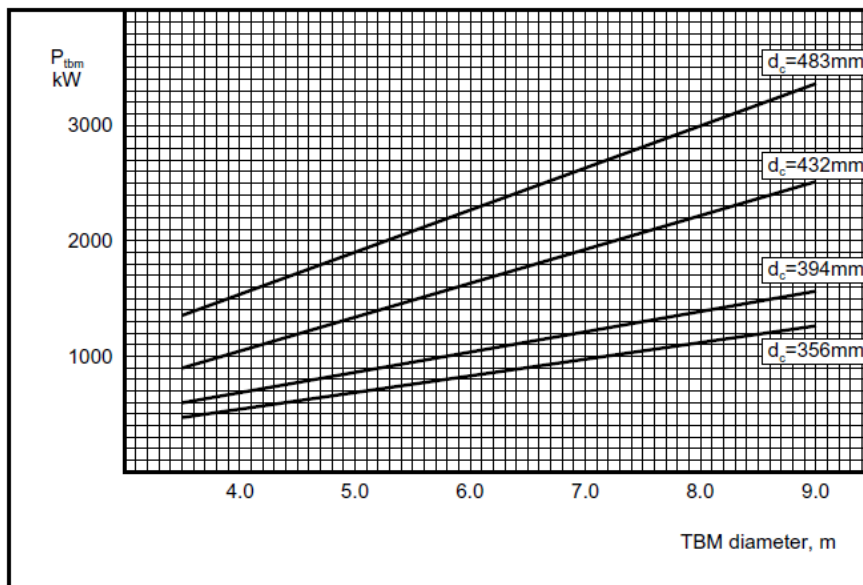


Ilustración 3 - 54: Potencia instalada cabezal de corte. (Bruland, 2015).

5.3.3.12. TASA DE PENETRACIÓN NETA

La tasa de penetración neta se define como los metros túnel excavado por hora, mientras que el cabezal de corte gira y realiza el empuje contra el frente de la excavación. Para el efecto Bruland, 2015, propuso la siguiente ecuación para calcular la tasa de penetración:

$$i_0 = \left(\frac{M_{ekv}}{M_1} \right)^b$$

Donde:

i_0 = Tasa de penetración básica

M_{ekv} = Empuje equivalente del disco de corte (kN / c)

M_1 = Empuje crítico del disco de corte en (kN / c). Empuje necesario para alcanzar 1 mm/rev.

b = Coeficiente de penetración.

El modelo de estimación de la tasa de penetración se basa en curvas de penetración normalizadas, elaboradas por Bruland, 2015, que se muestran en la Ilustración 3 – 157. Así mismo, las figura 3 – 157 y 3 – 158 muestran la relación entre el factor de fractura equivalente K_{ekv} , el empuje crítico M_1 y el coeficiente de penetración b .

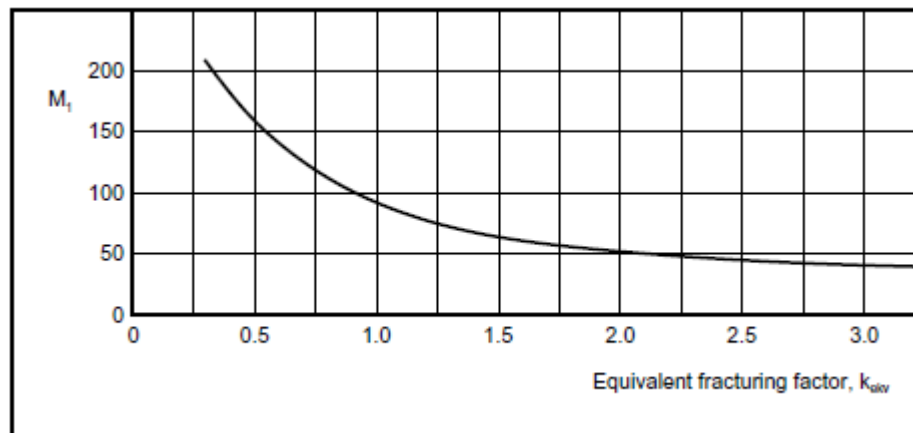


Ilustración 3 - 55: Empuje crítico en función del factor de fractura equivalente. (Bruland, 2015).

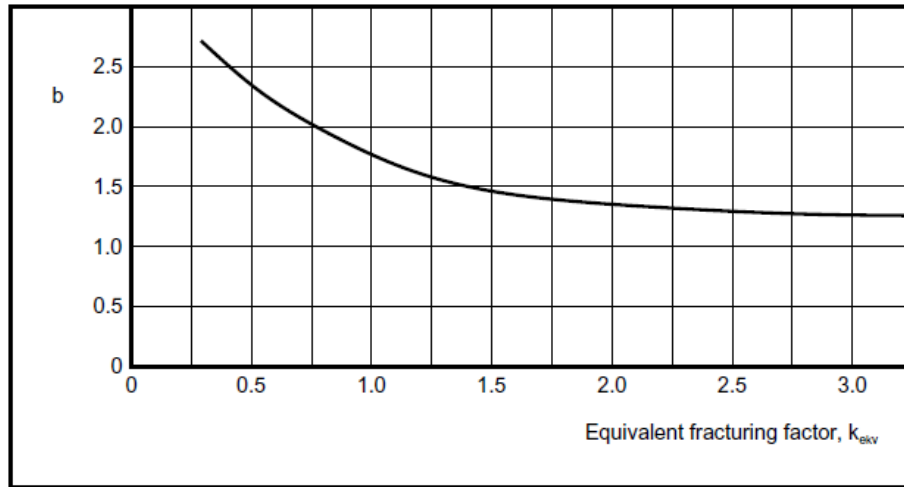


Ilustración 3 - 56: Potencia instalada cabezal de corte. (Bruland, 2015).

5.3.3.12.1. FRACTURA

La fractura del macizo rocoso se expresa mediante el factor de fractura k_s , que depende del grado de fractura (tipo y separación) y del ángulo entre el eje del túnel y los planos de debilidad, α . La orientación de los planos de debilidad se determina a partir de medidas de azimut de buzamiento y buzamiento, de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$\alpha = \text{sen}^{-1}(\text{sen } \alpha_f * \text{sen}(\alpha_t - \alpha_s)); (^\circ)$$

Donde:

α_s = Ángulo del azimut de buzamiento.

α_f = Ángulo de buzamiento.

α_t = Ángulo de dirección del túnel.

Con base en los anterior, Bruland, 2015, estableció el factor de fractura que se muestra en la Ilustración 3 – 159, como una función de Fisura o Clase Conjunta y el ángulo entre el eje del túnel y los planos de debilidad.

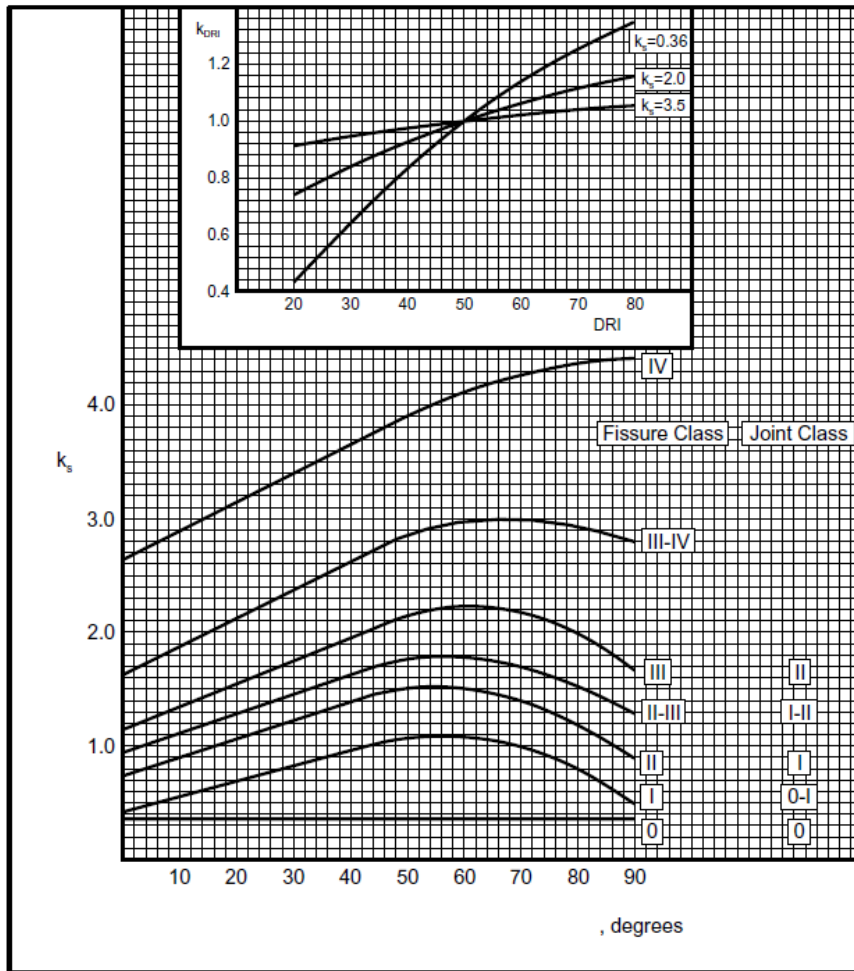


Ilustración 3 - 57: Factor de fracturamiento. Factor de corrección para DRI ≠ 50. (Bruland, 2015).

Sin embargo, para más de un conjunto de planos de debilidad, el factor de fractura total es el siguiente:

$$k_{s-tot} = \sum_{i=1}^n k_{si} - (n - 1) * 0.36$$

Donde:

k_{s-tot} = Factor de fractura total

k_{si} = Factor de fracturamiento para la serie # 1.

n = Número de series de fracturamiento.

Por otra parte, las propiedades del macizo rocoso para la perforación mediante máquina TBM, se expresan mediante el factor de fractura equivalente así:

$$k_{ekv} = k_{s-tot} * k_{DRI} * k_{por}$$

Donde:

k_{ekv} = Factor de fractura equivalente

k_{DRI} = Factor de corrección para la clasificación DRI del macizo rocoso.

k_{por} = Factor de corrección de la porosidad de la roca.

5.3.3.12.2. POROSIDAD DE ROCA

La porosidad debe medirse para tipos de roca con una porosidad superior al 2% aproximadamente. La influencia de la porosidad en la clasificación DRI es insignificante para una porosidad de menos del 10 al 12% según Bruland, 2015, por lo tanto, la porosidad debe incorporarse en el modelo de tasa de penetración como un parámetro independiente. En la Ilustración 3 – 160 se muestra una estimación aproximada de la influencia de la porosidad en la tasa de penetración en excavaciones efectuadas con máquina TBM.

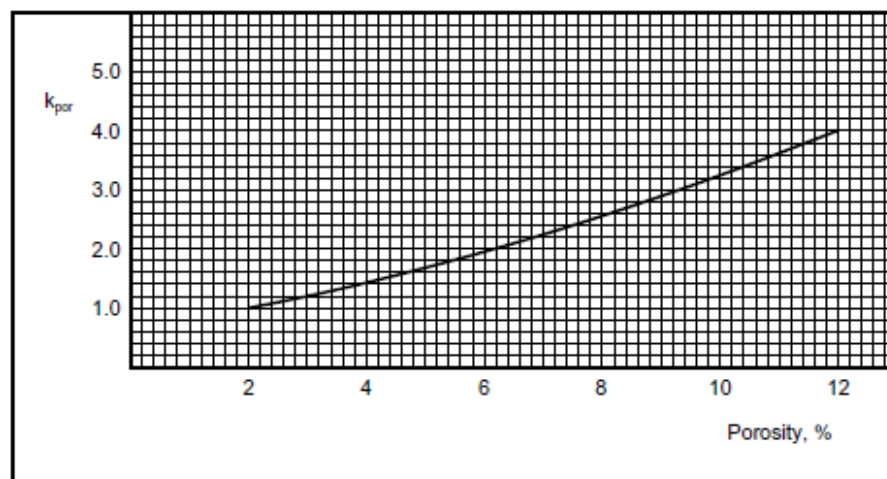


Ilustración 3 - 58: Influencia de la porosidad de la roca en el factor de fractura equivalente. (Bruland, 2015).

5.3.3.12.3. PENETRACIÓN BÁSICA

La penetración básica i_0 como una función de empuje equivalente y factor de fractura equivalente se muestra en la Ilustración 3 - 161.

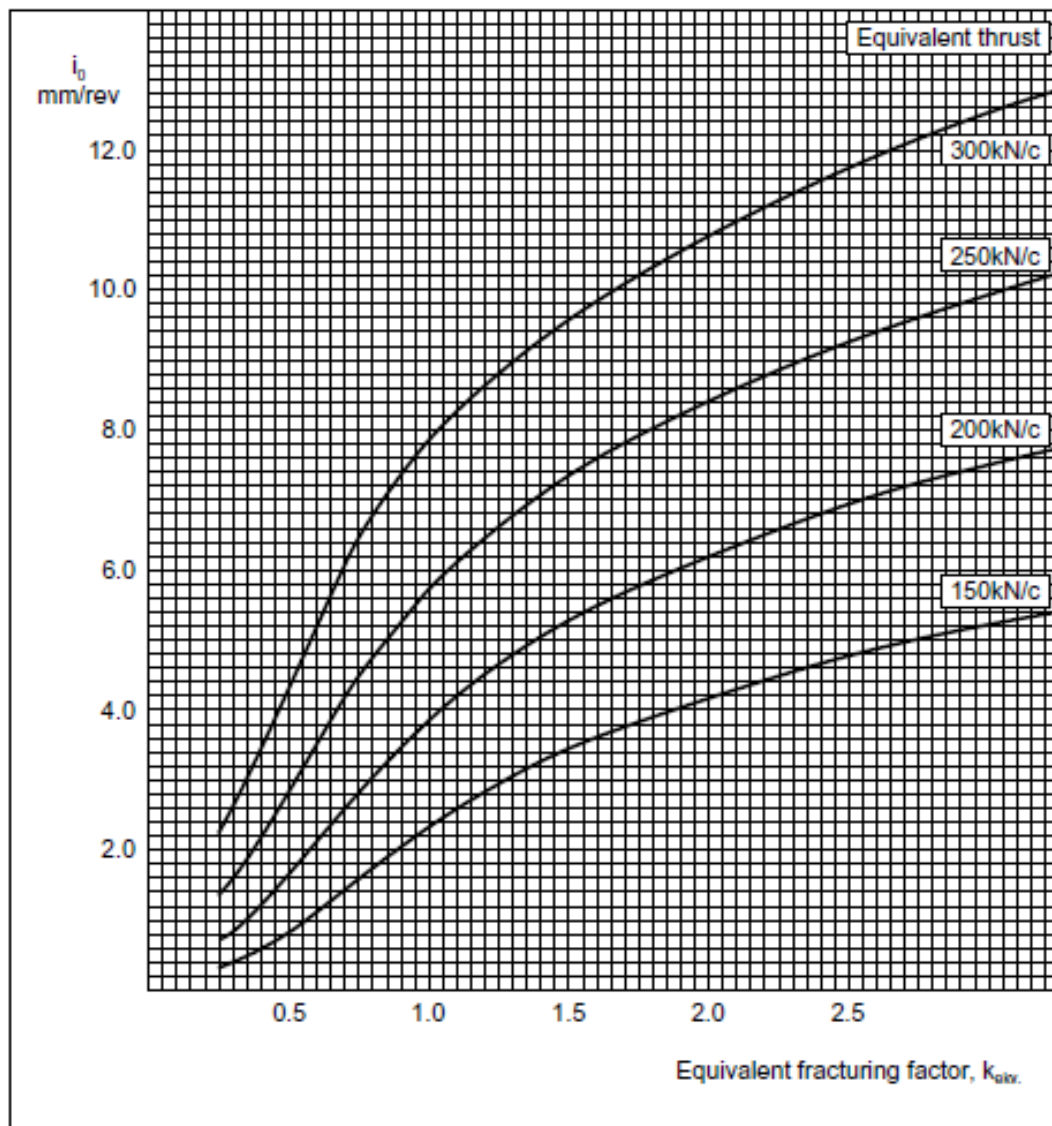


Ilustración 3 - 59: Penetración básica. d_c (Diámetro del disco de corte) = 483 mm y a_c (Espaciado promedio del disco de corte en el cabezal de corte) = 70 mm. (Bruland, 2015).

Es así como el empuje equivalente está dado por la siguiente ecuación:

$$M_{ekv} = M_B * k_d * k_a ; (KN/disco)$$

Ahora la Ilustración 3 – 162 muestra el factor de corrección k_d para diferentes diámetros de disco de corte y la Ilustración 3 – 163 muestra el factor de corrección k_a para diferentes espaciamientos del disco de corte.

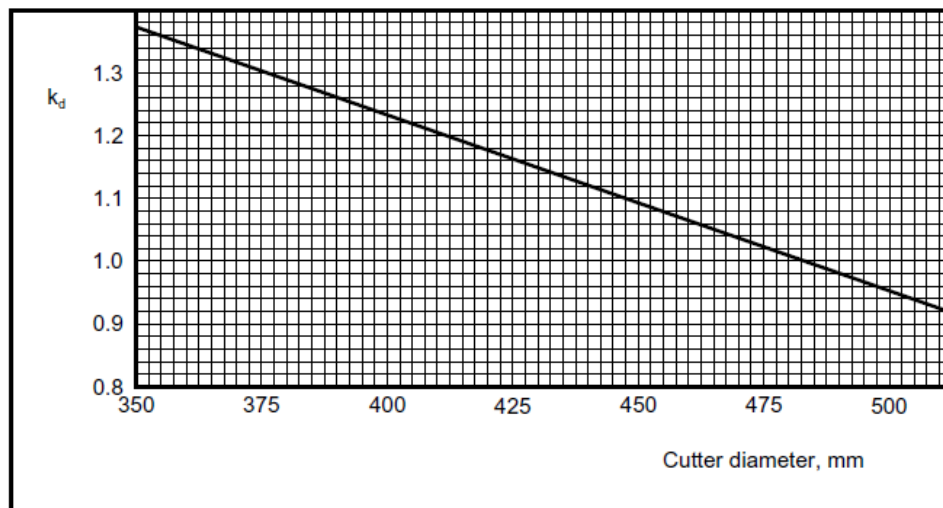


Ilustración 3 - 60: Factor de corrección k_d para diferentes diámetros de disco de corte. (Bruland, 2015).

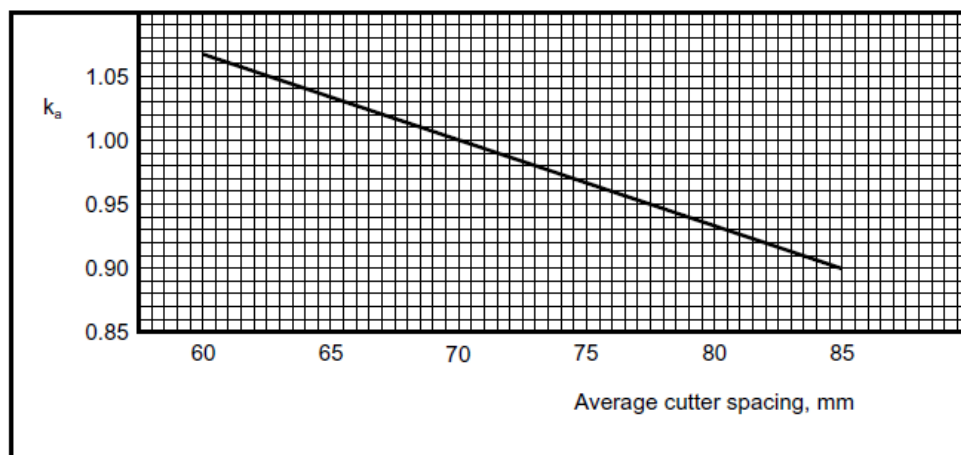


Ilustración 3 - 61: Factor de corrección k_a para diferentes espaciamientos del disco de corte. (Bruland, 2015).

5.3.3.12.4. TASA DE PENETRACIÓN NETA BÁSICA

La tasa de penetración neta básica i_0 es una función de la penetración básica y las RPM del cabezal de corte. La tasa de penetración neta básica es aplicable para un macizo rocoso fracturado sistemáticamente sin discontinuidades y se calcula a través de la siguiente ecuación:

$$I_0 = i_0 * RPM * \left(\frac{60}{1000} \right) ; (m/h)$$

5.3.3.12.5. TASA DE PENETRACIÓN PARA MACIZOS CON DISCONTINUIDADES INDIVIDUALES

El modelo se basa estimar la penetración teórica cuando el macizo tiene discontinuidades con base en la Ilustración 3 – 164. Así mismo en la Ilustración 3 - 165 se muestra el factor de corrección normalizado.

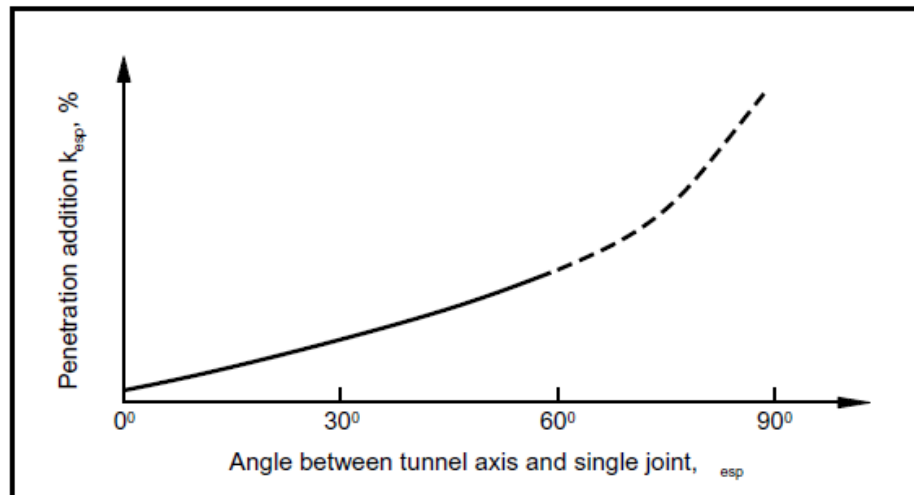


Ilustración 3 - 62: Penetración teórica promediada para macizos con discontinuidades individuales. (Bruland, 2015).

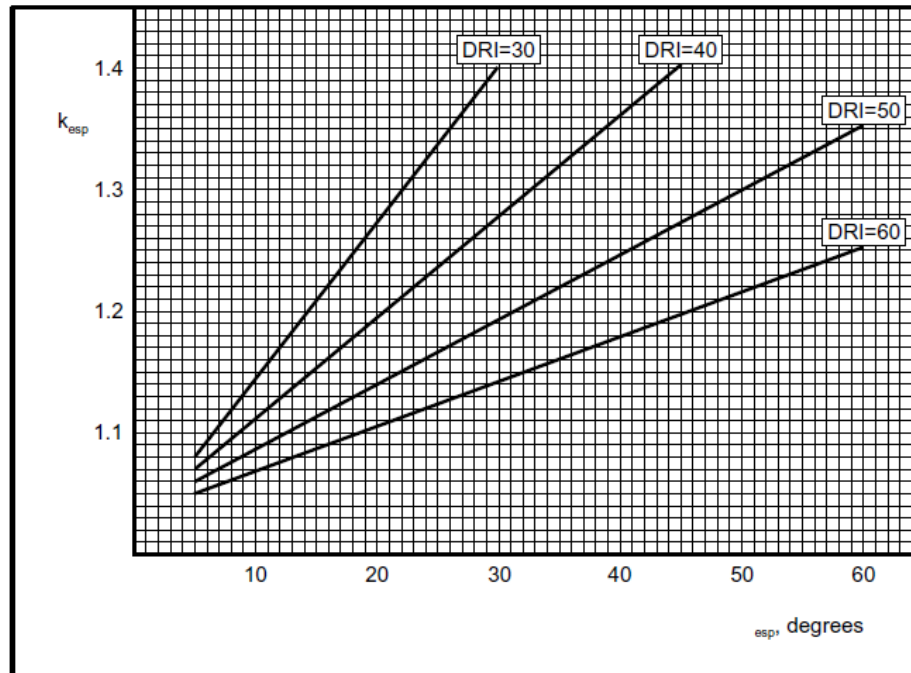


Ilustración 3 - 63: Factor de corrección para macizos con discontinuidades individuales. (Bruland, 2015).

La longitud del túnel L_{esp} influenciada por discontinuidades individuales se calcula a partir del diámetro del túnel d_{tmb} , el ángulo entre las discontinuidades y el eje del túnel α_{esp} , y el número n de discontinuidades presentes en el macizo rocoso, de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$L_{esp} = n * d_{tmb} / \tan \alpha_{tmb} ; (m)$$

La tasa de penetración neta al perforar a través de discontinuidades I_{esp} , se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$I_{esp} = I_0 * k_{esp} ; (m/h)$$

Donde:

k_{esp} = Factor de corrección por discontinuidad.

Teniendo en cuenta lo descrito por Bruland, 2015, el valor de k_{esp} no debe ser superior a 1.4. De lo contrario significa que el nivel de vibración del cabezal de corte y las fuerzas

máximas en los discos de corte son muy altos, por lo tanto, se requiere una reducción en el empuje del cabezal de corte.

Dado todo lo anterior, la tasa de penetración neta promedio en un macizo rocoso con una longitud total de l_j , se calcula mediante la siguiente formula:

$$I_n = \frac{L_f}{\frac{L_f - L_{esp}}{I_0} + \frac{L_{esp}}{I_{esp}}} ; (m/h)$$

5.3.3.12.6. DEMANDA DE TORQUE

Para lograr una tasa de penetración neta elevada o cuando se perfora en roca fracturada, se debe verificar que haya suficiente potencia instalada en el cabezal de corte para utilizar el empuje estimado o necesario para tal fin. La máquina tiene un par de torsión limitado si la potencia instalada es demasiado baja para girar el cabezal de corte para una penetración determinada, por lo tanto, el par de torsión se calcula a través de la siguiente formula:

$$T_n = r_{mc} * d_{t_{bm}} * N_{t_{bm}} * M_B * k_c / 2 ; (KN * m)$$

Donde:

r_{mc} = Posición relativa del cortador promedio en el cabezal de corte. Cuando se conoce el diseño del cabezal de corte, se puede calcular el factor r_{cm} . Normalmente, r_{mc} es de aproximadamente 0,59.

$$r_{mc} = \frac{\sum_{i=1}^{N_{t_{bm}}} r_i}{0.5 * d_{t_{bm}}} ; \quad r_i = \text{Radio a la posición del cortador N}^\circ 1.$$

$d_{t_{bm}}$ = Diámetro del cabezal de corte.

$N_{t_{bm}}$ = Numero de discos de corte en el cabezal de corte.

M_B = Empuje promedio bruto del disco de corte.

k_c = Coeficiente de corte (resistencia a la rodadura).

$$k_c = c_c * \sqrt{i_0}$$

En la Ilustración 3 – 166 se muestra el ábaco de la constante de corte c_c en función del diámetro del disco de corte.

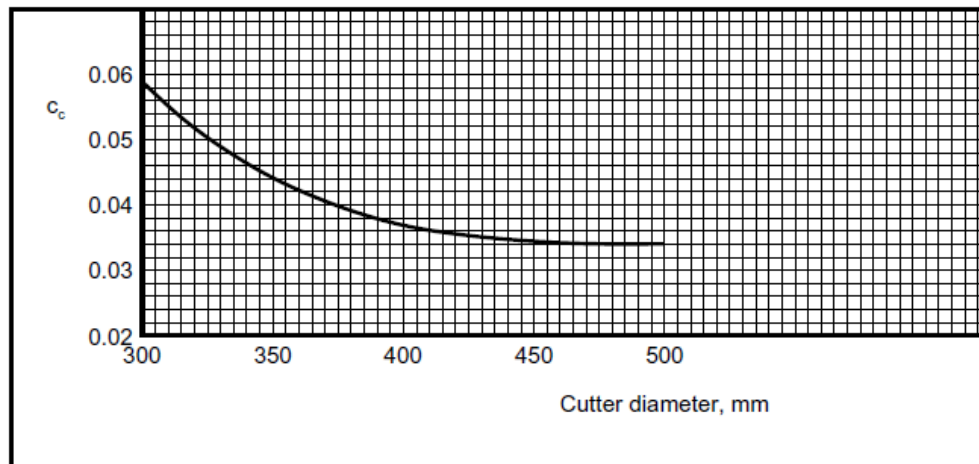


Ilustración 3 - 64: Constante del disco de corte c_c . (Bruland, 2015).

Finalmente, con el valor del par de torsión necesario para el cabezal de corte, se conoce cuál debe ser la potencia instalada, la cual se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$P_n = \frac{T_n * 2 * \pi * RPM}{60} ; (KW)$$

Si la potencia instalada del cabezal de corte es menor que P_n , la estimación de la tasa de penetración debe recalcularse con un M_B inferior.

5.3.3.12.7. LIMITACIONES DE LA VELOCIDAD DE AVANCE

Además de las limitaciones debidas al par disponible, la capacidad del sistema, el retiro de la rezaga en el frente de excavación puede limitar la tasa de penetración neta, en

especial para máquinas de gran diámetro, debido a que, al perforar discontinuidades individuales o roca fracturada pesada, puede ser necesario reducir el empuje debido a un nivel demasiado alto de vibración de la máquina y puede generar cargas altas de en el disco de corte.

5.3.3.13. DURACIÓN DEL DISCO DE CORTE

El modelo que estima la duración de los discos de corte supone que la maquina TBM se opera a un nivel de empuje que genera un desgaste principalmente abrasivo de los discos de corte. De acuerdo con Bruland, 2015, la cantidad de discos de corte bloqueados y desgastados debe ser entre el 10 y 20% del número total de discos de corte modificados.

5.3.3.13.1. VIDA DEL DISCO DE CORTE

La vida útil del disco de corte en horas perforadas es proporcional al índice de vida del disco CLI. En la Ilustración 3 -167 se muestra la vida útil básica del disco de corte en función de la CLI y el diámetro del disco.

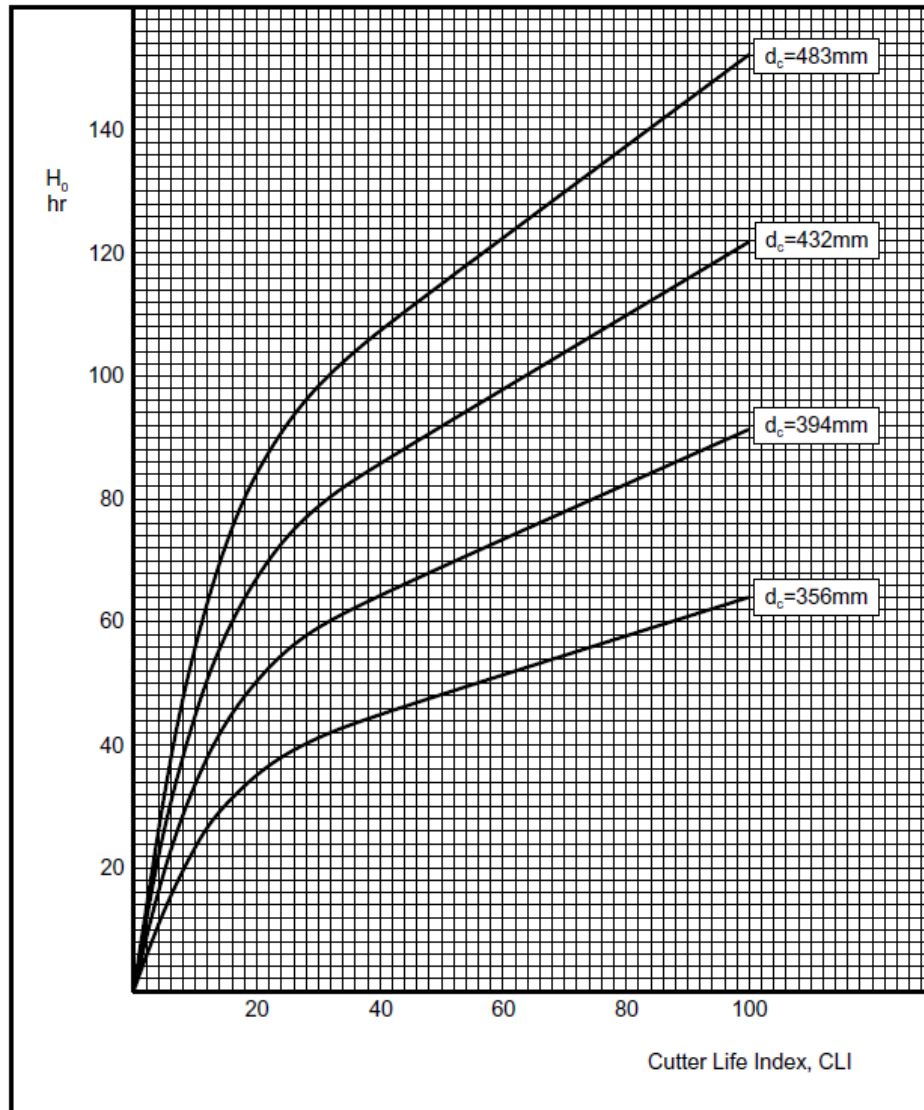


Ilustración 3 - 65: Vida básica del disco de corte, H_0 . (Bruland, 2015).

5.3.3.13.2. CORRECCIÓN POR EL DIÁMETRO DE TBM

El factor de corrección para el diámetro de TBM se muestra en la Ilustración 3 - 168. Los cortadores de centro y del gálibo tienen una vida útil más corta que los demás discos de corte. A medida que aumenta el diámetro de la TBM, la proporción de cortadores de centro y del gálibo disminuye con respecto a las demás zonas del frente de cabezal de corte.

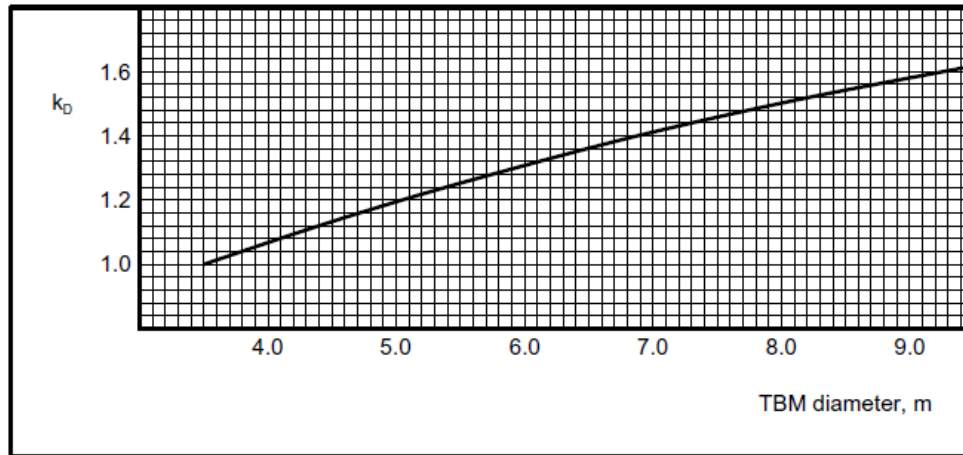


Ilustración 3 - 66: Factor de corrección para el diámetro de TBM. (Bruland, 2015).

5.3.3.13.3. CORRECCIÓN POR LAS RPM DEL CABEZAL DE CORTE

La vida útil del disco de corte es inversamente proporcional a las RPM del cabezal de corte, según la suposición de que el desgaste dependiente del tiempo es proporcional a la velocidad de rodadura del cortador. Es decir, la vida útil del disco de corte en condiciones de roca dadas es constante si se mide en distancia rodada, independientemente de la velocidad de rodadura. El factor de corrección para variar las RPM del cabezal de corte se muestra en [3.1].

$$k_{RPM} = \frac{50 / d_{TBM}}{RPM}$$

Donde:

d_{TBM} = Diámetro de la maquina TBM.

RPM = Revoluciones por minuto del cabezal de corte.

5.3.3.13.4. CORRECCIÓN POR NÚMERO DE DISCOS DE CORTE

Cuando el número real de discos de corte en el cabezal de corte difiere del modelo, la vida promedio del disco de corte cambiará. La corrección para el número real de discos se da a través de la siguiente fórmula:

$$k_N = \frac{N_{TBM}}{N_0}$$

Donde:

N_{TBM} = Numero actual de discos de corte.

N_0 = Numero de discos normal según el modelo. (Ilustración 3 - 155).

5.3.3.13.5. CORRECCIÓN POR CONTENIDO DE CUARZO

La vida útil del disco de corte varía con el contenido de cuarzo en la roca y así como otros materiales duros y abrasivos. La siguiente ecuación describe el factor de corrección en función del contenido de cuarzo solamente.

$$H_h = (H_0 * k_D * k_Q * k_{RPM} * k_N) / k_{TBM}$$

De acuerdo con nuestra experiencia es válido usar la ecuación anterior para estimar la vida útil del disco de corte, cuando en un macizo rocoso se encuentran minerales como la epidota y el granate. De acuerdo con Bruland, 2015, el factor de corrección H_h se estimó con base en datos de laboratorio y campo. Dado lo anterior, la vida útil de los discos de corte se calcula a partir de las siguientes ecuaciones:

$$H_m = H_h * I_n \quad ; \quad (m/c)$$

$$H_f = H_h * I_n * \pi * d_{TBM}^2 / 4 \quad ; \quad (sm^3/c)$$

Donde:

H_0 = Vida media del disco de corte promedio.

H_h = Vida promedio del disco de corte (h).

H_m = Vida media del disco de corte (m).

H_f = Promedio de vida del disco de corte (metros cúbicos sólidos "sm³")

I_n = Tasa de penetración neta

d_{TBM} = Diámetro de la TBM.

H_0 y H_t expresan la vida útil de un disco de corte individual en la posición promedio ($\approx 0.59 \cdot r_{tbn}$) en horas de máquina. H_h , H_m y H_f expresan una vida promedio del disco de corte para el cabezal de corte.

5.3.3.14. TASA DE AVANCE BRUTO

La tasa de avance bruto depende de la tasa de penetración neta, la utilización de la máquina y el número de horas de trabajo durante el período. De acuerdo con Bruland, 2015, el modelo se basa en gran medida en datos tomados a partir de experiencias donde se contempló un sistema de turnos que totaliza aproximadamente 100 horas de trabajo por semana. Cabe resaltar que, para este modelo de predicción el uso de la máquina para realizar trabajos de soporte fue mínimo, por lo tanto, el modelo no es directamente aplicable para túneles que requieran soporte constante en el macizo rocoso y que demande mucho tiempo de instalación.

5.3.3.14.1. UTILIZACIÓN DE LA MÁQUINA

La utilización de la máquina es el tiempo de perforación neta expresado en porcentaje en función del tiempo total perforado en el túnel. Bruland, 2015, estima que el tiempo total de perforación incluye los siguientes parámetros:

Tabla 3 - 67: Parámetros para la estimación del uso de la máquina TBM. (Bruland, 2015). Elaboración: Autoría propia.

PARÁMETRO	DEFINICIÓN	ECUACIÓN
T_b	Perforación: El tiempo de perforación depende de la tasa de penetración neta promedio I_n .	$T_b = \frac{1000}{I_n} ; (h/Km)$
T_t	Agarre: El tiempo para volver a anclar el cabezal de corte depende de la longitud de la carrera de los cilindros de empuje y del tiempo por vuelta	$T_t = \frac{1000 * t_{tak}}{60 * L_s} ; (h/Km)$ $t_{tak} = \text{Longitud de carrera, típicamente } 1.5 - 2.0 \text{ m}$ $L_s = \text{Tiempo por vuelta}$
T_c	Cambio del disco de corte e inspección: El tiempo para el cambio y la inspección del cortador depende de la vida útil del disco de corte H_h , la tasa de penetración neta I_n y el tiempo utilizado por el disco de corte cambiado t_c .	$T_c = \frac{1000 * t_c}{60 * H_h * I_n} ; (h/Km)$
T_{tbm}	Reparación y servicio de la TBM	
T_{bak}	Reparación e instalación del soporte del túnel de ser necesario	
T_a	Otras actividades	

Según Bruland, 2015, el tiempo de cambio por cada disco de corte varía con el tamaño de este. Normalmente, el consumo de tiempo es:

- a) $t_c = 45$ minutos para el diámetro del cortador $d_c \leq 432$ mm (17 pulgadas).
- b) $t_c = 60$ minutos para el diámetro del cortador $d_c \geq 483$ mm (19 pulgadas).

El parámetro t_c se basa en datos de cabezales de corte con disco sometidos a carga frontal que se cambian en condiciones de trabajo favorables. El tiempo de inspección por disco de corte cambiado aumenta cuando se perfora en roca con baja abrasividad. Esto da un mayor tiempo total por disco de corte cambiado. El tiempo por cortador cambiado también depende de la cantidad de discos cambiados a la vez.

Con respecto al parámetro T_a , Bruland, 2015, incluye las siguientes actividades:

- a) Soporte normal en buenas condiciones de roca, es decir, soporte que puede instalarse mientras se perfora, sin aumentar el tiempo de otras actividades.
- b) Vías o calzada; instalación y mantenimiento.
- c) Levantamiento, movimiento de láser.
- d) Agua, ventilación, cable eléctrico; instalación y mantenimiento.
- e) Lavado y limpieza de la tuneladora y del respaldo.
- f) Otros (cambio de tripulación, pérdida de tiempo accidental, etc.).

Además de los elementos mencionados anteriormente, varios incluyen el consumo de tiempo relacionado con el método constructivo y la organización del túnel.

Es de anotar que, el consumo de tiempo de las actividades se expresa en horas por kilómetro. Así mismo, el parámetro de uso de la máquina TBM se estima a partir de la siguiente ecuación:

$$u = \frac{100 * T_b}{T_b + T_t + T_c + T_{tbm} + T_{bak} + T_a} ; \quad (\%)$$

5.3.3.14.2. HORAS DE TRABAJO SEMANALES

La mayoría de los datos tomados por Bruland, 2015, se toman de operaciones de túneles basadas en aproximadamente 100 horas de trabajo por semana, donde supuso algún tiempo disponible fuera de las horas de trabajo estándar para manejar incidentes críticos e imprevistos.

Dado lo anterior, la Ilustración 3 – 169 muestra que las posibilidades de manejar incidentes críticos e imprevistos de manera flexible son menores a medida que las horas de trabajo semanales aumentan a 168 horas.

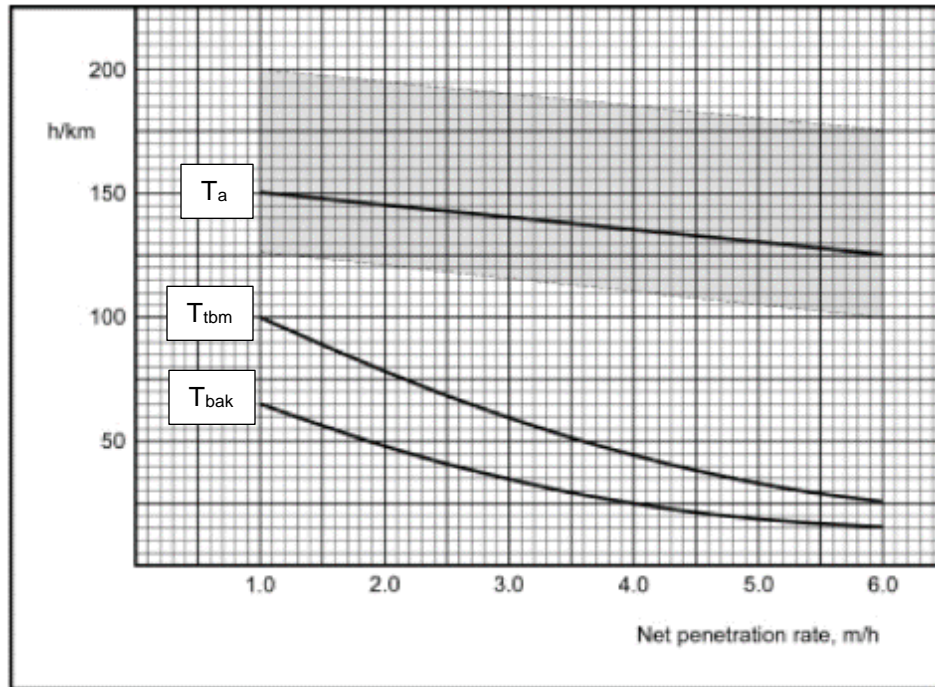


Ilustración 3 - 67: Consumo de tiempo para diversas actividades en trabajos ejecutados con TBM. (Bruland, 2015).

Dado lo anterior, la tasa de avance semanal I_u se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$I_u = u * T_e * I_m * /100 \quad ; \quad (m/semana)$$

Donde:

u = Uso de la máquina.

T_e = Horas de trabajo efectivas por semana.

I_m = Tasa media de penetración neta.

En la Ilustración 3 – 170 se muestra un ábaco que describe las horas de trabajo efectivas por semana.

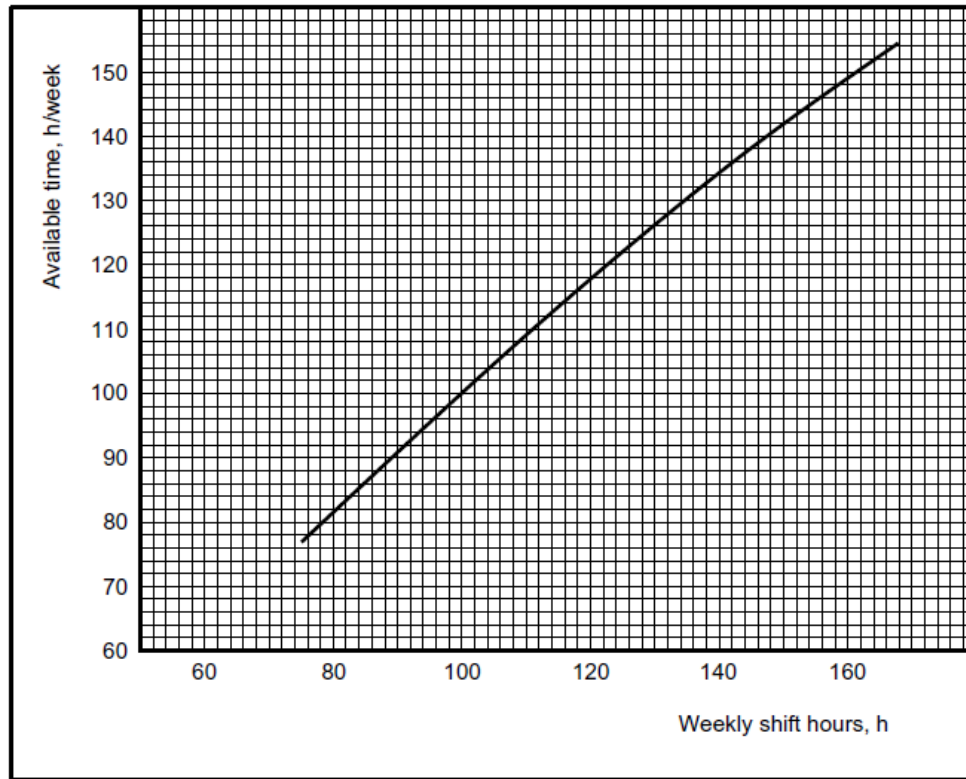


Ilustración 3 - 68: Consumo de tiempo para diversas actividades en trabajos ejecutados con TBM. (Bruland, 2015).

5.3.3.14.3. CONSUMO DE TIEMPO ADICIONAL

El cálculo para determinar el tiempo de excavación de un túnel se basa en la tasa de avance semanal, estimada en base a la tasa de penetración neta y la utilización de la máquina, pero de acuerdo con Bruland, 2015, se debe agregar tiempo extra para realizar las siguientes actividades:

- a) Excavación del área subterránea de montaje de la TBM y puesta en marcha.
- b) Montaje y desmontaje de la TBM y la instalación de soportes en el túnel (de ser necesario), normalmente de 4 a 8 semanas, principalmente dependiendo del diámetro de la TBM.
- c) Excavación de nichos, ramificaciones, etc.

- d) Zonas de perforación y estabilización de mala calidad del macizo rocoso.
- e) Tiempo adicional para condiciones inesperadas del macizo rocoso.
- f) Soporte permanente de roca y revestimiento.
- g) Tiempo de inactividad de la TMB (tiempo adicional para posibles averías importantes de la máquina).
- h) Desmontaje de pistas, ventilación, limpieza, etc.

Además, el tiempo para fabricar o restaurar la TBM y el tiempo para la instalación del soporte del túnel, puede influir en el cronograma general, dependiendo de la duración de las actividades necesarias para preceder a la excavación de la TBM.

5.3.3.15. TRANSPORTE DE REZAGA

La tendencia hacia máquinas con mayor empuje bruto que resulta en una mayor tasa de penetración neta genera mayores demandas para el rendimiento del equipo o sistema de transporte del material excavado en el frente de la perforación, por lo tanto, el objetivo es diseñar el sistema de transporte para lograr una perforación continua que no se vea interrumpida por una capacidad de transporte insuficiente.

Según Bruland, 2014, el parámetro de dimensionamiento decisivo del sistema de transporte es la velocidad de penetración neta de dimensionamiento, ya que dicho parámetro para la capacidad de transporte debe ser al menos un 50% más alta que la tasa de penetración neta estimada.

5.3.3.15.1. TRANSPORTE EN UNA VÍA

5.3.3.15.1.1. PISTAS

La eficiente operación de transporte depende de pistas de buena calidad. Las pistas mal dimensionadas, mal instaladas o mal mantenidas dan como resultado una velocidad de transporte reducida y frecuentes descarrilamientos. De acuerdo con Bruland, 2014, el sistema para la instalación de la pista puede variar en:

- a) Secciones de riel prefabricadas con traviesas de acero y bloques especiales de madera o acero como soporte.
- b) Rieles individuales montados en traviesas de madera o acero.
- c) Rieles individuales atornillados con soportes de sujeción especiales (adecuados solo en roca dura; los pernos tienden a aflojarse en roca mediana a blanda).
- d) Rieles montados sobre segmentos de hormigón.

La elección de la vía debe adaptarse al equipo de soporte y los volúmenes de transporte. La experiencia muestra que las secciones de riel prefabricadas con traviesas de acero brindarán un buen riel para una alta capacidad de transporte. Bruland, 2014, describe que el ancho de vía debe ser de al menos 900 mm. El peso del riel debe ser de al menos 35 kg/m. Las estaciones de bypass pueden ser:

- a) Nichos quemados.
- b) Acumulación de invertir a suficiente ancho de bypass.
- c) Switch California: una estación de derivación móvil que se ejecuta en la vía permanente.

5.3.3.15.1.2. MODELO DE ESTIMACIÓN

El modelo se basa en el transporte de rezaga desde un túnel de doble vía con un mínimo de 2 juegos de vagones y 1 locomotora. El modelo también puede estimar la capacidad de transporte de una TBM en un túnel de un solo trayecto con 1 Switch California. El modelo diseña la capacidad de carga y transporte para que se pueda obtener una producción continua de TBM. En otras palabras, el tiempo de ciclo para un tren debe ser menor que el tiempo de carga en el respaldo de la tuneladora para un conjunto de vagones.

5.3.3.15.1.3. TIEMPO DE CARGA

El tiempo de carga consiste en las siguientes suboperaciones:

- a) Relleno de estiércol en los vagones mientras aburre.
- b) Agarre de la TBM.
- c) Cambio de conjuntos de vagones.

Normalmente, se elige un conjunto de vagones con una capacidad correspondiente a la producción de al menos un ciclo de TBM. El tiempo de carga para un ciclo de corte de una tuneladora se estima a partir de la siguiente ecuación:

$$t_{stroke} = \frac{L_s * 60}{I_n} \quad ; \quad (min)$$

Donde:

L_s = Longitud de carrera producto del empuje de la tuneladora (m).

I_n = Dimensionamiento de la tasa de penetración neta (m/h).

Cuando un conjunto de vagones está completamente cargado, debe cambiarse con un conjunto vacío. Esto provoca una pérdida de tiempo donde la carga no se puede realizar durante el cambio de conjuntos. El tiempo para el cambio de conjuntos se observa como $t_{set} \leq 1$ minuto. Cuando el conjunto tiene una capacidad de 1 o 2 ciclos de giro de la TBM, el cambio de conjuntos puede tener lugar durante el reordenamiento de la TBM. Dado lo anterior, el volumen total de roca retirado por un conjunto de vagones es:

$$V_{set} = \frac{V_{car} * n_{set}}{k_{swell}} \quad ; \quad (sm^3)$$

Donde:

V_{car} = Volumen de un vagón.

n_{set} = Número de vagones en set (conjunto).

k_{swell} = Factor de expansión de roca sólida a suelta, generalmente 1.8 – 2.0.

El volumen de la roca de un ciclo de giro de la TBM es:

$$V_{stroke} = \frac{d_{t\text{bm}}^2 * \pi * L_s}{4} ; \quad (m^3)$$

El número real de trazos o ciclos de perforación de una TBM por conjunto de vagones se calcula a partir de la siguiente formula:

$$k_{set} = \frac{v_{set}}{v_{stroke}}$$

El tiempo de carga por juego de vagones se calcula a partir de la siguiente ecuación:

$$t_{load} = (t_{stroke} + t_{regrip} + t_{set}) * k_{set} ; \quad (min)$$

Donde:

t_{regrip} = Tiempo de agarre de la TBM.

5.3.3.15.1.4. NÚMERO DE VAGONES EN UN CONJUNTO (SET)

Para aumentar la capacidad de transporte, puede ser ventajoso aumentar la cantidad de vagones por conjunto. Como resultado de los vagones adicionales, el tiempo de carga establecido aumentará y habrá más tiempo disponible para el ciclo de transporte.

5.3.3.15.1.5. TRANSPORTE SIN BYPASS (2 CONJUNTOS VAGONES, 1 LOCOMOTORA)

El tiempo de ciclo se define como el tiempo que lleva conducir un conjunto de vagones completamente cargado desde la TBM y regresar con un conjunto vacío nuevamente a la TBM (Ver Ilustración 3 – 171).

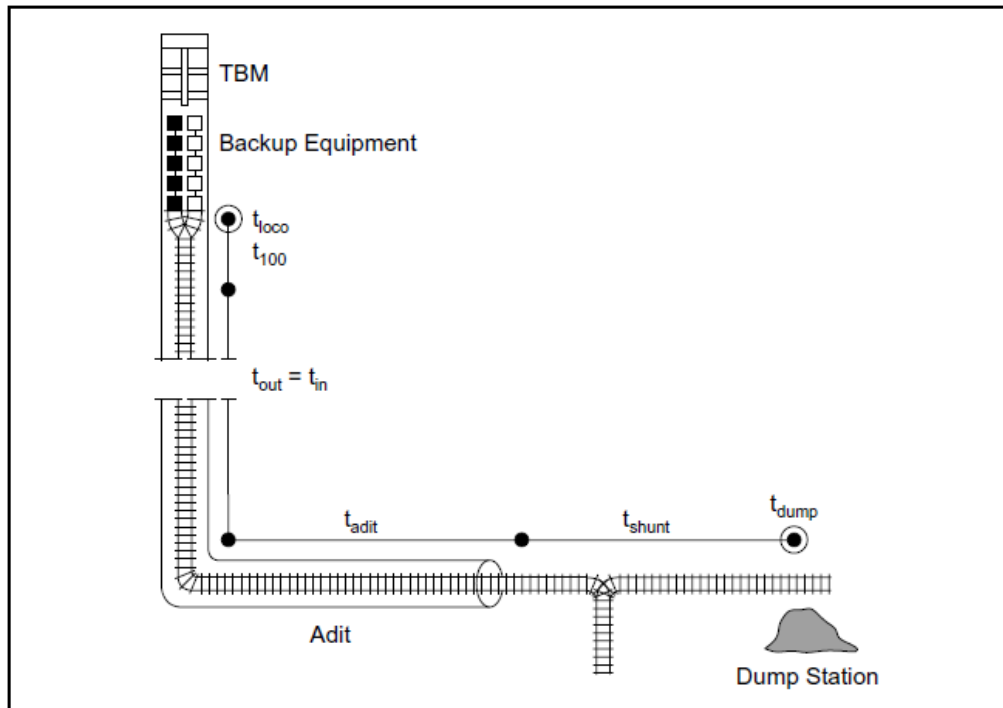


Ilustración 3 - 69: Consumo de tiempo para diversas actividades en trabajos ejecutados con TBM. (Bruland, 2014).

Dado lo anterior, el tiempo de ciclo incluye algunas suboperaciones que se mencionan en la siguiente formula:

$$t_{cycle} = t_{100} + t_{out} + t_{adit} + t_{shunt} + t_{dump} + t_{shunt} + t_{adit} + t_{in} + t_{100} + t_{loco} \quad ; \quad (min)$$

$$t_{cycle} = 2(t_{100} + t_{out} + t_{adit} + t_{shunt}) + t_{dump} + t_{loco} \quad ; \quad (min)$$

Donde:

t_{100} = Conduciendo los 100 m cerca del respaldo de la TBM.

t_{out} = Conducir los 100 m hasta el respaldo de la TBM desde el frente de la excavación.

$t_{out} = t_{in} = \frac{(L_{back} - 100) * 60}{v_{out} * 1000} \quad ; \quad (min)$
L_{back} = Distancia desde el frente de excavación hasta el respaldo de la TBM (m).
v_{out} = Velocidad de conducción en el túnel (km/h).

t_{in} = Conducir los 100 m por detrás del respaldo de la TBM al frente de la excavación.

t_{adit} = Conducir desde el frente de la excavación al punto de descarga.

$t_{adit} = \frac{(L_{adit} + L_{dump}) * 60}{v_{adit} * 1000} ; \quad (min)$
L_{adit} = Longitud al frente de la excavación.
L_{dump} = Distancia desde el frente de la excavación a la estación de descarga (m).
v_{adit} = Velocidad de conducción desde el frente de la excavación hacia y desde el punto de descarga (km/h).

t_{shunt} = Derivación en el punto de descarga antes de descargar = Derivación en el punto de descarga después de descargar.

t_{dump} = Descarga de los vagones.

$t_{dump} = t_{car} * n_{set} ; \quad (min)$
t_{car} = descarga de un carro de basura en la estación de descarga
n_{set} = número de muck-cars en un set

t_{loco} = Tiempo empleado por la locomotora.

5.3.3.15.1.6. TRANSPORTE CON BYPASS

Cuando el tiempo del ciclo excede el tiempo de carga, se necesitan derivaciones en el túnel y conjuntos y locomotoras con vagones adicionales. El principio del sistema de transporte se muestra en la Ilustración 3 – 172.

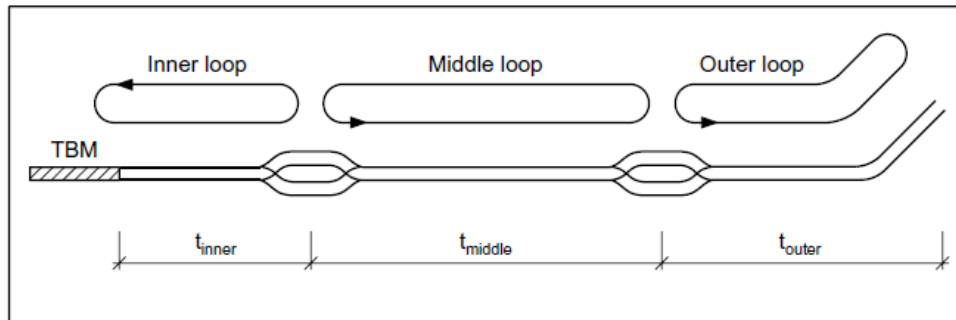


Ilustración 3 - 70: Modelo de transporte con bypass. (Bruland, 2015).

Se supone que el tiempo de ciclo de cada ciclo (externo, medio, interno) debe ser menor o igual al tiempo de carga para obtener una producción continua de TBM. De acuerdo con Bruland, 2014, las ubicaciones óptimas de los desvíos se encuentran cuando:

$$t_{outer} = t_{middle} = t_{inner} = t_{load} \quad ; \quad (min)$$

Se instala un nuevo bypass cuando el tiempo para el ciclo interno es mayor que el tiempo de carga. La demanda de locomotoras se calcula así:

$$n_{loco} = n_{bypass} + 1$$

La demanda de sets de vagones se calcula así:

$$n_{train} = n_{bypass} + 2$$

Donde:

n_{bypass} = Numero de bypass

5.3.3.15.1.7. TRANSPORTE CON UN BYPASS (3 JUEGOS DE CARROS Y 2 LOCOMOTORAS)

En la Ilustración 3 – 173 se muestra un modelo para el transporte con 1 bypass, 3 juegos de vagones y 2 locomotoras.

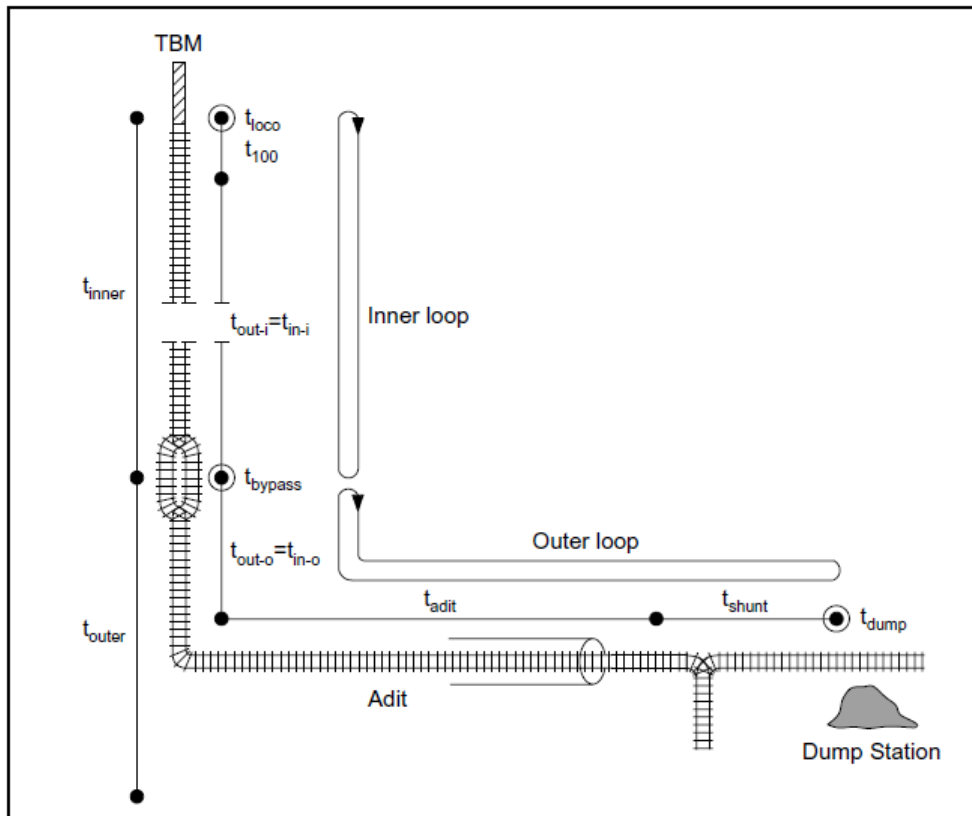


Ilustración 3 - 71: Modelo para el transporte con 1 bypass, 3 juegos de vagones y 2 locomotoras. (Bruland, 2014).

Dado que el bypass se encuentra lo más alejado posible del túnel, sin que el tiempo del ciclo externo exceda el tiempo de carga, el ciclo externo definirá el tiempo del ciclo mediante la siguiente ecuación:

$$t_{outer} = t_{bypass} + 2(t_{out-o} + t_{adit} + t_{shunt}) + t_{dump} \quad ; \quad (min)$$

Donde:

t_{bypass} = Tiempo para reunirse y conducir más allá del desvío (el tren saliente espera el tren de entrada).

t_{out-o} = Tiempo de conducción de la carretera de circunvalación al frente de excavación.

Además, el tiempo para el ciclo interno no debe exceder el tiempo de carga, el cual se estima de la siguiente manera:

$$t_{inner} = t_{loco} + 2 (t_{100} + t_{out-i}) + t_{bypass} \quad ; \quad (min)$$

t_{out-i} = Tiempo de conducción desde 100 m detrás del respaldo de la TBM hasta el bypass.

Si el tiempo para el ciclo interno excede el tiempo de carga, se necesita otra derivación.

Para evitar movimientos posteriores, el primer bypass debe colocarse en un punto óptimo encontrado por:

$$t_{outler} = t_{load} \quad ; \quad (min)$$

$$t_{load} = t_{bypass} + 2 (t_{out-o} + t_{adit} + t_{shunt}) + t_{dump} \quad ; \quad (min)$$

$$t_{out-o} = \frac{L_{bypass} * 60}{V_{out} * 100} \quad ; \quad (min)$$

$$L_{bypass} = \frac{t_{load} - t_{bypass} - 2 (t_{adit} + t_{shunt}) - t_{dump} * v_{out} * 1000}{2 * 60} \quad ; \quad (m)$$

Donde:

L_{bypass} = Distancia entre el socavón y la primera derivación (m).

Cuando se necesita más de un bypass, la ubicación óptima se encuentra mediante la siguiente ecuación:

$$t_{middle} = t_{load} \quad ; \quad (min)$$

$$t_{middle} = 2 (t_{out-m} + t_{bypass-1}) \quad ; \quad (min)$$

$$t_{out-m} = \frac{(L_{bypass-2} - L_{bypass-1}) * 60}{v_{out} * 1000}; \quad (min)$$

$$L_{bypass-2} = L_{bypass-1} + \frac{(t_{load} - 2 * t_{bypass-1}) * v_{out} * 1000}{2 * 60}; \quad (min)$$

5.3.3.15.1.8. UNIDAD DE TIEMPO Y VELOCIDAD DE TRANSPORTE

Según Bruland, 2014, la velocidad de transporte y los tiempos de las unidades varían según el tipo de locomotora, soporte y sistema de descarga, por lo tanto, es importante realizar estudios de tiempo del sistema de transporte para obtener un uso óptimo del mismo. La Tabla 3 - 122 enumera algunos valores promedio para la inclinación del túnel de 0.15 - 0.4%.

Tabla 3 - 68: Velocidad de transporte y tiempos unitarios. (Bruland, 2015).

Variable	Operation	Speed (km/h)	Unit time (min)
t_{set}	Changing of sets in the backup		1
t_{regrip}	Regripping the TBM		4.5
t_{loco}	Shunting at the backup		2
t_{100}	Driving the 100 m close to the backup	5	1.2
$v_{out} = v_{in}$	Driving in the tunnel	15 – 30	
t_{bypass}	Driving past the bypass		2
v_{adit}	Driving in the adit and to the dump station	5 – 10	
t_{shunt}	Shunting at the dump station		2
t_{car}	Dumping		0.3 min/car
	side dump		1.0 min/car
	Rotadump		0.3 min/car
	bottom dump		1.2 min/car
	fork lift		

NOTA: La velocidad más baja para rieles de 25 kg/m y locomotoras de 10 toneladas. La velocidad más alta para rieles de 35 kg/m y locomotoras de 22 toneladas.

La Ilustración 3 – 172 muestra la necesidad de una instalación de bypass en función de la longitud del túnel y la tasa de penetración neta.

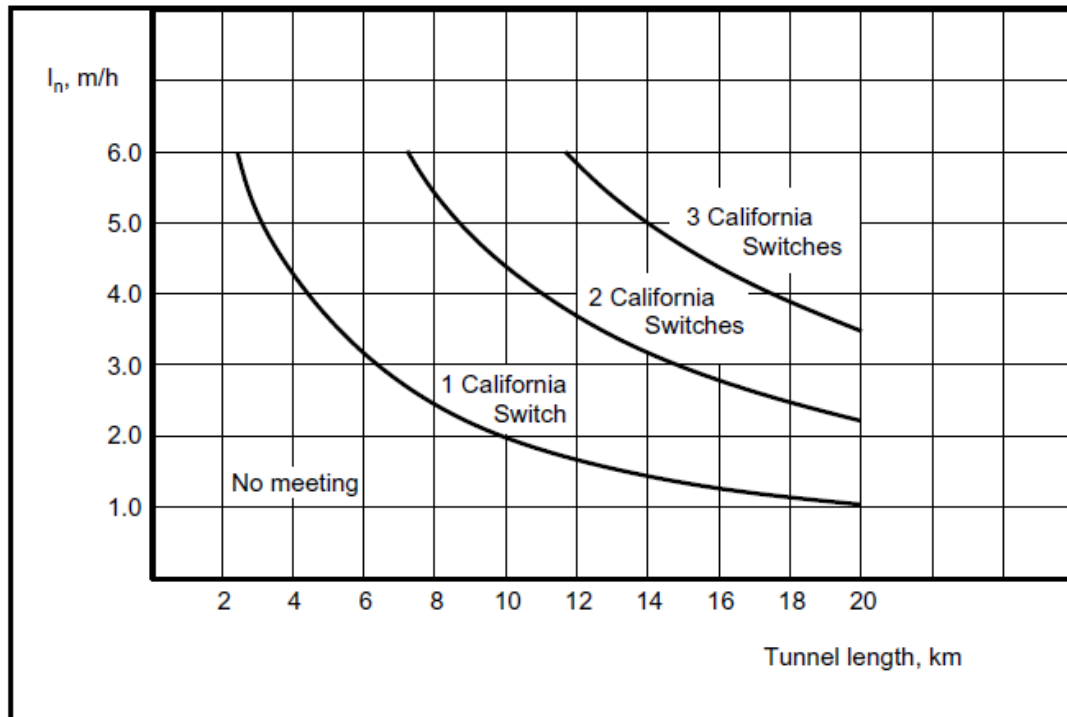


Ilustración 3 - 72: Demanda de derivaciones para rieles de 35 kg/m y locomotoras de 22 toneladas. (Bruland, 2015).

Bruland, 2014, describe que las estimaciones se basan en los siguientes supuestos:

- a) El diámetro de la TBM es de 5,5 m.
- b) 9 vagones de 12 m³ cada uno en un juego.
- c) La velocidad de conducción promedio en el túnel es de 20 km/h.
- d) La longitud del anuncio y la distancia desde el anuncio hasta la estación de descarga asciende a 600 m.
- e) Tiempos unitarios mostrados en la Tabla 3 – 122.

5.3.3.16. TRANSPORTE CON CAMIONES

Cuando se usan camiones estándar, la carretera se puede construir de dos carriles de concreto, o un segmento solamente en concreto o una carretera en afirmado. En la Ilustración 3 – 173 se muestra un esquema de lo mencionado anteriormente.

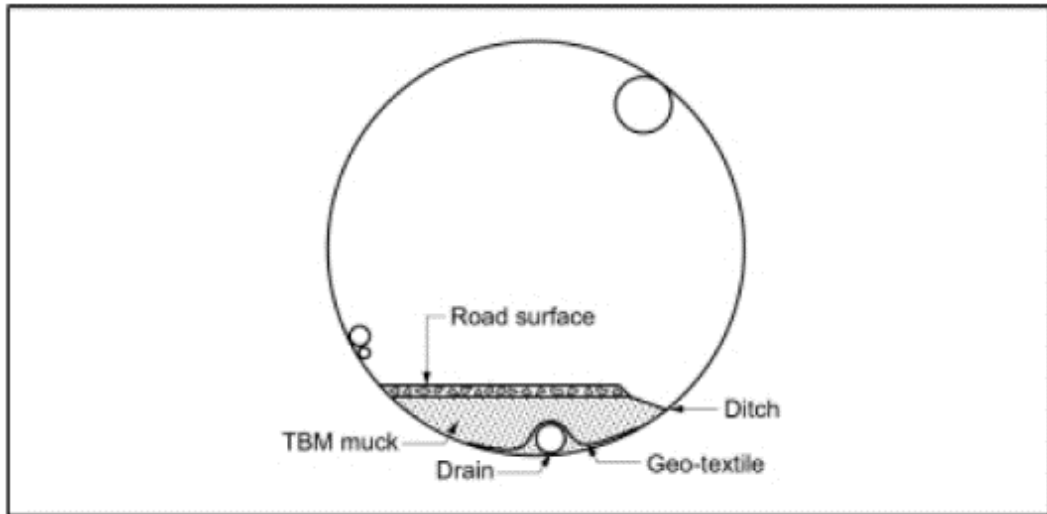


Ilustración 3 - 73: Calzada con material afirmado el cual puede ser utilizado si la calidad de la roca es adecuada. (Bruland, 2015).

Es de anotar que, para diámetros de túnel de menos de 8 m, las derivaciones deben establecerse mediante nichos de excavación o llenar encima de la solera hasta que se establezca el ancho requerido.

Los bypass también se pueden utilizar como un lugar de giro antes de que los camiones de volteo vuelvan al respaldo de la TBM. Para diámetros de túnel mayores a 8 m, los camiones pueden girarse con una mesa giratoria (Ver Ilustración 3 – 176).



Ilustración 3 - 74: Mesa giratoria para camiones en un túnel de 8,5 m de diámetro. (Bruland, 2015).

5.3.3.16.1. MODELO DE ESTIMACIÓN

La capacidad de transporte depende de la cantidad de camiones, el tiempo de ciclo y el volumen por camión. Para mantener la perforación continua, la capacidad de transporte debe exceder el volumen de la rezaga que se transportará a la velocidad de penetración neta de dimensionamiento de la TBM. Dado lo anterior, el cálculo se realiza mediante la siguiente formula:

$$Q_{trans} \geq Q_{out}$$

Entonces:

$$Q_{trans} = Q_{truck} * n_{truck}$$

$$Q_{trans} = Q_{truck} * n_{truck} = \frac{60 * V_{truck} * n_{truck}}{t_{cycle} * k_{swell}}$$

Donde:

Q_{trans} = Capacidad de transporte de vagón de los camiones (sm^3/h).

Q_{out} = Volumen de estiércol que se transportará fuera del túnel (sm^3/h).

Q_{truck} = Capacidad de transporte de un camión (sm^3/h).

t_{cycle} = Tiempo de ciclo para un camión (min).

V_{truck} = Volumen de carga por camión (m^3).

k_{swell} = Factor de hinchamiento de roca sólida a suelta, medido a 1.8 - 1.9 para camiones.

n_{truck} = Número de camiones.

El tiempo de ciclo se define como el tiempo que se tarda en conducir un camión completamente cargado desde la tolva de respaldo de la TBM al punto de descarga, el volcado, el retorno al respaldo de la TBM y la carga del camión. El tiempo de ciclo incluye las siguientes operaciones:

$$t_{cycle} = t_{to} + t_{meet} + t_{in} + t_{turn} + t_{man} + t_{load} + t_{man} + t_{out} + t_{to} + t_{dump} \quad ; \quad (min)$$

t_{to} = Conducir desde el punto de descarga al portal del túnel y viceversa.

t_{meet} = Encuentro en el túnel.

t_{in} = Conducir desde el portal del túnel hasta el punto de giro incluido el frente de excavación.

t_{turn} = Girar el camión en el túnel.

t_{man} = Retroceso desde el punto de inflexión hasta el punto de carga de respaldo de la TBM = Conducir desde el punto de carga de respaldo de la TBM al punto de giro.

t_{load} = Cargando el camión en el respaldo de la TBM.

t_{out} = Conducir desde el punto de inflexión hasta el portal del túnel, incluido el frente de excavación.

t_{dump} = Girar el camión y descargar la carga.

El tiempo para conducir desde el punto de descarga al portal del túnel se calcula así:

$$t_{to} = \frac{L_{dump} * 60}{v_{to} * 1000} ; \quad (min)$$

Donde:

L_{dump} = Distancia desde el punto de descarga al portal del túnel (m).

v_{to} = Velocidad promedio para la distancia L_{dump} (km/h).

Cuando los camiones se encuentran en el túnel, el camión vacío que conduce debe esperar. El tiempo máximo total de reunión se estima así:

$$t_{meet} = t_m * (n_{truck} - 1) ; \quad (min)$$

Donde:

t_m = Unidad de tiempo para una reunión de un camión que entra y otro que sale.

n_{truck} = Número total de camiones en el sistema de transporte.

El tiempo para conducir desde el portal del túnel a la mesa giratoria se calcula así:

$$t_{in} = \frac{L_{turn} * 60}{v_{in}} ; \quad (min)$$

Donde:

L_{turn} = Distancia desde el portal del túnel hasta el punto de giro, incluyendo el frente de excavación (m).

v_{in} = Velocidad media de los camiones vacíos entrantes (km/h).

Normalmente, una mesa giratoria se coloca a 50 - 100 m detrás del respaldo de la TBM. El camión vacío gira en la mesa, retrocede de la mesa al silo de respaldo, carga y conduce hacia afuera y pasa la mesa giratoria.

El tiempo de conducción desde el punto de inflexión hasta el portal del túnel es:

$$t_{out} = \frac{L_{turn} * 60}{v_{out} * 1000} ; \quad (min)$$

Donde:

v_{out} = Velocidad media de los camiones cargados (km/h).

5.3.3.16.2. UNIDAD DE TIEMPO Y VELOCIDAD DE TRANSPORTE

Según Bruland, 2014, la velocidad de transporte y los tiempos de la unidad varían según el tipo de camión, soporte y sistema de descarga, por lo tanto, es importante realizar estudios de tiempo del sistema de transporte para obtener un uso óptimo del equipo de transporte. En la Tabla 3 – 123 menciona algunos valores promedio para la inclinación de la vía del túnel de 0.25 a 4%.

Tabla 3 - 69: Velocidad de transporte y tiempo unitario para el transporte de camiones. (Bruland, 2015).

Variable	Operation	Speed (km/h)	Unit time (min)
v_{to}	Driving speed from the dump station to the tunnel and vice versa	30	
t_m	Unit time per meeting		0.23
v_{in}	Driving speed in the tunnel, empty truck	55	
t_{tum}	Turning at a turning table		0.83
t_{man}	Backing from the turning point to the backup		0.5
t_{man}	Driving from the backup past the turning point		0.5
t_{load}	Loading at the backup hopper		0.4
v_{out}	Driving speed in the tunnel, loaded truck	50	
t_{dump}	Turning the truck and dumping the load		1.2

5.3.3.16.3. VOLUMEN DE TRANSPORTE

La carretera se puede construir usando parte del material triturado de la tuneladora (preferiblemente material clasificado, usando la fracción más grande para la carretera). Más tarde, esta suciedad debe eliminarse, por lo tanto, se debe utilizar la menor cantidad de material posible para la construcción de la calzada. De acuerdo con Bruland, 2014, el

grosor recomendado de la calzada es muy alto, igual a 0.9 m, debido a las tuberías de drenaje colocadas en el piso del túnel (ver Ilustración 3 – 177 e Ilustración 3 – 178).

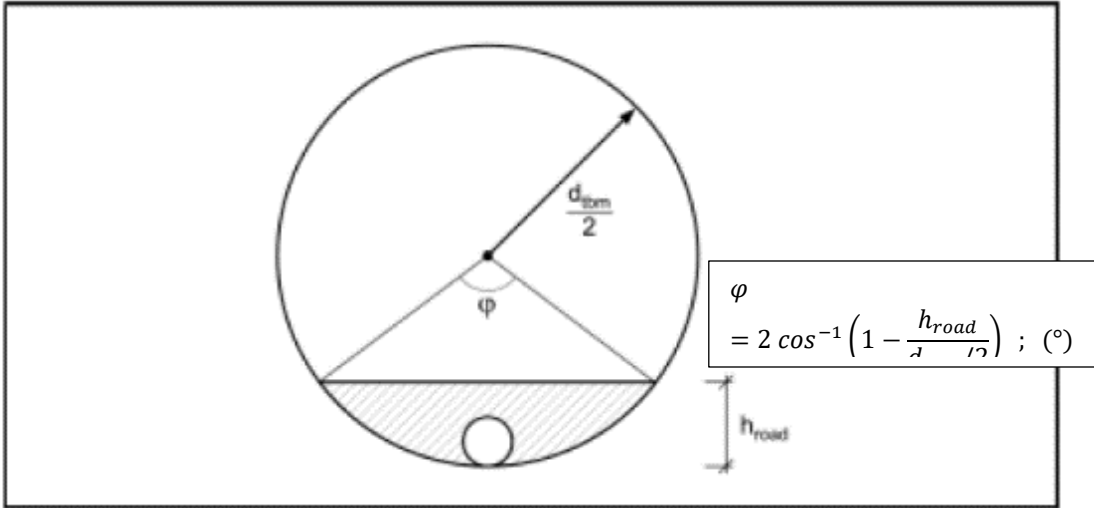


Ilustración 3 - 75: Sección transversal del túnel con calzada. (Bruland, 2015).

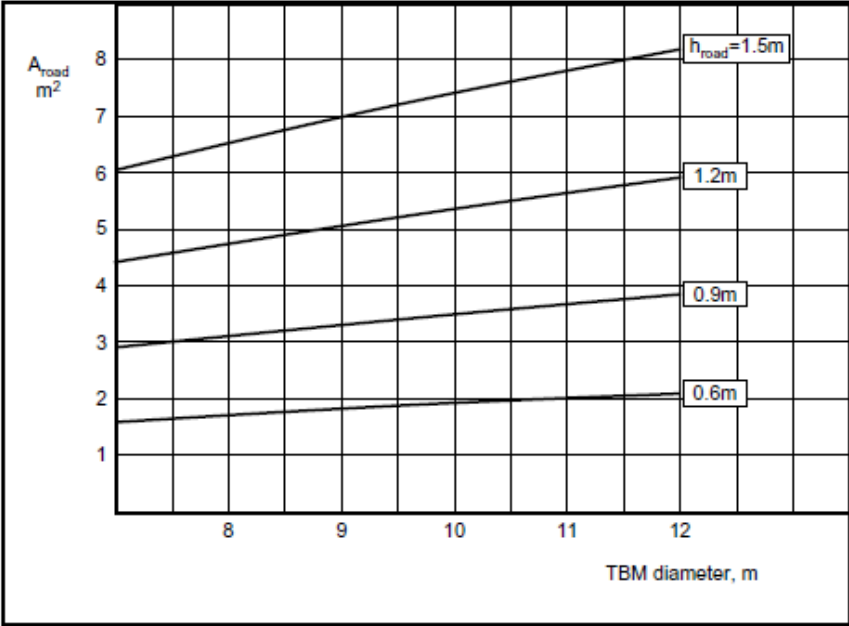


Ilustración 3 - 76: Área de sección transversal de la calzada para h_{road} = 0.9 m. (Bruland, 2015).

El volumen de material transportado por los camiones depende del diámetro del túnel, la tasa de penetración neta y el consumo de material triturado para la construcción de la calzada.

$$Q_{out} = Q_{tbn} - Q_{road} \quad ; \quad (sm^3/h)$$

El volumen de producción de la TBM depende del diámetro de la TBM y la tasa de penetración neta.

$$Q_{tbn} = \frac{d_{tbn}^2 * \pi * I_n}{4} \quad ; \quad (sm^3/h)$$

Donde:

I_n = Dimensionamiento de la tasa de penetración neta (m/h).

El volumen de rezaga utilizado para la carretera depende del área de la sección transversal de la carretera y la tasa de penetración neta.

$$Q_{road} = \frac{A_{road} * I_n}{k_{road}} \quad ; \quad (sm^3/h)$$

Donde:

A_{road} = Área de sección transversal de la calzada (m²). (Ver Ilustración 3 – 177).

k_{road} = Factor de expansión de sólido a compactado (1.5).

El número necesario de camiones se encuentra a partir de las siguiente formula:

$$n_{truck} = \frac{Q_{out} * t_{cycle} * k_{swell}}{60 * V_{truck}}$$

5.3.3.16.4. SECCIÓN TRANSVERSAL DEL CAMINO

El volumen de rezaga requerido para la construcción de la calzada se puede estimar a partir del diámetro del túnel y la altura de la calzada, de acuerdo con la Ilustración 3 - 178. Dicha ilustración muestra el área de la sección transversal de la calzada como una función del diámetro del túnel para diferentes alturas de calzada.

$$A_{road} = \frac{d_{tbm}^2}{8} * \left(\frac{\pi * \varphi}{180} - \text{sen}\varphi \right) \quad ; \quad (m^2)$$

5.3.3.16.5. TIEMPO DE ESPERA

El tiempo de espera por camión en la tolva en el respaldo de la TBM antes de que comience la carga depende de la capacidad de transporte, el volumen de rezaga a transportar y el tiempo de ciclo.

$$t_{wait} = \left(1 - \frac{Q_{out}}{Q_{trans}} \right) * t_{cycle} \quad ; \quad (min)$$

Cuando el tiempo de espera es > 0 , significa que los camiones están esperando en el respaldo de la TBM para ser cargados. Cuando el tiempo de espera es < 0 , la TBM debe esperar a los camiones, es decir, se necesitan más camiones.

5.3.3.16.6. TRANSPORTADOR CONTINUO

La capacidad del transportador continuo debe dimensionarse sobre la base del volumen de rezaga correspondiente a la tasa de penetración neta del dimensionamiento de la TBM. En la Ilustración 3 – 179 se muestra el volumen de rezaga producida en función del diámetro de TBM y la tasa de penetración neta.

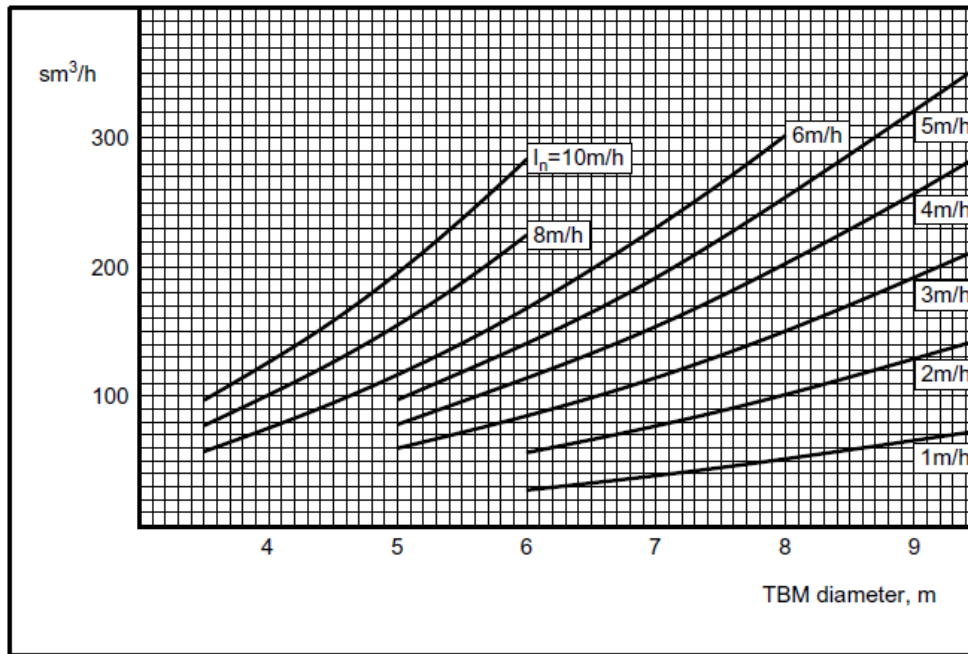


Ilustración 3 - 77: Volumen de reza producida por la TBM. (Bruland, 2015).

La capacidad de transporte de un transportador continuo es básicamente una función del ancho y la velocidad de la banda. Otros parámetros son el tipo de banda y el ángulo de fricción de la reza. En la Ilustración 3 – 180 se muestra la capacidad de transporte en función del ancho y la velocidad de la banda. La estimación de capacidad se basa en las siguientes suposiciones mencionadas por Bruland, 2014:

- El ángulo de fricción lateral de la suciedad es de 20°.
- El ángulo del canal de la banda es de 30°.
- Túnel horizontal.
- El factor de hinchamiento de roca sólida a material suelto es 2.0.
- Se utiliza el 60% de la capacidad máxima de la banda.

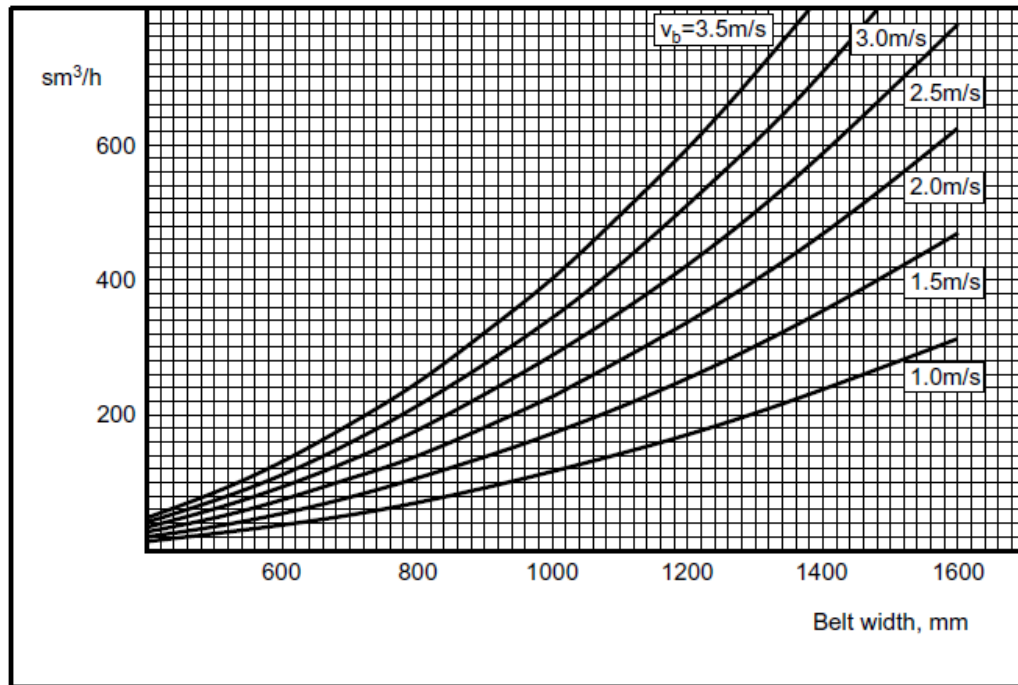


Ilustración 3 - 78: Volumen de rezaga producida por la TBM. (Bruland, 2015).

5.3.3.17. VENTILACIÓN

En los túneles excavados con TBM parte de la roca se tritura en partículas finas. Las partículas más pequeñas pueden moverse en el aire y se le denominan partículas suspendidas. En la Tabla 3 -124 muestra el tiempo que gastará una partícula de cuarzo para asentarse 1 m cuando está suspendido en el aire.

Tabla 3 - 70: Tiempo de asentamiento del polvo de cuarzo suspendido en aire. (Bruland, 2015).

Particle size in μm	Time to settle 1 m in stagnant air
10	2 minutes 5 seconds
5	8 minutes 19 seconds
4	13 minutes
3	23 minutes
2	52 minutes
1	3 hours 28 minutes
0.5	13 hours 44 minutes
0.1	14 days 14 hours

Según Bruland, 2014, las autoridades noruegas exigen que el entorno laboral sea de cierta norma con respecto a los gases, el polvo, los aerosoles, etc. Las normativas noruegas establecen un umbral que se encuentran en las normas administrativas para el entorno laboral. El contenido máximo de polvo permitido depende del contenido de cuarzo del polvo (o del tipo de roca).

- a) Polvo total (partículas de polvo de menos de 10 µm).
- b) Polvo respirable (75% de las partículas < 5 µm).
- c) El polvo respirable es la partícula fina que puede entrar en los alvéolos finos de los pulmones, por lo tanto, se considera potencialmente dañina.

Los valores límite de umbral para el polvo y el polvo de cuarzo se muestran en la Tabla 3 - 125.

Tabla 3 - 71: Valores límite de umbral para el polvo en el aire del túnel. (Bruland, 2015).

Dust Type		mg/m ³
General Dust	total dust	10
	respirable dust	5
Quartz Dust		
Alpha Quartz	total dust	0.3
	respirable dust	0.1
Cristobalite	total dust	0.15
	respirable dust	0.05
Tridymite	total dust	0.15
	respirable dust	0.05

La roca rara vez se compone en 100% de cuarzo, por lo tanto, los valores límite de umbral deben ajustarse para el contenido de cuarzo del tipo de roca y se calcula mediante la siguiente formula:

$$C_{TLV-d} = \frac{C_{TLV-q} * 100}{P_{Q-q}} ; \quad (mg/m^3)$$

Donde:

C_{TLV-d} = Valor límite de umbral del polvo que contiene cuarzo (mg/m^3).

C_{TLV-q} = Valor límite de umbral del tipo de cuarzo q (mg/m^3).

P_{Q-q} = Contenido de cuarzo del tipo de roca q (%).

El valor de C_{TLV-d} para ser utilizado para el dimensionamiento debe ser menor o igual al valor límite umbral de polvo general. Si hay más de un tipo de cuarzo, el valor límite de umbral se estima sumando los efectos así:

$$\frac{C_{Q-1}}{C_{TLV-1}} + \frac{C_{Q-2}}{C_{TLV-2}} + \frac{C_{Q-3}}{C_{TLV-3}} + \dots + \frac{C_{Q-q}}{C_{TLV-q}} \quad ; \quad (mg/m^3)$$

Donde:

C_{Q-q} = Concentración del tipo de cuarzo q.

C_{TLV-q} = Valor límite de umbral del tipo de cuarzo q.

5.3.3.17.1. FUENTES DE POLVO

El polvo se produce a través del proceso de perforación en frente de la cabeza de corte. La mayor parte del polvo se incluye en la rezaga generada por la TBM que se transporta fuera del túnel. Sin embargo, parte del polvo queda suspendido en el aire del túnel.

a) CABEZAL DE CORTE

El aire en frente del cabezal de corte contiene una gran cantidad de polvo, lo que resulta en una mayor gravedad específica que el aire circundante. Sin la succión de aire presente en el cabezal de corte, el aire pesado saldrá por debajo del cabezal de corte (ver Ilustración 3 – 108). La rotación del cabezal de corte presionará parte del aire lleno de polvo hacia afuera a lo largo de la periferia del cabezal de corte. Bruland, 2014, explica que la parte frontal del cabezal de corte está expuesta a una presión negativa por medio

de un sistema de succión de aire para evitar que el aire lleno de polvo ingrese al aire del túnel.

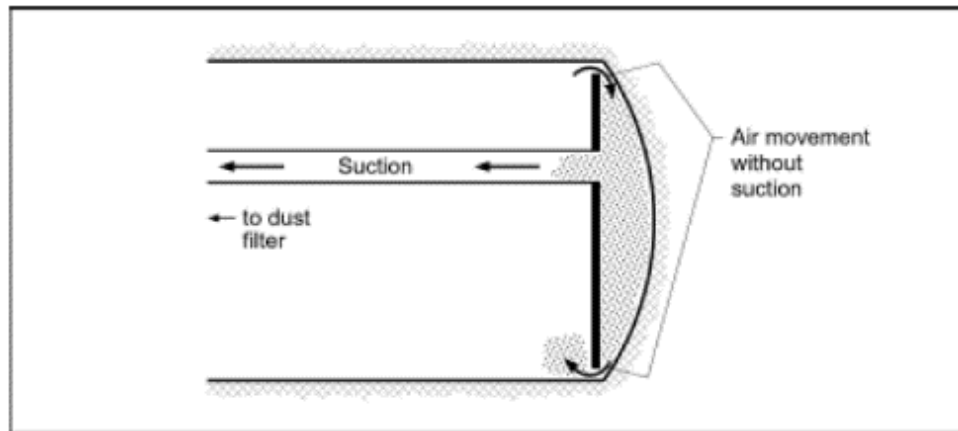


Ilustración 3 - 79: Polvo delante del cabezal de corte. (Bruland, 2015).

La succión debe provenir del tercio superior del cabezal de corte para evitar que entren partículas gruesas en el sistema. La capacidad del ventilador de succión depende del diámetro de la TBM y de la eficiencia del sellado contra el polvo alrededor del cabezal de corte.

De acuerdo con Bruland, 2014, en roca de baja capacidad de perforación (frecuentemente combinada con alto contenido de cuarzo), la perforación producirá finos adicionales, incluidos los finos de cuarzo. Esto debe tenerse en cuenta al dimensionar la capacidad de succión.

Para estimar la capacidad de succión, Bruland, 2014, ha adoptado el modelo empírico desarrollado por el contratista noruego Statkraft Anlegg AS. La capacidad de succión recomendada se calcula así:

$$Q_a = k_{rock} * (d_{t\text{bm}} + 1) \quad ; \quad (m^3/s)$$

Donde:

$d_{t\text{bm}}$ = Diámetro de la TBM.

k_{rock} = Corrección de las propiedades de capacidad de perforación de la de roca y sello de polvo.

El k_{rock} se muestra en la Tabla 3 – 126 y se determina en función del índice de perforación de la roca DRI y las propiedades del sello para el cabezal de corte. Para una capacidad de perforación baja y sin sello de polvo, el valor alto de k_{rock} incluirá un factor de seguridad para evitar que el polvo fluya por debajo del cabezal de corte y entre en el aire del túnel.

Tabla 3 - 72: Valor de k_{rock} para capacidad de succión. (Bruland, 2015).

Rock Conditions	With Dust Seal	Without Dust Seal
Good Drillability DRI = 65	0.30 m ² /s	0.40 m ² /s
Poor Drillability DRI = 37	0.35 m ² /s	0.45 m ² /s

b) PAREDES DE TÚNEL

El techo del túnel y las paredes justo detrás del cabezal de corte se cubrirán con partículas finas y polvo. El techo y las paredes deben lavarse continuamente mediante un sistema de rociado montado cerca del cabezal de corte.

c) CINTAS TRANSPORTADORAS

Dejar restos de rezaga en el fondo de los transportadores liberará polvo en el aire del túnel. La fuente principal son los puntos de recarga donde la altura de caída debe ser lo más baja posible.

La velocidad de la cinta afecta la liberación de polvo. Según Bruland, 2014, la velocidad de la banda debe ser de 1 m/s o inferior. El agua debe ser utilizada con precaución, ya que demasiada agua rociada ya sea frente al cabezal de corte o en la cinta transportadora, puede hacer que la rezaga se asiente en los vagones y así complicar su descarga de la rezaga en el punto de descarga.

5.3.3.17.2. LIMPIEZA DEL AIRE

La TBM tiene un dispositivo de limpieza para el aire mediante un sistema de succión. El aire se limpia antes de que se libere más atrás del cabezal de corte. Sin embargo, el sistema de limpieza no puede eliminar todo el polvo respirable del aire y el proceso de excavación debe centrarse en penetrar en la roca y tratar de liberar la menor cantidad de polvo posible. Básicamente se utilizan tres principios de limpieza.

a) FILTRO SECO (TURBO FILTRO)

En un filtro seco, el polvo se deposita en una cámara con varias bolsas de filtro a través de las cuales se filtra el aire de succión. La velocidad de aire recomendada a través de las bolsas de filtro es de 0.7 a 0.8 m/s, corresponde a 0.072-0.075 m³/s de aire por m² de área de filtro. El filtro es autolimpiante.

b) LAVADORAS DE AGUA

La separación del polvo se basa en el contacto entre las partículas de polvo y el agua. Las boquillas pequeñas rocían agua en el aire que sale del cabezal de corte y el polvo queda unido al agua. Después de que el polvo se haya humedecido, un separador centrífugo elimina el polvo húmedo del aire.

c) FILTRO ELECTROSTATICO

Este método es el más adecuado para la limpieza adicional. Primero, el aire se ioniza y luego pasa entre placas cargadas eléctricamente. La partícula ionizada se adhiere en la placa con la polaridad opuesta a la partícula. Las placas se limpian con agua.

5.3.3.17.3. SUMINISTRO DE AIRE FRESCO

Es necesario suministrar aire fresco a la TBM y asegurarse de que el aire del cabezal de corte saldrá del túnel. Cuando el suministro de aire fresco al área de respaldo de la TBM es demasiado bajo, el aire liberado del sistema de limpieza de polvo fluirá hacia el cabezal de corte nuevamente.

El modelo de estimación presentado por Bruland, 2014, se basa en la ventilación por soplado. Para el transporte eléctrico de la rezaga, el volumen de succión del cabezal de corte se dimensionará para el tamaño del conducto de ventilación y la capacidad de los ventiladores. Para el transporte de rezaga impulsado por diesel es necesario diluir los gases de escape de las locomotoras o camiones. Se debe suministrar suficiente aire al área de respaldo o a lo largo del túnel para garantizar buenas condiciones de trabajo a lo largo de todo el túnel. Las fugas en el conducto de ventilación pueden ser un problema en los túneles excavados mediante TBM. Según Bruland, 2014, a menudo, los túneles son largos, pero de pequeño diámetro con poco espacio para el conducto de ventilación. En la Ilustración 3 – 180 se muestra un esquema del sistema de suministro de aire fresco.

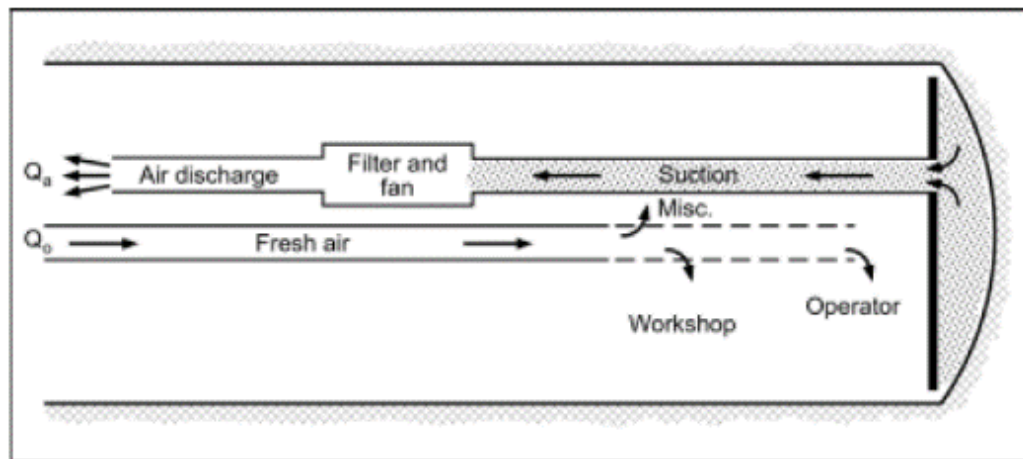


Ilustración 3 - 80: Polvo delante del cabezal de corte. (Bruland, 2015).

5.3.3.17.3.1. AIRE FRESCO A LA TUNELADORA

El suministro de aire fresco a la TBM debe ser mayor que la capacidad de succión del sistema de limpieza de polvo ($Q_0 > Q_a$). La descarga de aire fresco debe estar más cerca del cabezal de corte, que la descarga de aire del sistema de limpieza de polvo.

El suministro de aire al respaldo de la TBM no debe ser necesariamente alto, ya que esto dará como resultado una alta velocidad del aire y una liberación adicional de polvo de las paredes del túnel. De acuerdo con Bruland, 2014, la velocidad del aire de descarga debe mantenerse baja para evitar que se suspenda el polvo. El suministro de aire fresco siempre debe ser al menos un 20% más elevado que el volumen que se extrae del cabezal de corte, pero no más de un 30 a 40% más elevado que el volumen del cabezal de corte. Para el efecto se puede estimar la secuencia de suministro mediante la siguiente fórmula:

$$1.2k_{rock} (d_{tbm} + 1) \leq Q_0 \leq 1.4k_{rock} (d_{tbm} + 1)$$

Donde:

Q_0 = Suministro de aire fresco al respaldo de la tuneladora.

Según Bruland, 2014, una causa principal de los problemas de polvo en un túnel excavado mediante TBM es que no se siguen los principios descritos anteriormente. A medida que el túnel se alarga, aumenta la caída de presión en el conducto de ventilación y así mismo aumenta la fuga del conducto, lo que resulta en un menor suministro de aire fresco a la tuneladora.

5.3.3.17.3.2. SUMINISTRO DE AIRE FRESCO AL TRANSPORTE (CUANDO ESTÁ IMPULSADO POR DIESEL)

Se debe estimar el trabajo de transporte necesario para el transporte por carretera y por camión. Bruland, 2014, menciona que los principios de dimensionamiento se estiman a partir de los siguientes parámetros:

- a) Gradiente.
- b) Resistencia a la rodadura.
- c) Resistencia al aire.
- d) Peso relativo de la carga.
- e) Volumen de transporte.

Tabla 3 - 73: Parámetros de dimensionamiento para la ventilación con diesel. (Bruland, 2015).

PARÁMETRO	ECUACIÓN	
Gradiente	f_s , dado por los datos del túnel	
Resistencia a la rodadura	f_r , ver Tabla 3 - 128	
Resistencia al aire	Substancialmente menor que la inclinación y la resistencia a la rodadura, y por lo tanto se estima en 0	
Peso relativo de la carga	$k_{load} = \frac{W_{vehicle}}{W_{load}}$	$W_{vehicle}$ = Peso del vehículo (camión o tren) vacío. W_{load} = Peso de carga
	Ver Tabla 3 - 129	
Volumen de transporte	Para camiones: $Q_{out} = Q_{tbm} - Q_{road}$ Para rumbo de pista, $Q_{trans} = \frac{d_{tbm}^2 * \pi * I_n}{4}$ I_n = Tasa de penetración neta	

Tabla 3 - 74: Resistencia a la rodadura para diversas alternativas de transporte. (Bruland, 2015).

Track or Road Quality	Rolling Resistance, f_r
Good tracks, small steel wheels	0.006 - 0.010
Poor tracks, small steel wheels	0.010 - 0.020
Concrete or asphalt roadway	0.015 - 0.020
Gravel roadway - good quality	0.025 - 0.030
Gravel roadway - standard quality	0.03 - 0.04
Loose, muddy, uneven roadway	0.04 - 0.06

Tabla 3 - 75: Resistencia a la rodadura para diversas alternativas de transporte. (Bruland, 2015).

Vehicle	Vehicle, kg	Load, kg	k_{load}
Truck 6x2	12000	15500	1.29
Truck 6x4	14000	20000	1.43
Truck 6x6	14500	20500	1.41
Truck 35 T	22200	35000	1.58
Muck car train with locomotive 6 · 6 m ³ muck-cars	48000	59000	1.23

El suministro de aire fresco necesario por metro de túnel se estima para 3 casos diferentes.

a) Caso 1 - Túnel horizontal ($-f_r < f_s < f_r$)

$$q_{trans} = \frac{Q_{trans} (2 * f_r + k_{load} (f_r - f_s))}{k_{load} * 1180} ; \quad (m^3/s * m)$$

b) Caso 2 – Túnel inclinado ($-f_r < f_s$)

$$q_{trans} = \frac{Q_{trans} (f_r + f_s)}{k_{load} * 1180} ; \quad (m^3/s * m)$$

c) Caso 3 – Túnel declinado

$$q_{trans} = \frac{Q_{trans} (1 + k_{load}) (f_r - f_s)}{k_{load} * 1180} ; \quad (m^3/s * m)$$

El aire necesario entregado desde el ventilador se calcula así:

$$q_{fan} = Q_0 + L_t * q_{trans} ; \quad (m^3/s)$$

Donde:

L_t = Longitud del túnel (m).

Si q_{trans} es menor que la fuga del conducto use [4.11] para estimar Q_{fan} .

$$Q_{fan} = \frac{Q_0}{\left(\frac{100 - p_{leakage}}{100}\right)^{Ld}} ; \quad (m^3/s)$$

Donde:

$p_{leakage}$ = Fuga del conducto de ventilación en porcentaje por km (generalmente del 5 al 15% / km)

Ld = la longitud del conducto en km (por lo general la longitud del túnel + longitud de l frente de excavación + 100 m).

El suministro total de aire fresco para el transporte de estiércol eléctrico se estima sobre la base del suministro de aire fresco a la TBM y la fuga del conducto de ventilación.

De acuerdo con Bruland, 2014, para seleccionar el ventilador (o ventiladores), se debe estimar la caída de presión total a lo largo del conducto de ventilación además de la entrega de aire desde el ventilador. A continuación, se presenta un modelo de estimación aproximado propuesto por Bruland, 2014.

Al seleccionar el tamaño del conducto de ventilación, la velocidad máxima del aire en el conducto debe ser de 20 a 25 m/s. La caída de presión total consta de las siguientes partes:

- a) Pérdidas singulares en la entrada y salida de aire.
- b) Pérdidas singulares en los cambios de tamaño del ducto.
- c) Pérdidas singulares en los cambios de dirección del ducto (curvas, curvas cerradas).
- d) Pérdidas singulares en el (los) ventilador (es).
- e) Pérdida de fricción en el conducto.

Así mismo, Bruland, 2014, propone los siguientes parámetros a partir de la experiencia:

a) Toma de aire y salida

El valor de la experiencia es $p_{\text{intake}} = p_{\text{outlet}} = 200 \text{ Pa}$.

b) Curvas, Curvas Afiladas y Ventiladores

El valor de la experiencia es $p_{\text{bend}} = p_{\text{fan}} = 200 \text{ Pa}$.

c) Cambio de Tamaño del Conducto

Se supone que la pérdida singular en un cambio de tamaño del ducto es muy baja cuando la transición entre los dos tamaños de ducto es menor a 10° , y se establece en 0 Pa.

5.3.3.17.3.3. FRICCIÓN

De acuerdo a lo descrito por Bruland, 2014, la pérdida de aire por fricción en el ducto es la mayor contribución a la caída de presión total en túneles largos. La pérdida de aire por fricción en el conducto de ventilación para una sección del conducto se puede estimar así:

$$p_{\text{duct}-i} = 0.017 \frac{Q_{\text{duct}-i}^{1.85}}{d_{\text{duct}}^{4.96}} * L_{\text{duct}-i} \quad ; \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

Donde:

$Q_{\text{duct}-i}$ = Volumen de aire promedio en la sección del conducto real (m^3/s).

$d_{\text{duct}-i}$ = Diámetro del conducto de ventilación (m).

$L_{\text{duct}-i}$ = Longitud de la sección del conducto real, 500 a 1000 m.

La Ilustración 3 – 181 y 3 – 182 se muestra el flujo de aire de dimensionamiento en el conducto en función de la longitud del túnel.

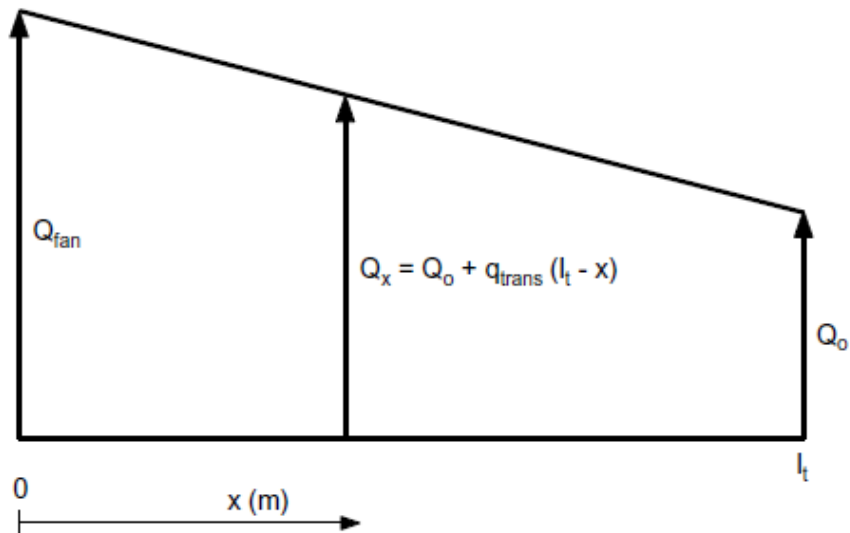


Ilustración 3 - 81: Flujo de aire en el conducto de ventilación para transporte diésel. (Bruland, 2015).

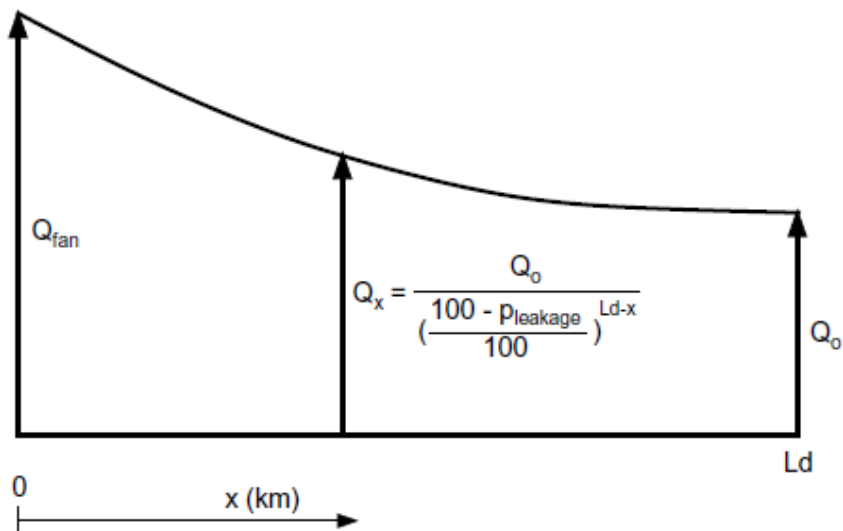


Ilustración 3 - 82: Flujo de aire en el conducto de ventilación para el transporte eléctrico. (Bruland, 2014).

Cuando la longitud total del ducto se divide en n secciones de longitud (L_{duct-n}), el volumen de aire al final si la sección i es para transporte impulsado por diesel:

$$Q_i = Q_0 + (L_t - L_{duct-n} * i) * Q_{trans} \quad ; \quad (m^3/s)$$

Y para el transporte eléctrico:

$$Q_i = \frac{Q_0}{\left(\frac{100 - p_{leakage}}{100}\right)^{Ld_i}}$$

Donde:

$$Ld_i = (L_t - L_{duct-n} * i) / 1000 \quad ; \quad (Km)$$

Q_{duct-i} para la sección i del conducto es el promedio de Q_i y Q_{i-1} .

La caída de presión total en un conducto de ventilación será:

$$p_{total} = p_{intake} + p_{fan} + p_{bend} + p_{outlet} + \sum_{i=1}^n p_{duct-i} \quad ; \quad (Pa)$$

El ventilador se selecciona sobre la base del diagrama de rendimiento del ventilador, que se muestra en la Ilustración 3 - 185. La caída de presión total estimada combinada con la capacidad estimada del ventilador debe trazar debajo de la curva del tipo de ventilador real.

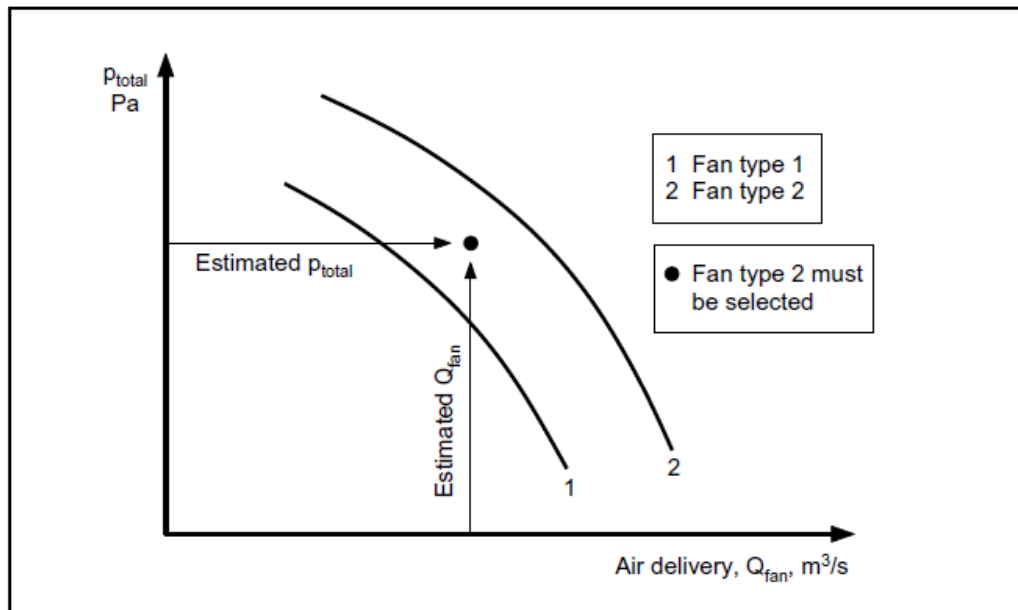


Ilustración 3 - 83: Diagrama general de rendimiento para ventiladores. (Bruland, 2015).

Cuando se necesita más de un ventilador debido al tamaño de la caída de presión total, debe haber una presión de reposo en el conducto de ventilación de al menos 500 Pa en el punto donde está instalado el nuevo ventilador.

5.3.3.18. SOPORTE PARA LA ROCA

La perforación de túneles mediante maquina TBM afecta el macizo rocoso en una menor proporción que la excavación de perforación y voladura, obteniendo como resultado una estabilidad considerablemente mejor. Según Bruland, 2014, en condiciones medias o buenas de un macizo rocoso el soporte no es necesario o se reduce al mínimo. Sin embargo, la perforación del túnel con maquina TBM es menos flexible que la excavación mediante perforación y voladura en cuanto al manejo de problemas de estabilidad en el frente de la excavación, por lo tanto, los problemas imprevistos pueden causar largas demoras y costos adicionales.

La máquina TBM no debe estar equipada para todos los problemas de estabilidad y métodos de soporte posibles, sino que debe centrarse en el soporte de roca más o menos sistemático que se necesita. Los eventos individuales que tal vez puedan suceder en el frente de la excavación, como grandes zonas agrietadas o terreno que fluye, se pueden manejar a través de procedimientos predeterminados con equipos auxiliares o de reserva.

Es de anotar que, para este capítulo, únicamente se abordará a maquinas TBM abiertas para excavaciones en roca, donde no ocurren los eventos mencionados anteriormente.

5.3.3.18.1. PROBLEMAS DE ESTABILIDAD

5.3.3.18.1.1. ZONAS FRAGMENTADAS

De acuerdo con Bruland, 2014, las zonas fragmentadas, escarpadas y secas que contienen arcilla, rara vez representan un peligro agudo. Las fallas rara vez ocurren desde

medio a dos días después de perforar la zona. Este lapso permite que el trabajo de soporte para la roca se lleve a cabo de manera eficiente en el área posterior de la TBM.

Los derrumbes comienzan casi de inmediato cuando se perforan zonas de arcilla con un alto contenido de agua, cuando se perfora material suelto como roca en forma de "terrón de azúcar" o cuando se perfora roca articulada en bloques. Todo lo anterior requiere apoyo en el suelo justo detrás del cabezal de corte.

Bruland, 2014, describe que las zonas más difíciles de manejar son las zonas con un ángulo de inclinación bajo en la dirección del túnel. El material de la zona y la roca no soportada tienden a caer sobre la máquina sin advertencia alguna al perforar la zona.

5.3.3.18.1.2. ROCA MECÁNICAMENTE DÉBIL

Un macizo rocoso de poca resistencia combinado con el esfuerzo de la cobertura del túnel da como resultado el fenómeno de squeezing ground. Dado lo anterior, Bruland, 2014, sugiere que todo el túnel debe soportarse con pernos, vigas de acero o segmentos de concreto para mantener el perfil del túnel.

5.3.3.18.1.3. ESTALLIDO DE ROCA (ROCK BURST)

El trabajo de soporte requerido en condiciones moderadas de rock burst es considerablemente menor en los túneles excavados mediante perforación y voladura. Esto se debe a la sección transversal favorable con una superficie de roca uniforme y sin daños. El soporte de roca solo es necesario en niveles de esfuerzo altos y para una parte pequeña de la circunferencia. Además, se requieren pernos más cortos en comparación con el fenómeno de squeezing.

5.3.3.18.1.4. MASA DE ROCA FRACTURADA

La distribución y la cantidad de pernos se reduce ampliamente en túneles perforados con TBM en comparación con los túneles excavados mediante perforación y voladura. La masa de roca debe estar muy fracturada o tener fracturas llenas de arcilla antes de que se requiera un empernado sistemático.

5.3.3.18.1.5. ENTRADA DE AGUA

La gran entrada de agua en túneles perforados mediante TBM requiere medidas tan extensas como en el caso de túneles excavados mediante perforación y voladura. Pequeñas entradas de agua rara vez representan un problema. Una excepción son los proyectos en los que se debe evitar bajar el nivel freático para no generar subsidencias en la superficie. Bruland, 2014, menciona que el túnel debe diseñarse con una inclinación de al menos 0.15% para asegurar el drenaje gravitacional.

5.3.3.18.1.6. ENTRADA DE GAS Y CALOR

Se debe evaluar el riesgo de entrada de gases tóxicos o explosivos en el túnel. Cuando exista un riesgo de tal entrada, deben instalarse sistemas adecuados para la detección y tratamiento para los gases.

El calor debido a la alta temperatura de la roca o la entrada de agua caliente requiere enfriamiento por aire. En temperaturas de roca de 35 a 40° C, el mejor enfriamiento se logra mediante un sistema basado en el enfriamiento del agua de la superficie.

5.3.3.18.2. MÉTODOS DE SOPORTE

5.3.3.18.2.1. ALERTNESS (VIGILANCIA)

La tasa de penetración neta y el torque aumentan cuando se perfora en zonas fracturadas o alteradas. Esta es una advertencia al operador de una posible mala calidad del macizo

rocoso. Cuando se perfora en zonas con condiciones de roca difíciles, el monitoreo continuo de la rezaga en el transportador de la máquina puede proporcionar información valiosa como complemento a las inspecciones efectuadas en el frente de trabajo.

5.3.3.18.2.2. PERNADO

Como ya se mencionó en el capítulo de perforación y voladura, la perforación de los agujeros se lleva a cabo con taladros neumáticos o hidráulicos. La TBM debe ser diseñada para llevar a cabo el empernado mientras está ejecutando trabajos de perforación, con el fin de obtener la mejor utilización posible de la máquina.

5.3.3.18.2.3. SHOTCRETING (CONCRETO LANZADO)

El concreto lanzado (con o sin fibras de acero), o combinado con pernos o arcos de acero, es un buen método de soporte de roca. Efectuar trabajos de concreto lanzado desde la TBM implica un trabajo de limpieza adicional, por lo tanto, será un tiempo adicional que se debe completar en el diseño.

5.3.3.18.2.4. REVESTIMIENTO DE CONCRETO

El revestimiento con concreto continuo se utiliza como soporte permanente y se debe instalar como una operación separada una vez finalizada la perforación. Bombear concreto en frente del cabezal de corte para llenar derrumbes es una forma de revestimiento. El concreto puede proporcionar un techo y paredes estables cuando comience nuevamente la perforación con máquina TBM. Este método también se puede usar en situaciones de derrumbes con entrada de agua si se proporciona un drenaje suficiente del agua desde la zona y hacia el túnel detrás de la TBM.

5.3.3.18.2.5. REVESTIMIENTO SEGMENTARIO (SEGMENTOS DE CONCRETO)

Los segmentos de concreto se utilizan con máquinas de blindaje en roca mecánicamente débil. De acuerdo con Bruland, 2014, donde se espera un macizo rocoso débil o donde se debe evitar el descenso del nivel freático en secciones largas del túnel, el revestimiento segmentario es un método de soporte muy adecuado.

5.3.3.18.2.6. VIGAS DE ACERO

Se pueden utilizar vigas de acero de todos los tipos y tamaños (perfiles en U, I y H) como soporte de roca continuo en un macizo rocoso fracturado o débil. Las vigas de acero también son adecuadas para ser utilizadas en situaciones singulares para poder atravesar zonas agrietadas o terrenos con bloques e instalar el soporte de roca final detrás de la TBM.

5.3.3.18.2.7. GALERÍA DE PERFORACIÓN Y PREGROUTING

Una galería de perforación se utiliza para detectar posibles afluentes de agua o condiciones desfavorables previamente a la perforación con maquina TBM. El uso de pregrouting en un macizo rocoso se usa principalmente para evitar la entrada de agua, pero también se puede usar para estabilizar las zonas trituradas o zonas conformadas por bloques antes de perforar una posible roca inestable.

5.3.3.18.2.8. EQUIPO PARA EL SOPORTE DE ROCA

El tipo y la cantidad de soporte de roca esperado deben decidir el diseño del equipo de soporte de roca. En túneles donde solo se necesitan cantidades insignificantes de soporte de roca, el equipo de soporte puede basarse en el uso de taladros que efectúen el pernado de puntos de puntos específicos y de vigas de acero para manejar zonas agrietadas o similares. El soporte de roca final (por ejemplo, shotcreting) puede llevarse

a cabo cuando se termina la perforación o una tarea individuales detrás del respaldo de la TBM.

Cuando se contempla un soporte de roca continuo, la TBM debe estar equipada con equipos y plataformas de trabajo lo más cerca posible del cabezal de corte. Para los diámetros de TBM más grandes, las plataformas de trabajo, las máquinas de perforación, la construcción de vigas de acero, el equipo de concreto lanzado, etc., pueden montarse directamente en la TBM.

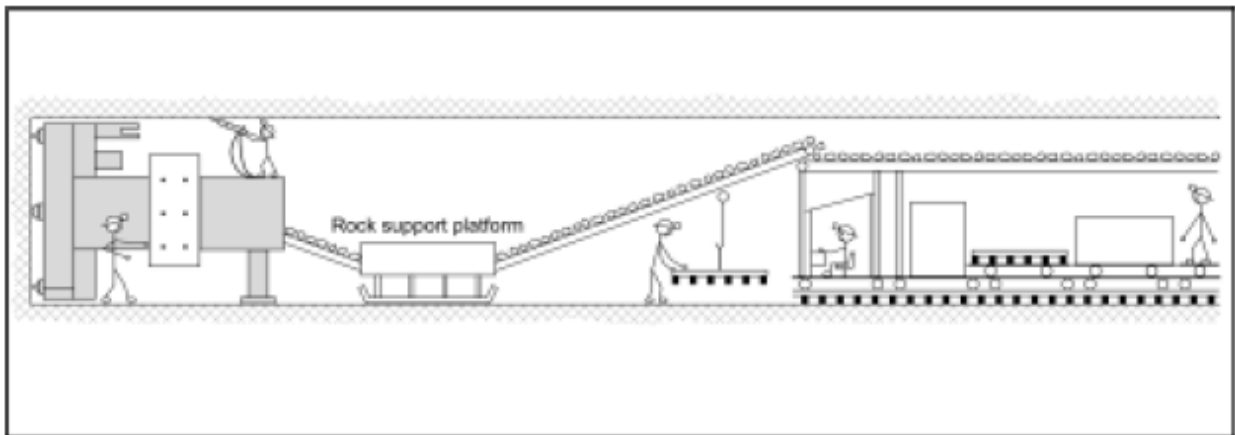


Ilustración 3 - 84: Plataforma de soporte de roca al respaldo de la TBM. Cortesía de Statkraft Anlegg AS. (Bruland, 2014).

5.3.3.19. EJEMPLO

A través del siguiente enlace, pueden visualizar un ejemplo de aplicación de la guía de cálculo para el sistema de excavación mediante máquina tuneladora.

- ✓ https://pruebacorreoescuelaingeducomy.sharepoint.com/:b:/g/person/diego_trianac_mail_escuelaing_edu_co/EfKa1yWeaHJOk6XBmbO_ktoBjIwQm11biRwY-Ob5HTzQxQ?e=E9s3BN

CAPITULO VI: ANÁLISIS CASOS HISTÓRICOS

Con el fin de evaluar la guía técnica descrita en los capítulos anteriores, se tiene información sobre el rendimiento de excavación del túnel de desviación del Río Tunjita del proyecto Hidroeléctrico Chivor, mediante el sistema de perforación y voladura para el túnel de entrada, y mediante máquina tuneladora para el túnel de salida.

Para el análisis del sistema de perforación con rozadora, se tiene datos del túnel de desvío Usaquén, donde también se perforaron algunos tramos con el sistema de perforación y voladura. A continuación, se describen las características principales los proyectos mencionados.

6.1. PROYECTO RIO TUNJITA

6.1.1. GENERALIDADES

La empresa Interconexión Eléctrica desarrollo el proyecto hidroeléctrico Chivor en 1976 construyendo una etapa inicial para la generación de 500.000 KWh. Posteriormente en 1982 se construyó la segunda etapa con el fin de duplicar la generación de energía y proveer 1.000.000 KWh. Para aumentar la generación de energía la empresa ISA realizo obras de desviación del Río Tunjita, mediante un túnel de 13.8 Km con el fin de captar 12 m³/s de agua.

La excavación de dicho túnel se efectuó por dos frentes. La excavación del portal de entrada se realizó mediante el sistema de perforación y voladura convencional, avanzando 6.688 Km. Por el portal de salida la excavación se inició con el sistema de perforación y voladura convencional avanzando 603 m con el fin establecer un avance seguro para la tuneladora. Posteriormente se continuo la excavación principalmente mediante una máquina tuneladora la cual avanzo 7.172 Km.

Finalizados los trabajos de excavación, el revestimiento consistió en la proyección de concreto lanzado con malla y con pernos en la solera. Para algunos tramos adicionalmente se instalaron arcos neticos TH-21, debido a la presencia de fallas geológicas y agrietamientos de la roca por efecto de las voladuras.

6.1.2. RESUMEN DE LA GEOLOGÍA ESTRUCTURAL

La zona del proyecto se conforma principalmente por rocas sedimentarias que constituyen las formaciones Fomeque, Cáqueza superior y medio, cubiertos por sedimentos cuaternarios, depósitos aluviales y talus. Los estratos siguen un rumbo entre N15°E y N60°E, con buzamientos entre 30° a 35°.

6.1.3. RESUMEN DE LA ESTRATIGRAFÍA

- a) CUATERNARIO: Los 5 primeros metros se componen de talus, formados por bloques de arenisca, lutita en matriz areno arcillosa. Posteriormente sigue un depósito aluvial compuesto por guijarros y cantos subredondeados de arenisca y lutita en matriz arcillo arenosa.
- b) CRETÁCEO: Compuesto por la Formación Fomeque. A nivel superior se encuentra una lutita con un espesor de 500 m aproximadamente. A nivel inferior se detecta una lutita con intercalaciones de limolita, lentes de caliza y arenisca, con un espesor de 300 m aproximadamente.

Posteriormente se encuentra la Formación Cáqueza Superior. A nivel Kcs4 se encuentran areniscas y lutitas, con un espesor de 500 m aproximadamente. A nivel Kcs3 se encuentra areniscas que predominan un 80% y lutitas un 20%. A nivel Kcs2 se encontró una lutita con intercalaciones de arenisca. A nivel Kcs1 se encontraron intercalaciones de lutita y arenisca.

Finalmente se encuentra la Formación Cáqueza Medio compuesto por lutitas con intercalaciones de arenisca.

6.1.4. RESUMEN DE FALLAS

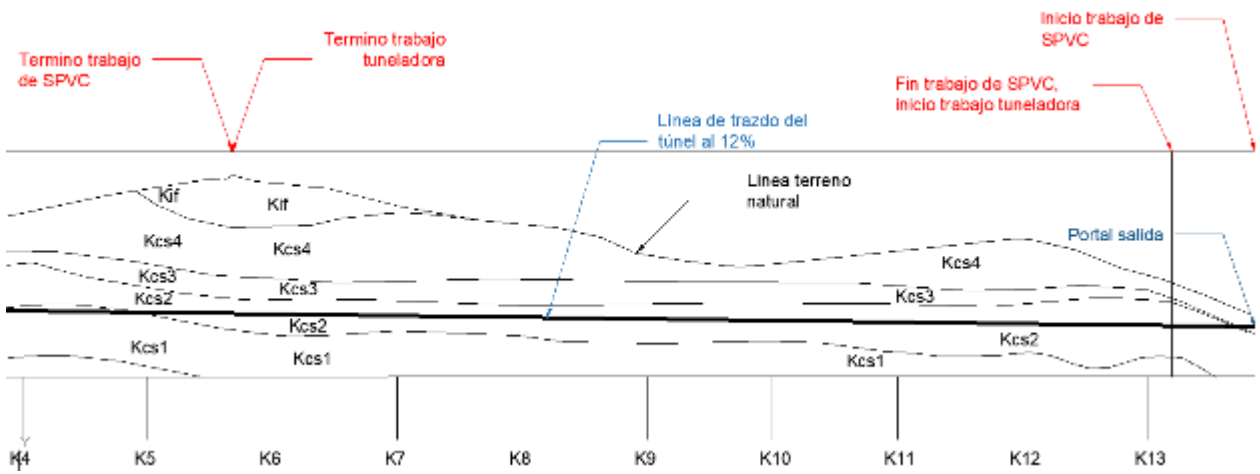
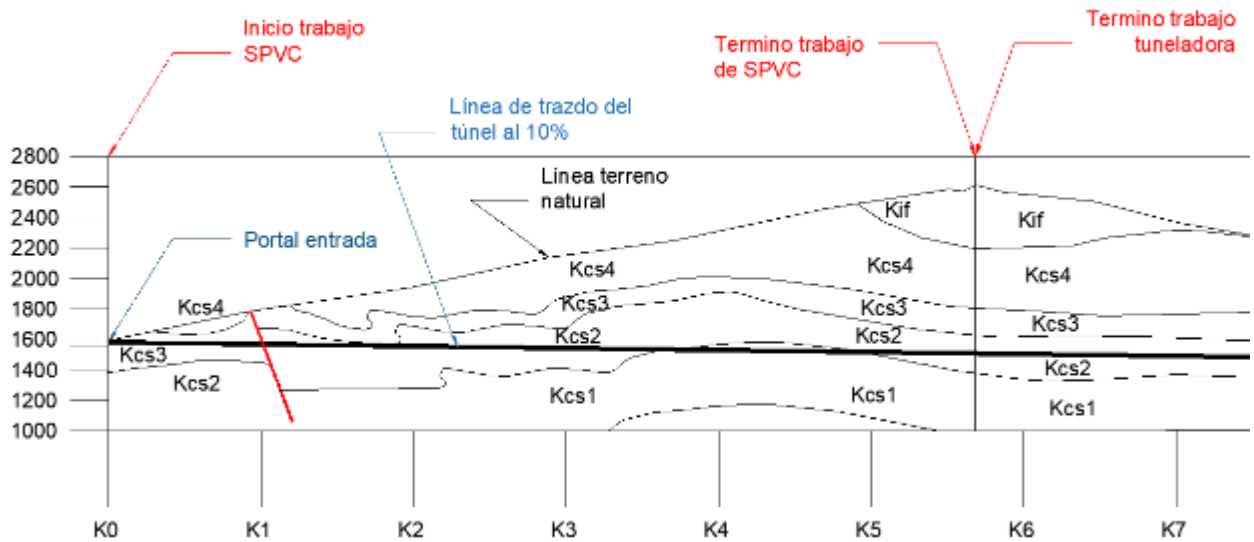
- a) FALLA LOS VOLCANES: Es una falla de tipo inverso con una diferencia de 250 m que une los niveles Kcs3 con el Kcs2. Sigue un rumbo aproximado de N47°W con un ángulo de inclinación de 60° al SW. Se encontró durante la excavación en las abscisas K0+996 a K1+008.
- b) DIACLASAS: El macizo está afectado por 2 sistemas de diaclasas. El primero perpendicular al rumbo de los estratos con inclinación de 80° a 90° SE. El segundo tiene rumbo paralelo a los estratos, con una inclinación de 50° a 60° SE.

6.1.5. RESUMEN DE CONDICIONES GEOTÉCNICAS

Los problemas de excavación y estabilidad cuando se perforaba mediante el sistema de perforación y voladura convencional en areniscas fueron pocos, comparados con las zonas donde se encontraban lutitas que en algunos casos presentaron empujes y fue necesario implementar adicionalmente al concreto lanzado pernos y arcos metálicos (Arcos solo en 3 sectores).

Por otra parte, durante la excavación mediante tuneladora se presentaron problemas por la dureza de la arenisca y por desprendimientos de la lutita debido a la condición laminada de los estratos. Esta última condición provoco adicionalmente al concreto lanzado la instalación de pernos y arcos y muchos sectores.

6.1.6. PERFIL DEL MACIZO EN FUNCIÓN DE LA LONGITUD DEL TÚNEL



6.1.7. PROPIEDADES FÍSICAS DE LA ROCA

A continuación, se resumen algunas propiedades físicas obtenidas durante los trabajos de diseño del túnel.

ROCA	Peso unitario (kg/cm³)	Com. Inconf. (Kg/cm²)	Porosidad (%)	W (%)	Cant. cuarzo (%)	Factor abrasiv. (Kg/cm)	Desgaste máquina de los ángeles (%)
ARENISCA	2.40 a 2.70	570 a 2280	11 a 12	0.7	95 a 99	1.4 a 5.5	
LUTITA	2.70	50 a 800					
INTERCALACIONES DE ARENISCA Y LUTITA		540 arenisca 220 lutita					28 a 38%, a 500 rev y 5 a 12% a 100 rev

6.1.8. SISTEMA DE RETIRO DE REZAGA

De acuerdo con los datos registrados del proyecto, el retiro de la rezaga para ambos portales se efectuó mediante 2 locomotoras complementadas con 10 vagones de 1.2 m³ de capacidad.

6.1.9. SISTEMA DE VENTILACIÓN

Se uso un sistema de purga de frente buscando que la distancia de la fuente de ventilación con respecto al frente de excavación fuera aproximadamente 25 m.

6.1.10. CLASIFICACIÓN DE LOS TRAMOS DE EXCAVACIÓN EN FUNCIÓN DEL SISTEMA DE SOPORTE

A continuación, se describe la clasificación de los tramos a excavar mediante los dos sistemas expuestos:

Proyecto de grado en Maestría en Ingeniería Civil. Énfasis en Geotecnia		Análisis de rendimientos para varios sistemas de excavación de túneles en roca.		Elaborado por: Ing. Diego Triana	
Longitud del túnel		13860 m			
Sistema de perforación y voladura convencional		6688 m			
Tipo de terreno	Longitud tramo (m)	Tipo de soporte			
I	6036	Concreto lanzado, solera o inyección de contacto			
II	257	Concreto, inyecciones de consolidación			
IIIa	395	Concreto lanzado, cerchas y pernos			
Sistema de perforación con tuneladora		7172 m			
Tipo de terreno	Longitud tramo (m)	Tipo de soporte			
I	5879	Concreto lanzado, con solera			
II	1293	Concreto lanzado, cerchas y pernos			

6.1.11. RENDIMIENTO DE EXCAVACIÓN PROMEDIO PORTAL DE ENTRADA

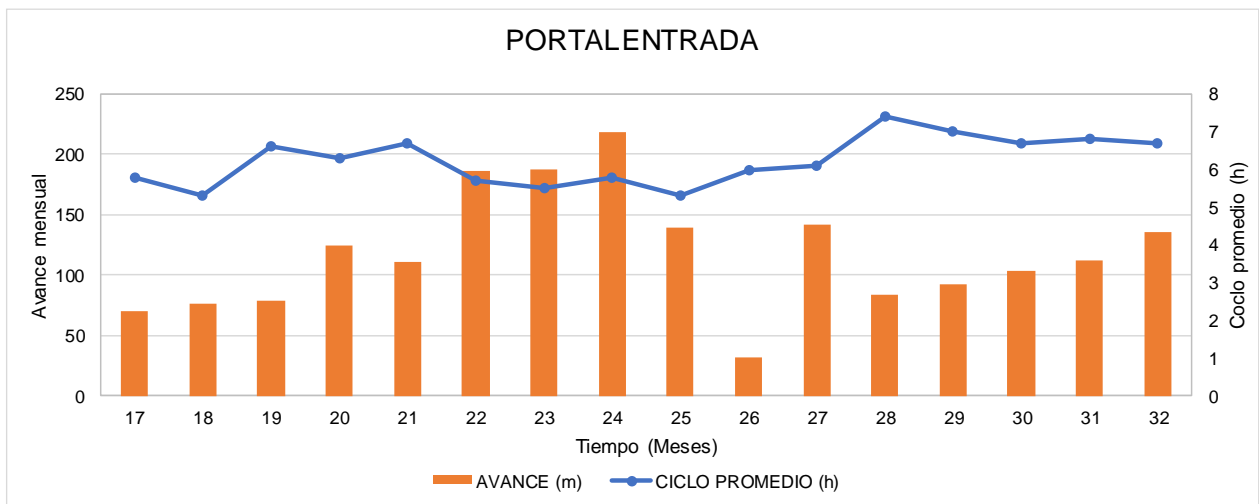
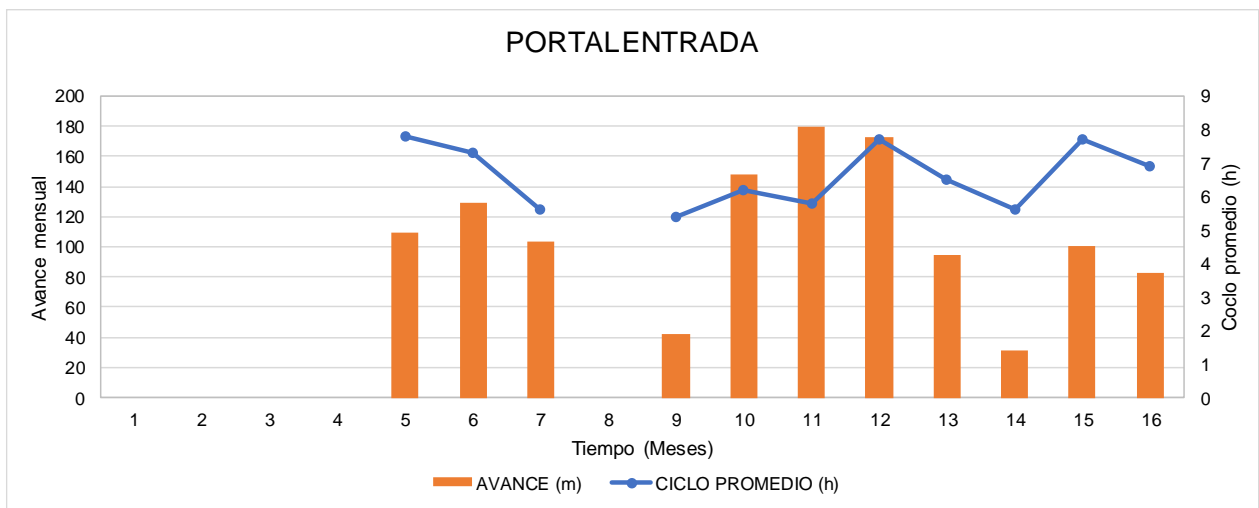
Para esta excavación se usó un jumbo con Tamrock electrohidráulico de 3 brazos, de 24 KW de potencia.

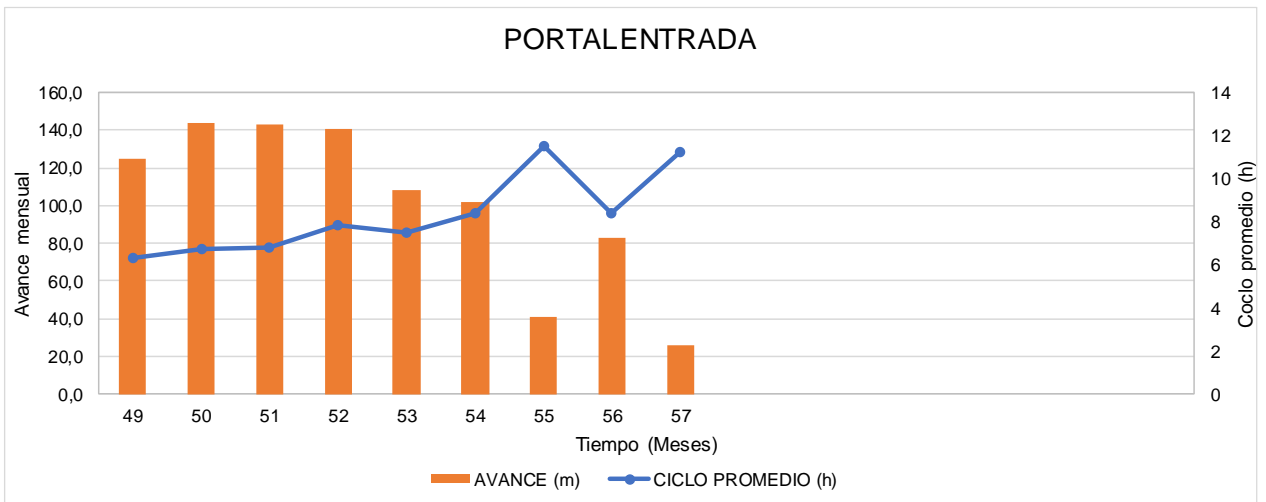
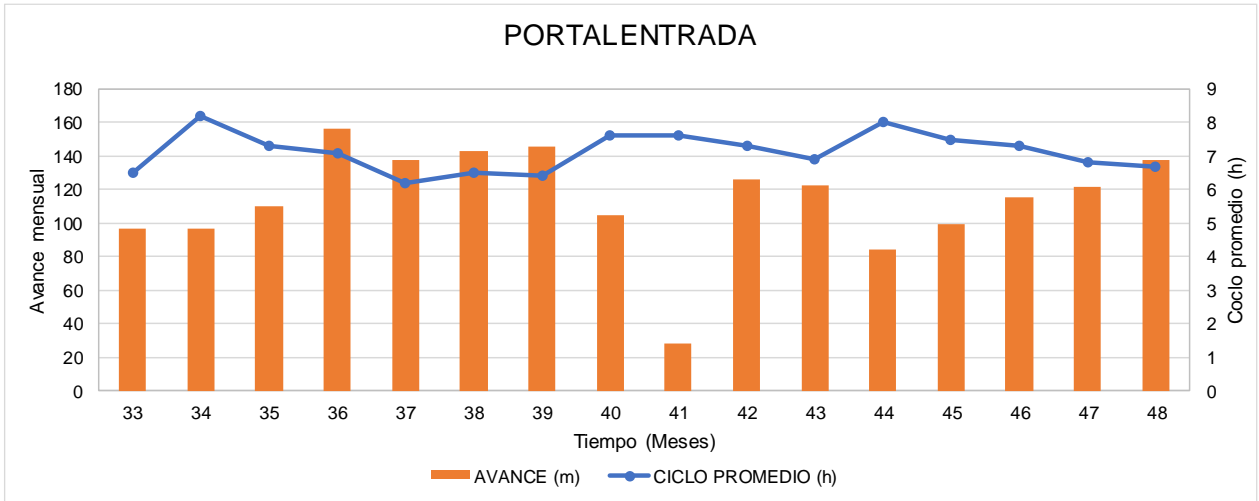
MES N°	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
AVANCE (m)					109,2	128,8	103,2		42,3	148,3	179,9	172,4	94,8	31,4	100,4	82,5
DIAS TRABAJADOS					20	23	19		9	23	22	25	18	11	22	19
N° VOLADURAS					45	49	42		16	55	64	63	34	12	39	32
FACTOR DE CARGA Kg/m ³					2,3	2,5	2,7		2,4	2,9	3,1	2,8	2,6	0,6	2,3	2,9
CICLO PROMEDIO (h)					7,8	7,3	5,6		5,4	6,2	5,8	7,7	6,5	5,6	7,7	6,9

MES N°	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32
AVANCE (m)	70,5	76,0	78,5	124,5	111,0	185,8	187,3	217,9	139,4	31,6	142,0	84,0	92,5	103,5	111,7	135,6
DIAS TRABAJADOS	18	19	18	23	19	22	20	27	23	8	24	17	18	20	20	25
N° VOLADURAS	27	35	32	45	40	67	66	79	58	14	56	31	38	47	49	56
FACTOR DE CARGA Kg/m ³	2,6	2,1	2,4	2,5	2,5	2,7	2,8	2,5	2,1	2,0	2,4	2,6	2,6	2,7	2,6	2,7
CICLO PROMEDIO (h)	5,8	5,3	6,6	6,3	6,7	5,7	5,5	5,8	5,3	6,0	6,1	7,4	7,0	6,7	6,8	6,7

MES N°	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48
AVANCE (m)	96,7	97,0	109,8	156,2	137,5	143,0	145,5	104,5	28,0	126,5	122,5	84,0	99,3	115,0	121,7	138,0
DIAS TRABAJADOS	19	19	20	25	24	26	27	22	5	22	23	22	23	25	23	27
N° VOLADURAS	39	35	42	55	51	53	56	39	10	47	48	34	38	44	48	53
FACTOR DE CARGA Kg/m ³	2,4	2,4	2,6	2,3	2,3	2,3	2,3	2,3	2,2	2,4	2,4	2,4	2,4	2,3	2,3	2,2
CICLO PROMEDIO (h)	6,5	8,2	7,3	7,1	6,2	6,5	6,4	7,6	7,6	7,3	6,9	8,0	7,5	7,3	6,8	6,7

MES N°	49	50	51	52	53	54	55	56	57
AVANCE (m)	125,0	143,5	143,0	141,0	108,0	102,0	40,5	82,5	25,5
DIAS TRABAJADOS	24	26	26	26	20	20	12	21	8
N° VOLADURAS	49	56	57	55	43	38	17	32	10
FACTOR DE CARGA Kg/m ³	2,1	2,6	2,8	3,0	3,1	2,9	3,0	3,1	3,0
CICLO PROMEDIO (h)	6,3	6,7	6,8	7,8	7,5	8,4	11,5	8,4	11,2





Teniendo en cuenta los datos medidos durante el proyecto, se tienen los siguientes tiempos promedio por actividad por ciclo:

ACTIVIDAD	TIEMPO PROMEDIO DE CICLO (h)
1. Topografía y barrenado	2.03
2. Cargue y ventilación	1.79
3. Retiro de rezaga	3.24
4. Soporte	4.24

6.1.12. ANÁLISIS MEDIANTE LA GUÍA PROPUESTA

Los análisis detallados se encuentran en el ANEXO IV. A continuación, se describe un resumen de los cálculos efectuados:

Longitud del túnel		13860 m
Sistema de perforación y voladura convencional		6688 m
Tipo de terreno	Longitud tramo (m)	Tipo de soporte
I	6036	Concreto lanzado, solera o inyección de contacto
II	257	Concreto, inyecciones de consolidación
IIIa	395	Concreto lanzado, cerchas y pernos
ACTIVIDAD PARA TIPO DE TERRENO I		Duración (h)
1. Topografía		0,39
2. Barrenado		1,80
3. Cargue y ventilación		1,78
4. Retiro de rezaga		3,78
5. Soporte		4,34
Tiempo por ciclo		12,08

ACTIVIDAD PARA TIPO DE TERRENO II		Duración (h)
1. Topografía		0,39
2. Barrenado		1,30
3. Cargue y ventilación		1,46
4. Retiro de rezaga		1,98
5. Soporte		3,53
Tiempo por ciclo		8,66

ACTIVIDAD PARA TIPO DE TERRENO IIIa		Duración (h)	
1. Topografía		0,39	
2. Barrenado		1,10	
3. Cargue y ventilación		1,35	
4. Retiro de rezaga		1,48	
5. Soporte		4,26	
	Tiempo por ciclo	8,57	

ACTIVIDAD	Duración promedio por ciclo (h)	
	Chivor	Tesis
1. Topografía y barrenado	2,03	2,12
2. Cargue y ventilación	1,79	1,74
3. Retiro de rezaga	3,24	3,58
4. Soporte	4,24	4,30
	11,30	11,74

ACTIVIDAD	Rendimiento (m/día)	
	Chivor	Tesis
	1,70	1,63

Cabe resaltar que la duración del retiro de la rezaga es mayor con respecto al promedio medido, dado que, durante los cálculos del número de vagones, era suficiente para el ciclo de transporte tener 8 vagones. Sin embargo, el proyecto disponía de 10. Con respecto a las demás actividades se tienen resultados similares.

6.1.13. RENDIMIENTO DE EXCAVACIÓN PROMEDIO PORTAL DE SALIDA

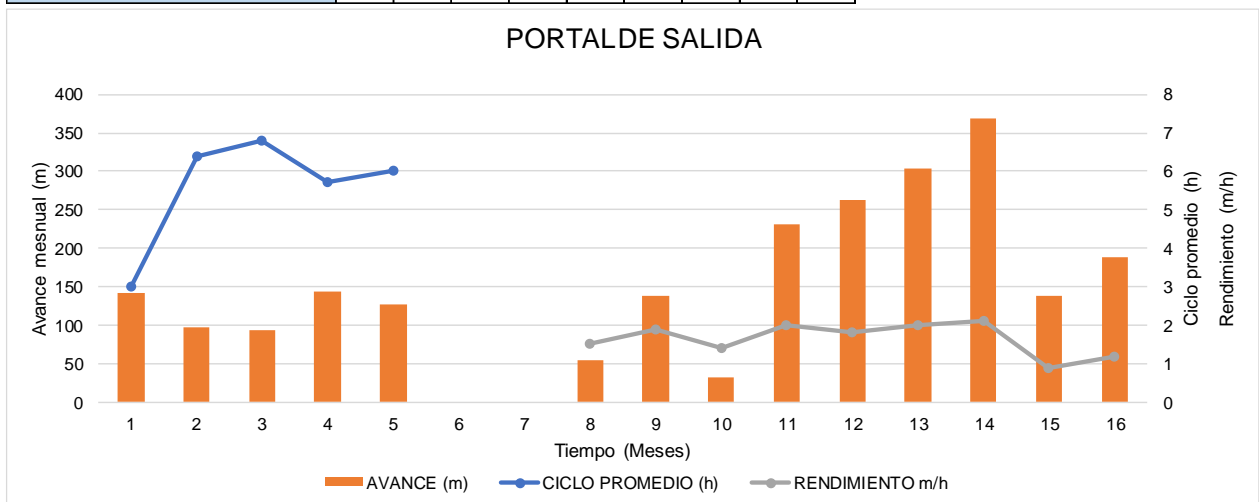
Para esta excavación se usó una tuneladora de 4.30 m de diámetro, con un cabezal de corte compuesto por 35 discos de corte de 14" de diámetro. La máquina TBM usaba 5 motores de 125 HP con una velocidad de rotación de 5.56 rpm.

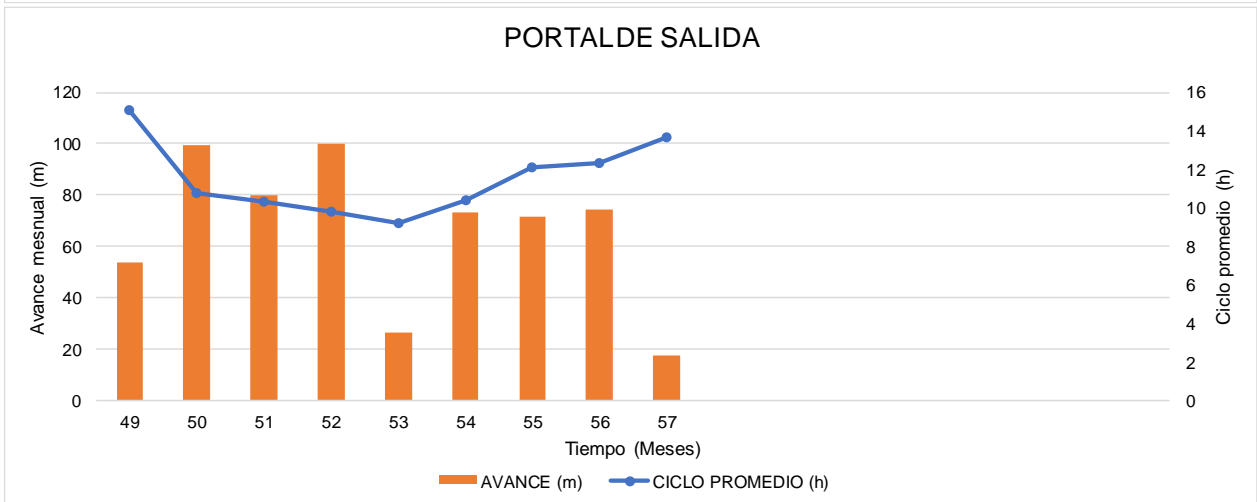
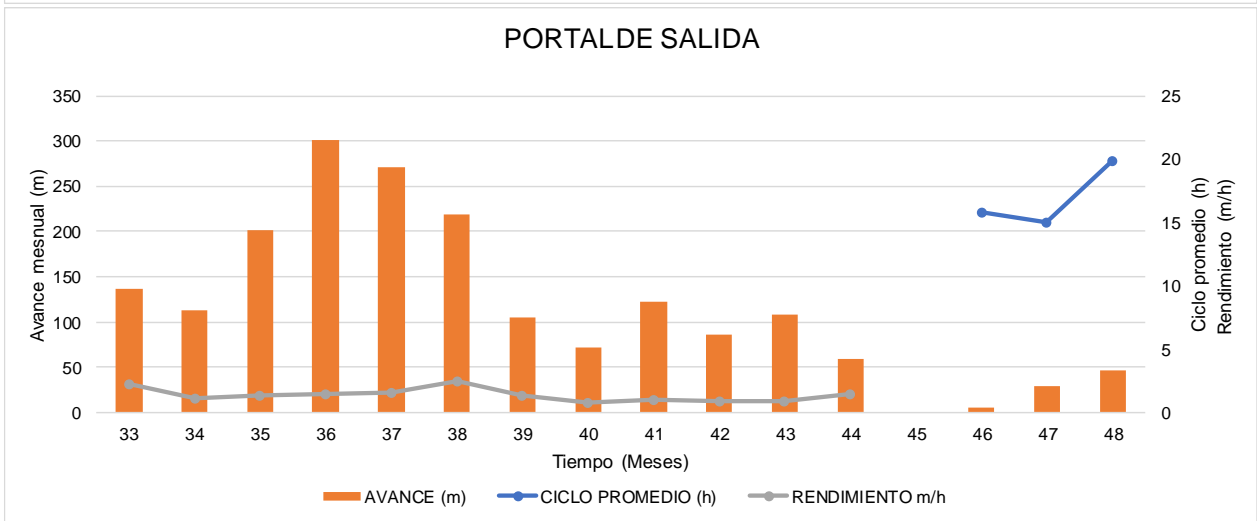
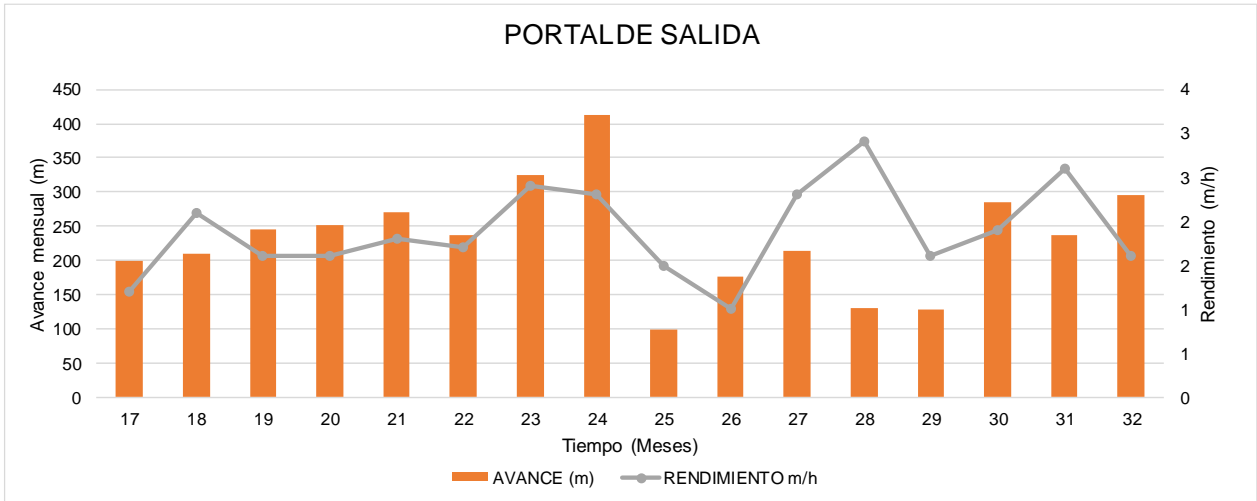
MES N°	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
FECHA	1978				1978	1979										
AVANCE (m)	141,2	97,2	94,1	144,5	127,3			54,2	137,8	32,3	230,5	262,8	303,1	369,2	137,8	189,0
DIAS TRABAJADOS	9	26	19	25	23			11	17	11	24	23	24	25	17	17
N° VOLADURAS	65	39	35	59	52											
FACTOR DE CARGA Kg/m ³	1,7	2,4	1,8	2,7	3,1											
CICLO PROMEDIO (h)	3,0	6,4	6,8	5,7	6											
HORAS EFECTIVAS FRESADORA								35,3	74,4	22,8	115,8	148,9	151,6	178,0	160,5	153,5
RENDIMIENTO m/h								1,5	1,9	1,4	2,0	1,8	2,0	2,1	0,9	1,2

MES N°	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32
FECHA	1979	1980											1980	1981		
AVANCE (m)	198,5	210,0	245,3	250,8	270,5	236,0	325,5	411,8	99,3	176,0	214,5	131,0	128,5	285,8	237,0	295,0
DIAS TRABAJADOS	19	24	23	18	18	20	23	27	11	19	22	19	21	23	25	25
N° VOLADURAS																
FACTOR DE CARGA Kg/m ³																
CICLO PROMEDIO (h)																
HORAS EFECTIVAS FRESADORA	163,3	100,4	153,7	161,6	149,7	142,7	135,1	180,8	64,7	168,5	93,2	44,5	79,7	148,7	84,4	189,9
RENDIMIENTO m/h	1,2	2,1	1,6	1,6	1,8	1,7	2,4	2,3	1,5	1,0	2,3	2,9	1,6	1,9	2,6	1,6

MES N°	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48
FECHA									1981	1982						
AVANCE (m)	137,0	113,5	202,0	301,0	271,5	219,5	104,5	72,5	122,5	86,0	108,0	59,0		6,1	28,4	46,2
DIAS TRABAJADOS	15	16	20	26	24	24	18	14	18	17	20	14		3	12	17
N° VOLADURAS														3	14	20
FACTOR DE CARGA Kg/m ³														4,2	4,1	4,0
CICLO PROMEDIO (h)														15,8	15	19,9
HORAS EFECTIVAS FRESADORA	59,6	102,7	141,4	208,1	170,9	87,3	78,5	95,4	129,4	99,4	116,8	38,3				
RENDIMIENTO m/h	2,3	1,1	1,4	1,5	1,6	2,5	1,3	0,8	1,0	0,9	0,9	1,5				

MES N°	49	50	51	52	53	54	55	56	57
FECHA					1982	1983			1983
AVANCE (m)	53,7	99,3	79,8	100,0	26,5	73,5	71,5	74,5	17,5
DIAS TRABAJADOS	22	27	24	23	7	22	21	24	6
N° VOLADURAS	24	41	34	37	12	27	29	29	7
FACTOR DE CARGA Kg/m ³	3,6	3,6	3,3	3,1	2,5	2,6	3,7	3,2	3,0
CICLO PROMEDIO (h)	15,1	10,8	10,3	9,8	9,2	10,4	12,1	12,3	13,7
HORAS EFECTIVAS FRESADORA									
RENDIMIENTO m/h									





Teniendo en cuenta los datos medidos durante el proyecto, se tiene que el rendimiento de la maquina tuneladora fue de 1.63 m/h.

6.1.14. ANÁLISIS MEDIANTE LA GUÍA PROPUESTA

Los análisis detallados se encuentran en el ANEXO V. A continuación, se describe un resumen de los cálculos efectuados:

Longitud del túnel			13860	m
Sistema de perforación con tuneladora			7172	m
Tipo de terreno	Longitud tramo (m)	Tipo de soporte		
I	5879	Concreto lanzado, con solera		
II	1293	Concreto lanzado, cerchas y pernos		

PARAMETROS DE LA TUNELADORA			
	Proyecto	Tesis	
1. N° discos	35	34	
2. Diametro discos de corte 14 " (mm)	356	356	
3. Potencia cabezal de corte 750 HP (KW)	559,3	585,4	
4. RPM motor	5,56	7,17	

ACTIVIDAD PARA TIPO DE TERRENO I		Rendimiento (m/h)	
1. Topografía			0,39
2. Perforación			1,33
			1,71
ACTIVIDAD PARA TIPO DE TERRENO II		Rendimiento (m/h)	
1. Topografía			0,39
2. Perforación			1,24
			1,62
ACTIVIDAD		Rendimiento (m/h)	
	Chivor	Tesis	
1. Topografía	1,63	1,70	
2. Perforación			
Rendimiento (m/día)			
	Chivor	Tesis	
	9,88	10,28	

Cabe resaltar que el rendimiento estimado mediante la guía propuesta en la tesis es mayor con respecto a la medida, dado que, durante los cálculos del número de discos, la potencia del cabezal de corte y las revoluciones por minuto, son mayores, por ende, desarrolla un mayor rendimiento.

6.2. PROYECTO TÚNEL DE USAQUÉN

6.2.1. GENERALIDADES

Para el abastecimiento de agua de Bogotá, la ciudad cuenta con tres fuentes principales de agua (Sistema Chingaza, Tibitoc y La Regadera), las cuales realizan un

almacenamiento en el embalse San Rafael y a la vez es conducida a la planta de tratamiento Wiesner. El agua tratada es conducida a través del túnel antiguo de Usaquén y Santa Barbara.

De los análisis de vulnerabilidad con respecto a la red de distribución los túneles mencionados anteriormente son susceptibles a fallas, por lo tanto, se proyectó la construcción del túnel alternativo de 2.5 Km que mitigue dicha vulnerabilidad (Túnel alternativo de Usaquén).

Este túnel es paralelo al existente, está separado 300 m y tiene una pendiente de 0.96%. Así mismo se compone de una sección de 15.05 m² en forma de herradura, con un diámetro de 4.30 m, con paredes rectas de 1.95 m de alto y una solera recta de 3.36 m. El portal de entrada se ubica en el embalse San Rafael y el portal de salida conecta con el túnel existente Los Rosales.

Se inicio la excavación del túnel por el portal de salida mediante el sistema de perforación y voladura, mediante martillos neumáticos e hidráulicos, efectuando el retiro de la rezaga con retroexcavadora y volquetas durante los primeros 40 m del túnel. Luego la excavación continuó con una rozadora Alpine ATM 75 compuesta por un cabezal de corte transversal complementada con dos vagonetas de 15 m³ cada una, apoyadas en rieles para el retiro de la rezaga.

Dado que los rendimientos de excavación no eran los esperados, por el portal de entrada se inició la excavación mediante el sistema de perforación y voladura complementado retroexcavadoras y equipo de llantas para el retiro de la rezaga, avanzando 430 m. Al completar el avance por el portal de entrada, se mantuvieron los trabajos por el portal de salida, hasta que se logró el empalme de las excavaciones.

A continuación, se describen los parámetros y características básicas que se tuvieron en cuenta para el diseño del túnel alternativo:

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD
Longitud (m)	2.496
Área de excavación (m ²)	15,05
Pendiente longitudinal (%)	0,96
Altura hastiales (m)	1,95
Cabeza normal de operación (m)	31,1
Cota piso portal entrada (msnm)	2.813,70
Cota piso portal salida (msnm)	2.789,80
Volumen de excavación (m ³)	37.600
Longitud terreno tipo II (m)	1.497
Longitud terreno tipo III A (m)	799
Longitud terreno tipo III B (m)	200
Longitud revestimiento en concreto convencional (m)	2.496
Volumen de concreto convencional (m ³)	9.115
Longitud blindaje en acero portal entrada (m)	20
Longitud blindaje en acero portal salida (m)	105
Espeso lámina blindaje (mm) ASTM A516-70	12,5

Así mismo, a continuación, se describe las dimensiones y características de la rozadora empleada.

Dimensiones	
Largo total	14 m
Ancho del escudo de cargue	2800 mm
Capacidades y velocidades	2600 mm
Capacidades instaladas del motor	
Total	342 kw
Motor de corte	200 kw
Motor hidráulico de desplazamiento	70 kw
Motores de carga y transporte	2 x 36 kw
Velocidades	
Velocidad de corte	3,5 m/s
Velocidad de desplazamiento	4,2 - 12,7 m/min
Sistema eléctrico	
Diseño no es a prueba de explosión	1000 V/60 Hz
Perfil de corte	
Altura	5180 mm
Ancho	7000 mm
Corte por debajo	150 mm

De acuerdo con la información disponible de este caso histórico, el túnel se clasifico en tres tipos de terreno, los cuales se resumen a continuación:

6.2.1.1. TERRENO TIPO II

Se compone de rocas de dureza media alta, de estratificación media, poco fracturadas a moderadamente fracturadas. Para este tipo de terreno el soporte deberá ser sistemático con limitación de avance de 3 m por ciclo.

El soporte consistirá en la colocación de 5 cm de concreto en la sección superior, luego la instalación de 4 a 5 pernos radiales de 2.5 m de longitud, con separación de 1.5 m. Posteriormente se colocará 5 cm de concreto en las paredes del túnel, para finalmente colocar 10 cm de concreto en toda el área perimetral del túnel.

6.2.1.2. TERRENO TIPO IIIA Y IIIB

Se compone de roca de dureza media a baja, de estratificación delgada, fracturada a muy fracturada, donde los planos de discontinuidad pueden estar alterados.

El terreno IIIB corresponde a sectores del túnel compuestos por bolsas de arena, materiales friables o zonas de falla con material muy fracturado. Para este terreno se deben instalar pernos antes de cada avance con el fin de controlar las deformaciones del frente. El avance para este tipo de terreno no puede ser mayor a 3 m.

El sistema de soporte para el terreno IIIA se resume a continuación:

- a) Instalación de pernos en la parte superior del túnel.
- b) Una capa de concreto en la sección superior.
- c) Colocación de arcos metálicos tipo TH-21, espaciados 1.5 m.

- d) Instalación de 7 a 8 pernos radiales alternados de 2.50 m de longitud, espaciados cada 1.50 m.
- e) Aplicación de 10 cm de concreto en la parte superior del túnel y paredes.

Para el terreno IIIB el sistema de soporte es el siguiente:

- a) Inyecciones de consolidación separadas 1.50 m.
- b) Instalación de pernos en la parte superior del túnel.
- c) Una capa de concreto en la sección superior.
- d) Colocación de arcos metálicos tipo TH-21, espaciados 1.5 m.
- e) Instalación de 7 a 8 pernos radiales alternados de 2.50 m de longitud, espaciados cada 1.50 m.
- f) Aplicación de 10 cm de concreto en la parte superior del túnel y paredes.

Finalmente, para ambos tipos de terreno se consideró la posibilidad de empujes laterales, por esta razón se deben instalar pernos radiales.

6.2.2. RESUMEN DE LA ESTRATIGRAFÍA

El área de proyección del túnel, esta predominada por rocas sedimentarias pertenecientes al grupo Guadalupe del cretáceo superior, compuesto por la Formación Arenisca Tierna, Arenisca de Labor, Plaeners y Arenisca Dura. A continuación, se hace un resumen de las formaciones mencionadas:

6.2.2.1. CUATERNARIO

Se compone por depósitos de coluvión y suelos orgánicos. Estos depósitos están formados por limos, arenas y lentes de arcilla con algunos bloques de arenisca, con espesores entre 5 a 15 m, con una capa orgánica superficial de 2 m en algunos sectores.

6.2.2.2. CRETÁCEO SUPERIOR

- a) **FORMACIÓN ARENISCA TIERNA (Kgst):** Se compone de arenisca gris, blanca y amarilla de grano grueso, medio y fino, cuarzosa, poco sementada, dispuesta por bancos de 0.30 m a 2.0 m de espesor y en forma de lentes, con intercalaciones de arcillolita de 0.05 m hasta 2.0 m de espesor. El espesor de esta formación es de 90 m.

- b) **FORMACIÓN ARENISCA LABOR:** Se compone por una masa arenosa, arcillosa compacta, de grano fino, con interdigitaciones de arcillolita en lentes pequeños y algunos casos en se presentaba en estratos continuos. La arcillolita presenta numerosas gravas de arenisca blanca. Su espesor es de 70 m.

- c) **FORMACIÓN PLAENERS (Kgsp):** Compuesta por limolitas, arcillolitas, lutitas y areniscas intercaladas con cambios del tamaño de roca. Proporcionalmente, la limolita predomina la formación, mientras que la lutita y arcillolita se encuentran en proporción media y la arenisca se presentó en menor proporción. Su espesor es de 93 m.

- d) **FORMACIÓN ARENISCA DURA (Kgsd):** Se conforma por areniscas con intercalaciones de arcillolita, limolita y lutita, dividida en tres niveles. El nivel superior, se compone de arenisca amarilla y gris de grano fino, poco fracturada, con un espesor de 90 m. El nivel intermedio se compone de arenisca amarilla y gris moderadamente fracturada, con manchas de petróleo. Finalmente, el nivel inferior se compone de arenisca amarilla y gris, cuarzosa, fracturada, con un espesor de 182 m.

6.2.3. RESUMEN DE LA GEOLOGÍA ESTRUCTURAL

En la zona donde se proyecta el túnel alterno, se presentan tres grandes fallas o estructuras geológicas, las cuales se resumen a continuación:

- a) **ZONA DE ESTRATOS INVERTIDOS:** Se ubica en el portal de entrada del túnel, en el flanco oriental del anticlinal de Usaqué. Los estratos de este sector deberían estar inclinados hacia el norte, pero debido a la compresión generada por los plegamientos, se desarrolló un volcamiento e intervención de los estratos de las formaciones Arenisca Tierna y Labor, que tomaron inclinaciones hacia el sur con valores entre 2 a 55°.
- b) **ANTICLINAL USAQUÉN:** Es una estructura asimétrica cuyo eje pasa por la parte alta del cerro de Usaqué. El flanco oriental está controlado por rocas de las formaciones Arenisca Tierna y Plaeners, que tiene buzamientos de 25 a 35° hacia el oriente. En el portal de entrada los estratos presentan en posición invertida con buzamientos de 30 a 40° hacia el suroeste. Al occidente del cerro de Usaqué, se desarrolla el flanco oeste del anticlinal, donde se presenta la Formación Plaeners en las partes exteriores, con buzamientos de 40 a 45°.
- c) **ZONAS DE ESFUERZO:** A nivel de excavación fueron atravesados este tipo de discontinuidades que no se observaron superficialmente. Estas discontinuidades se caracterizan por presentar roca muy fracturada, rellenos de arcilla, con plegamientos estrechos en las rocas laterales

6.2.4. RESUMEN DE CONDICIONES GEOTÉCNICAS

El macizo rocoso se clasifico teniendo en cuentas las siguientes premisas:

- a) Descripción del terreno.
- b) Descripción del comportamiento del terreno bajo las condiciones de sistema de excavación y soporte.
- c) Influencia del agua de infiltración.
- d) Descripción de la secuencia de excavación.

Con base en los diseños se realizó un estimativo de las longitudes de tipos de terreno previstos para el túnel, como se describe a continuación:

TIPO DE TERRENO	LONGITUD PREVISTA (m)	LONGITUD ENCONTRADA (m)	DIFERENCIA EXCAVADA VS PREVISTO (m)	DIFERENCIA EXCAVADA VS. PREVISTO (%)
Tipo II	1.496,99	1.609,90	112,9	107,5
Tipo III A	799,1	677	-122,1	84,7
Tipo III B	200	209,2	9,2	104,6

Así mismo, a continuación, se describen las condiciones geotécnicas presentadas en las formaciones litológicas:

FORMACIÓN	CLASIFICACIÓN GEOTÉCNICA	SOPORTE SISTEMÁTICO	DESPRENDIMIENTOS	INFILTRACIONES
Arenisca Tierna	Terreno Tipo II = 66 m	4 a 5 pernos cada 2.0 m, concreto neumático de 15 a 20 cm de espesor	5 desprendimientos con sobre excavaciones de 0.60 y 0.70 m, ocasionados por la arcillolita blanda o lutita diaclasada	Escasas
	Terreno Tipo IIIA = 224 m	Arcos metálicos TH21, 6 a 7 pernos distribuidos cada 1.5 y 1.0 m, concreto neumático de 15 a 30 cm de espesor		
	Terreno Tipo IIIB = 22 m			
Arenisca Labor	Terreno Tipo II = 11.5 m	4 a 5 pernos cada 2.0 m, concreto neumático de 15 a 20 cm de espesor	7 desprendimientos con sobre excavaciones de 0.40 a 0.50 m ocasionados por arcillolita y arenisca blanda. 3 desprendimientos causaron sobre excavaciones de 1 y 2 m.	Escasas
	Terreno Tipo IIIA = 78.9 m	Arcos metálicos TH21, 6 a 7 pernos distribuidos cada 1.5 y 1.0 m, concreto neumático de 15 a 20 cm de espesor		
	Terreno Tipo IIIB = 24.6 m			
Plaeners Primer sector	Terreno Tipo II = 170 m	4 a 5 pernos cada 2.0 m, concreto neumático de 15 a 20 cm de espesor	Sin desprendimientos	Goteos lentos y rápidos en sitios puntuales
Plaeners Segundo sector	Terreno Tipo II = 59 m		1 desprendimiento que formo una caverna de 1.7 m, debido a la presencia de limolitas en estratos delgados	Escasas
	Terreno Tipo IIIA = 40 m	Arcos metálicos TH21, 6 a 7 pernos distribuidos cada 1.5 y 1.0 m, concreto neumático de 15 a 20 cm de espesor		
	Terreno Tipo IIIB = 15 m			

Las rocas de la Formación Arenisca Dura se excavaron con rozadora un 70% y con sistema de perforación y volcadura un 30%. En el portal de entrada se realizó el 18% de esta excavación y en el portal de salida un 82%.

FORMACIÓN	CLASIFICACIÓN GEOTÉCNICA	SOPORTE	DESPRENDIMIENTOS	INFILTRACIONES
Arenisca Dura	Terreno Tipo II = 73%	4 a 5 pernos cada 2.0 m, concreto neumático de 15 a 20 cm de espesor	Desprendimientos menores con sobre excavaciones de 0.40 a 1.0 m, compuestos por estratos de arena y diaclasas blandas con rellenos de arcilla.	Diferentes caudales que variaron entre 0.5 a 3 l/s.
	Terreno Tipo IIIA = 19 %	Arcos metálicos TH21, 6 a 7 pernos distribuidos cada 1.5 y 1.0 m, concreto neumático de 15 a 20 cm de espesor	Algunos desprendimientos de gran magnitud con sobre excavaciones de 0.60 y 1.0 m por factores como techo plano, diaclasas con bloques en cuña, fracturamiento intenso.	
	Terreno Tipo IIIB = 8%			

Ahora, teniendo en cuenta las estructuras geológicas a continuación se describen algunas características de ellas:

ESTRUCTURAL GEOLÓGICA	RUMBO	SISTEMAS DE DIACLASAS	RQD
ANTICLINAL USAQUÉN	N 40 W		5 a 50
FALLA USAQUÉN	N 40 W	N 10-60 W / 60N – 80S	5 a 70

6.2.5. PROPIEDADES FÍSICAS DE LA ROCA

A continuación, se describen algunas propiedades de la roca, organizadas por sectores en función de las abscisas del túnel:

FORMACIÓN	ABSCISA	COMPRESIÓN INCONFINADA (MPa)	MÓDULO DE YOUNG E (MPa)	COEFICIENTE DE POISSON (μ)
Arenisca dura	k2+351,80/349,20	41,6	2818	0,55
Arenisca dura	k2+351,80/349,20	57,0	3925	0,61
Arenisca dura	k2+351,80/349,20	56,1	3990	0,88
Arenisca dura	k2+351,80/349,20	43,4	3762	0,13
Arenisca dura	k2+351,80/349,20	44,3	3431	0,7
Arenisca dura	k2+351,80/349,20	43,4	3939	0,74
Promedio Sector	k2+351,80/349,20	47,63	3644,17	0,6
Arenisca dura	k2+339,40/337,40	29,7	3041	0,49
Arenisca dura	k2+339,40/337,40	29,7	2416	0,14
Arenisca dura	k2+339,40/337,40	29,7	3124	0,16
Arenisca dura	k2+339,40/337,40	46,4	3198	0,21
Arenisca dura	k2+339,40/337,40	35,2	3198	0,21
Arenisca dura	k2+339,40/337,40	24,1	2300	0,14
Arenisca dura	k2+339,40/337,40	42,7	3198	0,19
Arenisca dura	k2+339,40/337,40	46,4	4195	0,4
Promedio Sector	k2+339,40/337,40	35,49	3021,75	0,24
Arenisca dura	k2+249,40/247,60	44,5	4954	0,28
Arenisca dura	k2+249,40/247,60	71,0	8486	0,42
Promedio Sector	k2+249,40/247,60	57,75	6720	0,35
Arenisca dura	k2+205,00/201,50	36,8	4909	0,3
Arenisca dura	k2+205,00/201,50	35,0	4288	0,77
Arenisca dura	k2+205,00/201,50	27,6	3219	0,19
Arenisca dura	k2+205,00/201,50	33,1	4742	0,59
Promedio Sector	k2+205,00/201,50	33,1	4742	0,59
Arenisca dura	k2+185,80/183,20	56,9	5707	0,61
Arenisca dura	k2+185,80/183,20	58,7	8834	0,71
Promedio Sector	k2+185,80/183,20	57,8	7270,5	0,66
Arenisca dura	k1+910,00	67,3	5879	0,24
Arenisca dura	k1+910,00	67,3	7625	0,35
Promedio Sector	k1+910,00	67,3	6752	0,295

FORMACIÓN	ABSCISA	COMPRESIÓN INCONFINADA (MPa)	MÓDULO DE YOUNG E (MPa)	COEFICIENTE DE POISSON (μ)
Arenisca dura	k0+950,0	22,7	1826,0	0,25
Arenisca dura	k0+950,0	20,3	1360,0	0,46
Promedio Sector	k0+950,0	21,5	1593	0,355
Arenisca dura	k0+885,3/k0+887,7	43,8	6138,0	1,02
Arenisca dura	k0+885,3/k0+887,7	27,9	3780,0	0,21
Arenisca dura	k0+885,3/k0+887,7	43,7	4734,0	0,25
Promedio Sector	k0+885,3/k0+887,7	38,5	4884,0	0,5
Arenisca dura	k0+977/k0+980	33,1	1935,0	0,5
Arenisca dura	k0+977/k0+980	37,4	3662,0	0,14
Promedio Sector	k0+977/k0+980	35,3	2798,5	0,3
Arenisca dura	k1+418,00	43,4	5230,0	0,28
Arenisca dura	k1+418,00	52,4	5127,0	0,37
Promedio Sector	k1+418,00	47,9	5178,5	0,3
Arenisca Tierna	k0+320,0	10,9	1244	0,03
Arenisca Tierna	k0+320,0	5,4	518	0,03
Arenisca Tierna	k0+320,0	8,8	1102	0,98
Arenisca Tierna	k0+320,0	3,3	3762	1,12
Promedio Sector	k0+320,0	7,1	1656,5	0,54
Arenisca dura	k1+242,8	40,1	4397,0	0,38
Arenisca dura	k1+228,4	43,1	5676,0	0,35
Arenisca dura	k1+225,9	46,9	7064,0	0,10
Promedio Sector	k1+225,9	46,9	7064,0	0,10
Promedio Total		38,78	4183,9	0,4

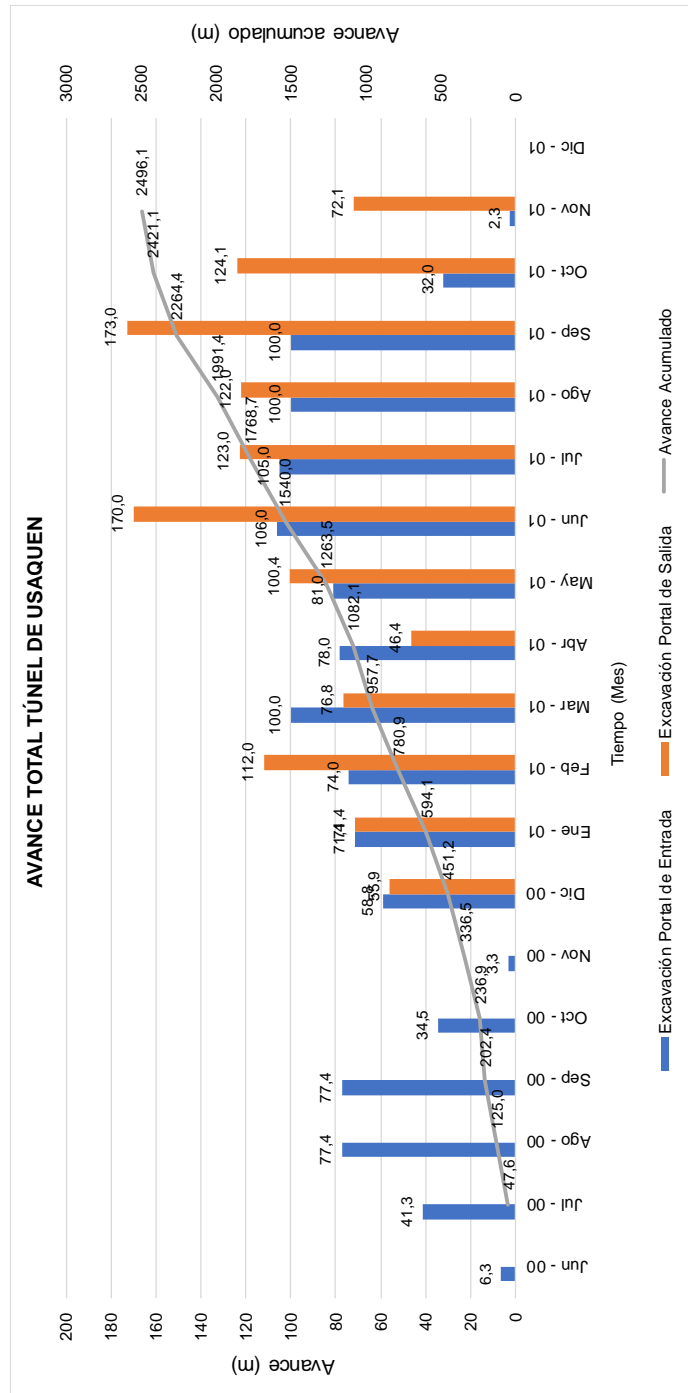
6.2.6. SISTEMA DE VENTILACIÓN

En el portal de entrada se instalaron dos ventiladores en serie, uno de 24" de 25 HP y otro de 36" de 30 HP de potencia. En el interior del túnel se operaron ventiladores dobles de 24" de 25 HP para reimpulsión de aire.

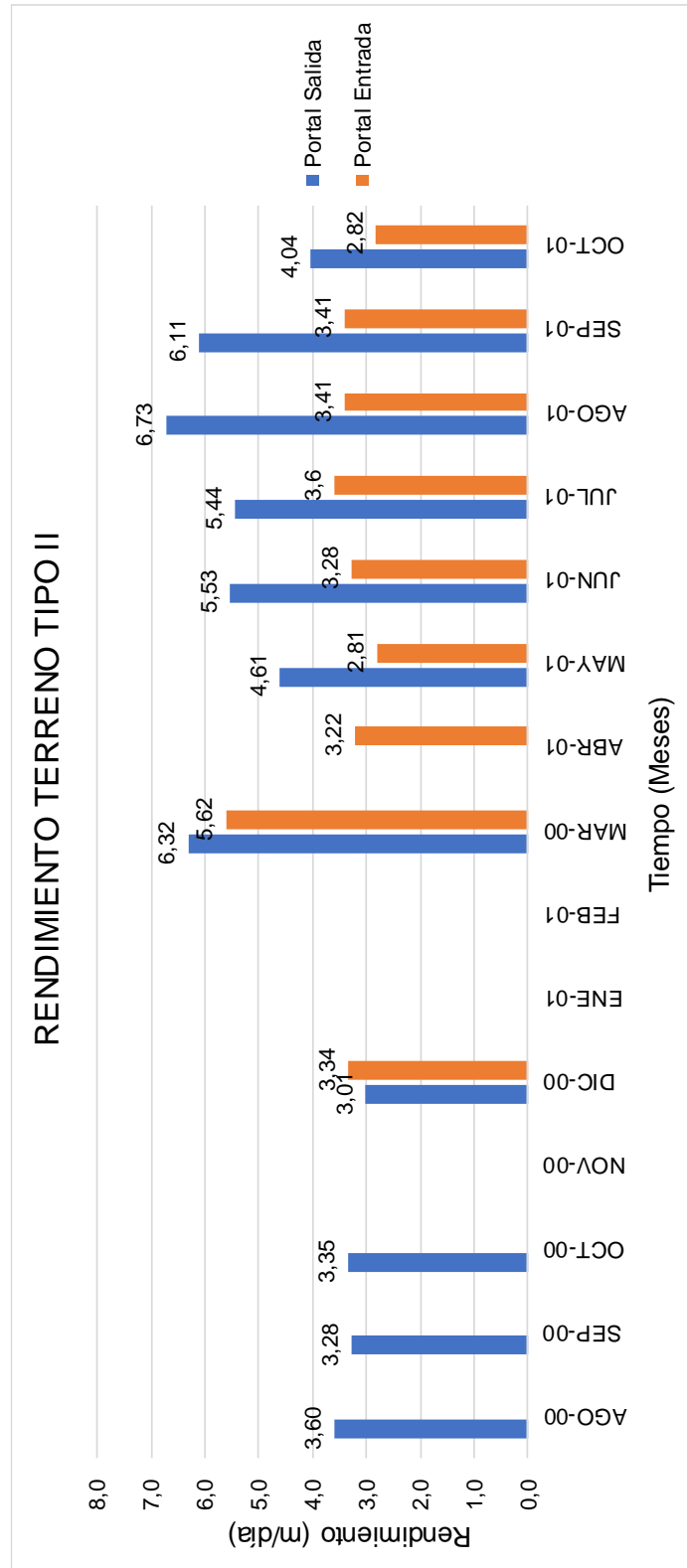
Para el portal de salida se implementaron dos ventiladores en serie, cada uno de 60 HP y 27" de diámetro.

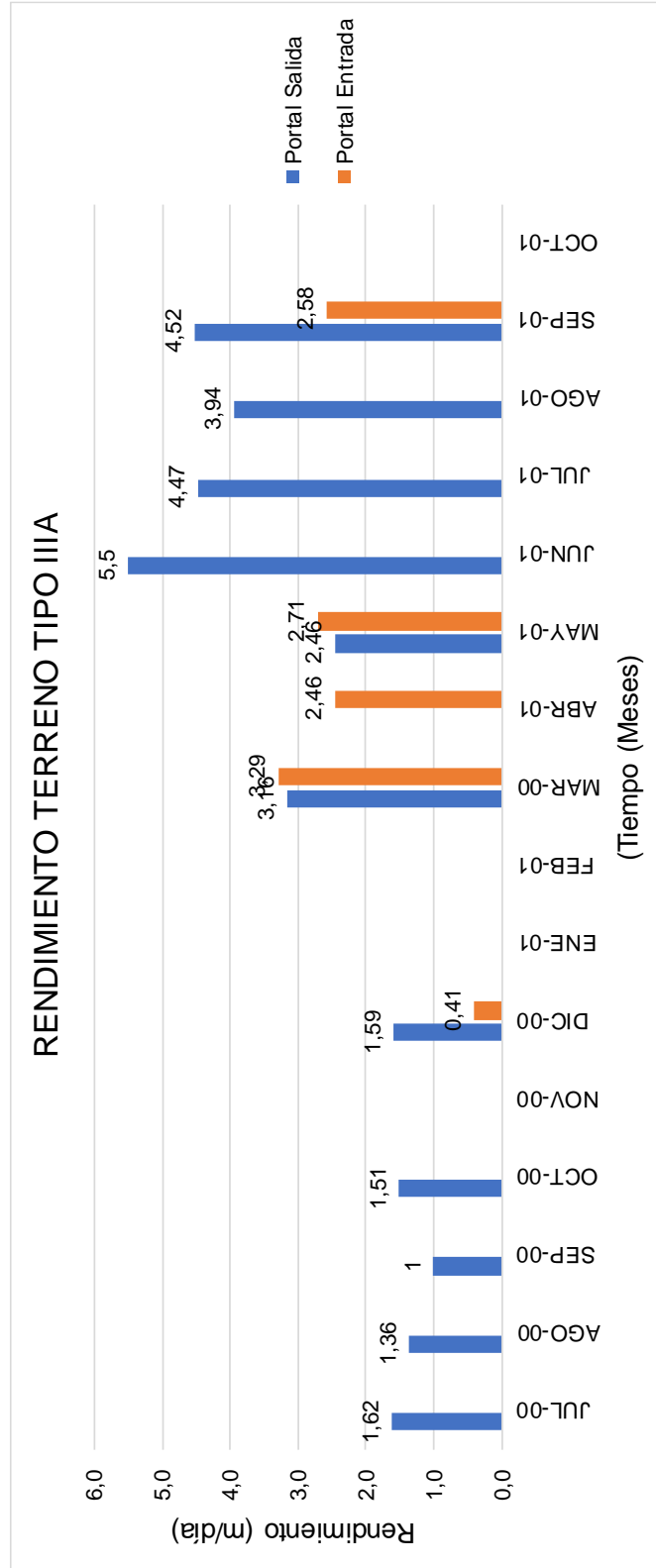
6.2.7. RENDIMIENTO DE EXCAVACIÓN PROMEDIO PORTAL DE ENTRADA Y SALIDA

A continuación, se ilustran graficas de los rendimientos de los portales de los túneles:

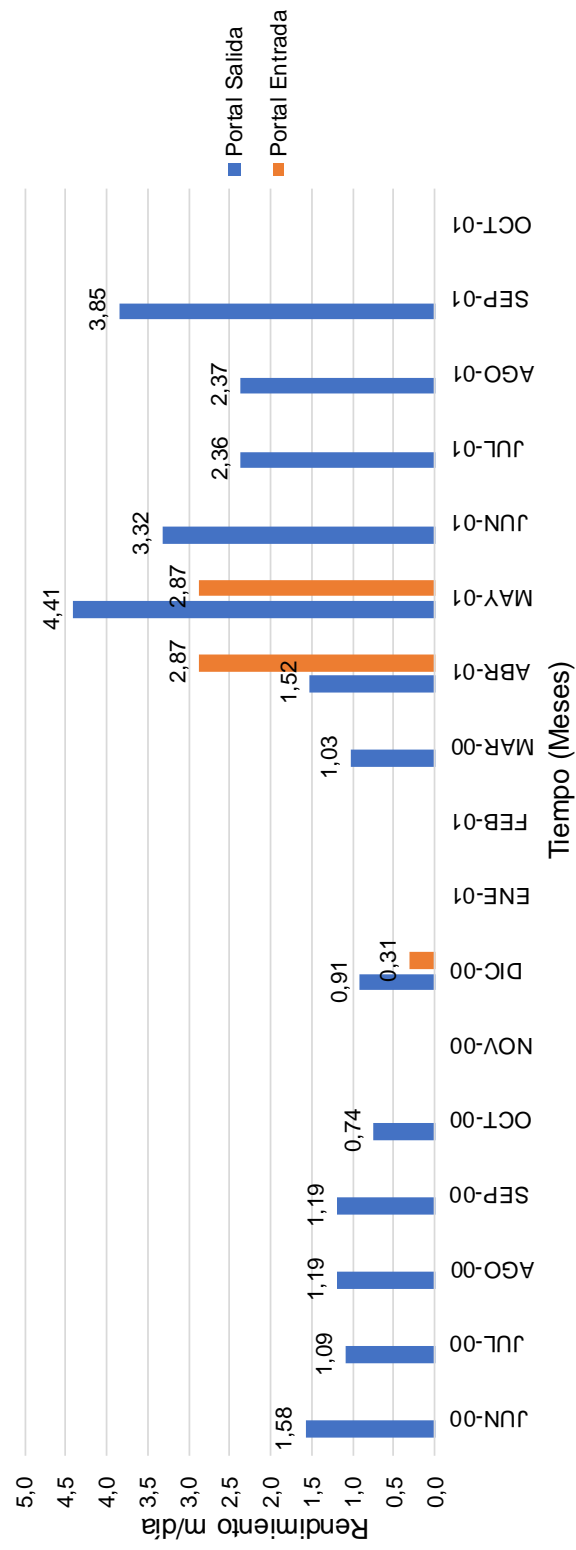


RENDIMIENTO TERRENO TIPO II





RENDIMIENTO TERRENO TIPO IIIB



Teniendo en cuenta los datos medidos durante el proyecto, se tienen los siguientes rendimientos:

Promedio Portal Entrada	Promedio Portal Salida
Terreno II = 3,50 m/día	Terreno II = 4,73 m/día
Terreno III A = 2,29 m/día	Terreno III A = 2,88 m/día
Terreno III B = 1,76 m/día	Terreno III B = 1,97 m/día

6.2.8. ANÁLISIS MEDIANTE LA GUÍA PROPUESTA

Los análisis detallados se encuentran en el ANEXO VI. A continuación, se describe un resumen de los cálculos efectuados:

Proyecto de grado en Maestría en Ingeniería Civil. Énfasis en Geotecnia		Análisis de rendimientos para varios sistemas de excavación de túneles en roca.		Elaborado por: Ing. Diego Triana	
Longitud del túnel m					
Sistema de perforación con rozadora 2495 m					
Tipo de terreno	Longitud tramo (m)	Tipo de soporte			
II	1609				
III A	677				
III B	209				
ACTIVIDAD PARA TIPO DE TERRENO II Duración (h)					
1. Topografía		0,25			
2. Rozado		2,36			
3. Ventilación		0,88			
4. Retiro de rezaga		0,92			
5. Soporte		1,23			
Tiempo por ciclo		5,64			

ACTIVIDAD PARA TIPO DE TERRENO IIIA		Duración (h)	
1. Topografía		0,25	
2. Rozado		1,77	
3. Ventilación		0,75	
4. Retiro de rezaga		0,69	
5. Soporte		4,92	
Tiempo por ciclo		8,38	

ACTIVIDAD PARA TIPO DE TERRENO IIIA		Duración (h)	
1. Topografía		0,25	
2. Rozado		1,18	
3. Ventilación		0,62	
4. Retiro de rezaga		0,46	
5. Soporte		7,49	
Tiempo por ciclo		9,99	

RENDIMIENTO (m/día)				
TERRENO	PORTAL ENTRADA	PORTAL SALIDA	PROMEDIO	TESIS
Tipo de terreno II	3,50	4,73	4,12	4,26
Tipo de terreno IIIA	2,29	2,88	2,59	2,87
Tipo de terreno IIIB	1,76	1,97	1,87	2,40

Cabe resaltar que el rendimiento estimado mediante la guía propuesta para el tipo de terreno IIIB, es alto con respecto al promedio, debido a que en esos tramos de túnel se realizaron obras de consolidación del terreno, pero en la información suministrada no se tenían detalles de dicha actividad, por lo tanto, esto afecta el cálculo final del rendimiento.

CAPITULO VII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Con base en todos los análisis descritos, en el presente capítulo a continuación se presentan las conclusiones y recomendaciones pertinentes, derivadas del presente estudio.

6.3. CONCLUSIONES

- ✓ Se evaluó el caso de un túnel excavado en el Departamento de Boyacá (Túnel de desvío río Tunjita), donde cada portal del túnel fue excavado mediante un sistema de excavación independiente. Para el cálculo del rendimiento mediante la guía propuesta, se manejaron los mismos datos de Índice de perforabilidad DRI, así como los valores de resistencia a la compresión de la roca, obteniendo que los rendimientos estimados para el sistema de perforación y voladura y excavación con maquina tuneladora, tiene un margen de error del 4 y 2% respectivamente, valores considerados muy bajos.

- ✓ El sistema de perforación y voladura en el túnel del río Tunjita obtuvo un rendimiento medido en campo de 1.70 m/día, mientras que el valor estimado fue de 1.67 m/día. De lo anterior se puede concluir que la metodología propuesta es acertada, aun cuando presenta un margen de error mínimo. Así mismo, para el sistema de excavación con maquina tuneladora en el túnel de desvío del río Tunjita, se obtuvo un rendimiento medido de 9.88 m/día, mientras que el valor calculado arrojó un valor de 10.28 m/día, corroborando la validez de la guía. Es de anotar que, de acuerdo con la información suministrada, la temperatura ambiente fue muy alta y ocasionó disminución del rendimiento. Para efectos de esta tesis, lo anterior no se tuvo en cuenta debido a que es un parámetro difícil de establecer.

- ✓ Para el caso de la excavación mediante el sistema de perforación y voladura convencional, se tienen varias metodologías de cálculo para determinar la velocidad de perforación en m/min, donde se pudo evidenciar que el cálculo a través del método de perforación (martillo hidráulico, martillo neumático, martillo de fondo o de cabeza rotativa) y el método con base en el tipo de martillo, presentaba altas velocidades con respecto a lo medido en campo. Por lo tanto, estos métodos deben ser evaluados con cuidado, ya que pueden incurrir en un error en la estimación del rendimiento de perforación. Para el cálculo se tomó el promedio de las velocidades, obteniendo buenos resultados con respecto a lo medido en campo.
- ✓ Dentro del análisis se obtuvieron valores mayores a los registrados en el proyecto, mediante el cálculo de la velocidad de perforación a través del método empírico y método del trabajo de destrucción, condición que también puede incurrir en errores de estimación de rendimiento. Para el cálculo se tomó el promedio de las velocidades, obteniendo buenos resultados con respecto a lo medido en campo.
- ✓ Con respecto al cargue de explosivos, es de anotar que en función del sistema de cargue usado (Manual o automático), el tiempo se calculó a través de la estimación de un rendimiento de cargue por metro lineal para el barrenado de explosión. Lo anterior puede modificar los resultados finales, ya que para efectos de cálculo y de acuerdo con la experiencia del túnel del río Tunjita, se propuso un rendimiento de cargue de 4 m/min, el cual puede variar hasta 6 m/min.
- ✓ El retiro de la rezaga se realizó mediante 2 locomotoras complementadas cada una con 10 vagones de 1.2 m³ de capacidad. Durante los cálculos efectuados mediante la guía se obtuvo que para cada ciclo de transporte era suficientes 8 vagonetes de dicha capacidad. Esto ratifica la recomendación de uso de la guía de cálculo.

- ✓ Con respecto al soporte del túnel, en su mayoría se implementó el uso de concreto lanzado, ya que las propiedades del macizo rocoso en general eran buenas, donde existe un predominio de areniscas duras a lo largo del perfil excavado. Sin embargo, el rendimiento en el lanzamiento del concreto no fue el mejor debido a que la voladura ocasionó expansiones hasta de 51 cm en varios tramos de la sección del túnel, generando retrasos por el tiempo de fraguado necesario para poder aplicar la última capa de concreto, con el fin de llegar al radio de excavación de diseño. Para este caso especial, por dicha condición el rendimiento propuesto fue de 2.75 m³/h.
- ✓ Para el caso del portal del túnel excavado con máquina tuneladora, se implementó la metodología de cálculo propuesta por Bruland, 2015, desarrollada por la NTUN Norwegian University of Science and Technology, la cual se adaptó muy bien a los datos registrados en campo. Lo anterior, se justifica teniendo en cuenta que la máquina tuneladora estaba compuesta por un cabezal de 35 discos de 14" de diámetro (256 mm), impulsada con 6 motores de 125 HP (559.3 KW), trabajando a 5.56 rpm, mientras que los cálculos efectuados demuestran que se necesitaban 34 discos de corte con diámetro de 256 mm, con motores que generaran 585.4 KW, trabajando a 4.49 rpm.
- ✓ Los valores de Índice de perforabilidad usados para el cálculo del rendimiento con máquina TBM, fueron los mismos valores usados para el cálculo del sistema de perforación y voladura, condición de válida el uso de esta metodología.
- ✓ Revisando el caso del túnel de Usaquén excavado con máquina rozadora, donde se contó con los datos de los rendimientos de cada tipo de terreno, se obtuvo que el rendimiento calculado con la guía propuesta tiene un margen de error del 3, 10 y 20% para tipo de terreno II, IIIA y IIIB respectivamente, considerando valores muy bajos para los dos primeros. Sin embargo, para el terreno IIIB, se tuvieron

ejecutaron obras de consolidación del terreno, pero en la información suministrada no se tenían detalles de dicha actividad, por lo tanto, esto afecta el cálculo final del rendimiento. Así mismo, se tuvieron problemas de visibilidad, ventilación por efecto del polvo y squeezing, aspectos que son difíciles de evaluar.

- ✓ Teniendo en cuenta el margen de error en de los tipos de terreno II y IIIA, se concluye que la metodología propuesta es acertada, sin obviar el hecho que se presenta un margen de error.
- ✓ Se describieron varias metodologías de cálculo para determinar el índice de corte neto (ICR) del cabezal de corte de la rozadora, donde se pudo evidenciar que el cálculo a través del método de Fowell y McFeat-Smith, Schneider y Alpine-Westfalia presentaba bajos valores de ICR con respecto a los demás métodos. Por lo tanto, estos métodos deben ser evaluados con cuidado, ya que pueden incurrir en un error en la estimación del rendimiento. Para el cálculo se tomó el promedio de los ICR, obteniendo buenos resultados con respecto a lo medido en campo.
- ✓ El retiro de la rezaga se realizó mediante 2 locomotoras complementadas cada una con 2 vagones de 15 m³ de capacidad. Durante los cálculos efectuados mediante la guía se obtuvo que para cada ciclo de transporte estaba bien implementar 2 vagonetas de dicha capacidad, ratificando que a guía de cálculo es acertada.

Finalmente, teniendo en cuenta el análisis efectuado, se recomienda el uso de esta guía para el cálculo de rendimiento de excavación de túneles en roca, debido a que, en el país no existe una metodología concreta para calcular rendimientos de excavación y que la experiencia ha demostrado que los rendimientos en campo siempre son mayores a los propuestos por el consultor o constructor. Adicionalmente, la teoría propuesta por otros

autores se enfoca principalmente en el rendimiento de perforación, sin tener en cuenta todas las otras actividades necesarias para el avance del túnel.

6.4. RECOMENDACIONES

- ✓ Con respecto al sistema de perforación y voladura, es importante siempre desarrollar un diseño de voladuras de contorno en el perímetro del túnel con el fin de evitar sobre-excavaciones y por ende mayor disponibilidad de tiempo en la implementación de soportes.
- ✓ Es importante evaluar mediante ensayos de laboratorio los parámetros S_{20} y S_J para calcular el índice de perforabilidad, ya que es uno de los factores principales para estimar la velocidad de perforación. En la información obtenida de los túneles evaluados, los valores se obtuvieron mediante correlaciones en función del valor de la compresión inconfiada de núcleos de roca.
- ✓ Así mismo, se considera necesario tener ensayos de abrasividad con el fin de estimar la vida útil de los accesorios de los equipos de perforación. No se deben considerar correlaciones en función de la compresión inconfiada de núcleos de roca.
- ✓ Con respecto al sistema de excavación mediante maquina tuneladora, el muestreo de ensayos de permeabilidad y porosidad deben efectuar con mayor frecuencia, ya que, en los datos obtenidos del túnel en estudio, solo se describían dos valores de porosidad. Lo anterior, modifica significativamente el rendimiento de excavación.
- ✓ Tener encuentra factores de temperatura ambiente o parámetros de evaluación de squeezing, swelling, rock bust, etc, con el fin de afectar el rendimiento de excavación mediante cualquier metodología.

Finalmente, se hace un llamado a la cooperación entre empresas nacionales y/o extranjeras, que hayan efectuado el diseño y construcción de túneles en Colombia, con el fin de compartir los datos medidos en campo y las experiencias vividas durante la construcción, con el fin de retroalimentar las teorías de cálculo de rendimientos de excavación.

BIBLIOGRAFÍA

- Abbas, S. M., & Konietzky, H. (2017). Rock Mass Classification Systems, 41. Retrieved from https://tu-freiberg.de/fakult3/gt/feme/e-book/10_Rock_Mass_Classification_Systems.pdf
- Abdolreza, Y.-C., & Siamak, H. Y. (2013). A new model to predict roadheader performance using rock mass properties. *Journal of Coal Science and Engineering (China)*, 19(1), 51–56. <https://doi.org/10.1007/s12404-013-0109-4>
- Altindag, R. (2002). The evaluation of rock brittleness concept on rotary blast hole drills. *The Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy*, (February), 61–66.
- Balci, C., Demircin, M. a., Copur, H., & Tuncdemir, H. (2004). Estimation of optimum specific energy based on rock properties for assessment of roadheader performance. *Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy*, 104(11), 633–641.
- Bruland, A. (2014). Design and Construction. Hard Rock Tunnel Boring, 2(November). <https://doi.org/10.13140/2.1.4074.8482>
- Bruland, A. (2015). Advance Rate and Cutter Wear. Hard Rock Tunnel Boring, 3(February). <https://doi.org/10.13140/2.1.3050.3204>
- CLAVIJO, S., VERA, A., & VERA, N. (2012). La inversión en infraestructura en Colombia 2012-2020.
- Coşar, S. (2004). Application of rock mass classification systems for future support design of the Dim Tunnel near Alanya, (September), 217.
- Demirel, N. (2011). Effects of the rock mass parameters on the dragline excavation performance. *Journal of Mining Science*, 47(4), 441–449. <https://doi.org/10.1134/S106273914704006X>
- DUQUE ESCOBAR, G. (2012). Manual de geología para ingenieros.
- El Tiempo. (2016). Treinta megautopistas 4G ya prendieron motores.
- Giraldo, E. (2010). *Las maquinas tuneleras tipo "TBM" como alternativa al sistema de perforación y voladura para la excavación de tuneles caso: Desarrollo de tuneles en Yucatan*. Universidad Nacional de Ingeniería.
- Gong, Q. M., & Zhao, J. (2009). Development of a rock mass characteristics model for TBM penetration rate prediction. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 46(1), 8–18. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2008.03.003>
- Gonzales de Vallejo, L. I. (2002). *Ingeniería Geológica*.
- Gutierrez, R. (2016a). Conferencia 1 del curso mecánica de rocas. Aspectos Generales. Presentado en curso de maestría en ingeniería civil. Bogotá.
- Gutierrez, R. (2016b). Conferencia 3 del curso de mecánica de rocas. Fenomeno de Swelling. Presentado en curso de maestría en ingeniería civil.
- Hassanpour, J., Rostami, J., & Zhao, J. (2011). A new hard rock TBM performance prediction model for project planning. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 26(5), 595–603. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2011.04.004>
- Hoek, & Brown. (1997). Practical estimates of rock mass strength. *International Journal*

- of *Rock Mechanics and Mining Sciences*, 34(8), 1165–1186. [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(97\)80069-X](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(97)80069-X)
- Hoek, & Diederichs. (2006). Rock mass properties, 1–47.
- Hoek, E. (2006). Rock mass properties. *Rockscience.Com*, 1–47. Retrieved from https://www.rockscience.com/hoek/corner/11_Rock_mass_properties.pdf
- Hoek, Evert, & Marinos, P. (2000). Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses, (November).
- Ingeominas. (2001). Introducción a la geología con ejemplos de Colombia. *Ministerio de Minas y Energía*, 178.
- Iñigo Escobal, M. (2015). Diplomado Túneles en Suelo y Roca. In *Sistemas de perforación y voladura*.
- J, T. E., & Lutgens, F. K. (2005). *Ciencias de la Tierra*.
- Kahraman, S., Bilgin, N., & Feridunoglu, C. (2003). Dominant rock properties affecting the penetration rate of percussive drills. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 40(5), 711–723. [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(03\)00063-7](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(03)00063-7)
- Khademi Hamidi, J., Shahriar, K., Rezai, B., & Rostami, J. (2010). Performance prediction of hard rock TBM using Rock Mass Rating (RMR) system. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 25(4), 333–345. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2010.01.008>
- Li, X. Y., Lv, Y. G., Jiang, S. B., & Zeng, Q. L. (2016). Effects of spiral line for pick arrangement on boom type roadheader cutting load. *International Journal of Simulation Modelling*, 15(1), 170–180. [https://doi.org/10.2507/IJSIMM15\(1\)CO4](https://doi.org/10.2507/IJSIMM15(1)CO4)
- López Jimeno, C. (1997). Manual de túneles y obras subterráneas.
- López Jimeno, C., García Bermúdez, P., Díez López, J., & López Jimeno, E. (2013). Manual de equipos de desescombro en túneles.pdf.
- López Jimeno, Carlos, Arnaiz de Guezala, R., López Jimeno, E., & García Bermúdez, P. (2013). Manual de perforación de túneles. <https://doi.org/10.1590/S1516-18462008000300012>
- López Jimeno, Carlos, García Bermúdez, P., & Torija Maillo, M. (2012). *Manual de excavación de túneles con rozadoras*. Madrid.
- López Jimeno, Carlos, López Jimeno, E., & García Bermúdez, P. (2010). Manual de Voladuras en Túneles.
- Lunardi, P. (2008). *Design and construction of tunnels: Analysis of Controlled Deformations in Rock and Soils (ADECO-RS)*.
- Macías, F. J. (2016). *Hard Rock Tunnel Boring Performance Predictions and Cutter Life Assessments*. Norwegian University of Science and Technology.
- Mahdevari, S., Shahriar, K., Yagiz, S., & Akbarpour Shirazi, M. (2014). A support vector regression model for predicting tunnel boring machine penetration rates. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 72, 214–216. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2014.09.012>
- Neil, D. M., Rostami, J., Ozdemir, L., & Gertsch, R. (1994). Production estimating techniques for underground mining using roadheaders. *Preprints-Society of Mining Engineers of AIME*. Retrieved from

- <http://emi.mines.edu/UserFiles/File/earthMechanics/roadheader/roadheader2.pdf>
- Nelson, P. P., Ingraffea, A. R., & O'Rourke, T. D. (1985). TBM performance prediction using rock fracture parameters. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 22(3), 189–192. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(85\)93234-6](https://doi.org/10.1016/0148-9062(85)93234-6)
- Oyangüren, P. R. (1991). Mecánica de rocas aplicada a la minería metálica subterránea.
- Palmström, A., & Dr. Stipendiat. (1993). THE NEW AUSTRIAN TUNNELLING METHOD (NATM).
- Rostami, J. (2008). Hard Rock TBM Cutterhead Modeling for Design and Performance Prediction. *Geomechanics and Tunneling*, 1(1), 18–28. <https://doi.org/10.1002/geot.200800002>
- Rostami, J., Ozdemir, L., & Neil, D. M. (1994). Roadheaders performance optimization for mining and civil construction, 18–21. Retrieved from <http://emi.mines.edu/UserFiles/File/earthMechanics/roadheader/roadheader3.pdf>
- Sapigni, M., Berti, M., Bethaz, E., Busillo, A., & Cardone, G. (2002). TBM performance estimation using rock mass classifications. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 39(6), 771–788. [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(02\)00069-2](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(02)00069-2)
- Secretaría de Comunicaciones y Transporte. (2016). Manual de diseño y construcción de túneles de carretera. Retrieved from www.dgst.sct.gob.mx
- Singh, B., & Goel, R. K. (2006). *Tunnelling in weak rocks. Imaging* (Vol. 5).
- Song, L., Guo, W., & Zhu, D. (2015). Establishment of tunnel-boring machine disk cutter rock-breaking model from energy perspective, 7(12), 1–10. <https://doi.org/10.1177/1687814015619552>
- Stewart, P., Ramezanzadeh, A., & Knights, P. (2006). Benchmark Drill and Blast and Mechanical Excavation Advance Rates for Underground Hard-Rock Mine Development, (September), 41–63.
- Thuro, K. (1997). Drillability prediction: geological influences in hard rock drill and blast tunnelling. *Geologische Rundschau*, 86(2), 426. <https://doi.org/10.1007/s005310050151>
- Vallejo Gómez, L. M. (2013). *Adición de fibras metálicas en el concreto lanzado para control de esfuerzos a tensión en tuneles y excavaciones subterráneas*.
- Yagiz, S., Gokceoglu, C., Sezer, E., & Iplikci, S. (2009). Application of two non-linear prediction tools to the estimation of tunnel boring machine performance. *Engineering Applications of Artificial Intelligence*, 22(4–5), 818–824. <https://doi.org/10.1016/j.engappai.2009.03.007>
- Yarali, O., & Soyer, E. (2011). The effect of mechanical rock properties and brittleness on drillability. *Scientific Research and Essays*, 6(5), 1077–1088. <https://doi.org/10.5897/SRE10.1004>

ANEXOS

ANEXO I. EJEMPLO DE CALCULO SISTEMA DE PERFORACIÓN Y VOLADURA

ANEXO II. EJEMPLO DE CALCULO PERFORACIÓN CON ROZADORA

ANEXO III. EJEMPLO DE CALCULO PERFORACIÓN CON MAQUINA TUNELADORA

ANEXO IV. ANÁLISIS CASO REAL DE SISTEMA DE PERFORACIÓN Y VOLADURA

**ANEXO V. ANÁLISIS CASO REAL DE PERFORACIÓN CON MAQUINA
TUNELADORA**

ANEXO VI. ANÁLISIS CASO REAL DE PERFORACIÓN CON MAQUINA ROZADORA