

UNIVERSIDAD DE HOLGUÍN
“OSCAR LUCERO MOYA”
FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

TRABAJO DE DIPLOMA

PRESENTADO EN OPCIÓN AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

**DOCUMENTACIÓN TÉCNICA PARA LA PROYECCIÓN Y EJECUCIÓN DE
OBRAS SUBTERRÁNEAS.**

JUAN MIGUEL OSORIO DIEGUEZ

HOLGUÍN
2015

UNIVERSIDAD DE HOLGUÍN
“OSCAR LUCERO MOYA”
FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

TRABAJO DE DIPLOMA

PRESENTADO EN OPCIÓN AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

**DOCUMENTACIÓN TÉCNICA PARA LA PROYECCIÓN Y EJECUCIÓN DE
OBRAS SUBTERRÁNEAS.**

Autor: Juan Miguel Osorio Dieguez

Tutores: Ing. Vivian Hernández Columbié

Msc. Ing. José Luis Arenas Font

HOLGUÍN

2015

*“No hay obra mejor que la que se construye con valor,
lealtad y amor.”*

Fidel Castro

AGRADECIMIENTOS

Este Trabajo de Diploma ha sido posible gracias a la colaboración de un gran número de personas e instituciones, por lo que el mismo no estaría completo si no dejara por escrito mis más sinceros agradecimientos.

- *A mis tutores Vivian Hernández Columbié y José Luis Arenas Font, muchas gracias a ustedes por su incondicional dedicación, por ser las lumbreras de la enseñanza superior que hoy se necesitan.*
- *A todos los profesores que incidieron profesional y humanamente en mi formación como ingeniero.*
- *A la Empresa de Investigaciones y Proyectos Hidráulicos de Holguín RAUDAL y en especial a la Dirección del Trasvase Este-Oeste, en particular al Ingeniero Pedro Ricardo Martínez quien estuvo dispuesto a sacrificar tiempo de su trabajo para dedicarlo al mío, al colectivo del Departamento de Geología y en particular a la Msc. Ing. Rosa María Martínez Pérez por el apoyo y su contribución profesional brindadas.*
- *A mi amigo Orlando, por su ayuda con la navegación en Internet que me facilitó encontrar gran cantidad de información para la realización de este trabajo.*
- *En especial a mi familia, mis padres por haber comprendido y apoyado en todo el transcurso de mi vida que con su sacrificio y preocupación han estado presente en cada éxito y dificultad y a mi hermana que de una forma honesta y sincera me ha apoyado siempre.*

A todos muchas gracias.....

DEDICATORIA

Este Trabajo de Diploma está dedicado a las personas que siempre estuvieron a mi lado y me dieron el apoyo para seguir adelante.

- *A la persona más maravillosa del mundo, que siempre ha estado a mi lado en los momentos más difíciles de mi vida, y que ha sabido darme mucho amor y felicidad, mi madre.*
- *A quien ha sido mi ejemplo y admiración en todas las etapas de mi vida, y me ha sabido indicar el camino correcto para ser una mejor persona, mi padre.*
- *A quien me alegra la vida y siempre me acompaña para darme más ánimo y seguir adelante, mi hermana.*
- *Al mejor regalo que me ha dado la vida, mis abuelos.*
- *A quienes me han aceptado como soy, y me han dado apoyo, mis amigos y demás familiares.*
- *A mi grupo de estudio por compartir las horas de desvelo otorgadas a nuestro afán de realizar este sueño.*

RESUMEN

Se presenta en esta tesis en forma breve la historia de las obras subterráneas en el mundo y en Cuba, los orígenes y el futuro de éstos. Además se detalla cuáles son las funciones y características que diferencian a cada uno de los tipos de túneles, para después continuar con la construcción de éstos, los estudios preliminares, métodos de perforación y excavación, incluyendo cálculos de diseño para voladuras y las operaciones básicas en la construcción. También se habla de los nuevos métodos como el NMA (Nuevo Método Austríaco) y, asimismo se trata sobre las fases del proyecto de un túnel y los diferentes métodos para el replanteo de éste. Se muestran los rendimientos en la construcción de los diferentes equipos utilizados en Cuba con sus respectivas fichas técnicas y se aborda el proceso de organización de los trabajos mediante un ciclograma. Para finalizar se incluyen varios anexos en los cuales se exhiben tablas, ilustraciones y gráficos que mejora el entendimiento del contenido que se debe tener en cuenta para el diseño de un túnel.

SUMMARY

You encounter in this thesis in brief form the history of the subterranean works in the world and in Cuba, origins and the future of these. Besides details him which ones are shows and characteristics that tell apart each one of the types of tunnels, stops after going on with the construction of these, the preliminary studies, methods of perforation and excavation, including designing calculations for blowing-ups and the basic operations at the construction. Also you are spoken to of the new methods like the NMA (Austrian New Method) and, in like manner it has to do with on the phases the project of a tunnel and the different methods for the reconsideration of this. They show the performances at the construction of the different teams utilized in Cuba with his respective technical fichas and a ciclograma discusses the process of organization of the intervening works itself. They include several attachments in which tie, illustrations and graphics that the understanding of the contents that one must have in account for a tunnel's design improves are exhibited in order to finalize.

ÍNDICE

Contenido	Pág.
Glosario de términos y definiciones.....	V
Introducción.....	1
Capítulo I: Conceptos y elementos básicos en obras subterráneas.....	5
1.1 Antecedentes históricos que han caracterizado las obras subterráneas.....	5
1.1.1 El túnel en la historia de los pueblos	5
1.1.2 Desarrollo de las obras subterráneas en Cuba.	7
1.2 Clasificación de las obras subterráneas:.....	8
1.3 Investigaciones Ingeniero-Geológicas.....	11
1.3.1 Investigaciones in situ:	13
1.3.1.1 Condiciones previas:	14
1.3.1.2 Estrategias a seguir:.....	14
1.3.2 Influencia de las condiciones geológicas:.....	15
1.3.2.1 Estructura geológica:.....	16
1.3.4 Resistencia de la matriz rocosa:.....	18
1.3.4.1 Resistencia y deformabilidad:.....	19
1.3.5 Condiciones hidrogeológicas:.....	19
1.3.5.1 Aspectos que deben incluir los estudios hidrogeológicos para túneles	20
1.3.5.2 Caudales y presiones de agua:	21
1.3.6 Estado tensional:.....	21
1.3.6.1 Métodos de análisis:.....	22
1.3.6.2 Magnitud y dirección de las tensiones naturales.	23
1.3.7 Parámetros geomecánicos de diseño:	24
1.3.7.1 Datos geológicos y geomecánicos.	24
1.3.7.2 Presentación de datos geomecánicos:.....	25
1.3.8 Clasificaciones geomecánicas:	26
1.3.8.1 Clasificación RMR:	26
1.3.8.2 Clasificación Q:.....	27
1.3.8.3 Clasificación SRC:.....	28

1.3.8.4 Criterios para la aplicación de las clasificaciones geomecánicas:...	29
1.3.9.1 El informe:	31
1.4 Actividades Topográficas	32
1.4.1 Trazado en planta.....	32
1.4.2 Trazado en alzado o en pendiente	34
1.4.3 Replanteo del túnel.....	35
Conclusiones del Capítulo I.....	42
Capítulo II: Tecnologías y procedimientos constructivos de obras subterráneas	43
2.1 Tecnologías constructivas que se utilizan en las obras subterráneas.....	43
2.1.1 Clasificación de los terrenos para el empleo de los métodos de perforación:	43
2.1.2 Criterios de excavabilidad:	44
2.1.3 Métodos de perforación.....	45
2.1.3.1 Método de ataque a plena sección o método inglés.....	45
2.1.3.2 Método de la galería en clave o método belga	46
2.1.3.3 Método de las dos galerías o método austríaco	46
2.1.3.4 Método de las tres galerías o método alemán.....	46
2.1.4 Métodos de excavación:.....	47
2.1.4.1 Método de excavación manual:.....	47
2.1.4.2 Métodos de excavación de túneles en rocas:.....	47
2.1.4.3 Métodos de excavación de túneles en suelos:	53
2.1.4.4 Generalidades sobre los equipos utilizados en la ejecución de las obras subterráneas en el país	56
2.2 Formas de estabilización de las obras subterráneas.	57
2.2.1 Sostenimiento y revestimiento:.....	57
2.2.2 Clasificación de los tipos de sostenimiento.	58
2.2.3 Estimación de los sostenimientos por métodos empíricos:	59
2.2.4 Sostenimientos a partir del índice RMR	60
2.2.5 Sostenimientos a partir del índice Q.....	60
2.2.6 Elementos de sostenimiento	61
2.2.7 Tratamientos especiales.....	63

2.2.8 El Nuevo Método Austríaco:.....	64
2.3 Organización de los trabajos.....	65
2.3.1 Presupuesto	67
Conclusiones del Capítulo II.....	68
Conclusiones generales	69
RECOMENDACIONES	70
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	71
BIBLIOGRAFÍA	74
ANEXOS	78

GLOSARIO DE TÉRMINOS Y DEFINICIONES

TÉRMINOS

B = Burden (m)

d_{50} = diámetro medio del cuarzo (mm).

d_H = Diámetro de los taladros vacíos (mm)

D_H = Diámetro del taladro (mm)

E = módulo de elasticidad de la roca matriz (GPa).

F = coeficiente de abrasividad (N/mm).

G_e = densidad del explosivo en g/cm^3

G_r = densidad de la roca en g/cm^3

H_i = máxima carga litostática a lo largo de la historia geológica en (m).

H = Profundidad (m)

J_a = *índice* que indica la alteración de las discontinuidades.

J_n = índice de diaclasado que indica el grado de fracturación del macizo rocoso.

J_r = índice de rugosidad de las discontinuidades o juntas.

J_w = coeficiente reductor por la presencia de agua.

N = Número de taladros vacíos

NC = coeficiente de actividad sismotectónica.

Q = contenido en cuarzo equivalente en minerales abrasivos (%).

S = Espaciamiento

SC = coeficiente de influencia topográfica.

SRF (*stress reduction factor*) = coeficiente que tiene en cuenta la influencia del estado tensional del macizo rocoso.

T_i = edad del último plegamiento principal que afectó al macizo (años).

T = Taco (m)

σ_t = resistencia a tracción (N/mm^2).

DEFICIONES

Acimut: Ángulo medido sobre el horizonte, que forma el círculo vertical o de altura de un astro con el meridiano del lugar de observación.

Acuífero: [capa, zona del terreno] Que contiene agua. Del agua o que tiene relación con su explotación natural. Ej. Recursos acuíferos; reservas acuíferas.

Anisotropo: *física* [cuerpo o medio] Que ofrece distintas propiedades cuando se examina o ensaya en direcciones diferentes.

Bóveda: Cripta, construcción subterránea arqueada y cubierta que arranca del suelo. Cámara subterránea abovedada.

Brecha: Rotura o abertura de forma irregular hecha en una pared, muralla o en el suelo.

Buzamiento: Ángulo entre la horizontal y la línea de máxima pendiente de la capa.

Calicata: Exploración de un terreno para averiguar qué tipo de minerales contiene o si hay agua en el subsuelo.

Cárstico: Que está producido por la acción erosiva o disolvente del agua. Ej. Relieve cárstico; superficie cárstica; formaciones cársticas.

Cenit: Punto del hemisferio celeste situado en la vertical de un lugar de la tierra o de un observador.

Coluvión: Depósito relativamente fino acumulado al pie de una pendiente por la acción erosiva de las aguas de arroyada.

Detritus: Resultado de la descomposición de una masa rocosa sólida en partículas.

Diagénesis: Proceso de formación y transformación de sedimentos desde su inicio hasta su conversión en roca.

Diapiro: Ascenso de rocas profundas, plásticas y de baja densidad a través de los estratos superiores.

Discontinuidad: Ausencia de contacto visible entre partes de una masa de roca. Puede ser debida a causas naturales (diagénesis, tectónica, etc.) o artificiales (voladuras, muestreo, etc.).

Ejemplo: pliegue sinclinal; en un sistema de pliegues simples, el sinclinal está comprendido entre dos anticlinales.

Endógeno: *geología* [roca] Que se forma en el interior de la tierra, como las volcánicas.

Esquistosidad: Formación por hojas o láminas que tienen ciertas rocas debido a la acción de fuerzas tectónicas.

Estereografía: Técnica de representar los sólidos proyectados sobre un plano.

Exógeno: *geología* [roca] Que se forma en el exterior de la tierra.

Expansividad: Fenómeno de aumento de volumen que se produce en ciertas arcillas debido fundamentalmente a recuperación del volumen inicial de arcillas preconsolidadas al disminuir la carga sobre ellas o al incremento de volumen por absorción de agua.

Falla: *geología* Fractura de un estrato de la corteza terrestre debida a fuerzas verticales u horizontales que producen el desplazamiento de uno de los bloques con respecto al otro.

Gunitado: Sistema constructivo consistente en proyectar con un cañón o manguera a alta presión hormigón.

Hastial: Cara lateral de una excavación subterránea.

Jet grouting: inyección a chorro de cualquier tipo de material, por ejemplo inyección de cemento.

Litología: Parte de la geología que estudia las rocas.

Milonita: Roca finamente triturada que aparece comúnmente a lo largo de fallas.

Nadir: Punto de la esfera celeste diametralmente opuesto al cenit.

Recata: Acción de catar una cosa por segunda vez.

RQD: (Del inglés Rock Quality Designation) porcentaje de recuperación de fragmentos de roca sana de longitud superior a 10 cm obtenidos en perforaciones de investigación con corona de diamante de diámetro no inferior a 54mm usando muestreador de doble tubo. In situ el RQD es igual al porcentaje de tramos de roca sana de longitud superior a 10 cm que se aprecian a lo largo de una vertical de un metro de longitud.

Subsidencia: *geología* Proceso de hundimiento vertical de una cuenca sedimentaria como consecuencia del peso de los sedimentos que se van depositando en ella de una manera progresiva.

Taco: Se llama así a la porción de un taladro perforado, que queda cuando la voladura no ha roto completamente a la roca hasta el extremo o límite perforado del taladro.

Trasdós: Superficie exterior o convexa de un arco o de una bóveda.

INTRODUCCIÓN

El aprovechamiento del espacio subterráneo constituye en la actualidad una de las alternativas más idóneas para el desarrollo de vías rápidas de comunicación. A pesar de su mayor coste con respecto a otras soluciones de superficie, presenta cada vez mayores ventajas, tanto desde el punto de vista medio ambiental como funcional (acortamiento de distancia, seguridad, menor impacto medio ambiental, etc.). La mayoría de las obras subterráneas se construyen para salvar un obstáculo natural y permitir el acceso a vías de comunicación para el transporte urbano (metros), trasvases y conducciones; o para unir islas o estrechos y para pasos fluviales, en cuyo caso el trazado se efectúa bajo una lámina de agua. Las excavaciones subterráneas están estrechamente relacionadas con la energía y los recursos minerales (aprovechamientos hidroeléctricos, explotaciones mineras, almacenamientos subterráneos, etc.) (González de Vallejo et. al., 2002).

En los últimos años ha sido el boom de la ingeniería subterránea, siendo el rasgo característico, su diversificación, se puede decir sin exageración, que se está viviendo la era de los túneles y construcciones subterráneas multipropósitos, muestra de ello son los grandes túneles como los que se proyectan bajo los Alpes, y que dejarán pequeños a los túneles actuales o el túnel submarino del Seikán con 54 km de longitud, las autopistas subterráneas de circunvalación de grandes ciudades como los de la Bahía de Tokio, París o las Artery Tunnel de Boston.

Pero hoy no se trata sólo de concebir obras lineales, como estas, sino también de construir amplios espacios subterráneos e inmensas cavernas de propósitos diversos; bien de carácter lúdico, como el urbanismo subterráneo, bien con función de depósito y almacenamiento, tanto de combustible, alimentos, residuales, plantas, hidroeléctricas, potabilizadoras, refugios, etcétera. En la actualidad, las nuevas tecnologías abren inmensas posibilidades a la construcción de túneles y obras subterráneas. (Cartaya Pire, 2001).

Esta realidad ya en nuestros días se proyecta hacia el futuro como una tendencia que apunta hacia mejoras en los rendimientos y en la seguridad de los trabajos. Las obras subterráneas tienen un inmenso futuro, que ya es realidad en muchos lugares del mundo.

Varios autores han abordado en sus trabajos aspectos relativos a las definiciones que comprenden las obras subterráneas y a la explicación de algunas fases mediante el cual las mismas pueden ser formadas.

En el contexto internacional se han llevado a cabo destacados estudios que han sido desarrollado por: el Boletín Oficial del Estado de España (1 diciembre de 1998), Luis I. González de Vallejo (2002), Eanaya (22 de abril del 2002), Profesor Dr. Milton Assis Kanji (20 julio del 2004), Gladys Barraza, Centro de Minería, Pontificia Universidad Católica de Chile (22 julio del 2008), Francisco Sena Leite (julio 2013), Profesor Roberto Blanco Torrens (2013), Alejo O. Sfriso (2014).

En el contexto nacional también se han hecho relevantes investigaciones sobre el tema como es el caso de: Jesús Llanes Díaz y Francisco Fernández Rodríguez (1980), Paul Galabru (1980).

En el contexto territorial se han desarrollado algunas tesis de investigación como son: Rocío Frometa Borges y Dennis Barayobre Hernández (1994), José A. Guedes Batista y Roberto Álvarez Hidalgo (1995-1996), Mario Antonio Capote Gómez (2010-2011), Yoandri Ramón Hernández Feria (2011-2012).

En los estudios de los autores referidos anteriormente se plantean conocimientos importantes acerca de algunas de las fases ya sea de la etapa concepción o la ejecución de las obras subterráneas donde hay investigaciones profundas pero encaminadas hacia los perfiles de otras ramas de ingeniería como son la minería, hidráulica, geología, topografía, etc.

Debido a los avances tecnológicos hoy en día experimentados y aplicados en la producción , el uso cada vez mayor de las Tecnologías de la Información y las Comunicaciones (TICs) como parte ya del desarrollo científico-técnico alcanzado por la sociedad precisan de que el ingeniero civil se forme como un profesional con un amplio conocimiento y posibilidad de aplicación de las ciencias básicas y de las ciencias de la ingeniería; aptos para proponer soluciones racionales y creativas de ingeniería enfocados en las obras subterráneas, con algunas incursiones en el campo de la hidráulica, geología, topografía, etc.

De este modo las valoraciones teóricas realizadas hasta este momento y los resultados del estudio fáctico demostraron la existencia de temáticas dispersas acerca

del tema, que dificulta su estudio integral desde su etapa de concepción, proyección, ejecución y entrega; necesitando elaborar un documento técnico como apoyo a la proyección y ejecución de obras subterráneas, tomándose esto último como problema de la presente investigación.

El *objeto de investigación* son las obras subterráneas y el *campo de acción* es la proyección y ejecución de obras subterráneas.

El *objetivo general* es elaborar un documento técnico que sirva como base para la proyección y ejecución de obras subterráneas.

Los objetivos específicos son los siguientes:

- ✓ Determinar los antecedentes históricos que han caracterizado las obras subterráneas.
- ✓ Determinar los procedimientos para el análisis, diseño y construcción de obras subterráneas.
- ✓ Recopilar información técnica que sirva como base para el análisis, diseño y construcción de obras subterráneas.

La hipótesis planteada es para dar cumplimiento a los objetivos de la investigación a partir de la elaboración de un documento donde se sintetizan todos aquellos elementos técnicos necesarios para la proyección y/o construcción de obras subterráneas se logrará mayor eficiencia y calidad en este tipo de obras.

Se proponen las siguientes preguntas científicas:

- ✓ ¿Qué antecedentes históricos han caracterizado las obras subterráneas?
- ✓ Con la diversidad de obras subterráneas ¿Será posible encontrar un procedimiento estándar para su concepción, diseño y construcción?

Las tareas de la investigación son:

- ✓ Determinación de los antecedentes que han caracterizado las obras subterráneas.
- ✓ Estudio y análisis de los procedimientos para la proyección y construcción de obras subterráneas.
- ✓ Recopilación, clasificación y organización de la información técnica indispensable para el diseño y proyección de obras subterráneas.

Métodos utilizados en la Investigación:

Métodos teóricos:

- ✓ Análisis – síntesis: Se empleó para la clasificación y organización de la bibliografía consultada.
- ✓ Histórico – lógico: Fue empleado para el análisis de los antecedentes históricos de las obras subterráneas.

El aporte de la investigación consiste en un documento de carácter técnico donde se sintetiza toda la información necesaria para abordar los trabajos de proyección y ejecución de obras subterráneas.

El documento que se propone contiene novedad científica ya que en el aparecen informaciones que en la mayoría de los casos está muy dispersa la cual sirve como base o referencia tanto a estudiantes como a profesionales dedicados a la proyección y construcción de obras subterráneas, el mismo puede ser tomado como material de consulta.

El informe de la investigación se estructura en dos capítulos. En el primer capítulo se abordan los antecedentes históricos así como los conceptos básicos de las construcciones de obras subterráneas. En el segundo capítulo se abordan las tecnologías constructivas, formas de estabilización de las obras subterráneas así como el proceso de organización de obras.

Capítulo I: Conceptos y elementos básicos en obras subterráneas



1.1 Antecedentes históricos que han caracterizado las obras subterráneas

Introducción

La naturaleza fue quien realizó las primeras construcciones subterráneas, construyendo cuevas y cursos de agua subterráneos, decisivos para el desarrollo de la vida y el equilibrio de los ecosistemas. El hombre utilizó el túnel mucho después como solución para salvar obstáculos o por motivos prácticos, defensivos y por supuesto religiosos.

El túnel arranca de la necesidad de superar un obstáculo natural, generalmente un macizo montañoso. Pero además de la montaña existen otras barreras que se pueden salvar mediante túneles como los cursos de agua, fluviales o marinos, y las zonas urbanas densamente edificadas en las que a menudo se incorporan túneles. Entre los usos más frecuentes pueden enumerarse los túneles para vehículos, para redes de ferrocarril urbano o Metros, para uso peatonal, para abastecimiento de agua, saneamiento, galerías de servicio y para almacenamiento de residuos.

1.1.1 El túnel en la historia de los pueblos

El arte de los túneles se funde en sus orígenes con el arte de la minería. La mina más antigua que se conoce en el mundo se localiza en el cerro de Bomvu, en

Swazilandia, y data del año 40.000 a.C.; en ella el hombre de Neandertal minaba hematites, muy apreciada para ritos mortuorios; las herramientas no eran otras que piedras afiladas y sus manos desnudas.

El primer túnel de la historia, allá donde éste se difumina con el territorio del mito, fue el que la leyenda dice mandara construir Semiramis bajo el Éufrates para comunicar el Palacio y el Templo de Belos en la Babilonia del 2200 a.C. Se trataba de un falso túnel, no se perforó en galería sino mediante zanja a cielo abierto y posteriormente recubierta.

En el antiguo Egipto, como en las culturas orientales, el túnel ha tenido un marcado carácter religioso. Mientras que en zonas como las Tierras de Canaán (siglo X a.C.) el propósito no es místico o religioso sino ingenieril, hidráulico. Tenían como fin el abastecimiento a las ciudades y la captación de aguas.

Los principales hitos de la historia de los túneles merece especial referencia el de la Isla de Samos, de un kilómetro de longitud y primero del que se tiene noticia del ingeniero que lo construyó, Eupalinos de Megara, hijo de Naustrofo. Esta obra construida hacia el 530 a.C., servía para el abastecimiento de agua a la capital de la isla.

Los romanos construyeron túneles con muy diversos propósitos: galerías mineras, túneles para abastecimiento de agua, para alcantarillado, para el drenaje de lagos volcánicos (Emisario de *Fucino* con 5500 m de longitud), en las calzadas romanas (como el túnel de *Pausilippo*, cerca de Nápoles, con sus 1500 m de longitud), sin olvidar los túneles de propósito militar y las catacumbas.

El primer túnel del Renacimiento es la Mina de Daroca en la provincia de Teruel. Fue construido entre 1555 y 1570 por Pierres Bedel para reconducir y desviar las aguas torrenciales que venían castigando la villa Aragonesa.

Pero es en el siglo XVIII cuando surge la Era de los Canales y dentro de ella los túneles comienzan a adquirir peso propio: el túnel de Malpas, cerca de Beziers en el Canal de Midi para la unión de los dos mares (Atlántico y Mediterráneo), obra portentosa que impulsa Colbert bajo el reinado del Rey Sol (Luis XIV) es el primer túnel para canal. Este túnel, de 155 m de longitud, 6,5 m de altura y 8 de anchura, fue perforado por Pierre-Paul Riquet, empleando la pólvora por primera

vez.

En la historia de los Ferrocarriles, que se desarrolla a partir del siglo XIX, los túneles tuvieron gran auge; el primer túnel de ferrocarril fue el de Terre-Noir en Francia, de la línea Roanne-Andrezieux, camino de carriles traccionado por caballos, construido en 1826, con 1476 m de longitud, 5 m de altura y cerca de 3m de anchura. Durante este período también tiene lugar la gesta de la perforación del primer túnel bajo el Támesis entre Rotherhithe y Wapping, el primero que se construye en terreno blando y con enorme presencia de agua y en el que por primera vez se aplica la técnica del escudo que patentase Marc Brunel.

Ya en la segunda mitad del siglo XIX se produce un avance impresionante con la construcción de los grandes túneles alpinos de ferrocarril. Los nombres de Mont Cenis, San Gotardo y Simplón constituyen la triada en la titánica lucha por perforar los Alpes y que marca el punto de mayor tensión en la historia de los túneles: baste recordar que la longitud respectiva de estas galerías es de 12.6 km, 15.2 km y 19.7 km respectivamente.

El túnel Hoosac marca también sin duda un hito a nivel de avances tecnológicos, como el de la utilización por primera vez de la nitroglicerina en este tipo de obras, y el túnel de Saint Clair construido a finales del XIX bajo el río que le da nombre entre EE.UU y Canadá mediante un escudo de 6.45 m de diámetro.

1.1.2 Desarrollo de las obras subterráneas en Cuba

El desarrollo constructivo en el país ha estado muy vinculado con la construcción de obras subterráneas donde se pueden citar algunas obras realizadas desde la etapa colonial hasta nuestros días.

El Túnel de Alcantarillado de la Habana:

Desde principios de siglo funciona el túnel sifón del Alcantarillado de La Habana. Construido bajo el canal de entrada de la bahía, su ejecución llevó solamente once meses, desde mayo de 1911 hasta abril de 1912.

El túnel tiene una alineación prácticamente recta entre el antiguo Muelle de Caballería y Casablanca con una longitud de 375 m. La sección transversal escogida fue circular, con diámetro interior de 7 pies (2,10 m). El espesor del recubrimiento de hormigón simple es de 12 pulgadas (0,30 m).

Túnel del ferrocarril Martí, Matanzas:

Obra de ingeniería, situada en Central Esteban Hernández (Martí), y que atraviesa una cordillera de montañas, iniciada su construcción en 1915. Su principal ventaja ha sido servir como apoyo a la producción azucarera. El túnel, cavado sobre piedra caliza, tiene 5 m de ancho por 5 m de alto y unos 90 m de largo.

El Túnel de la Bahía de La Habana:

Ejecutado en solo 30 meses, entre enero de 1956 y junio de 1958, este proyecto permite el desarrollo de la ciudad hacia el este, acercándola a las urbanizaciones del área de Habana del Este y sus playas. El proyecto y construcción del túnel fue adjudicado, a la empresa francesa Societé des Grands Travaux de Marseille, pero de acuerdo a la legislación vigente la dirección facultativa del proyecto y su ejecución la ocupó un cubano, el ingeniero José Menéndez.

El túnel tiene una longitud de 733 metros., la sección transversal está formada por un doble conducto de hormigón armado con capacidad para cuatro carriles. El ancho de cada carril en su interior es de 3.35 metros, y su gálibo vertical de 4.25 metros, se encuentra sumergido bajo el canal de entrada a la bahía de la Habana, a una profundidad entre 12 y 14 metros. La pendiente máxima es de un 5.75% y cuenta con una sola curva horizontal de 320 metros de radio.

Túnel de Calzada:

También conocido como Túnel de Quinta Avenida. Es uno de los túneles que enlaza a los municipios del este de La Habana con los del oeste de esta ciudad. El mismo fue construido durante la década de 1950 y unió a la calle Calzada en El Vedado con la Quinta Avenida en Miramar. Está ubicado por debajo del cauce del río Almendares, muy cerca de su desembocadura.

Trasvase Este-Oeste Melones-Sabanilla:

Nuestra provincia de Holguín ha constituido un ejemplo fehaciente en la construcción de obras subterráneas de gran importancia tanto desde el punto de vista económico, social, como constructivo, se encuentra el Trasvase Este-Oeste Melones-Sabanilla que varía desde pequeña hasta gran sección y se encuentra en zonas de diferentes complejidades tectónicas. Se encuentra ubicado en la Sierra de Nipe-Cristal, desde el

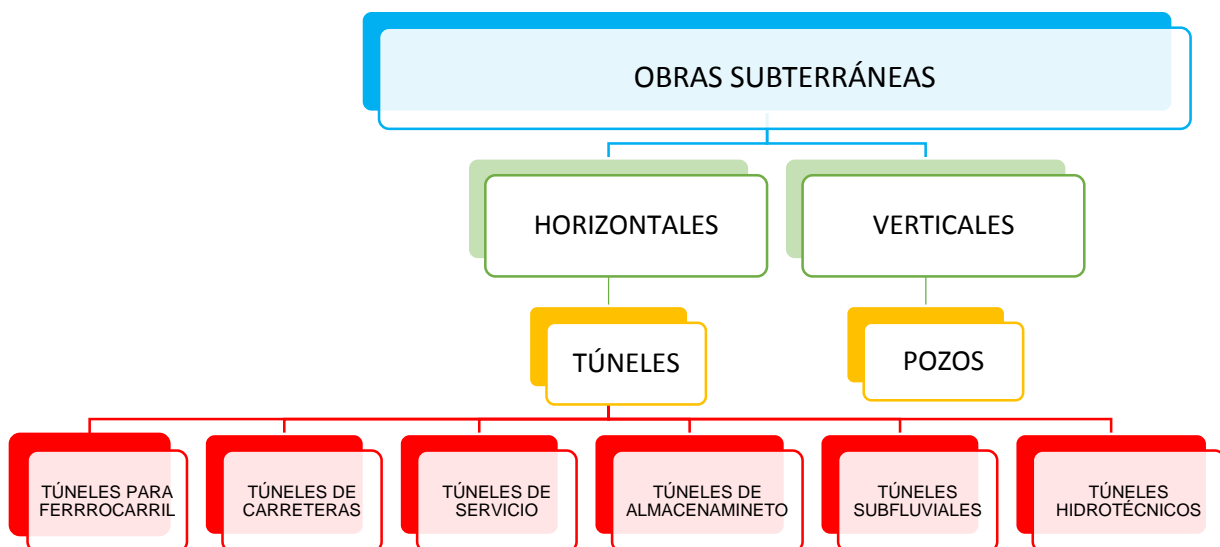
Río Mayarí hasta la Presa Sabanilla. Situada al oeste del Central Azucarero Loynaz Hechavarría, en toda la porción del borde norte del municipio Mayarí.

Dentro de las obras subterráneas que conforman el Traspase se encuentran los siguientes túneles: Túnel Seboruquito – Esperanza, Túnel Esperanza – Enmedio, Túnel Enmedio – Guayabo, Túnel Guayabo – Pontezuelo, Túnel Guaro –Manacal, Túnel Melones – Levisa, Túnel Yagrumal – Guaro.

1.2 Clasificación de las obras subterráneas

Es de prioridad obtener una clasificación de las diferentes obras subterráneas, obtendríamos conocimiento previo sobre su uso, funcionabilidad, método constructivo y características en general. Además porque no se puede diseñar una obra subterránea sin tener en cuenta la interrelación entre *Funcionabilidad, Diseño y Proceso Constructivo*, lo cual determina el resto de las soluciones en cuanto a método constructivo, revestimiento, acabado e instalaciones etc.

Las obras subterráneas pueden clasificarse de forma general según la dirección del trazado: Estas pueden ser verticales y horizontales. Dentro de las obras subterráneas verticales se encuentran los pozos y dentro de las horizontales están los túneles, que a su vez se podrán clasificar atendiendo a otros aspectos que se abordarán más adelante. Esta clasificación queda relacionada en el esquema que a continuación se muestra.



Las obras subterráneas horizontales (túneles) pueden clasificarse atendiendo a: su función, geometría, tipo de terreno, método de construcción y ubicación.

a) Según su función:

Dependiendo de las necesidades del hombre los túneles se han construidos para diversos tipos de funciones como son:

- ✓ *Carreteras* (a las que se asimilan las vías urbanas).
- ✓ *Líneas Ferroviarias*.
- ✓ *De servicio* (utilizados para llevar cables, para redes de gas y otros servicios mediante tuberías, sobre todo en las grandes ciudades y en pasos subacuáticos).
- ✓ *Almacenamientos* (utilizados para determinadas sustancias y materiales como petróleo, residuos radioactivos, materiales para usos militares y para embalses subterráneos).
- ✓ *Subfluviales o sumergidos* (son aquellos que se construyen en seco, son transportados al lugar de su ubicación definitiva y finalmente son hundidos y posicionados bajo el agua).
- ✓ *Hidráulicos o hidrotécnicos* (son aquellos destinados a conducir agua, usados para el aprovechamiento hidroeléctrico, abastecimiento de agua, riego, saneamiento y drenaje).

b) Según su geometría:

Los túneles se clasifican según su geometría de acuerdo a la forma de la obra en que se encuentran ya sean lineales o sean cavidades presentes en la tierra o entre rocas.

- ✓ Lineales (túneles, galerías o pozos).
- ✓ Cavernas.

c) Según el tipo de terreno:

La clasificación de los túneles teniendo en cuenta al tipo de terreno es de gran importancia para determinar el tipo de maquinaria a utilizar y su tecnología constructiva.

- ✓ Roca, con uso de explosivos
- ✓ Roca, con uso de maquinaria
- ✓ Suelos

d) Según el método de construcción:

Estos métodos describen los sistemas constructivos más habituales, agrupados de forma genérica en sistemas para ejecutar túneles desde pequeña hasta grandes secciones, lo cual es normal encontrar túneles proyectados o ejecutados con combinaciones de los siguientes métodos.

- ✓ Con excavación manual
- ✓ Con excavación convencional (voladuras y máquinas excavadoras)
- ✓ Con máquinas integrales (rozadoras y máquinas con cabeza en sección completa)
- ✓ Falsos túneles

e) Según su ubicación:

Se clasifican según los obstáculos naturales que hay que salvar, los que son variados (cadenas montañosas, ríos, estuarios o mares, y en una ciudad las calles, edificios u otras estructuras).

- ✓ Túneles de montaña
- ✓ Túneles subacuáticos
- ✓ Túneles urbanos

1.3 Investigaciones ingeniero-geológicas

Introducción

Según (González de Vallejo et. al. 2002) los estudios geológicos sirven para definir los terrenos que se van a atravesar, y las peculiaridades lito-estratigráficas e hidrogeológicas relacionadas con la estabilidad mecánica. Estos estudios deben detectar, cuando sea posible, las zonas menos fracturadas o alteradas y, por tanto, más adecuadas para excavar los túneles.

Todas estas investigaciones tienen como objetivo conocer lo mejor posible las características geológico-geotécnicas de las formaciones, con el fin de disponer de los datos básicos para el diseño de los túneles, la selección de los métodos de excavación y el dimensionamiento del sostenimiento, pudiendo anticiparse y evitar los problemas que pudieran aparecer.

Entre los aspectos más importantes de información necesaria sobre la geología y geotecnia están:

- ✓ Descripción geológica detallada de los materiales del lugar.
- ✓ Situación y orientación de discontinuidades, juntas, fallas y planos de estratificación.
- ✓ Tensiones en los macizos rocosos.
- ✓ Propiedades geo-mecánicas de los materiales.
- ✓ Niveles freáticos y previsión de caudales de agua de infiltración

Cualquier actuación tiene que estar encaminada al reconocimiento completo y objetivo de los terrenos que atravesará la excavación, valorando las técnicas de construcción empleadas y los métodos de tratamiento y sostenimiento aplicables.

El medio rocoso:

Los túneles atraviesan a su paso prácticamente todos los tipos de rocas que distingue habitualmente la Geología, encargándose paralelamente la Mecánica de Rocas de añadir calificativos que complementan sus propiedades. De esta manera, la Geología Aplicada contempla tres grandes grupos de rocas clasificadas por su origen (Ver Anexo 1):

- ✓ Rocas ígneas.

Las rocas ígneas son las formadas por solidificación de una masa fundida, mezcla de materiales pétreos y de gases disueltos, denominada magma. Si la roca se ha enfriado en contacto con el aire o el agua de la superficie terrestre, se la clasifica como roca ígnea extrusiva o volcánica. Cuando el magma se enfría por debajo de la superficie terrestre se forma una roca ígnea intrusiva o plutónica.

- ✓ Rocas sedimentarias.

Las rocas sedimentarias se forman por la acumulación de restos o detritus de otras rocas preexistentes, por la precipitación química de minerales solubilizados o por la acumulación de restos de animales o vegetales.

- ✓ Rocas metamórficas.

Las rocas metamórficas son las originadas por importantes transformaciones de los componentes mineralógicos de otras rocas preexistentes, endógenas o exógenas. Estos grandes cambios se producen por la necesidad de estabilizarse sus minerales en unas nuevas condiciones de temperatura, presión y quimismo.

Las obras subterráneas son las únicas que están totalmente en contacto con las rocas, inmersas dentro del medio geológico, dentro de un macizo rocoso. Siendo así es importante establecer que es para nosotros el Macizo Rocosó, encajante de nuestras obras subterráneas.

El término lo introduce por primera vez B. J. Paniukov en 1962 y lo definió como:

“Una parte de la corteza terrestre que se encuentra en la esfera de influencia ingeniera y que se investiga con el objetivo de determinar las condiciones de realización de los trabajos ingenieros y de explotación de las edificaciones y que posee una estructura ingeniero – geológica diferente de las partes vecinas de la corteza terrestre”

Señaló así mismo que: *“...lo principal en el estudio de las particularidades mecánico-estructurales del macizo rocoso es la investigación de la estructura geológica”*.

Cómo elementos de la estructura separa los elementos volumétricos comenzando por la estructura tectónica (fallas, plegamientos etc.) y terminando por los bloques elementales (indivisibles o individidos) y las superficies límites, desde los límites tectónicos y lito-estratigráficos (rupturas de fallas, contacto entre rocas diferentes) hasta los planos de estratificación, esquistosidad o pizarrosidad.

Según (Astraín, 2009) los macizos rocosos pueden clasificarse basándose en los diferentes factores que determinan su comportamiento mecánico:

- ✓ Propiedades de la matriz rocosa.
- ✓ Frecuencia y tipo de discontinuidades, que definen el grado de fracturación, el tamaño y la forma de los bloques del macizo, sus propiedades hidrogeológicas, etc.
- ✓ Estado de tensiones in situ.
- ✓ Presencia de agua.

La gran variabilidad de estos factores y el carácter discontinuo y anisótropo de los macizos rocosos implica la dificultad para establecer clasificaciones geotécnicas o geomecánicas generales válidas para los diferentes tipos de macizos rocosos.

Las clasificaciones más útiles en Mecánica de Rocas son las denominadas clasificaciones geomecánicas de las cuales la RMR de Bieniawski y la Q de Barton son las más utilizadas, éstas establecen diferentes grados de calidad del macizo en

función de las propiedades de la matriz rocosa y de las discontinuidades y proporcionan valores estimados de sus propiedades resistentes globales.

1.3.1 Investigaciones *in situ*

Según (González de Vallejo et. al., 2002) la importancia del conocimiento geológico en los túneles ya fue puesta de manifiesto por Terzaghi; «la geología más que ningún otro factor determina el grado de dificultad y el coste de una excavación subterránea». Este conocimiento no sólo es necesario para proyectar adecuadamente el túnel, sino fundamental para evitar sobrecostes, incidentes y retrasos imprevistos.

Las investigaciones geológicas de los túneles son, en general, más costosas que en otras obras de ingeniería civil. Sin embargo, el no dedicar suficientes medios a estos estudios puede conducir a situaciones imprevistas: «Cuando el terreno no se investiga, el terreno es un riesgo».

La inversión adecuada en los estudios geológico geotécnicos depende de la complejidad geológica, longitud del túnel, espesor de recubrimientos, etc. y puede llegar al 3% del presupuesto de la obra; por debajo de este porcentaje aumentan los casos de túneles con problemas y, por encima los imprevistos son mínimos (Waggoner y Daugharty, 1985).

Ante la importancia, tanto técnica como económica, de las investigaciones *in situ* resulta esencial llevar a cabo una correcta planificación de las mismas. Los criterios básicos para planificar las investigaciones *in situ* son los siguientes:

1.3.1.1 Condiciones previas

- ✓ Características geológicas generales.
- ✓ Información disponible.
- ✓ Accesos.
- ✓ Presupuesto disponible.

1.3.1.2 Estrategias a seguir

- ✓ Planificar las investigaciones en varias fases sucesivas de intensidad creciente.
- ✓ Desarrollar al máximo las técnicas de geología de superficie.
- ✓ Situar los reconocimientos en zonas de importancia para:
 - La interpretación geológica.

- La identificación de puntos singulares.
 - El estudio de zonas de emboquille y acceso.
- ✓ Elegir y combinar adecuadamente las distintas técnicas de investigación según criterios de representatividad, complementariedad, rentabilidad económica y logística (accesos, distancias, aprovisionamientos, etc.).

Los métodos de investigación deben estar acordes con los objetivos, alcance y fases del proyecto (Recuadro 1, Anexo 2), siendo importante identificar desde las etapas más iniciales aquellos problemas geológicos que pudieran ser condicionantes e incluso excluyentes, por su carácter de riesgo o de seria dificultad constructiva.

Los métodos de investigación geofísica más empleados son: la sísmica de refracción en zonas de pocos recubrimientos, ensayos en el interior de sondeos, y la sísmica de reflexión para el estudio de estructuras geológicas profundas. Mossman y Heim han recopilado una serie de técnicas geofísicas que son aplicables a excavaciones subterráneas (véase Tabla 1, Anexo 2). Los ensayos hidrogeológicos más habituales son los de permeabilidad tipo Lugeon y Lefranc y las medidas piezométricas. Los ensayos geotécnicos in situ y de laboratorio dependen del tipo de material y de la problemática del túnel.

1.3.2 Influencia de las condiciones geológicas

Según (González de Vallejo et. al., 2002) al excavar un túnel se pueden encontrar tres tipos de condiciones naturales que dan lugar a la pérdida de resistencia del macizo y por tanto, a problemas de estabilidad (Ver Ilustración 1, Anexo 3):

- ✓ Orientación desfavorable de discontinuidades.
- ✓ Orientación desfavorable de las tensiones con respecto al eje del túnel.
- ✓ Flujo de agua hacia el interior de la excavación a favor de fracturas, acuíferos o rocas carsificadas.

Estas condiciones están directamente relacionadas con los siguientes factores geológicos: estructura, discontinuidades, resistencia de la roca matriz, condiciones hidrogeológicas y estado tensional.

Por otro lado, la excavación del túnel también genera una serie de acciones inducidas que se suman a las citadas condiciones naturales, como son:

- ✓ Pérdida de resistencia del macizo que rodea a la excavación como consecuencia de la descompresión creada: apertura de discontinuidades, fisuración por voladuras, alteraciones, flujos de agua hacia el interior del túnel etc.
- ✓ Reorientación de los campos tensionales dando lugar a cambios de tensiones.
- ✓ Otros efectos como subsidencias en superficie, movimientos de ladera, cambios en los acuíferos.

La respuesta del macizo rocoso ante las acciones naturales e inducidas determina las condiciones de estabilidad del túnel y como consecuencia, las medidas de sostenimiento a aplicar. Por otro lado, el proceso constructivo también depende de la excavabilidad de las rocas, que asimismo es función de la resistencia, dureza y abrasividad, entre otros factores.

1.3.2.1 Estructura geológica

Según (González de Vallejo et. al., 2002) la estructura geológica es uno de los factores que más influye en la estabilidad de una excavación subterránea. En rocas plegadas y estratificadas la orientación de los estratos condiciona diferentes modos de comportamiento frente a la estabilidad en un túnel, influyendo los siguientes factores:

- ✓ Buzamiento de la estructura con respecto a la sección del túnel.
- ✓ Dirección de la estratificación con respecto al eje del túnel.
- ✓ Tipo de pliegues.

En la (Ilustración 2, Anexo 3) se muestra la influencia de la estructura en la estabilidad de un túnel. En general las orientaciones paralelas a la dirección del eje de un túnel son situaciones desfavorables.

1.3.3 Discontinuidades

Según (González de Vallejo et. al., 2002) la mayoría de los problemas de estabilidad se deben a la intersección de la sección del túnel con planos de discontinuidad (Ver Ilustración 3, Anexo 3). Se distinguen las discontinuidades de tipo sistemático y las de tipo singular. Las diaclasas, planos de estratificación y de esquistosidad pertenecen al primer grupo, y están presentes prácticamente en todas las rocas, con mayor incidencia en zonas poco profundas, donde los procesos de meteorización y circulación de agua y los rellenos arcillosos son más frecuentes. A grandes

profundidades la presión confinante hace que la apertura de las discontinuidades sea menor, pudiendo llegar a estar muy cerradas.

Sin embargo, las discontinuidades más importantes bajo el punto de vista de la estabilidad son las de tipo singular, como las fallas: al estar sometidas estas estructuras a roturas y deformaciones a lo largo de su historia geológica, su resistencia es muy baja, presentando rellenos miloníticos y rocas de falla que, además de tener baja resistencia, pueden constituir vías preferentes para la circulación de agua. Por otro lado, las fallas pueden acumular tensiones tectónicas importantes.

El estudio de las fallas y demás discontinuidades singulares es uno de los aspectos geológicos más importantes en un túnel. Para dicho estudio se requiere:

- ✓ Conocer la estructura tectónica regional y local.
- ✓ Cartografía geológica y análisis estructural.
- ✓ Identificación de fallas y su clasificación en función del origen, edad, tipo y geometría.
- ✓ Identificación de rellenos de falla, su resistencia y expansibilidad.
- ✓ Conocer la transmisibilidad hidráulica.
- ✓ Estudios sobre las implicaciones tensionales y sobre sismicidad.

Para ello es necesario obtener datos estructurales representativos en número suficiente para efectuar tratamientos estadísticos de los mismos. El método de representación y análisis más utilizado es la proyección estereográfica, que puede ser complementado con bloques diagramas o secciones transversales (Ver Ilustración 4, Anexo 3).

La incidencia de las fallas en la estabilidad de una excavación depende de las características de las mismas, de forma simplificada éstas pueden ser:

- ✓ Fallas caracterizadas por una o varias superficies de discontinuidad, planos de despegue o contactos mecánicos entre distintos materiales.
- ✓ Fallas caracterizadas por una zona de espesor variable y de baja resistencia formada por materiales blandos, inestables, plásticos o expansivos.
- ✓ Fallas caracterizadas por una zona de alta transmisibilidad hidráulica.

Las fallas inciden en la estabilidad de la excavación según su orientación e intersección con el túnel. Al ser planos de gran continuidad pueden atravesar toda la sección, y

cortar las discontinuidades de tipo sistemático generando cuñas o inestabilidades de gran tamaño. Su resistencia es muy inferior al resto de las discontinuidades, y pueden estar sometidas a presiones intersticiales y/o tensiones tectónicas, constituyendo planos principales de rotura.

Además de las anteriores consideraciones, cuando la falla contiene zonas de trituración, materiales de relleno de baja resistencia, etc. el propio relleno constituye un plano o zona de rotura. En función del tipo de relleno se han establecido varios tipos de comportamiento frente a la estabilidad, según se muestra en la (Ilustración 5, Anexo 3).

Los cabalgamientos constituyen un caso particular de las fallas, y se caracterizan por presentar superficies de cizalla de muy bajo ángulo, baja resistencia y gran continuidad.

Cuando la falla constituye una vía preferente para la circulación de agua se generan distintos comportamientos frente a la estabilidad. En función de la diferencia de permeabilidad entre los materiales a cada lado de la falla y de la naturaleza del material de relleno, ésta puede ser una barrera frente a las filtraciones o un conducto preferente. En presencia de materiales blandos, carstificados o sueltos, se pueden producir desprendimientos e inestabilidades importantes, además de las filtraciones correspondientes.

1.3.4 Resistencia de la matriz rocosa

Según (González de Vallejo et. al., 2002) la resistencia de la matriz rocosa influye de forma decisiva en el método de excavación, y es un factor importante en la estabilidad de la misma.

A partir del factor de competencia $F_c = \sigma_{ci} / \sigma_v$ (donde σ_{ci} es la resistencia de la matriz rocosa y σ_v es la tensión o esfuerzo máximo vertical), se diferencian tres condiciones de estabilidad:

$F_c > 10$: la matriz rocosa tiene una resistencia muy superior a las tensiones del macizo y la excavación es estable.

$10 > F_c > 2$: la estabilidad está condicionada por el tiempo y las propiedades de la roca, pudiéndose establecer tres tipos de deformaciones: elástica, plástica y rotura frágil con riesgo de explosión de roca (*rock burst*).

$F_c < 2$: la excavación puede ser inestable al sobrepasar las tensiones de la resistencia de la matriz rocosa.

La estabilidad estimada a partir de F_c no tiene en cuenta la presencia de discontinuidades. Esta situación es poco común, pero puede darse en macizos muy homogéneos, rocas masivas cristalinas, sales, etc. o bien en rocas situadas a grandes profundidades, en donde las discontinuidades están muy cerradas.

1.3.4.1 Resistencia y deformabilidad

Según (González de Vallejo et. al., 2002) la resistencia y deformabilidad son dos parámetros muy complejos pero pueden determinarse mediante ensayos y cálculos empíricos.

Resistencia de la matriz rocosa:

- Ensayos de compresión simple, tracción y triaxiales.
- Criterio de Hoek y Brown.

Resistencia al corte de las discontinuidades:

- Ensayos de corte directo y de rozamiento.
- Criterio de Mohr-Coulomb.
- Método de Barton y Choubey.

Resistencia del macizo rocoso:

- Criterio de Hoek y Brown.
- Criterio de Mohr-Coulomb.

Deformabilidad del macizo rocoso:

La deformabilidad del macizo rocoso es uno de los parámetros más complejos de evaluar dada la heterogeneidad y anisotropía que caracterizan a los macizos.

- Ensayos *in situ* y métodos geofísicos.
- Correlaciones con el módulo de deformabilidad de la matriz rocosa, el módulo dinámico y el RQD.
- Métodos empíricos a partir de los índices RMR y Q.

En el (Recuadro 1, Anexo 4) se presenta el cálculo de la resistencia y la deformabilidad de un macizo rocoso con el objetivo de obtener los parámetros geomecánicos necesarios para el diseño de un túnel, remitiéndose a Galera (1997) para una mayor ampliación de estos aspectos.

1.3.5 Condiciones hidrogeológicas

Según (González de Vallejo et. al. 2002) la excavación de un túnel produce el efecto de un gran dren hacia el cual fluye el agua de los acuíferos interceptados, dando lugar las siguientes consecuencias:

- ✓ Disminución de la resistencia del macizo.
- ✓ Aumento de las presiones intersticiales sobre el sostenimiento y el revestimiento.
- ✓ Hinchamientos y reblandecimientos en materiales arcillosos.
- ✓ En materiales salinos se pueden formar cavidades muy rápidamente.
- ✓ Graves problemas de avance en la excavación.

La transmisibilidad en los macizos rocosos tiene lugar preferentemente a través de fracturas, o por conductos de mayor tamaño en rocas carsificadas. En los suelos, la transmisibilidad está directamente relacionada con la granulometría y la presencia de determinadas estructuras sedimentarias, por ejemplo paleocanales.

Las filtraciones en los macizos rocosos provienen principalmente de:

- ✓ Fallas y fracturas.
- ✓ Rocas de brecha, rellenos de falla, zonas alteradas.
- ✓ Contactos biológicos entre rocas de permeabilidad muy diferente.
- ✓ Conductos cársticos, tubos en rocas volcánicas, etcétera. Las cavidades cársticas pueden suponer un gran riesgo de filtraciones, además de ser difíciles de localizar.

En la práctica no es fácil evaluar los caudales y las presiones de agua a lo largo del túnel, particularmente en formaciones cársticas o rocas fracturadas, pues dada su heterogeneidad es difícil asignar valores representativos a la permeabilidad y prever su comportamiento hidrodinámico. Los modelos matemáticos de flujo precisan de numerosos datos, pocas veces disponibles, por lo que se recurre a simplificaciones y estimaciones empíricas.

1.3.5.1 Aspectos que deben incluir los estudios hidrogeológicos para túneles

- ✓ Balance hídrico de la zona de influencia del túnel incluyendo un inventario de fuentes, manantiales y pozos.
- ✓ Niveles piezométricos en el área del túnel y su variación estacional.

- ✓ Delimitación de acuíferos, zonas de recarga y descarga.
- ✓ Identificación de zonas cársticas, fracturas y fallas y rocas muy permeables.
- ✓ Determinación de los parámetros hidráulicos de los acuíferos.
- ✓ Modelos de flujo.
- ✓ Estimación de los caudales previsibles y su presión.
- ✓ Identificación de las zonas de mayor riesgo de filtraciones.
- ✓ Composición química y calidad del agua, temperatura y agresividad.
- ✓ Influencia de las filtraciones en el túnel sobre un entorno próximo (rebajamiento del nivel freático) y riesgo de inducir asientos en los edificios.
- ✓ Factores que influyen en la elección del drenaje o impermeabilización del túnel.
- ✓ Posibilidad de que el túnel suponga una barrera total o parcial en la red de flujo y en las variaciones de niveles freáticos, fuentes, manantiales, etc.

Los resultados de las investigaciones hidrogeológicas proporcionan la información necesaria para adoptar medidas de control del agua durante la excavación, prevenir otros efectos indirectos e implicaciones ambientales. En particular es necesario definir:

- ✓ Caudales y presiones a lo largo del túnel.
- ✓ Medidas de drenaje o de impermeabilización.
- ✓ Posibles riesgos de subsidencia daños en edificios próximos, cambios en los acuíferos, agresividad y contaminación de las aguas.

1.3.5.2 Caudales y presiones de agua

Según (González de Vallejo et. al. 2002) la estimación de los caudales de infiltración constituye una de las principales incertidumbres en los túneles que atraviesan macizos rocosos muy fracturados o carstificados. Los modelos matemáticos de flujo son un método apropiado para la mayoría de los casos, pero no siempre se dispone de datos suficientes para su aplicación.

A partir de los datos de permeabilidad, lecturas piezométricas y la construcción de redes de flujo se pueden obtener resultados aproximados, siempre que se trate de acuíferos sin anisotropías importantes. Alternativamente pueden aplicarse otros métodos analíticos, como el de Goodman (1965), que se presenta en el (Ejemplo 1, Anexo 4).

1.3.6 Estado tensional

Según (González de Vallejo et. al. 2002) las tensiones actuantes sobre una excavación subterránea son de dos tipos: naturales e inducidas. Las primeras corresponden al estado de esfuerzos naturales como consecuencia de los procesos tectónicos, gravitacionales. etc., y el segundo tipo responde a la redistribución de tensiones como consecuencia de la excavación.

Para diseñar una excavación subterránea se necesita conocer la magnitud y la dirección de las tensiones naturales, tanto para el cálculo de los sostenimientos como para analizar la sección y el proceso constructivo. Si las tensiones alcanzan valores muy altos, este factor constituye un riesgo que puede ocasionar fenómenos de explosión de roca o deformaciones importantes de costosa solución.

1.3.6.1 Métodos de análisis

Según (González de Vallejo et. al. 2002) para los fines de diseño de un túnel el análisis de las tensiones puede efectuarse según el siguiente procedimiento:

1. Análisis del contexto tectónico regional.

Se evalúa el estado tensional en relación al régimen tectónico actual a partir de datos publicados o por métodos geológicos. Se analiza si el macizo está sometido a esfuerzos tectónicos actuales o residuales (recuérdese que la tensión residual es la que conserva la roca después de que haya cesado la causa que la produjo, por ejemplo causas tectónicas o gravitacionales).

2. Análisis de estructuras tectónicas.

Se identifican las estructuras que pueden producir estados tensionales elevados, anisótropos o anomalías locales, incluyendo los cambios en la dirección de los esfuerzos. El campo tensional en una región determinada sigue a grandes rasgos las direcciones de los esfuerzos tectónicos principales y de las estructuras tectónicas regionales. Sin embargo, otras estructuras de menor alcance pueden modificar localmente la dirección de los esfuerzos regionales (diques, cuerpos intrusivos, fallas locales, diapiros, volcanes, etc.).

3. Evaluación de estados tensionales de origen gravitacional.

Los efectos de la erosión, el peso de sedimentos, etc. influyen en el campo tensional, pudiendo generar tensiones horizontales superiores a las verticales y cambios en su

dirección. También los cambios bruscos de pendiente o de relieve pueden producir tensiones horizontales importantes, si bien su efecto se disipa rápidamente al alejarse de su zona de influencia.

4. Estimación del estado tensional por métodos geológicos.

Los métodos geológicos proporcionan la dirección de los esfuerzos, no la magnitud. Los mecanismos focales pueden indicar la dirección de las tensiones actuales.

5. Estimación del estado tensional por métodos empíricos.

A partir de datos empíricos se puede estimar un valor para la tensión máxima vertical $\sigma_v \sim 0,027$ MPa/m (en zonas de topografía poco accidentada y donde las direcciones de las tensiones principales sean la vertical y la horizontal); la tensión máxima horizontal σ_h puede considerarse aproximadamente igual a σ_v a partir de 1000 m de profundidad, mientras que a menores profundidades el valor de σ_h , puede superar al de σ_v , debido a las tensiones tectónicas y gravitacionales.

Puede considerarse que $\sigma_h / \sigma_v = \nu (1 - \nu)$ (siendo ν el coeficiente Poisson) en las siguientes condiciones:

- ✓ Rocas sedimentarias poco deformadas, en ausencia de fallas y pliegues, o estructuras tectónicas importantes.
- ✓ Rocas de origen evaporítico, bioclástico y volcánico (exceptuando zonas con estructuras y procesos diapíricos, de fluencia, inyección, etc.).
- ✓ Rocas blandas, margas, arcillas, etc. (exceptuando zonas con tensiones producidas por hinchamientos, fluencias, etc.).

Si la zona de estudio ha estado sometida a esfuerzos tectónicos importantes, a partir del índice SRF se puede efectuar una estimación del estado tensional. El método de Sheorey considera otros efectos (elasticidad, profundidad, etc.).

6. Medida de las tensiones mediante ensayos in situ.

Son el único método directo para medir la magnitud y la dirección de las tensiones. Se efectúan en sondeos o en galerías, su coste es alto y precisan de medios muy especializados.

1.3.6.2 Magnitud y dirección de las tensiones naturales

Según (González de Vallejo et. al. 2002) es posible estimar si en la zona de estudio son previsible estados tensionales elevados de tipo tectónico o gravitacional. En estos casos las alternativas son las siguientes:

1. Estimar el valor de K empíricamente mediante el índice SRF o el método de Sheorey: $K = \sigma_h / \sigma_v$.
2. Determinar la dirección de las tensiones por métodos geológicos.
3. Efectuar medidas directas mediante ensayos *in situ*.

Índice SRF:

El índice SRF, (*stress relief factor*) (González de Vallejo *et al.*, 1988) permite estimar el parámetro K a partir de datos geológicos y de la deformabilidad del macizo rocoso, cuando el macizo se encuentra sometido a campos tensionales tectónicos importantes.

El índice SRF se expresa a partir de:

$$SRF = \log [T_i / (E * H_i)] * NC * SC$$

Método de Sheorey:

El método de Sheorey (1994) tiene en cuenta las tensiones de origen no renovable, de membrana, térmicas y de origen elástico. No considera las tensiones tectónicas. La expresión propuesta es la siguiente:

$$K = 0,25 + 7Eh (0.001 + 1/z)$$

Siendo Eh el módulo de elasticidad medio de la zona de la corteza superior, medida en dirección horizontal, en GPa y z la profundidad, en metros.

1.3.7 Parámetros geomecánicos de diseño

1.3.7.1 Datos geológicos y geomecánicos

Según (González de Vallejo et. al. 2002) el proyecto y construcción de una excavación subterránea requieren datos geológicos y geomecánicos para el diseño de los sostenimientos, selección del método de excavación y los tratamientos del terreno. En general se precisa la siguiente información:

Datos básicos del proyecto:

- ✓ Perfil topográfico y planta del trazado a lo largo del eje del túnel.
- ✓ Sección tipo de la excavación, situación de emboquilles, distancia entre túneles gemelos, accesos intermedios, etc.

Datos de carácter sistemático:

- ✓ Estructura geológica, biología, fallas y demás discontinuidades, mapas y cortes geológicos.
- ✓ Condiciones hidrogeológicas, permeabilidad y flujo subterráneo.
- ✓ Propiedades geomecánicas de la matriz rocosa, discontinuidades y macizo rocoso.
- ✓ Dirección y magnitud de las tensiones.
- ✓ Clasificación geomecánica del trazado y perfil de sectorización geomecánica.

Datos de carácter singular:

- ✓ Fallas y zonas tectonizadas de importancia.
- ✓ Estructuras tectónicas que puedan suponer anisotropías tensionales elevadas.
- ✓ Terrenos blandos y expansivos; riesgo de fluencias e hinchamientos.
- ✓ Materiales agresivos o muy abrasivos.
- ✓ Zonas con riesgo de filtraciones importantes, golpes de agua. etc.
- ✓ Posibilidad de encontrar gases o gradientes térmicos elevados.

Zonas de emboquille y accesos:

Las zonas de emboquille deben ser estudiadas de forma particularizada. El bajo espesor de recubrimientos da lugar a mayores grados de alteración, y mayor permeabilidad y flujo de agua, factores que en conjunto predeterminan una mayor deformabilidad y menor resistencia que el resto del trazado. Sin embargo, el principal riesgo «a priori» lo constituyen los deslizamientos, aspecto que siempre debe investigarse en zonas de emboquille.

1.3.7.2 Presentación de datos geomecánicos

Según (González de Vallejo et. al. 2002) la información obtenida debe reflejarse en la siguiente documentación de tipo gráfico, además de los correspondientes informes y estudios:

- ✓ Planos geológicos de superficie y a cota de túnel.
- ✓ Cortes geológicos longitudinal y transversal al túnel.
- ✓ Perfil de sectorización geomecánica (PSG) a lo largo del eje del túnel y a la cota de excavación; el PSG debe incluir de forma resumida la información más relevante sobre los siguientes aspectos (Ilustración 1, Anexo 5):

- Litología y grado de fracturación.
- Puntos singulares de tipo litológico, tectónico, hidrogeológico, etc.
- Zonas de filtraciones importantes.
- Clasificación geomecánica.
- Parámetros geomecánicos de diseño.
- Recomendaciones sobre sostenimientos, método de excavación y tratamientos del terreno.

1.3.8 Clasificaciones geomecánicas

Según (González de Vallejo, 1998) las clasificaciones geomecánicas constituyen actualmente un método fundamental para la caracterización geomecánica de los macizos rocosos, ya que permiten obtener parámetros de resistencia y deformabilidad del macizo y estimar los sostenimientos de un túnel.

Dentro de las clasificaciones geomecánicas se encuentran la RMR, Q y SRC; siendo las más utilizadas la RMR y la Q. Si bien ambas fueron desarrolladas para estimar sostenimientos, el parámetro RMR se ha ido consolidando como un índice geomecánico para la evaluación de las propiedades del macizo rocoso, usándose igualmente para la evaluación del sostenimiento.

1.3.8.1 Clasificación RMR

Según (González de Vallejo, 1998) fue desarrollada en Sudáfrica por Bieniawski en 1973, y modificada sucesivamente en 1976, 1979, 1984 y 1989. Constituye un sistema de clasificación de macizos rocosos que permite a su vez relacionar índices de calidad con parámetros de diseño y sostenimiento.

Esta clasificación tiene en cuenta los siguientes parámetros geomecánicos:

- ✓ Resistencia uniaxial de la matriz rocosa
- ✓ Grado de fracturación en términos RQD
- ✓ Espaciado de las discontinuidades
- ✓ Condiciones de las discontinuidades
- ✓ Condiciones hidrogeológicas
- ✓ Orientación de las discontinuidades respecto a la excavación

Para aplicar la clasificación RMR se divide el macizo rocoso en zonas o tramos que presenten características geológicas más o menos uniformes de acuerdo con las observaciones hechas en campo. Para calcular el índice RMR correspondiente a cada una de las zonas se sigue el procedimiento señalado en el (Cuadro 1, Anexo 5).

Una vez obtenidas las puntuaciones que resultan de aplicar los cinco parámetros de clasificación, se efectúa la corrección por orientación de discontinuidades y se obtiene un valor numérico con el que se clasifica finalmente el macizo rocoso. Esta clasificación distingue cinco clases, cuyo significado geotécnico se expresa en el (Cuadro 2, Anexo 5); a cada clase de macizo se le asigna una calidad y unas características geotécnicas. Así un macizo rocoso clasificado como Muy Bueno (Clase I), será un macizo rocoso duro, poco fracturado, sin filtración importante y poco meteorizado, presentando muy pocos problemas frente a su estabilidad y resistencia. Se puede deducir que tendrá una capacidad portante alta, permitirá la excavación de taludes con altas pendientes y no precisará medidas de estabilización y refuerzo en túneles.

En la (Ilustración 1, Anexo 5) se presentan ejemplos de macizos rocosos correspondientes a las diferentes clases según el índice RMR.

1.3.8.2 Clasificación Q

Según (González de Vallejo, 1998) fue desarrollada por Barton, Lien y Lunde en 1974, a partir del estudio de un gran número de túneles, constituye un sistema de clasificación de macizos rocosos que permite estimar parámetros geotécnicos del macizo y diseñar sostenimientos para túneles y cavernas subterráneas.

El índice Q está basado en una evaluación numérica de seis parámetros dados por la expresión:

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

Los tres factores de la expresión representan:

$\left(\frac{RQD}{J_n}\right)$: El tamaño de los bloques.

$\left(\frac{J_r}{J_a}\right)$: La resistencia al corte entre los bloques.

$\left(\frac{J_w}{SRF}\right)$: La influencia del estado tensional.

En el (Cuadro 1, Anexo 6) se indican los criterios de valoración de estos parámetros. El índice Q obtenido a partir de ellos varía entre 0,001 y 1000, con la siguiente clasificación del macizo rocoso:

Entre 0.001 y 0.01: roca excepcionalmente mala.

0.01 y 0.1: roca extremadamente mala.

0.1 y 1.0: roca muy mala.

1.0 y 4.0: roca mala.

4.0 y 10: roca mediana.

10 y 40: roca buena.

40 y 100: roca muy buena.

100 y 400: roca extremadamente buena.

400 y 1000: roca excepcionalmente buena.

1.3.8.3 Clasificación SRC

La clasificación geomecánica SRC (González de Vallejo, 1985 y 1998) se basa en la RMR, y se diferencia de ésta por considerar el estado tensional del macizo rocoso, las condiciones constructivas del túnel y la utilización de datos de afloramientos. Los parámetros que intervienen son los siguientes (Cuadro 2, Anexo 6):

- ✓ Resistencia de la matriz rocosa.
- ✓ Espaciado de las discontinuidades y RQD.
- ✓ Condiciones de las discontinuidades.
- ✓ Filtraciones.
- ✓ Estado tensional definido por los siguientes factores:
 - Factor de competencia, F_c .
 - Accidentes tectónicos: se consideran cuando estén presentes en el área fallas o accidentes tectónicos importantes.
 - Factor de relajación tensional: cociente entre la edad (en años $\times 10^{-3}$) del último plegamiento principal que ha afectado a la región (orogenia Alpina o Hercínica) y el máximo espesor de recubrimientos a lo largo de su historia geológica (en metros). Este factor se estima a partir de datos geológicos regionales, por ejemplo del MAGNA.
 - Actividad sísmica: se considera cuando la zona es de sismicidad alta.

En el (Recuadro 1, Anexo 6) se muestra un ejemplo de cálculo de estos factores.

Corrección por datos de afloramientos:

Cuando se utilizan datos de afloramientos, se aplican las correcciones que se indican en el (Cuadro 3, Anexo 6).

Corrección por efectos constructivos:

La calidad del macizo rocoso puede ser afectada por el proceso constructivo, que incluye el método de excavación y el sostenimiento, y de forma especial la secuencia y el tiempo de instalación del sostenimiento. La interacción de excavaciones adyacentes y zonas de escaso recubrimiento también modifican el estado de tensiones y alteran el comportamiento del macizo rocoso. Los factores de corrección a aplicar se incluyen en el (Cuadro 4, Anexo 6).

1.3.8.4 Criterios para la aplicación de las clasificaciones geomecánicas

Según (González de Vallejo, 1998) el uso generalizado de las clasificaciones RMR y Q desde la década de los setenta, es una prueba evidente de su utilidad, aportando un nuevo concepto al análisis y a la caracterización de los macizos rocosos. Sin embargo, se han encontrado en numerosos túneles diferencias apreciables entre los sostenimientos recomendados por estas clasificaciones y los instalados en obra, particularmente en macizos rocosos de calidad mala o muy mala, por lo que la aplicación de las clasificaciones no debe constituir una rutina, sino que requiere criterio en ingeniería geológica para su utilización.

Del análisis comparado entre los sostenimientos utilizados en obra y los recomendados por las clasificaciones se deducen los siguientes resultados (González de Vallejo, 1998):

- ✓ En rocas de calidad buena y media (I, II, III) se debe usar RMR o Q, indistintamente.
- ✓ En rocas de calidad mala o media (V, IV, III) con matriz blanda y tensiones importantes, la clasificación SRC se ajusta sensiblemente mejor que la RMR al comportamiento observado en obra, no disponiéndose de estudios comparados con el índice Q, recomendándose SRC en estas condiciones.
- ✓ La aplicación de un sistema de clasificación determinado debe considerar tanto el tipo de macizo rocoso como los parámetros que intervienen en dicha

clasificación, ya que las distintas clasificaciones no son equivalentes. En consecuencia, las correlaciones entre RMR, Q y SRC no son apropiadas, sobre todo en rocas de calidad mala y muy mala.

1.3.9 Presentación de datos geológicos

Según (López Jimeno, 1998) la determinación de los datos geológicos para la caracterización del macizo puede ser problemática, la presentación de estos datos con propósitos ingenieriles es algunas veces incluso más complicada. La comunicación entre el geólogo ingenieril (o ingeniero geólogo) y el ingeniero proyectista sería reforzada si el formato para la presentación de los datos pudiera ser establecido en la fase inicial del proyecto.

Para conseguir este objetivo, son útiles las siguientes sugerencias:

- ✓ Los datos procedentes de los sondeos deberían ser presentados en registros geotécnicos bien ejecutados.
- ✓ Los datos obtenidos en los estudios de discontinuidades deberían ser presentados en proyecciones esféricas (estereográficas) tales como las de Schmidt o Wulff.
- ✓ Un resumen de todos los datos geológicos, incluyendo las condiciones hidrogeológicas, deberían ser incluidos en fichas de datos con el fin de clasificar el macizo. La ficha debería incluir los siguientes aspectos:
 - Nombre del proyecto
 - Situación del estudio
 - Persona que lo realiza
 - Fecha
 - Resistencia de la roca intacta
 - Dirección y buzamiento de estratificación
 - Dirección y buzamiento de las diferentes familias de discontinuidades
 - Espaciamiento de discontinuidades
 - Persistencia o continuidad
 - Separación (abertura)
 - Relleno

- Estado de las paredes
- RQD
- Agua subterránea
- Esfuerzos *in situ*
- RMR o Q
- Región estructural
- Tipo de roca
- Profundidad
- Fallas
- Comentarios generales y datos adicionales

1.3.9.1 El informe

Según (López Jimeno, 1998) el informe de una investigación contendrá la descripción del emplazamiento y presentará los resultados de los trabajos de campo y laboratorio. Cuando se requiere una interpretación y recomendaciones, puede ser adecuado separar la parte descriptiva de la ingenieril.

Registros de campo: deben registrarse todos los datos necesarios para una posterior interpretación de la información de los sondeos o ensayos *in situ*. Esto se verá facilitado si existen fichas con el formato adecuado.

Informe geológico-geotécnico descriptivo:

Es necesario incluir los siguientes aspectos:

- ✓ Descripción exacta de la ubicación del emplazamiento y las situaciones de sondeos, calicatas y ensayos de campo.
- ✓ Suministro de una revisión general de la geología. En algunos casos, consistirá en una simple descripción de la información disponible en mapas y memorias. En otros, deben proporcionarse los resultados de la cartografía ingeniero geológica,
- ✓ Inclusión de la totalidad de los datos obtenidos, comparando los datos de campo y laboratorio y comentando los resultados anómalos.
- ✓ La testificación de los sondeos es de gran importancia, teniendo en cuenta los datos de perforación, descripciones *in situ* y en el propio laboratorio.

Informe geológico-geotécnico interpretativo:

En esta parte, deben ser evaluadas las condiciones del terreno y agua subterránea en relación a los problemas ingenieriles. Podría incluir los siguientes aspectos:

- ✓ Corte interpretativo por el eje del túnel (entre sondeos), para ilustrar las condiciones existentes del terreno y su variabilidad lateral y en profundidad. Es conveniente realizar cortes transversales al trazado en algunos puntos y la planta geológica a la cota del túnel.
- ✓ División del terreno en un número de zonas, dentro de las cuales los parámetros geotécnicos permanecen relativamente constantes,
- ✓ La naturaleza y extensión de las recomendaciones dependerá de los términos de referencia y, por supuesto, de la naturaleza del problema involucrado.
- ✓ En cualquier caso, las recomendaciones no deben producir una situación de riesgo ni ser excesivamente conservadoras.

1.4 Actividades topográficas

Introducción

Antes de que un túnel se pueda planear en líneas generales y diseñar en detalle, se deberá reunir información sobre los aspectos físicos del proyecto. Se deberá contar con la topografía del área en cuestión, así como con los datos geológicos y geotécnicos. En el proyecto de un túnel la necesidad de una detallada y extensa investigación es probablemente mayor que para la mayoría de los otros tipos de construcción.

Al proyecto general de las posibles rutas y rasantes basadas en la topografía del terreno, le sigue un examen detallado de las posibles alternativas, cuya finalidad es la mejor elección de la alineación. El primer enfoque del proyecto de un túnel se realiza utilizando la cartografía existente, a la mayor escala disponible y con curvas de nivel. Aún en una etapa posterior se puede cambiar considerablemente la rasante o la alineación, cuando por ejemplo se localiza una roca más conveniente o un terreno más adecuado para el equipo que se utiliza.

1.4.1 Trazado en planta

Según (Soto Saavedra, 2004) el trazado en planta generalmente viene determinado por la traza general del túnel y normalmente no puede variarse de forma sustancial. Si es posible, deberán tenerse en cuenta los factores geológico-geotécnicos existentes y

se procurarán evitar los puntos o zonas conflictivas: fallas, zonas alteradas, emboquilles complicados, etc.

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

- ✓ *La geotecnia local del macizo a atravesar:* Desde el momento en que se tantea el encaje de la posible solución (o soluciones) en planta del proyecto, hay que disponer de una información de tipo general sobre las condiciones geotécnicas del macizo a atravesar. Ello permitirá establecer las alternativas de trazado, en principio más adecuadas desde el punto de vista geotécnico.
- ✓ *La afección a obras subterráneas existentes:* Se puede decir, sin exageración alguna, que la información sobre los servicios existentes en el subsuelo de la zona de la futura obra subterránea es tan importante, por no decir más, que la relativa a la geotecnia del macizo.
- ✓ *La afección a obras exteriores existentes:* El fenómeno de la subsidencia del terreno superficial, debida a la ejecución de un túnel bajo el mismo, existe siempre, aunque, naturalmente, depende muy esencialmente de las características geotécnicas del macizo.

De acuerdo con todo lo anterior, las recomendaciones clásicas de definición del trazado con criterios exclusivamente de tipo económico, es decir, el trazado más corto (con simples correcciones de acuerdo con un conocimiento general de las condiciones geotécnicas del macizo), no son suficientes. De hecho, en la mayoría de los actuales proyectos de obras subterráneas, se cuida cada vez más el estudio previo de los tres primeros condicionantes previos o puntos de partida básicos, que se acaban de señalar.

- ✓ *La existencia de obras o servicios en el subsuelo de la zona,* es tema que puede tener enorme complejidad en el caso de túneles urbanos. Se han llegado a tomar decisiones que han tenido que ir en contra de todos los principios en que hoy se fundamenta el diseño de un túnel por razones de la calidad geotécnica del macizo.
- ✓ Por lo que a la *subsidencia* se refiere, ya es posible hoy día estimar las deformaciones esperables en superficie, como consecuencia del avance del túnel,

y adoptar los métodos de construcción más adecuados para minorarlas o, incluso, actuar previamente para corregirlas.

Por ejemplo, se puede provocar una entrada en tensión y consiguiente deformación previa del terreno en sentido contrario y de magnitud comparable a la del asiento esperable, actuando con inyecciones desde el exterior o desde una obra subterránea auxiliar. No obstante, la evaluación previa de las deformaciones no siempre tiene la precisión deseable, por lo que estos pre-tratamientos pueden ser arriesgados en ciertos tipos de terreno.

1.4.2 Trazado en alzado o en pendiente

Según (Soto Saavedra, 2004) en primer lugar, las pendientes del trazado deben ajustarse a las necesidades funcionales del servicio a que se destina el túnel. Por ello, en algunos casos, como el de las conducciones hidráulicas en lámina libre, la pendiente viene fijada (o ha de establecerse entre límites estrechos) de acuerdo con el funcionamiento hidráulico del canal. En otros casos no es así, y pueden darse criterios de tipo más general, como los siguientes:

- ✓ *Carreteras ordinarias*: Con rampas superiores a un 5% la ventilación se complica de tal forma que dicha cifra puede considerarse como límite máximo recomendable para las pendientes, ya que tampoco debe ser rebasada por el tráfico descendente, por razones de seguridad vial.
- ✓ *Autopistas*: Generalmente se trata de túneles con tráfico en un solo sentido. Se recomiendan pendientes no superiores a un 2% en túneles ascendentes de más de 0,5 km de longitud. En casos especiales y, a ser posible, sólo en tramos cortos, pueden llegarse a un 4%.
- ✓ *Ferrocarriles*: Como cifras orientativas límite se pueden señalar las de 25 milésimas (2,5%) en tramos largos, con un máximo de 50 milésimas (5%) en tramos muy cortos. Esto último suele ser frecuente en el caso de ferrocarriles metropolitanos para salvar servicios existentes en puntos singulares del trazado.

En los proyectos de alta velocidad las cifras cambian radicalmente: los radios en planta han de superar los 2000 m y las pendientes se mantienen por debajo de las 10 milésimas (1%).

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

1.4.3 Replanteo del túnel

Según (Lorenzo Salgueiro, 2009) para llevar a cabo el replanteo de un túnel hay que tener en cuenta los siguientes apartados:

1. Planos de proyecto

Las clases de planos que definen el proyecto de la construcción de un túnel, desde el punto de vista topográfico son básicamente: la planta general sobre la base topográfica, el perfil longitudinal y secciones transversales.

2. Instrumentación específica

La instrumentación es idéntica a la estudiada en la asignatura de topografía, salvo unas pequeñas consideraciones para medir con baja iluminación.

Sistemas de iluminación:

- ✓ *De los instrumentos*: los equipos van provistos de sistemas de iluminación adaptables, aunque no son necesarios siempre.
- ✓ *De las galerías*: sistemas de iluminación de mina que mejoren la visibilidad del punto de mira.
- ✓ *Teodolitos de mina*: usados únicamente en mina ya que se han diseñado íntegramente para ello; en túnel se puede usar la instrumentación convencional. El gran problema de la medición en galerías es el estacionamiento del instrumento, por lo cual, se puede disponer colgado del techo o apoyado sobre barras metálicas en los hastiales.
- ✓ *Teodolito giroscópico*: o también denominado “inercial”, permite de forma directa y puntual la determinación de la dirección del Norte Geográfico con un grado de precisión suficiente para la mayoría de los trabajos, ya que en galerías

es fundamental la correcta orientación con respecto al exterior de la mina a través de un pozo.

Estacionamientos especiales:

En ocasiones es necesario efectuar el estacionamiento del instrumental sobre aparejos diversos que permiten, no sólo situar el aparato de forma atípica, sino también, posicionarlo con unas determinadas coordenadas espaciales, si se diera el caso. Para ello existen los siguientes aparatos:

- ✓ *Consolas y plataformas de ajuste:* son pequeñas plataformas con brazo articulado que permiten la fijación del aparato en cualquier punto del muro o de la pared rocosa.
- ✓ *Plataforma de ajuste:* cuando interesa colocar un instrumento a una determinada cota se utiliza una plataforma que permite variar la altura del instrumento.
- ✓ *Mesas de centraje:* en ciertas ocasiones, no sólo interesa fijar la cota, sino también las coordenadas X e Y, por lo cual se utilizan estas mesas que son de gran utilidad durante el replanteo.
- ✓ *Regletas de centraje o ajuste:* cuando es necesario efectuar la transferencia de un punto P señalado en planta sobre la rasante de excavación a la clave de la bóveda o cuando hemos de transferir un punto cualquiera sobre la vertical del mismo, es de gran utilidad estas regletas, que dotadas de patillas de anclaje y de dos carros deslizantes uno sobre otro en direcciones perpendiculares, permiten situar con toda exactitud la posición de la marca de referencia del punto transferido.
- ✓ *Emisores láser:* se utilizan para conocer el direccionamiento de la obra tanto en planta como en alzado.
- ✓ *Plomadas cenit-nadir:* sirven para efectuar la transferencia de puntos a lo largo de una visual vertical cenit-nadir.
- ✓ *Plomadas de gravedad (mecánicas):* se usan en trabajos de baja a media precisión y están basadas en un peso colgado a través de un hilo que pasa por el centro del instrumento. Su gran problema son las oscilaciones, actualmente están prácticamente en desuso.

- ✓ *Plomadas ópticas:* para trabajos de alta a muy alta precisión, ya que, para distancias cortas tienen un elevado grado de precisión.
- ✓ *Oculares acodados:* en las tareas de replanteo de un túnel, en muchas ocasiones, debido a la angostura de la galería o las características del estacionamiento que no permite las observaciones para una posición normal del operador, es necesaria la utilización de oculares acodados a fin de poder efectuar lecturas cenitales cercanas a la vertical. También permiten utilizar el taquímetro como plomada cenit-nadir.
- ✓ *Miras especiales industriales:* son miras adaptadas a trabajos en lugares angostos y de poco gálibo. Son de menor longitud que las convencionales y van provista de regatones para su estacionamiento sobre diferentes tipos de señales.
- ✓ *Perfilómetros:* serie de instrumentos especialmente diseñados para la obtención de los perfiles transversales de una galería de túnel.
- ✓ *Instrumentación especial para el control de deformaciones:* son instrumentos diseñados para conocer con un alto grado de fiabilidad las posibles deformaciones que se pueden producir en una galería; se conocen como hilos invar y se basan en un hilo sometido a tensión constante que gracias a un medidor permite conocer con gran rapidez y precisión las variaciones de convergencia entre dos puntos prefijados.
- ✓ *Señalización de puntos:* se utiliza pintura fluorescente, clavos o, en trabajos de gran importancia, hitos de hormigón.
- ✓ *Otro material:* como reglas de medición expedita, que permiten medir longitudes entre elementos de obra a fin de controles someros; prismas pentagonales, que permiten la obtención de visuales perpendiculares; medios auxiliares, como pueden ser:
 - Elementos para escritura y marcado por fricción en las señales
 - Elementos varios de señalización
 - Tablas, tablonas, listones
 - Punteros de acero
 - Cinceles

- Macetas, mazos
- Clavos de acero
- Yeso, cementos, morteros, hormigones para fijado y protección de señales
- Cuerdas de línea, cables
- Radioteléfonos
- Maquinaria de obras públicas
- Escaleras de mano, andamios

3. Topografía de apoyo

Al igual que cualquier obra de ingeniería, las tareas de proyecto, replanteo, construcción, medición de obra, y posible control posterior de deformaciones, de túnel, precisa de la implantación y observación de una serie de puntos de diverso tipo, que junto con el plano topográfico base, donde se ha proyectado dicho túnel, se denomina de forma genérica topografía de apoyo. Ésta será en parte topografía externa y en parte topografía subterránea.

La topografía a cielo abierto no difiere de la habitualmente utilizada, sin embargo las labores de enlace de ésta con el interior, si requiere de métodos y técnicas de trabajo específicas.

Topografía de apoyo externa: consta de

- ✓ Plano topográfico base

Para poder proyectar un túnel tanto en su diseño planimétrico como altimétrico, hemos de disponer de un plano topográfico que permita, estudiar y determinar las características del mismo. Es necesario conocer sobre el plano las características geológicas de la zona. Escalas generales de 1/2000, 1/1000 o 1/500, para parciales del tipo 1/200, 1/100 y tomadas normalmente en las zonas de acceso.

- ✓ Red de enlace entre bocas (triangulación, poligonal de precisión, nivelación)

Esta red permitirá conocer con toda exactitud las coordenadas espaciales X, Y, Z de los dos puntos iniciales de la excavación, así como los acimuts de las alineaciones rectas de entrada y salida, para ello es necesario relacionarlos, lo que se consigue por medio de: triangulación, poligonales de precisión y nivelación por alturas.

La triangulación actualmente se sustituye por una poligonal de precisión, siempre y cuando los condicionantes del túnel, longitud y precisiones del cierre del replanteo por ambas bocas, así lo permita; la utilización del G.P.S. reduce bastante el tiempo de aplicación del método. Como complemento se realiza una nivelación por alturas de manera que se pueda determinar con toda exactitud el desnivel o incremento de cota entre ambos puntos de boquilla N y S, ya que los valores altimétricos de la triangulación o la poligonal no tendrán las precisiones requeridas en estos casos.

Paso de línea por montera (no siempre se realiza)

Se trata de realizar la red de apoyo externa, triangulación o poligonal y nivelación por alturas, para enlazar los puntos de superficie de inicio del túnel por ambas bocas.

Perfil longitudinal por montera (no siempre se realiza)

En túneles de gran longitud o cuando se precisa de una mayor velocidad de perforación, es necesario duplicar o multiplicar los frentes de excavación y para ellos es precisa la excavación de pozos o rampas de acceso a la rasante de excavación desde uno o varios puntos de la superficie. Para ello es necesario conocer el perfil del terreno en superficie, o lo que es lo mismo, el perfil de montera, definiendo como montera la intersección del plano vertical de la planta del túnel con el terreno.

Cuando el túnel es en recta, el mismo paso de línea por montera, nos delimitará ese perfil, cuando no es así, es necesario replantear el túnel o parte del túnel a cielo abierto a fin de proyectar estos pozos o rampas.

Es muy importante ejecutar el proceso adecuadamente y asegurarse de que se obtiene la precisión deseada, sino podría llevar a que los distintos frentes abiertos no se encuentren tanto en altura como en plano.

4. Cálculo del replanteo de un túnel

El cálculo del replanteo de un túnel o de una galería subterránea no tendrá mayor problema, que si la obra fuese a cielo abierto, no obstante habremos de aplicar los métodos más adecuados al caso, en función de los condicionamientos constructivos.

Métodos usuales de replanteo:

Los métodos más usuales de replanteo son:

- ✓ Replanteo planimétrico de las boquillas:

Supuesto un túnel en recata entre dos puntos N y S, una vez definida las coordenadas de cada punto, se realiza la observación de la red de enlace entre bocas (triangulación, poligonal y nivelación).

A partir de estos vértices se calcula el replanteo por intersección múltiple o por polares múltiple de ambos puntos. Una vez replanteados estos puntos, compensados y determinados en su posición más probable, es necesaria su señalización de forma temporal o permanente para poder realizar una re-observación o para marcar y referir las alineaciones rectas de entrada a la excavación.

- ✓ Replanteo altimétrico de las boquillas:

Tras realizar el replanteo planimétrico se podrá transmitir su cota o altitud desde la red altimétrica de nivelación.

- ✓ Replanteo de los puntos básicos del eje o polos.

Cuando el proyecto se ejecuta en curva o combinación de rectas y curvas se debe tener muy en cuenta el eje de la obra. Se ha de procurar proyectar el mínimo número de cuerdas (ejes de la poligonal de replanteo), a fin de cometer el mínimo error posible. Para asegurar el eje se puede realizar un replanteo doble, ejecutando el mismo procedimiento con cuerdas más cortas o por un camino diferente. Se ha de aplicar una topografía de diseño basada en los métodos de replanteo de una curva cualquiera.

Referenciación de puntos.

Es imprescindible referenciar y marcar todos aquellos puntos, básicos o concretos necesarios para el replanteo. Se ha de realizar tanto en las boquillas como en los hastiales.

En las boquillas se deberá referir estos puntos por medio de puntos auxiliares adecuadamente situados en la ladera y zona de ataque.

En las bóvedas o hastiales se opera del mismo modo; a medida que vamos efectuando la excavación y nos adentramos en la galería del túnel, va a ser también necesario referir los puntos singulares, básicos o concretos ya sean de eje o auxiliares.

Replanteo expedito de la excavación a partir de referencias.

Cuando las características del terreno a excavar lo permiten se puede seguir el proceso de referenciación de puntos y replanteo de puntos concretos del eje, a partir de la anterior referenciación de puntos.

Replanteo a partir de ejes de referencia materializados con láser.

El replanteo de la excavación o del revestimiento de un túnel, ha de realizarse en la mayoría de los casos, a partir de referencias y ejes auxiliares, que en su caso generalmente son cuerdas entre vértices o polos de una poligonal de apoyo, que define puntos concretos secuenciales del eje. Con este método la materialización de los ejes auxiliares se efectúa por medio de láser, con un grado de precisión óptimo.

Con la ayuda del láser se obtienen puntos de referencia a los cuales lanzar una visual y además se obtienen ejes de la obra. En la excavación de túneles, al realizar la limpieza del frente el equipo de medición topográfico deberá efectuar una visual al nuevo frente de explotación, con objeto de referenciar la nueva profundidad, y a su vez deberá transmitir la visual a dos visuales anteriores, es decir, deberá corroborar los puntos medidos anteriormente para asegurar la buena disposición de los ejes de excavación.

Errores de cierre de la excavación en el punto de encuentro o “Cale”.

El “cale” es el argot usado en obra para el encuentro del punto de salida o punto de encuentro, cuando se realiza el túnel por dos boquillas diferentes. Es muy importante que los ejes de obra y teóricos coincidan y, por tanto que dos perforaciones alcancen exactamente el mismo trazado.

El error de cierre de la excavación en el punto de encuentro puede producirse tanto en planimetría, siendo un desvío transversal, como en altimetría, dando lugar a un desvío vertical. La tolerancia del error depende de la obra, y es menor cuando el túnel va revestido de anillos de hormigón, por ejemplo.

El error de cale estará siempre en función de la metodología de trabajo, del instrumental empleado y de los cuidados durante la realización. Normalmente este error no debe exceder de algunos centímetros.

Se puede resumir que:

- ✓ Cuando la longitud de un túnel es pequeña, combinando su replanteo a partir de la red de apoyo con un paso del mismo por montera, no tendrá excesivos problemas, y sus errores de cierre o cale serán mínimos.
- ✓ Cuando el túnel tiene mayor longitud, y es en recta, habrá de cuidar primordialmente la prolongación de la alineación.

- ✓ Cuando el túnel es en curva, habrá de cuidar aún más la ejecución de los trabajos.
- ✓ Cuando el túnel esté conformado por una larga planta, compuesta de rectas y curvas, habrá de extremar el cuidado en los trabajos, debido a los errores que arrastrará el método operativo, obligado en ese caso.

Conclusiones del Capítulo I

1. Los antecedentes históricos determinados a partir de la caracterización histórica de las etapas por las que ha atravesado el proceso constructivo de las obras subterráneas permiten precisar el desarrollo constructivo que han ido alcanzando hasta nuestros días, que ya representan una de las vías más idóneas para el desarrollo del hombre en cualquiera de sus necesidades.
2. La clasificación de las obras subterráneas permite identificar el conocimiento previo sobre su uso, funcionabilidad, método constructivo y características en general.
3. Los criterios básicos a tener en cuenta para las investigaciones ingeniero geológicas en obras subterráneas permite conocer las herramientas básicas que debe saber el ingeniero civil a la hora de enfrentarse a cualquier análisis geológico geotécnico realizado en las diferentes obras subterráneas.
4. Las tecnologías que se utilizan en las actividades topográficas de las obras subterráneas dan a conocer los criterios de elección de las rutas o alineaciones a tener en cuenta para la selección de la más corta y económicamente posible, cómo se realiza el trazado, ya sea en planta o en alzado y la instrumentación específica para realizar el replanteo de las mismas.

Capítulo II: Tecnologías y procedimientos constructivos de obras subterráneas

2.1 Tecnologías constructivas que se utilizan en las obras subterráneas

2.1.1 Clasificación de los terrenos para el empleo de los métodos de perforación

Según (Galabru, 1980) una vez teniendo la clasificación del suelo realizada en las investigaciones ingeniero geológicas estimamos cómodo clasificarlo en cuanto al empleo de los métodos de perforación en categorías.

Esta clasificación no pretende más que jerarquizar las dificultades, especialmente en cuanto a entibación, indicando los métodos de perforación correspondientes.

PRIMERA CATEGORÍA:

Roca que exige el empleo de explosivos. Esta categoría va desde la roca dura e intacta que permite el ataque a gran sección sin entibación, a la roca inestable que hace necesaria ésta.

SEGUNDA CATEGORÍA:

Buen terreno extraído sin explosivos, que permite la ejecución de 1 a 3 m de galería de sección adecuada sin entibación. Entran en esta categoría las arcillas duras, las tierras compactas, las areniscas, las arenas y gravas aglomeradas y las pudingas¹.

TERCERA CATEGORÍA:

Terreno medio o mediocre, en el que el techo de una galería de sección adecuada puede mantenerse algunos minutos y los laterales y el frente de ataque una hora aproximadamente. Tal es el caso de las arcillas consistentes, la tierra seca, la arena y grava aglomeradas y ciertas rocas dislocadas.

CUARTA CATEGORÍA:

Mal terreno, en el que el techo de las galerías de sección adecuada debe apuntalarse a medida que se avanza, resistiendo los laterales algunos minutos. Tal es el caso de

¹ Obsérvese que el estado de consolidación de ciertas pudingas puede exigir el empleo de explosivo. Tal ha sido el caso en la galería Oraison (EDF).

Pudingas: Roca formada por fragmentos redondeados de varios tamaños unidos entre sí por un cemento cuarzoso o calcáreo.

las arcillas blandas o que se expanden al aire, las arenas húmedas, gravas o tierras vegetales sin gran cohesión, roca descompuesta o gravas.

QUINTA CATEGORÍA:

Terrenos sueltos, como arenas o gravas secas en los que no se puede progresar en sección pequeña más que al abrigo de blindaje continuo tanto en el frente como en el techo y muros laterales. Cuando se trata de arenas finas saturadas de agua, de arcillas blandas o de venidas de agua importantes, se imponen métodos especiales (escudo, inyecciones).

La categoría 1 (roca desagregada con explosivos) y 5 (terrenos sueltos), exigen procedimientos especiales. Las categorías 2, 3 y 4, corresponden a túneles normales en terreno excavable.

2.1.2 Criterios de excavabilidad

Según (González de Vallejo et. al., 2002) la excavación de un túnel en roca depende de la facilidad o dificultad al arranque que presente el macizo rocoso frente a los distintos métodos de perforación.

Las propiedades que definen la excavabilidad son las siguientes:

- ✓ Resistencia de la matriz rocosa.
- ✓ Dureza y abrasividad.
- ✓ Fracturación.
- ✓ Índices de calidad geomecánica.

Excavabilidad en función de la resistencia

Según (González de Vallejo et. al., 2002) a partir de la resistencia uniaxial y el espaciado de las discontinuidades se puede diferenciar la excavación por voladuras y la excavación por medios mecánicos (Ilustración 1, Anexo 7).

De forma aproximada puede estimarse la rozabilidad (o facilidad para excavar un túnel con rozadoras) en función de la resistencia a compresión simple de la matriz rocosa, σ_{ci} , y la resistencia a tracción, σ_t :

- ✓ Rocas fácilmente rozables: $\sigma_t/\sigma_{ci} < 0.1$.
- ✓ Rocas difícilmente rozables: $\sigma_t/\sigma_{ci} > 0.1$.

Excavabilidad en función de la abrasividad. Índices Schimazek y Cerchar

Según (González de Vallejo et. al., 2002) la abrasividad y la rozabilidad pueden evaluarse a partir del índice Schimazek que se expresa como:

$$F = Q \cdot d_{50} \cdot \sigma_t$$

La observación de minerales y su tamaño se efectúa en láminas delgadas, y se toma el SiO₂ como mineral de referencia. Según este índice la rozabilidad de la roca es la siguiente:

Abrasividad / (kp/cm)	Rozabilidad
0,2-0,3	Muy buena
0.3-0.4	Buena
0,4-0,5	Moderada
0,5-0,6	Regular
0,6-0,8	Mala
0,8-1,0	Muy mala

A partir del índice Cerchar, determinado en el ensayo del mismo nombre, se puede estimar también la abrasividad. El ensayo consiste en medir el diámetro (décimas de milímetro) de la superficie circular producida por el paso de una aguja en una muestra; en la (Tabla 1, Anexo 7) se clasifican las rocas en función de este índice.

2.1.3 Métodos de perforación

Según (Galabru, 1980) dependiendo de la naturaleza del terreno se puede atacar la excavación del túnel con una sección más o menos grande. La roca dura permitirá el ataque a sección completa; sin embargo los terrenos sueltos (arenas, gravas) sólo permitirán avanzar mediante pequeñas secciones y provistos de blindaje. Entre estos extremos existen otros tipos de terrenos en los cuales la perforación se puede realizar por varios métodos que a continuación se describen.

2.1.3.1 Método de ataque a plena sección o método inglés

Suele utilizarse para túneles de pequeña sección (menos de 15 m²), o en muy buen terreno en secciones mayores, y por supuesto en roca.

Una solución para terrenos de inferior calidad es utilizar el ataque a plena sección pero con varios escalones de ataque. La excavación se realiza por franjas horizontales comenzando por la de la bóveda, con el inconveniente de que la evacuación del material requiere varias actuaciones hasta llegar al nivel donde se instala el sistema de transporte al exterior.

En la (Ilustración 2, Anexo 7) se indica el proceso de actuación del método inglés, se numeran las etapas por orden de ejecución y se redondea con un círculo la fase de sostenimiento.

2.1.3.2 Método de la galería en clave o método belga

Es uno de los métodos más utilizados. Tiene la característica de ejecutar primeramente la excavación de la bóveda (es lo que se llama avance en bóveda o calota), incluido el sostenimiento que descansa directamente sobre el terreno, pues de esta manera se protege la obra por encima.

Después se realiza la excavación de la parte inferior llamada destroza, comenzando por la zona central y siguiendo, en cortos tramos alternativos, por los hastiales, que una vez excavados se revisten; de esta manera no se compromete la seguridad de la bóveda que descansa siempre sobre la destroza no excavada o sobre los pilares ya construidos. Se termina por la construcción de la solera cuando es necesaria.

Tiene el inconveniente de que necesita vías de evacuación de escombros a diferentes niveles, con el consiguiente transvase de un nivel al inferior.

En la (Ilustración 3 y 4, Anexo 7) se muestran las etapas por orden de ejecución y sus diferentes variantes.

2.1.3.3 Método de las dos galerías o método austríaco

Este método se caracteriza por el empleo de una galería de avance en el eje y base del túnel, donde se instala una vía de evacuación que se utiliza durante toda la obra.

Cuando la galería ha avanzado cierta longitud se perfora un pozo hacia arriba y se excava en los dos sentidos una segunda galería. Una vez perforada la galería superior se sigue como en el método belga. Tiene la ventaja de que el transvase de los escombros a la galería inferior se hace por los pozos y sin modificaciones desde su situación original. También, que los múltiples frentes de ataque aceleran la construcción del túnel.

En la (Ilustración 5, Anexo 7) se muestran las etapas por orden de ejecución del método austríaco.

2.1.3.4 Método de las tres galerías o método alemán

Se caracteriza por la conservación de la destroza hasta la finalización del sostenimiento de la bóveda y los hastiales. Se utiliza en secciones superiores a los 50

m². Se excavan dos galerías en la base y a derecha e izquierda del eje; se ensanchan y se construyen los hastiales. Más atrás se ataca una galería de coronación que a continuación se ensancha hasta construir la bóveda que descansará sobre los hastiales. Por último se excava la destroza, y si es necesario se excava y se reviste la solera.

El método alemán es costoso por sus tres galerías, pero seguro en mal terreno.

En la (Ilustración 6, Anexo 7) se muestran las etapas por orden de ejecución del método alemán.

Ya, a modo de conclusión, deberíamos comentar que el método belga es muy utilizado en túneles cortos en los que la evacuación de los escombros no es un problema importante; donde sí constituye un problema importante es en los largos túneles de montaña, por lo que se prefiere utilizar el método austríaco, como en los túneles de ferrocarril de Mont Cenís, Arlberg, Simplón y Lötschberg; sin embargo, el de San Gotardo se construyó con el método belga con las dificultades ya comentadas. En túneles con menores secciones el más utilizado es el inglés y en terrenos de baja calidad el austríaco.

2.1.4 Métodos de excavación

2.1.4.1 Método de excavación manual

Se realiza mediante herramientas neumáticas, de potencia ligera o media según las necesidades, que van provistas de picas o paletas según sea la dureza del terreno. Con ellas se rompe el frente o se perfila, como complemento a otros sistemas. En la actualidad sólo se utiliza como único método en secciones de túneles muy pequeñas (3 o 4 m²).

2.1.4.2 Métodos de excavación de túneles en rocas

Los métodos más utilizados para la excavación de túneles en roca son la perforación y voladura y la excavación mecanizada.

Perforación y voladura

Según (González de Vallejo et. al., 2002) el arranque se efectúa con explosivos y se utiliza en rocas de alta resistencia, con velocidad sísmica del orden de $V_p > 2000-2500$ m/s, según las condiciones del macizo o cuando las rocas sean muy abrasivas. Es el método más utilizado, y consiste en efectuar unos taladros en el frente de excavación,

cargarlos con explosivos y hacerlos detonar. La perforación se efectúa por medio de jumbos o carros perforadores (Ilustración 7, Anexo 7). En la (Ilustración 8, Anexo 7) se muestra la secuencia de excavación y los sostenimientos en avance según este método.

Uno de los objetivos principales en una buena voladura es evitar un excesivo deterioro en la roca circundante a la excavación. Una voladura inadecuada da lugar a sobreexcavaciones y caídas de bloques con problemas de estabilidad adicionales. Por ello es preciso efectuar voladuras controladas y técnicas como el precorte, voladuras suaves, etc., que minimicen el daño estructural al macizo.

Diseño de voladuras subterráneas

Según (Eanaya, 2002) las operaciones de voladura subterránea difieren de la superficie ya que carecen de la cara adicional de alivio que es normal en muchas de las operaciones de superficie. En operaciones subterráneas, tenemos sólo una cara en la cual debemos perforar y ser capaces de crear alivio perpendicular a esa cara utilizando los primeros taladros que detonan.

En las voladuras de túneles, se utilizan generalmente períodos de retardo largos. Si se utilizan retardos de milisegundos, se omiten períodos de retardo para permitir de 75 a 150 milisegundos (como mínimo) entre disparos de taladros. Este incremento en el tiempo de retardo es esencial para permitir que las voladuras de túneles funcionen apropiadamente.

Cuándo se hacen voladuras en túneles se deben discutir un número de diferentes tipos de taladros. En la (Ilustración 1, Anexo 8) se provee una descripción visual de algunos de los tipos de taladros que deben ser considerados. Los taladros pueden ser divididos en las siguientes categorías:

1. Taladros de Piso (arrastres).
2. Taladros Cuadradores (flancos).
3. Taladros de Contorno (alzas al techo).
4. Taladros Auxiliares (horizontales).
5. Taladros Auxiliares (verticales).
6. Taladros de Corte o Arranque.

Los taladros del perímetro del túnel deben tener un ángulo hacia fuera de manera que se evite que la sección del túnel cambie a medida que se avanza en la perforación. Este ángulo recibe el nombre de ángulo de ajuste. Los ángulos de ajuste comúnmente se definen como $0.1 \text{ m} + L \times \text{TAN } 2^\circ$.

Los burden (B) para todas las voladuras de túneles se calculan y miden al fondo de los taladros. El ángulo de ajuste debe ser tomado en cuenta cuando se determinan los burden reales al fondo de los taladros (Ilustración 2, Anexo 8).

Corte quemado o de taladros paralelos

Según (Eanaya, 2002) el arranque utilizado hoy en día es el corte quemado con taladro de alivio de mayor diámetro. El término “corte quemado” se origina de un tipo de voladura donde los taladros son perforados paralelos uno al otro. Uno o más taladros llenos y los vacíos fueran del mismo diámetro (Ilustración 3, Anexo 8).

Toda una variedad de nombres se aplicaron para estos cortes en paralelo, cuando los taladros de arranque y alivios son del mismo diámetro se denomina corte quemado.

Cuando se combinan taladros de arranque de menor diámetro con taladros de alivio de mayor diámetro se denomina corte paralelo.

Diseño de los taladros de corte

Según (Eanaya, 2002) los burden de los taladros cargados se seleccionan de tal manera, que el volumen de roca quebrada por cualquier taladro no pueda ser mayor al que pueda ocupar el espacio vacío creado, ya sea por el taladro de mayor diámetro o por los taladros subsecuentes que detonen.

En este cálculo se debe considerar también el hecho de cuando la estructura de la roca se rompe entre los taladros, ésta ocupará un volumen mayor al que tenía en su estado original. En otras palabras, se debe considerar el factor de esponjamiento.

Cálculo para las dimensiones del corte quemado (Por el método de cuele de cuatro secciones)

Según (Eanaya, 2002) este es un tipo de cuele cilíndrico incluido en el método sueco, empezó por ser un método empírico de diseño de voladura subterráneas y es empleado para túneles de sección superior a 10m^2 . Este tipo de cuele es de barrenos paralelos y fue establecido, en Suecia, por Langefors y Kihlström (1963) finalizado por Holmberg (1982) y renovado por Persson et al. (2001).

Un diseño típico de un corte quemado se da en la (Ilustración 4, Anexo 8). El diámetro del taladro vacío de alivio se designa como (D_H). Si se utiliza más de un taladro vacío, se debe calcular el diámetro equivalente de un solo taladro vacío el cual contenga el volumen de todos los taladros vacíos. Esto se puede hacer utilizando la siguiente ecuación:

$$D_H = d_H \sqrt{N}$$

Cálculo de B_1 para el cuadro 1 (Ilustración 5, Anexo 8)

El primer cuadrado de taladros de arranque se localiza a una distancia B_1 del centro.

$$B_1 = 1.5D_H$$

La distancia o radio desde el centro exacto del corte se llamará R . (Ilustración 6, Anexo 8)

$$R_1 = B_1$$

El valor de Sc denota el tamaño del corte o la distancia entre taladros dentro del cuadro. (Ilustración 7, Anexo 8)

$$Sc_1 = B_1 \sqrt{2}$$

Cálculos simplificados para cortes quemados:

Cuadro No	1	2	3	4
B=	$1.5D_H$	$2.12D_H$	$4.5D_H$	$9.54D_H$
R=	$1.5D_H$	$3.18D_H$	$6.75D_H$	$14.31D_H$
Sc=	$2.12D_H$	$4.5D_H$	$9.54D_H$	$20.23D_H$
T=	$1.5D_H$	$1.06D_H$	$2.25D_H$	$4.77D_H$
Revisar	$Sc = \sqrt{L}$	$Sc = \sqrt{L}$	$Sc = \sqrt{L}$	$Sc = \sqrt{L}$

Profundidad del taladro (H)

La profundidad de los taladros, los cuales romperán hasta un 95% o más de su profundidad total, puede ser determinada con la siguiente ecuación:

$$H = (D_H + 16.51) / 41.67$$

Profundidad de avance (L) (esperada)

$$L = 0.95 H$$

Taladros auxiliares o de producción

$$B = 0.012(2 SG_e / SG_r + 1.5) D_e$$

$$S = 1.1B \quad T = 0.5B$$

Taladros de arrastre al piso

$$B = 0.012(2 SG_e / SG_r + 1.5) D_e$$

$$S = 1.1B \quad T = 0.2B$$

Taladros de contorno (Cuadradores y alzas)

Comúnmente detonados con voladura de recorte con taladros de 0.45 m a 0.6 m entre centros, de otra manera:

$$B = 0.012(2 SG_e / SG_r + 1.5) D_e$$

$$S = 1.1B \quad T = B$$

Tiempo de retardo de los taladros

Los taladros de corte se disparan con por lo menos 50 ms entre períodos. Los taladros auxiliares se retardan con por lo menos 100 ms. Los taladros del contorno (con voladura de recorte) se disparan con el mismo retardo. Los taladros de piso detonan de último.

En el (Anexo 8) se muestra un ejemplo de cálculo de voladuras en túneles.

Excavación mecanizada

Según (González de Vallejo et. al., 2002) el arranque se efectúa por medios mecánicos mediante rozadoras o máquinas tuneladoras, además de otras máquinas de ataque puntual. Las rozadoras consisten en unas máquinas de ataque puntual dotadas de un brazo que puede recorrer el frente de excavación, y en cuyo extremo se aloja un cabezal rotatorio provisto de las herramientas de corte llamadas picas (Ilustración 1, Anexo 9).

Las rozadoras permiten la excavación de rocas de resistencia media, e incluso alta, dependiendo de su potencia, obteniéndose los mejores resultados cuando la roca presenta entre 20 y 60 MPa de resistencia a compresión simple.

Los materiales con V_p entre 1.900 y 2.500 m/s son difícilmente ripables, y requieren maquinaria muy pesada. Entre 1.900 y 1.600 m/s la ripabilidad es media, y por debajo de 1.600 m/s son fácilmente ripables. Junto con estos criterios hay que tener en cuenta la abrasividad. Para mayores detalles sobre los criterios de excavabilidad para el uso de rozadoras, y otros métodos de excavación mecánica tipo TBM, se remite a Romana (1994).

Las tuneladoras (TBM), también llamadas topes, excavan una sección completa de forma circular, mediante una cabeza giratoria dotada de discos o picas de corte

(Ilustración 2, Anexo 9). Las tuneladoras admiten, en general, una amplia gama de rocas, desde blandas hasta las de alta resistencia con rendimientos peores en este último caso.

Con carácter más selectivo, se pueden emplear los martillos hidráulicos, que permiten la excavación mediante una herramienta de impacto, o martillo picador, situada en el extremo de un brazo articulado (Ilustración 3, Anexo 9). Este sistema se emplea como auxiliar de alguno de los métodos anteriores, por ejemplo cuando la utilización de explosivos no sea posible por problemas de vibraciones o de estabilidad, en el caso de que la longitud del tramo a atravesar no justifique el cambio del proceso constructivo, o para pasar una zona de mayor dificultad o resistencia.

Fases de excavación

Según (González de Vallejo et. al., 2002) cuando la sección del túnel es mayor de un cierto valor, unos 40-50m², conviene realizar la excavación en varias fases, sobre todo si la calidad y estabilidad del terreno son bajas. A la primera fase de excavación se la denomina avance y a la siguiente destroza (Ilustración 4, Anexo 9); la destroza puede excavarse a su vez en una única fase o en varias: banco central y bataches laterales (Ilustración 5, Anexo 9). En terrenos de mala calidad puede excavarse en una tercera fase la contrabóveda, con objeto de cerrar un anillo de hormigón.

Emboquilles

Según (González de Vallejo et. al., 2002) las boquillas constituyen unas de las zonas más críticas de los túneles al estar situadas, generalmente, en laderas y tener un pequeño espesor de recubrimientos.

La zona de emboquille consta de:

- ✓ Los taludes de excavación (frontal y laterales), que pueden ser permanentes o temporales si posteriormente se rellena la excavación, previa a la construcción de un falso túnel.
- ✓ El inicio del túnel, formado por la zona de transición del talud frontal y los primeros metros del interior del túnel.

Los problemas geológicos-geotécnicos a considerar en el estudio de emboquilles son los siguientes:

- ✓ Estabilidad natural: deslizamientos activos o latentes (paleo-deslizamientos).

- ✓ Inestabilidad inducida: la excavación de los taludes puede intersectar planos de discontinuidad inestables.
- ✓ Resistencia: la presencia de rocas muy alteradas y los depósitos superficiales pueden ser zonas de baja resistencia.
- ✓ Contactos biológicos: es frecuente encontrar coluviones sobre rocas alteradas, o bien rocas muy alteradas sobre rocas sanas con contactos de baja resistencia.
- ✓ Descompresión: la excavación puede producir la apertura de discontinuidades reduciendo su resistencia.
- ✓ Filtraciones: cuando la excavación intercepta el nivel freático, la red de flujo tiende a fluir hacia el frente de la excavación, incidiendo en la resistencia y estabilidad.

La decisión del área de emboquille debe realizarse en función de las condiciones geológico-geotécnicas, principalmente exenta de zonas inestables y donde la roca adquiera una resistencia suficiente para poder sostener el túnel. Bajo el punto de vista constructivo los emboquilles deben aproximarse a una configuración simétrica.

2.1.4.3 Métodos de excavación de túneles en suelos

Métodos no mecanizados

Según (González de Vallejo et. al., 2002) en la antigüedad los túneles se excavaban con secciones pequeñas, entibadas con maderas, utilizando picas y cuñas para arrancar el terreno, ampliando poco a poco la sección. En el siglo XIX se produce un gran empuje en la actividad tunelera que llega hasta nuestros días, con la perforación de importantes túneles ferroviarios en los Alpes y otros lugares montañosos de Europa y América.

En este sentido, cabe citar el Método austríaco con sistema a sección partida, que dio buen resultado. En este sistema se abren dos galerías de avance o de reconocimiento, una en clave y otra en solera, para completar la observación del terreno que se va a atravesar, Después se amplía la de clave, entibando con madera, en un avance corto (1,5-2,0 m), hasta excavar toda la zona de bóveda, extrayendo los escombros por la galería baja, comunicada con la de clave con pozos cada 20 m aproximadamente. Por último, se excavaban hastiales por bataches y se pasaba a colocar, de abajo arriba, el revestimiento definitivo de fábrica.

De este sistema se derivó el llamado Método belga (solo con galería en clave) y de él se pasó al llamado Método Madrid de sección partida (Ilustración 8, Anexo 9). En éste, los avances son de 2.50 m, la galería de clave va avanzando una pequeña distancia, se usan elementos metálicos (longarinas) para el sostenimiento longitudinal y madera para todo el resto del sostenimiento, hormigonando el revestimiento definitivo de la bóveda en cada avance (que dura 24 horas). Después se excava la destroza y los hastiales, hormigonándolos por bataches (que van a unos 20-25 m de distancia desde el avance), cerrando la solera definitivamente con hormigón; el sostenimiento provisional se hace con madera y acero, y el definitivo con hormigón.

Es un método bastante seguro y compatible con la apertura de varios frentes de avance simultáneos, dada la escasa maquinaria que emplea. La destroza se suele excavar con pala y, a veces, si el terreno es muy duro, puede necesitar incluso martillos hidráulicos o rozadoras en zona de bóveda, con escasa entibación.

Métodos semimecánicos

Según (González de Vallejo et. al., 2002) en materiales tipo suelo una mejora importante ha sido el empleo de escudos de lanzas para la excavación de la mitad superior del túnel, que llevan una serie de gatos hidráulicos que permiten avanzar el escudo metálico (formado por chapas deslizables o lanzas, bajo el cual puede excavar a mano o con máquina), gracias a la reacción que proporciona el revestimiento que se va hormigonando nada más excavar (con avance de 2,5-3.0 m). El resto de la sección se excava como en el Método Madrid (destroza, hastiales y solera).

Otro intento de mecanización parcial es el Método Bernold (Ilustración 9, Anexo 9), que puede aplicarse en suelos consistentes y en rocas de mala calidad. El avance es de 1 a 3 m, colocando enseguida cerchas metálicas a todo lo ancho de la bóveda, en la que se apoyan chapas metálicas con resaltes (Bernold), rellenándose el trasdós, entre la chapa y la roca (15-30 cm), con hormigón o gunita antes del avance siguiente, pudiéndose reforzar exteriormente el conjunto con gunita. La parte inferior de la sección se construye como en los procedimientos tradicionales, prolongando cerchas y chapa. Posteriormente puede construirse el revestimiento definitivo con hormigón o reforzar más la sección con gunita.

El precorte mecánico o preserrado en suelos duros o rocas blandas, constituye otro método de gran interés, en el que se construye una pre-bóveda antes de cada avance, mediante el relleno con gunita del hueco que produce una sierra debidamente guiada, que puede trabajar a plena sección (Ilustración 10, Anexo 9). El espesor teórico de la pre-bóveda puede ser de 10 a 30 cm, y la longitud de las «tejas» que constituyen la pre-bóveda es de unos 3-4,5 m, con solapes de 0,5-1,0 m.

Métodos de excavación mecanizada

Según (González de Vallejo et. al., 2002) tanto en suelos como en rocas puede mecanizarse totalmente el proceso de construcción, en un intento de construir de forma sistemática e industrial, sin estar continuamente decidiendo el sostenimiento, cambiando la longitud del avance, etc.

Para ello se utilizan tuneladoras, que pueden excavar a sección completa e instalar un revestimiento prefabricado de alta calidad, constituido generalmente por anillos de hormigón armado, compuesto por 3 a 7 dovelas o segmentos, que se fabrican con resistencias características entre 40 y 60 MPa. También se han usado dovelas de fundición, aunque actualmente tienden a realizarse de hormigón. La longitud de estos anillos puede ser de 80 a 170 cm.

Estas tuneladoras (cuyo uso se inició a mediados del siglo XIX) pueden tener su frente abierto y excavar «a mano» o con «brazo excavador», o pueden tener en su frente una rueda armada con picas (suelos) y cortadores (rocas). El avance y reacción para excavar se consigue mediante gatos hidráulicos, que se apoyan en el revestimiento prefabricado que se va instalando dentro del escudo metálico que llevan (caso de suelos), o mediante *grippers* o zapatas que se apoyan lateralmente en el terreno (caso de roca), en cuyo caso no es obligatorio llevar el sostenimiento prefabricado.

Estas tuneladoras son tipo E.P.B. (*earth pressure balanced*), control de presión de tierras), ya que llevan en el frente una cámara que permite conseguir que el terreno excavado (al que se añade agua y/o espumas) forme una especie de «barro» continuo, al que se le puede aplicar una presión (sin más que extraer mayor o menor cantidad de escombros de la cámara), de forma que en el frente de excavación se consigue dar una presión análoga a la total del terreno, aumentando su estabilidad y reduciendo sus deformaciones.

2.1.4.4 Generalidades sobre los equipos utilizados en la ejecución de las obras subterráneas en el país

La maquinaria para la ejecución del movimiento de tierra en exteriores para iniciar los túneles son:

- ✓ Buldócer s/esteras
- ✓ Cargador frontal s/neumáticos
- ✓ Equipo de escombreción MOAZ 7529 (DUMPERS)

Estos equipos son utilizados para la preparación de calicatas o intercepciones cuando son muy largos los túneles para aumentar la productividad y velocidad de excavación. Para cuando comienza la excavación dentro del túnel los equipos son los siguientes:

- ✓ Máquina barrenadora s/neumático de 2 brazos o Jumbos
- ✓ Pala cargador s/neumáticos de 4 m³ (Toro 400)
- ✓ Camión volteo de 6 – 8 m³
- ✓ Máquina Bulonadora

En el (Anexo 10) se muestran las características generales de las máquinas ingenieras utilizadas en la construcción de las obras subterráneas.

Según un estudio realizado por (Pérez Figueredo, 2011) a pie de obra determinó el tiempo real de trabajo de los equipos, los cuales arrojaron los siguientes resultados, sin afectaciones al flujo constructivo para una jornada de trabajo de 10 horas.

Equipos	Rendimiento
Jumbo de dos brazos	88 barrenos/día
MOAZ 7529 (DUMPERS)	1050 m ³ /días
Toro 400	1333 m ³ /días
Cargador frontal s/neumáticos	666 m ³ /días
Camión volteo de 6 – 8 m ³	240 m ³ /días
Topador de estera de 171-190 HP	400 m ³ /días
Máquina Bulonadora	47.8 bulones/días

2.2 Formas de estabilización de las obras subterráneas

2.2.1 Sostenimiento y revestimiento

Desde hace tiempo se han considerado por separado, asignando a cada uno de ellos funciones distintas, separación que hoy día no es estrictamente aceptable. El resumen de aquel planteamiento es el siguiente:

El sostenimiento responde a exigencias progresivas de resistencia, como son:

- ✓ Evitar los pequeños desprendimientos (el “chineo” de rocas ligeramente fracturadas), o bien el deterioro progresivo de las rocas meteorizadas.
- ✓ Limitar las deformaciones incompatibles con los gálibos de diseño, o bien resistir empujes ordinarios del terreno.
- ✓ Resistir los empujes extraordinarios, sean del medio “terreno-freático”, en casos de presencia de niveles permanentes, sean los empujes de fallas activas o de terrenos muy plásticos o expansivos.

Al revestimiento se le asignan exigencias funcionales, prácticamente no resistentes, como:

- ✓ Asegurar el funcionalismo de la obra (el rozamiento de las paredes de una conducción hidráulica), o bien optimizar ciertas características del diseño (como la impermeabilidad u otras).
- ✓ Albergar, al menos en parte, las instalaciones de explotación (redes y algunos servicios de las mismas) o bien propiciar la estética de la obra.

Las funciones descritas para el sostenimiento van, en sentido creciente, desde mejoras inherentes a la calidad de la roca hasta verdaderas soluciones estructurales, con base en conceptos análogos a los habituales en los tratados en Resistencia de Materiales. Por el contrario, cuando se añade un revestimiento final, éste no tiene casi nunca una función resistente clara (entre otras razones, porque se construye después de haber transcurrido demasiado tiempo desde la excavación).

Otras veces el revestimiento tiene también funciones resistentes, por ejemplo, si se quiere evitar el deterioro a largo plazo del sostenimiento o bien la posible formación de cuñas inestables, por evolución del equilibrio interno del macizo rocoso hacia situaciones futuras precarias.

2.2.2 Clasificación de los tipos de sostenimiento

Según (Astraín, 2009) podemos distinguir de hecho, cuatro clases principales de sostenimiento según el modo de acción en relación con el macizo:

1. Los sostenimientos que actúan por confinamiento del macizo portante los cuales son esencialmente:
 - ✓ El hormigón proyectado solo.
 - ✓ El hormigón proyectado asociado con cimbras ligeras.

2. Los sostenimientos que actúan a la vez por confinamiento y como armadura del macizo portante: se trata del bulonado bajo sus diversas formas, ya esté o no asociado con el hormigón proyectado, con cimbras ligeras o con dos dispositivos simultáneamente:
 - ✓ Bulones con anclaje puntual (con tranque o con resina)
 - ✓ Bulones con anclaje repartido (sellados con la resina o con el mortero)
 - ✓ Barras perforadas.
3. Los sostenimientos que actúan por apuntalamiento:
 - ✓ Cimbras pesadas
 - ✓ Cimbras ligeras
 - ✓ Placas metálicas acopladas
 - ✓ Dovelas de hormigón
 - ✓ Tubos perforados (bóveda paraguas)
 - ✓ Escudos
4. Los sostenimientos que actúan por consolidación del macizo y modificación de sus características geotécnicas o hidrológicas:
 - ✓ Inyecciones de consolidación
 - ✓ Aire comprimido
 - ✓ Congelación.

Pueden utilizarse simultáneamente varios tipos de sostenimiento en una misma obra. De esta forma el hormigón proyectado se encuentra frecuentemente asociado con el bulonado y/o con las cimbras ligeras. Las placas metálicas acopladas pueden fortalecerse con cimbras ligeras o pesadas situadas en el interior de los anillos. Los escudos solo son, generalmente, un sostenimiento transitorio que sirve para el establecimiento de placas metálicas o dovelas de hormigón que los sustituyen.

2.2.3 Estimación de los sostenimientos por métodos empíricos

Según (González de Vallejo et. al. 2002) el cálculo del sostenimiento de un túnel se puede efectuar por alguno de los siguientes métodos: analíticos, numéricos, empíricos y observacionales.

- ✓ *Los métodos analíticos* parten de las hipótesis de la elasticidad y suponen que el comportamiento del túnel es elástico hasta que se alcanza una cierta presión

interna crítica, para la cual se produce la plastificación. Se acepta que hay una correspondencia entre la presión interna y la deformación radial de la excavación según una curva característica (también denominada línea característica). El sostenimiento elegido debe ser capaz de resistir la citada presión interna. Como la ley de presión deformación del sostenimiento es conocida, el punto de encuentro entre ambas curvas define la situación de equilibrio.

- ✓ *Los métodos numéricos* parten de la discretización del macizo mediante los métodos de los elementos finitos, elementos discretos o de diferencias finitas. Permiten la modelización detallada de los procesos de deformación que afectan al terreno como consecuencia de la excavación, y el análisis de la influencia de los diferentes factores y parámetros que intervienen en los procesos constructivos, pudiéndose establecer los criterios de diseño adecuados para la excavación o la toma de decisiones ante un problema de inestabilidad o de otra índole.
- ✓ *Los métodos observacionales* se basan en las medidas de tensiones y deformaciones que se producen durante la excavación del túnel, calculando los sostenimientos con el apoyo de métodos numéricos o analíticos. El método observacional más representativo es el Nuevo Método Austríaco (NATM). No entra en el alcance de este texto el desarrollo de los métodos de cálculo numérico o analítico del sostenimiento de túneles, remitiéndose a Celada (1996) para su descripción.
- ✓ *Los métodos empíricos* proporcionan una aproximación al sostenimiento de los túneles y no se consideran un método de cálculo: sin embargo, pueden ser muy útiles en macizos rocosos fracturados, y como medio de establecer las propiedades del macizo y los sostenimientos requeridos. También son útiles para estimar costes del sostenimiento en las etapas de anteproyecto.

Los métodos empíricos para el cálculo de sostenimientos se basan en las clasificaciones RMR y Q.

Su aplicación requiere tener en cuenta los siguientes aspectos:

- ✓ Es necesario analizar la idoneidad de la clasificación geomecánica elegida en función de los datos geológicos, del comportamiento tenso-deformacional del macizo y del proceso constructivo a utilizar.
- ✓ Los sostenimientos recomendados a partir de las clasificaciones representan las condiciones medias del tramo considerado, y no tienen en cuenta posibles extremos, por ejemplo los puntos singulares, ni rocas especiales (volcánicas, evaporíticas, expansivas, etc.).

2.2.4 Sostenimientos a partir del índice RMR

La clasificación RMR (Bieniawski, 1979 y 1989) indica explícitamente los tipos de sostenimiento a emplear según se muestra en el (Cuadro 1, Anexo 11). En caso de utilizar SRC se emplea este valor en lugar del RMR.

A partir de RMR puede estimarse la longitud de pase (longitud de avance sin sostenimiento (Ilustración 1, Anexo 11)). Por ejemplo, para un RMR = 60 se obtiene una longitud de pase de 2 m para un tiempo de estabilidad sin soporte de 25 días.

La carga de roca o presión sobre el sostenimiento se puede estimar según la expresión:

$$P = \frac{100 - RMR}{100} \times \gamma B$$

Donde γ es el peso específico de la roca y B el ancho del túnel. Esta expresión empírica hay que utilizarla con precaución pues puede dar resultados poco representativos.

2.2.5 Sostenimientos a partir del índice Q

Según (Barton, 2000) para la estimación de los sostenimientos a partir del índice Q se definen los siguientes parámetros:

- ✓ Diámetro equivalente del túnel = $\frac{\text{anchura, diámetro o altura (m)}}{ESR}$
- ✓ ESR (excavation support ratio): factor que depende del tipo de excavación, cuyos valores se indican en el (Cuadro 2, Anexo 11).

La relación de sostenimiento de la excavación (ESR) tiene que ver con el uso que se ha asignado a la excavación, y hasta donde se le puede permitir cierto grado de inestabilidad.

Los sostenimientos se estiman según se indica en la (Ilustración 2, Anexo 11). En el siguiente gráfico se entra por el lado izquierdo con el valor del diámetro equivalente/ESR y por debajo con el valor de Q calculado anteriormente en las

investigaciones geológicas, se corta la curva que le corresponda y con el número de la curva se busca debajo del gráfico el tipo de sostenimiento que le corresponde. En el (Anexo 11) se muestra un ejemplo.

El índice Q también permite calcular los siguientes parámetros:

- ✓ Máximo vano sin sostener (longitud de pase) = $2ESRQ^{0.4}$
- ✓ Carga de roca sobre clave (P_r):

$$Pr = \frac{2 \times \sqrt{Jn}}{3 \times Jr \times \sqrt[3]{Q}} \quad (\text{Para macizos con menos de tres familias de discontinuidades})$$

$$Pr = \frac{2}{Jr \sqrt[3]{Q}} \quad (\text{Para macizos con tres o más familias de discontinuidades})$$

- ✓ Carga de roca en hastiales (P_h):

$$\text{Para } Q > 10 \quad P_h = 5Q$$

$$\text{Para } 0.1 < Q < 10 \quad P_h = 2,5Q$$

$$\text{Para } Q < 0,1 \quad P_h = Q$$

2.2.6 Elementos de sostenimiento

Según (González de Vallejo et. al., 2002) el sostenimiento proporciona al túnel el principal elemento de estabilización, cumpliendo los siguientes objetivos:

- ✓ Evitar que el terreno pierda sus propiedades resistentes.
- ✓ Evitar el desprendimiento de cuñas o zonas sueltas del terreno por el proceso de excavación.
- ✓ Limitar las deformaciones en la cavidad creada.
- ✓ Controlar las filtraciones y proteger las rocas frente a la meteorización.
- ✓ Proporcionar seguridad a las personas e instalaciones.

Para alcanzar estos objetivos se debe instalar el sostenimiento tan pronto como sea posible. A este sostenimiento de tipo inmediato o provisional se le denomina sostenimiento primario. Es posible que la excavación precise de elementos de sostenimiento adicionales para tratar de reforzar el terreno en zonas débiles, en cuyo caso se denomina sostenimiento secundario.

Una vez estabilizada la excavación y finalizada la instalación de los sostenimientos, los túneles se cubren de una capa de hormigón, llamada revestimiento, cuyas funciones son contribuir a la estabilidad a largo plazo del túnel, mejorar su estética, albergar servicios y conducciones y disminuir la fricción del aire o el agua, entre otras.

Los principales tipos de sostenimientos empleados en túneles en roca se describen a continuación, remitiéndose a Geoconsult (1996) y Rodríguez Ortiz (1999) para ampliar estos aspectos.

El hormigón proyectado, también llamado gunita tiene dos finalidades principales: sellar la superficie de la roca, cerrando las juntas, y evitar la descompresión y alteración de la roca. El anillo de hormigón proyectado adquiere una resistencia de 50 kp/cm² a las 8 horas y 280 kp/cm² a los 28 días, y trabaja resistiendo las cargas que le trasmite la roca al deformarse, evitando también la caída de pequeñas cuñas o bloques de roca. Cuando el hormigón se utiliza únicamente para el sellado de la excavación no se combina con elementos de refuerzo adicional, siendo los espesores empleados generalmente inferiores a 5 cm. Cuando se pretende que funcione como elemento resistente el hormigón proyectado se refuerza con malla electrosoldada o mediante fibras de acero.

La malla electrosoldada o mallazo (Ilustración 3, Anexo 11) está formada por una parrilla de barras corrugadas unidas mediante electrosoldadura, y se utiliza como refuerzo del hormigón proyectado por su facilidad de adaptación a la forma del túnel. Generalmente se usan mallazos de diámetros de 4, 5 o 6 mm con separaciones comprendidas entre 10 y 20 centímetros.

En sustitución del mallazo se pueden emplear fibras de acero que se incorporan a la dosificación del hormigón, consisten en alambres de acero de 0.5 mm de diámetro y 30 mm de longitud, utilizados en una proporción del orden de 40 a 50 kg de fibras por m³ de hormigón, cuando se emplea este sistema el espesor de la gunita no debe ser inferior a 6 cm.

Los bulones consisten en barras de acero de 20 a 40 mm de sección y longitudes variables, normalmente entre 3 y 6 m que se instalan en el terreno previa perforación del taladro correspondiente. Admiten cargas del orden de 10 a 25 t. Los bulones más utilizados son los constituidos por barras corrugadas, ancladas en toda su longitud con resina o cemento.

Otros tipos de bulones son los de fricción, colocados mediante hinchado por agua a presión y de resina de poliéster armada con fibras de vidrio. Por su forma de actuar los bulones pueden ser activos o pasivos. Los primeros funcionan como un anclaje, tienen

un fuste libre, y la cabeza (parte que sobresale de la excavación) se sujeta mediante una placa y una rosca, aplicándoles una tensión entre 5 y 15 t. El bulón pasivo se adhiere a la roca en toda su longitud y no se le aplica tensión.

Los bulones ejercen dos efectos sobre la excavación:

- ✓ Cosen las discontinuidades del macizo rocoso, impidiendo los deslizamientos y caídas de cuñas y bloques.
- ✓ Aportan al terreno un efecto de confinamiento.

Las cerchas son perfiles de acero laminados en forma de arco que ejercen una función resistente cuando trabajan en contacto con el terreno (Ilustraciones 3 y 4, Anexo 11); por tanto se han de colocar en contacto con el mismo a lo largo de toda su longitud y firmemente apoyadas en el suelo. Las cargas de trabajo son generalmente bajas, del orden de 3-6 t/m².

2.2.7 Tratamientos especiales

Según (González de Vallejo et. al., 2002) cuando el terreno tiene baja resistencia o presenta problemas de estabilidad, filtraciones, hinchamientos, etc., se aplican tratamientos especiales de consolidación, refuerzo, impermeabilización o drenaje (Ilustración 5, Anexo 11). Algunos de estos tratamientos son los siguientes:

- ✓ Enfilajes: Consisten en la colocación de bulones inclinados unos 40⁰ - 45⁰ hacia el frente de avance, para evitar la caída de cuñas. Tienen utilidad cuando se atraviesa roca muy fracturada.
- ✓ Paraguas: Se usan para pasar zonas de roca muy fracturada o muy alterada, con riesgo de desprendimientos al efectuar el avance. Pueden utilizarse bulones o micropilotes instalados alrededor de la sección o de la clave del túnel. Los bulones suelen tener diámetros de 32 mm (paraguas ligero); los micropilotes consisten en tubos huecos inyectados de lechada de diámetro 102-150 mm y espesor 3-4 mm (paraguas pesado; (Ilustración 6, Anexo 11)), cuando la zona a atravesar es amplia se colocan paraguas sucesivos, con un solape mínimo entre uno y otro de 2 o 3 metros.
- ✓ Coronas de jet grouting: En el caso de atravesar una zona muy suelta (rellenos de falla, roca descompuesta, etc.) se puede tratar todo el contorno del túnel

mediante inyecciones por la técnica de « *jet grouting* ». Con ello se estabiliza el terreno formando un arco que permite avanzar bajo él.

- ✓ Drenajes: Para captación de filtraciones, mediante taladros o galerías de drenaje.

2.2.8 El Nuevo Método Austríaco

Según (González de Vallejo et. al., 2002) el Nuevo Método Austríaco (NATM) constituye un procedimiento especial de construcción de túneles, desarrollado en Austria por Rabcewicz y otros en los años cuarenta en base a observaciones sobre el comportamiento geológico de los macizos rocosos y las relaciones entre las deformaciones radiales y los sostenimientos. Es aplicable a todo tipo de terrenos, incluyendo los blandos y con escaso recubrimiento. Sus principios básicos se pueden resumir en los siguientes puntos:

- ✓ Aplicación inmediata de un sostenimiento provisional semirrígido de hormigón proyectado, bulones y excepcionalmente cerchas.
- ✓ Auscultación y medidas *in situ* de deformaciones/tiempos (medidas de convergencia).
- ✓ Eventual refuerzo del sostenimiento.
- ✓ Construcción de un revestimiento definitivo en función de la información anterior obtenida.

El principio del NATM es lograr que el terreno que rodea a la excavación actúe como un anillo portante, llegando a constituir un elemento fundamental del sostenimiento activo. Por tanto, se deben reunir las siguientes condiciones:

1. Evitar la meteorización y la descompresión de la masa rocosa, ya que estos procesos reducen considerablemente la resistencia al corte. Se aplica de forma inmediata hormigón proyectado o gunita a la superficie excavada, en toda la sección.
2. Las rocas diaclasadas son muy sensibles a los esfuerzos uniaxiales, por tanto, como complemento de la gunita se instalan bulones.
3. Cada cambio o reajuste en el estado de tensiones del macizo crea perturbaciones y roturas en la roca circundante a la excavación. Por ello se debe

excavar, a ser posible, a sección completa, y evitar excavaciones parciales o al menos reducirlas a un máximo de tres.

4. Puesto que el anillo de roca que circunda a la excavación debe ser lo más resistente posible, se debe evitar la concentración excesiva de tensiones en esas secciones; en consecuencia, se deben evitar las esquinas y salientes prominentes, adoptando secciones redondeadas, especialmente en los pies de las excavaciones parciales.
5. La construcción de un túnel no debe ser considerada estáticamente como una estructura tipo arco sino como un tubo. Un tubo tiene mucha mayor capacidad portante, pero actúa como tal únicamente si está cerrado en toda su sección. Por consiguiente, siempre que se trate de excavar un terreno de mala calidad se debe cerrar la solera mediante una contrabóveda, o procedimientos similares.
6. Es preciso llevar a cabo el control de las deformaciones y de los sostenimientos a lo largo del tiempo durante la excavación, así como una asistencia técnica especializada.

2.3 Organización de los trabajos

La organización de los trabajos en la construcción de túneles se realiza de una forma particular, ya que todas las actividades de este tipo de obra están ubicadas dentro de un conocido “ciclograma de túneles”, donde se abarca desde la excavación hasta el revestimiento, pero para una mejor interpretación, diremos que un ciclograma de túneles no es más que el conjunto de actividades que se realizan con el fin de lograr una profundidad fijada de túnel terminado.

Como todos los macizos rocosos no poseen las mismas características, en muchos de los casos es factible subdividir el ciclograma de túneles en ciclos de excavación sin tener que revestir inmediatamente después de cada ciclo de excavación, realizándose dos o tres ciclos de este tipo por cada uno de revestimiento.

En terrenos con un factor de dureza alto, es permisible hasta 5m de túnel sin revestir en un tiempo no mayor de tres días, siempre y cuando el contorneado de la sección se considere óptimo. Distancias mayores de avance sin revestimiento se decidirán en

la obra de acuerdo al tipo y comportamiento del terreno, aunque no se considera recomendable.

Por lo tanto, podemos decir que las actividades que conforman un ciclo de excavación son las siguientes:

1. Replanteo del patrón de voladura en el frente de trabajo
2. Barrenado del frente de trabajo
3. Carga con explosivos del frente de trabajo e instalación del circuito eléctrico
4. Tiro y ventilación del frente
5. Escombreo
6. Saneamiento o resane

Para la culminación del ciclograma completo se acometerá posteriormente el ciclo de revestimiento, el cual consta de las siguientes actividades:

1. Perfilado
2. Aplicación de la primera capa de gunitaje inmediata
3. Bulonado del frente en caso que lo necesite
4. Aplicación de una segunda capa de gunitaje en caso que lo necesite
5. Encofrado y fundición de piso

En la (Ilustración 7, Anexo 11) se muestra el ciclograma de túneles.

Además en la obra se debe tener en cuenta, desde el punto de vista de organización de los trabajos, los siguientes aspectos:

1. Área de almacenaje
2. Áreas de depósito de material escombreado
3. Ubicación de las máquinas

Así como todas las variantes que pueden surgir a pie de obra.

2.3.1 Presupuesto

El presupuesto se realiza por Renglones Variantes o Unidades de Obra de todas las especialidades con el objetivo de obtener el precio total. Para el cálculo se usará el sistema de precios vigente, el actual PRECONS II con más de 15 000 renglones variantes y las normas de trabajo y tarifas de los recursos asociados. Es por eso que junto con la edición impresa se implementa la versión digital. Se crean así varias

aplicaciones capaces de manipular esta base de datos y dar como resultado los presupuestos de obras.

Entre los que se encuentran, el PRESWIN, elaborado por especialistas de la Empresa de Informática y Automatización para la Construcción (AICROS), el SIECONS desarrollado por especialistas de Las Tunas, cuya efectividad está demostrada con su amplia difusión en el país y el PCWIN, desarrollado por especialistas VÉRTICE ampliamente usado en las empresas constructoras de la provincia de Holguín.

Todas estas herramientas, más o menos eficientes en su marco de aplicación, exportan a la plataforma MS- Project las actividades y recursos deseados, con la posibilidad de escoger las normas de mano de obra y diferentes informaciones del presupuesto como el código, la unidad de medida, los volúmenes, el valor y el salario. A partir del presupuesto se realiza la programación de las actividades y por ende, la de los recursos asociados.

En la siguiente tabla se muestran una lista de los Renglones Variantes más utilizados en el cálculo del presupuesto de las obras subterráneas.

<i>Sobregupo</i>	<i>Grupo</i>	<i>Subgrupo</i>
01 Movimiento de Tierra	3Excavaciones Subterráneas	
01 Movimiento de Tierra	6 Carga y Acarreo	
04 Hormigón Fundido in situ	6 Construcciones Especiales	1 Subterráneas
13 Revestimientos	7 Otros Revestimientos	2 Con Hormigón

Conclusiones del Capítulo II

1. Las tecnologías de la construcción de obras subterráneas permite el conocimiento de los métodos de perforación y excavación que se utilizan y los equipos de construcción que se utilizan en su ejecución.
2. Las formas de estabilización de las obras subterráneas arroja como respuesta las formas de sostenimientos y revestimientos, así como las formas de cálculo y aplicación en cada tipo de macizo rocoso.
3. La organización de obra permite conocer el ciclo de trabajo en túneles el cual se repite en todo el proceso constructivo y se presupuesta por el sistema de precios del PRECONS II.

CONCLUSIONES GENERALES

1. El material técnico elaborado permite dar a conocer las herramientas básicas para las propuestas de soluciones racionales y económicas enfocadas a las obras subterráneas.
2. Se facilita el estudio y búsqueda de la información necesaria de forma rápida, ordenada y necesaria para los ingenieros civiles en los diferentes trabajos de proyección y ejecución de obra subterráneos.

RECOMENDACIONES

1. Incorporar al material técnico el tema relacionado con la ventilación en las obras subterráneas.
2. Utilizar la información recopilada como material docente de consulta para el diseño y construcción de obras subterráneas.
3. Validar los resultados obtenidos, en las diferentes empresas afines a la temática tratada en la investigación.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. González de Vallejo, Luis I.; Ferrer, Mercedes; Ortuño, Luis; Oteo, Carlos. Ingeniería Geológica. Pearson Educación, Madrid, 2002, Editora Isabel Capella, páginas: 744, ISBN: 84-205-3104-9.
2. Cartaya Pire, Maday. "Caracterización geomecánica de macizos rocosos en obras subterráneas de la región oriental del país". Resumen de tesis doctoral, Instituto Superior Minero Metalúrgico de Moa, Departamento de Geología, Holguín, 2001.
3. Astraín. Curso de obras subterráneas. Informe inédito. Empresa de Servicios Ingenieros DIP Trasmases, octubre 2009.
4. Waggoner, E. B. and Daugharty, CH. W (1985). Geologic site investigations for tunnels. *Underground Space*, vol.9, pp. 109-119.
5. Galera, J. M. (1997). Caracterización geotécnica de macizos rocosos, en: Manual de túneles y obras subterráneas. Cap. 4. Ed. López Jimeno. Entorno Gráfico, Madrid.
6. Goodman. R. E. Moye, D. G. Van Schalkwyk, A. and Javandel. I. (1965). Ground water inflows during tunnel driving. *Bull. Assoc. Engineering Geologists*, vol. 2. n. ° 1.
7. González de Vallejo, L. I. (1998). Las clasificaciones geomecánicas para túneles, en: *Ingeotúneles*. vol 1. Ed. López Jimeno. Entorno Gráfico. Madrid. Cap. I.
8. Bieniawski. Z. T. (1979). The geomechanics classification in rock engineering applications. *Proc. 4th. Int. Conference on Rock Mechanics*. Montreaux. Balkema. vol. 2. pp. 41-48.
9. Bieniawski, Z. T. (1989). *Engineering rock mass classifications*. John Wiley and Sons.
10. Barton. N. Lien, R. and Lundc. J. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics*. Springer Verlag, vol. 6. pp. 189-236.
11. González de Vallejo. L. I. (1985). Tunneling evaluation using the surface rock mass classification system SRC. *Inter. Symp. ISRM on the role of Rock Mechanics in Excavations for Mining and Civil Works*. Zacatecas, México.

12. López Jimeno, Ed (1998). Varios autores. Ingeotúneles, vol. 1. Entorno Gráfico, Madrid.
13. Soto Saavedra, Pedro Roberto. "Construcción de Túneles". Tesis para optar al título de: Constructor Civil, Universidad Austral de Chile, Facultad de Ciencias de la Ingeniería, Chile, 2004.
14. Lorenzo Salgueiro, Gabriel. Topografía de Túneles. Disponible en: <http://daminas.org/wp-content/uploads/2009/01/topografc3ad..%5B1%5D.pdf>. Enero 2009, (Consulta 8 marzo 2015).
15. Galabru, Paul. Cimentaciones y túneles. Editorial Pueblo y Educación, 1980.
16. Eanaya. Diseño de voladuras subterráneas. Informe inédito. Centro Tecnológico de Voladura EXSA, abril 2002.
17. Langefors, U. y B., Kilström. The Modern Technique of Rock Blasting. New York and Almqvist & Wiksell, Stockholm: John Wiley and Sons, Inc., 1963.
18. Holmberg, R. Charge calculations for tunneling. New York: Underground Mining Methods Handbook, SME, 1982.
19. Persson, P.A., Holmberg, R. y Lee, J. Rock and Explosives Engineering. USA: CRC Press, 2001.
20. Romana, M. (1994). Clasificación de macizos rocosos para la excavación mecánica de túneles, Ingeopres n. °18. Madrid.
21. Pérez Figueredo, Yunior. "Rendimiento de equipos en obras subterráneas". Tesis de Diploma, Universidad "Oscar Lucero Moya", Facultad de Ingeniería, Holguín, 2011.
22. Celada, B. (1997). Diseño del sostenimiento de túneles, en Manual de túneles y obras subterráneas. Cap. 12. Ed. López Jimeno, Entorno Gráfico, Madrid.
23. Barton, N. (2000). El sistema Q para la selección del sostenimiento con el Método noruego de excavación de túneles, en: Ingeotúneles, vol. 3. Ed. López Jimeno. Entorno Gráfico, Madrid. Cap. 3.
24. Geoconsult, S. A. (1996). Manual de túneles interurbanos de carreteras. Dpto. de Carreteras del Gobierno Vasco. Vitoria.

25. Rodríguez Ortiz, J. M. (1999). Métodos de sostenimiento. Revestimientos. Curso de Ingeniería Geotécnica de Túneles. Grupo Editorial Universitario, Granada, pp. 135-166.

BIBLIOGRAFÍA

1. Alonso, E. Apuntes de la asignatura de Túneles. Teoría 1ª Parte: Historia de los túneles. UPC, E.T.S.E.C.C.P.B. Edición 2002.
2. Assis Kanji, Milton. Fundamentos de geología de ingeniería y sus aplicaciones a obras civiles. Colegio de ingenieros Civiles y Asociación Costarricense de Geotecnia, San José, Costa Rica, julio 2004.
3. Astraín. Curso de obras subterráneas. Informe inédito. Empresa de Servicios Ingenieros DIP Trasvases, octubre 2009.
4. Barraza, Gladys. Curso de técnicas de perforación y voladura para el desarrollo de túneles y galerías. Disponible en: https://intrawww.ing.puc.cl/siding/datos/departamentos/files/imm/tecnicas_perforacion.pdf, julio 2008, (Consulta 25 octubre 2014).
5. Blanco Torrens, Roberto. Problemas actuales de la mecánica de roca en minería. Disponible en: http://oa.upm.es/16237/1/PFC_FRANCISCO_SENA_LEITE.pdf. (Consulta 23 noviembre 2014).
6. Boletín Oficial del Estado de España. Publicado en «BOE» núm. 287, de 1 de diciembre de 1998, páginas 39342 a 39354 (13 págs.). Disponible en: https://www.boe.es/diario_boe/txt.php?id=BOE-A-1998-27530.
7. Borrero Olmo, Roxana María. “Proyecto de Organización de Obra, Zona 1, Manzana 2 de la Urbanización Reparto Villa Nueva”. Tesis de Diploma, Universidad “Oscar Lucero Moya”, Facultad de Ingeniería, Holguín, 2013.
8. Capote Gómez, Mario A. “Aplicación de un patrón de voladura en túneles hidrotécnicos, diseñados por el método de acción física de la explosión sobre el medio rocoso”. Tesis de Diploma, Universidad “Oscar Lucero Moya”, Facultad de Ingeniería, Holguín, 2011.
9. Cartaya Pire, Maday. “Caracterización geomecánica de macizos rocosos en obras subterráneas de la región oriental del país”. Resumen de Tesis Doctoral, Instituto Superior Minero Metalúrgico, Departamento de Geología, Holguín, 2001.
10. David. Historia de los túneles y su evolución histórica. UPC, E.T.S.E.C.C.P.B. Edición 2003.

11. Dirección de Presupuestos y Precios del Ministerio de la Construcción. Empresa de Informática y Automatización para la Construcción (AICROS). Sistema de Precios de la Construcción. PRECONS II: "Prontuario". [pdf]. Editorial OBRAS, La Habana, 2005.
12. Eanaya. Diseño de voladuras subterráneas. Informe inédito. Centro Tecnológico de Voladura EXSA, abril 2002.
13. Escobedo Barrientos, Oscar Lennin. "Levantamiento Topográfico de Obras Mineras Subterráneas tipo 9PS con Método AIDAA, usando Tecnologías Alternativas de Medición con Distanciómetro y Palm, en el Departamento de Planeación e Ingeniería de Mina Proaño, Grupo Peñoles". Tesis para obtener el grado de Maestro en Informática Administrativa, Universidad Autónoma de Durango, México, diciembre 2005.
14. Frometa Borges, Rocío; Barayobre Hernández, Dennis. "Diseño de puertas protectoras de hormigón para obras subterráneas". Tesis de Diploma, Universidad "Oscar Lucero Moya", Facultad de Ingeniería, Holguín, 1994.
15. Galabru, Paul. Cimentaciones y túneles. Editorial Pueblo y Educación, 1980.
16. Gavilanes J., Hernán; Andrade Haro, Byron. Introducción a la ingeniería de túneles. Caracterización, clasificación y análisis geomecánico de macizos rocosos. Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador (A.I.M.E). Quito, Ecuador, 2004.
17. González de Vallejo, L. I. (1981). Métodos de clasificación de masas rocosas aplicados al proyecto de construcción del túnel del Salto del Duque. Simposio sobre el uso industrial del subsuelo. SEMR Madrid. Tomo I. pp. 1 -4.
18. González de Vallejo, L. I., Serrano. A. A., Capote del Villar. R. y de Vicente, G. (1988). Rock stress in Spain and its assessment by empirical methods. Inter. Symp. On Rocks Mechanics and Power Plants. ISRM, Madrid.
19. González de Vallejo, Luis I.; Ferrer, Mercedes; Ortuño, Luis; Oteo, Carlos. Ingeniería Geológica. Pearson Educación, Madrid, 2002, Editora Isabel Capella, páginas: 744, ISBN: 84-205-3104-9.
20. Guedes Batista, José A.; Álvarez Hidalgo, Roberto. "Revestimiento alternativo en túneles de sección pequeña con material producto de la misma excavación". Tesis

- de Diploma, Universidad “Oscar Lucero Moya”, Facultad de Ingeniería, Holguín, 1996.
21. Guía para la construcción de túneles populares, Tomo I del Ministerio de las Fuerzas Armadas revolucionarias, julio 1991.
 22. Hernández Fera, Yoandri Ramón. “Metodología para el mejoramiento de la preparación técnica en la construcción de obras subterráneas”. Tesis de Diploma, Universidad “Oscar Lucero Moya”, Facultad de Ingeniería, Holguín, 2012.
 23. Hoek, E. and Brown. E. T. (1980). Underground excavations in rock. Inst. of Mining and Metallurgy. London.
 24. Hoek, E.; Carranza -Torres, C.; Dierichs, M.S. and Corkum, B.: Integration of geotechnical and structural design in tunneling. Proceedings University of Minnesota 56th Annual Geotechnical Engineering Conference, Minneapolis, 29 February 2008, 1-53.
 25. Juncá Ubierna, J. A. (1997). Capítulo 1, Historia de los túneles y su evolución tecnológica. Manual de Túneles y Obras Subterráneas. Editor: Carlos López Jimeno et al. Madrid: Gráficas Arias Montano, 1997 (1082p.) 1ª edición.
 26. López Jimeno, Ed (1998). Varios autores. Ingeotúneles, vol. 1. Entorno Gráfico, Madrid.
 27. López Jimeno. Manual de perforación y voladura de rocas. Instituto Tecnológico Geominero de España. Serie: tecnología y seguridad minera, Madrid, 2003.
 28. Lorenzo Salgueiro, Gabriel. Topografía de Túneles. Disponible en: <http://daminas.org/wp-content/uploads/2009/01/topografc3ad..%5B1%5D.pdf>. Enero 2009, (Consulta 8 marzo 2015).
 29. Llanes Díaz, Jesús; Fernández Rodríguez, Francisco. Movimiento de tierra. Editorial pueblo y Educación, 1980.
 30. MINFAR. Análisis de estabilidad de túneles. NR-FA-08-08. Centro de Información para la Defensa, 1990.
 31. Ortuño. L. (1998). Emboquille de túneles, en: Ingeotúneles, vol. I. Ed. Entorno Gráfico, Madrid. Cap. 4, pp 145-167.

32. Pérez Figueredo, Yunior. “Rendimiento de equipos en obras subterráneas”. Tesis de Diploma, Universidad “Oscar Lucero Moya”, Facultad de Ingeniería, Holguín, 2011.
33. Romana. M. (2000). Uso de las clasificaciones geomecánicas en las boquillas de túneles, Ingeopres n. °83, pp. 18-24, Madrid. Sena Leite, Francisco. “Desarrollo de una herramienta para diseño de voladuras en túneles”. Tesis de Diploma, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Minas, Departamento de Ingeniería Química y Combustibles, Madrid, julio 2013.
34. Sfriso, Alejo O. Algunos procedimientos constructivos para la ejecución de túneles urbanos. Disponible en: http://www.srk.com/files/File/Sfriso,%20A_%20-%20Procedimientos%20constructivos%20para%20t%C3%BAneles%20urbanos.pdf. Agosto 2006, (Consulta 23 noviembre 2014).

ANEXOS

ANEXO 1

Ilustración 1 (Clasificación de las rocas ígneas)

PIROCLÁSTICAS	ÍGNEAS				GRUPO GENÉTICO		
Masiva					Estructura habitual		
Al menos el 50% de los granos son de rocas ígneas	Cuarzo, feldespatos, micas, minerales opacos		Feldespato, minerales opacos	Minerales opacos	Composición		
	Ácido	Intermedio	Básico	Ultrabásico			
(Granos redondeados) AGLOMERADO	Pegmatita			Piroxenita	Grano muy grueso	60	Tamaño de grano predominante (mm)
(Granos angulosos) BRECHA VOLCÁNICA	GRANITO	DIORITA	GABRO		Grano grueso		
TUFITAS			DOLERITA	Grano medio	0,06		
TUFITAS DE GRANO FINO	RIOLITA	ANDESITA	BASALTO	Grano fino	0,002		
TUFITAS DE GRANO MUY FINO				Grano muy fino			
VIDRIOS VOLCÁNICOS					VIDRIOS AMORFOS		

Ilustración 2 (Clasificación de las rocas sedimentarias)

SEDIMENTOS DETRÍTICOS				SEDIMENTOS QUÍMICOS Y ORGÁNICOS	GRUPO GENÉTICO			
Estratificado					Estructura habitual			
Granos de roca, cuarzo, feldespato, y minerales arcillosos		Al menos 50% de los granos son de carbonato		Sales, carbonatos, sílice y materia orgánica	Composición			
Rudáceas	Sus granos son fragmentos de roca		Calizas (indiferenciadas)	Calciruditas				ROCAS EVAPORITAS
	Granos redondeados Conglomerados Granos angulares Brechas				Halita Anhidrita Yeso	Grano grueso	2	
Arenáceas	Sus granos son principalmente fragmentos minerales			Calcarenitas	ROCAS CALCÁREAS	Grano medio	0,06	
	Areniscas				CALIZAS	Grano fino		
Lutificas	Fangolita	Limotita (50% de partículas finas)		Margas	Calcilimolita	DOLOMÍA	0,002	
		Argilita (50% de partículas muy finas)	Creta		Grano muy fino			
			Calculutita					
				ROCAS SILÍCEAS Pedernal	VIDRIOS AMORFOS			
				ROCAS ORGÁNICAS Carbón				

Ilustración 3 (Clasificación de las rocas metamórficas)

METAMÓRFICA		GRUPO GENÉTICO			
Foliada	Masiva	Estructura habitual			
Cuarzo, feldespatos, micas y minerales oscuros	Cuarzo, feldespatos, micas y minerales oscuros y carbonatos	Composición			
Brecha tectónica		Grano muy grueso	Tamaño de grano predominante (mm)		
MIGMATITAS	Corneana Mármol Granulita Cuarcita	Grano grueso			60
GNEIS		Grano grueso			2
ESQUISTO		Grano medio			0,06
Anfibolita		Grano fino			
FILITA PIZARRA		Grano muy fino			0,002
Milonita					

ANEXO 2

Recuadro 1

Fases, objetivos y contenido de las investigaciones *in situ* para túneles

Fases y objetivos	Tareas	Contenidos
Estudios previos <ul style="list-style-type: none"> • Reconocimiento geológico general del trazado o corredores. • Identificación de riesgos geológicos para la excavación del túnel. • Clasificación geológico-geotécnica básica de materiales. • Planificación de investigaciones para la siguiente fase. • Análisis de alternativas de trazados. 	Revisión de información	<ul style="list-style-type: none"> — Topografía. — Hidrología e hidrogeología. — Mapas geológicos. — Túneles y minas próximas. — Sismicidad.
	Fotointerpretación	<ul style="list-style-type: none"> — Fotogramas en color y blanco y negro. — Técnicas especiales en zonas cubiertas de vegetación. — Teledetección.
	Reconocimientos geológicos	<ul style="list-style-type: none"> — Geomorfología y estabilidad de laderas. — Litologías. — Fallas y estructuras tectónicas. — Datos hidrogeológicos.
	Investigaciones <i>in situ</i>	<ul style="list-style-type: none"> — Sondeos espaciados. — Geofísica en superficie.
	Interpretación geológico-geotécnica	<ul style="list-style-type: none"> — Mapas y cortes geológicos (1:10.000 – 1:2.000).
Anteproyecto y proyecto <ul style="list-style-type: none"> • Selección del trazado y emboquilles. • Estudio geológico-geotécnico detallado. • Evaluación de los problemas geológico-geotécnicos y su incidencia en la excavación. • Características geomecánicas de los materiales. • Criterios geomecánicos para el diseño. • Recomendaciones para el sostenimiento, excavación y tratamientos del terreno. 	Cartografía geológica-geotécnica	<ul style="list-style-type: none"> — Litoestratigrafía. — Estructura. — Estaciones geomecánicas. — Geomorfología. — Mapas a escala 1:2.000 – 1:500.
	Datos hidrológicos e hidrogeológicos	<ul style="list-style-type: none"> — Regionales y locales. — Estimación de caudales y presiones.
	Investigaciones geotécnicas	<ul style="list-style-type: none"> — Ensayos de laboratorio. — Sondeos. — Calicatas. — Geofísica. — Ensayos <i>in situ</i>.
	Interpretación geológica-geotécnica	<ul style="list-style-type: none"> — Clasificaciones geomecánicas. — Propiedades geomecánicas. — Recomendaciones para el sostenimiento y excavación. — Tratamientos del terreno.
Construcción <ul style="list-style-type: none"> • Control geológico-geotécnico y auscultación. • Adecuación del proyecto a las condiciones del terreno. • Medidas de control de inestabilidades, filtraciones y tratamientos del terreno. 	Control geológico-geotécnico	<ul style="list-style-type: none"> — Cartografía geológica-geotécnica en el interior del túnel. — Sondeos en avance, galería exploratoria, geofísica, ensayos.
	Auscultación	<ul style="list-style-type: none"> — Instrumentación geotécnica.
	Control de calidad	<ul style="list-style-type: none"> — Ensayos.
	Asistencia técnica	<ul style="list-style-type: none"> — Seguimiento y control de ejecución. — Soluciones constructivas y tratamientos del terreno.

Recuadro 2 (Guía para la planificación de investigaciones en túneles)

Guía para la planificación de investigaciones en túneles

FOTOINTERPRETACIÓN	INVENTARIO DE TÚNELES
<ul style="list-style-type: none"> — Escalas 1:25.000 a 1:10.000. — Recomendables las fotos en color. — Radar: en zonas de densa vegetación. — Térmicas: zonas de fracturación con agua. — Infrarrojo: delimitación de características geológicas mal definidas con otras fotos. <p>Observaciones</p> <ul style="list-style-type: none"> — Técnicas rápidas y desarrolladas. — Bajo coste. — Precisan verificación en campo. — Limitaciones en zonas cubiertas de vegetación. 	<ul style="list-style-type: none"> — Tiene por objeto conocer el comportamiento de túneles de la región excavados en materiales y condiciones similares a las del túnel en proyecto. — Datos a incluir: corte geológico, estructura, clasificación geomecánica. — Datos geométricos, sostenimientos y problemas de construcción y mantenimiento. <p>Observaciones</p> <ul style="list-style-type: none"> — Permite efectuar análisis a posteriori del comportamiento geomecánico, estabilidad y sostenimiento. — Puede advertir sobre problemas existentes y transmitir experiencias. — La información está supeditada a la accesibilidad y disponibilidad de datos.
MAPAS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS	GALERÍAS Y TÚNELES PILOTO
<ul style="list-style-type: none"> — Escalas de estudios previos 1:10.000-1:2.000. — Escalas de proyecto 1:2.000-1:500. — El corte geológico por el eje del túnel es el principal documento geológico. <p>Observaciones</p> <ul style="list-style-type: none"> — Técnicas muy desarrolladas e imprescindibles. — Relativamente económicas. — Sujetas a incertidumbres en función de la complejidad geológica y datos disponibles. 	<ul style="list-style-type: none"> — Utilizadas en túneles de gran longitud y/o complejidad. <p>Observaciones</p> <ul style="list-style-type: none"> — Permiten la observación directa y la realización de ensayos <i>in situ</i>, y el drenaje previo del terreno. — Permiten la instrumentación y realización de tratamientos del terreno previos y durante la excavación. — Muy costosas y lentas.
ESTACIONES GEOMECAÑICAS	GEOFÍSICA
<ul style="list-style-type: none"> — Análisis estructural de discontinuidades. — Grado de meteorización del macizo rocoso. — Datos hidrogeológicos. — Estado de fracturación. — Ensayos de clasificación. <p>Observaciones</p> <ul style="list-style-type: none"> — Precisan de datos estadísticamente representativos. — Limitación en zonas cubiertas por vegetación, o por suelos o rocas muy alteradas. 	<ul style="list-style-type: none"> — Eléctrica: detección de fracturas, acuíferos y contactos litológicos. — Sísmica de refracción, <i>downhole</i> y <i>crosshole</i>: contactos roca sana-meteorizada, ripabilidad, módulos de deformación, grado de fracturación. — Diagrafias en el interior de sondeos: obtención de propiedades <i>in situ</i>, como densidad, porosidad, velocidad de ondas, grado de fracturación, etc. — Sísmica de reflexión: permite estudiar la estructura geológica en profundidad, fallas, pliegues, contactos, etcétera. <p>Observaciones</p> <ul style="list-style-type: none"> — Necesita contrastar resultados con otros datos de campo (sondeos, ensayos) y requieren una adecuada interpretación geológica. — Costes altos en sísmica por reflexión.

SONDEOS

Objetivos:

- Investigar problemas geológico-estructurales, zonas complejas o mal conocidas.
- Obtener datos de fracturación del macizo y examinar los testigos.
- Obtener muestras y testigos para ensayos.
- Efectuar medidas hidrogeológicas y ensayos en su interior.

Equipos adecuados:

- Rotación (a veces tricono). Diámetro mínimo NX.
- Tomamuestras de doble o triple tubo, *wire-line* en sondeos profundos.
- Medidas de desviación en sondeos profundos.

Testificación geotécnica:

- Descripción estandarizada del testigo del sondeo.

Situación de los sondeos:

- En boquillas, accesos y zonas geológicamente complejas, y sistemáticamente a lo largo del eje del túnel.

Número: función de la complejidad, espesor de recubrimientos, accesos, costes, etc. Como orientación:

- 1 sondeo cada 50 a 100 m de trazado en zonas geológicamente complejas, o de litología muy variable.
- 1 sondeo cada 100 a 200 m en zonas más uniformes.
- En zonas de emboquille un mínimo de 3 sondeos.
- Para túneles de más de 1.000 m de longitud es recomendable una longitud total de sondeos al menos del 50 % de la longitud del túnel.
- Para túneles de menos de 1.000 m, el 75 % de su longitud.
- Para túneles de menos de 500 m, el 100 % de su longitud.

Inclinación: en general es mejor realizar sondeos inclinados que verticales; importante medir desviaciones en sondeos profundos.

Observaciones

- Medio directo de obtener testigos.
- Permiten efectuar ensayos geotécnicos y pruebas hidrogeológicas.
- Alto coste, procedimiento lento.
- Los accesos pueden ser un condicionante importante.

ENSAYOS EN EL INTERIOR DE SONDEOS

- Estudio de discontinuidades y cavidades: cámaras de TV, orientación de testigos, «caliper», buzómetros, etc.
- Ensayos de deformabilidad: dilatómetros y presiómetros.
- Ensayos de hidrofracturación.
- Ensayos de permeabilidad: Lugeon, Lefranc.
- Piezometría, muestreo de agua, etc.
- Ensayos geofísicos

Observaciones

- Muy útiles en rocas blandas, materiales fracturados o con escasa recuperación.
- Algunas de estas técnicas son sofisticadas y costosas.

Tabla 1 (Técnicas de exploración geofísica para excavaciones subterráneas, TGE 1990).

Método	Principio	Zona geológica de utilización	Aplicaciones	Limitaciones	Costo
Gravimétrico	Mide la densidad total de las rocas medidas en 10^{-8} gals. Presición $\pm 1 \times 10^{-7}$ gals. La cobertura es esférica alrededor de un punto.	Cualquiera. Profundidad efectiva hasta 1000m. La intensidad de la señal decrece con el cuadrado de la profundidad.	Medidas de cambios laterales de tipos de rocas. Situación de cavidades subterráneas.	No proporciona medidas directas de la geometría de las rocas.	Intermedio
Magnetométrico	Mide las intensidades magnéticas totales en gammas para un campo total de ± 1 gamma, 2.5-10 gammas para el campo vertical y ± 10 gammas para el campo horizontal. La cobertura es puntual, mide las intensidades de campo.	Cualquiera, pero principalmente ígnea. La profundidad no es selectiva pero la intensidad de campo decrece con el cuadrado de la situación del observador.	Detecta la presencia de cuerpos metálicos locales. Es útil para detectar fallas e intrusiones ígneas de menor importancia.	No proporciona medidas directas de la geometría de las rocas.	Bajo a intermedio
Resistividad eléctrica	Medidas de la conductividad eléctrica relativa de las rocas en ohmios desde 3×10^{-3} hasta 10^4 ohms. Cobertura lineal en distancias cortas.	Cualquiera pero principalmente para evaluación de recubrimientos y alturas piezométricas. Profundidad efectiva de 1000m.	Exploración de masas minerales, localización de acuíferos, depósitos de grava y perfiles de lechos rocosos.	Resultados a menudo ambiguos.	Intermedio
Electromagnéticos	Mide la amplitud y el ángulo de fase del campo electromagnético.	Cualquiera	Localización de acuíferos.	Aplicación restrictiva. Resultados ambiguos.	Bajo a Intermedio
Radiométrico	Medidas de radiación de rayos γ , 2.5×10^{-2} miliroentgens/hora, a unos 4000 impulsos/s. Cobertura puntual.	Cualquiera	Prospección de mineral radioactivo.	Solo mide manifestaciones superficiales. A menudo se utiliza en sondeos.	Bajo
Refracción sísmica	Mide los tiempos de tránsito de la energía inducida con explosivos, vibraciones 10^{-3} segundos. Presición $\pm 2 \times 10^{-3}$ s. La cobertura es lineal para cualquier espaciado horizontal deseado.	Rocas ígneas, metamórficas o sedimentarias. Profundidad efectiva de 0 a 200m. Para profundidades mayores se necesita una gran extensión horizontal de la operación.	Medida de la profundidad del lecho rocoso. Determinación de las velocidades de las ondas S y P en la zona de refracción, para obtención de las propiedades de las rocas. Configuración y continuidad de las superficies rocosas.	Se requiere una calibración de la velocidad para determinaciones profundas. No da buenos resultados en estratos inclinados. No es rentable para pequeños trabajos.	Alto pero cubre una zona amplia.
Reflexión sísmica	Mide los tiempos de tránsito de la energía inducida por varias fuentes en 10^{-3} segundos. Presición $\pm 2 \times 10^{-3}$ s = 1 a 8m, decreciendo con la profundidad. Cobertura lineal para cualquier espaciado horizontal deseado.	Principalmente rocas sedimentarias. Profundidad efectiva ± 200 m hasta profundidad ilimitada.	Mide la profundidad y continuidad de los estratos rocosos. Localiza discontinuidades tales como fallas. Proporciona datos sobre las condiciones de estratificación.	Se requiere una calibración de la velocidad para determinar la profundidad.	Alto

ANEXO 3

Ilustración 1 (Condiciones naturales de inestabilidad en excavaciones de túneles en roca)

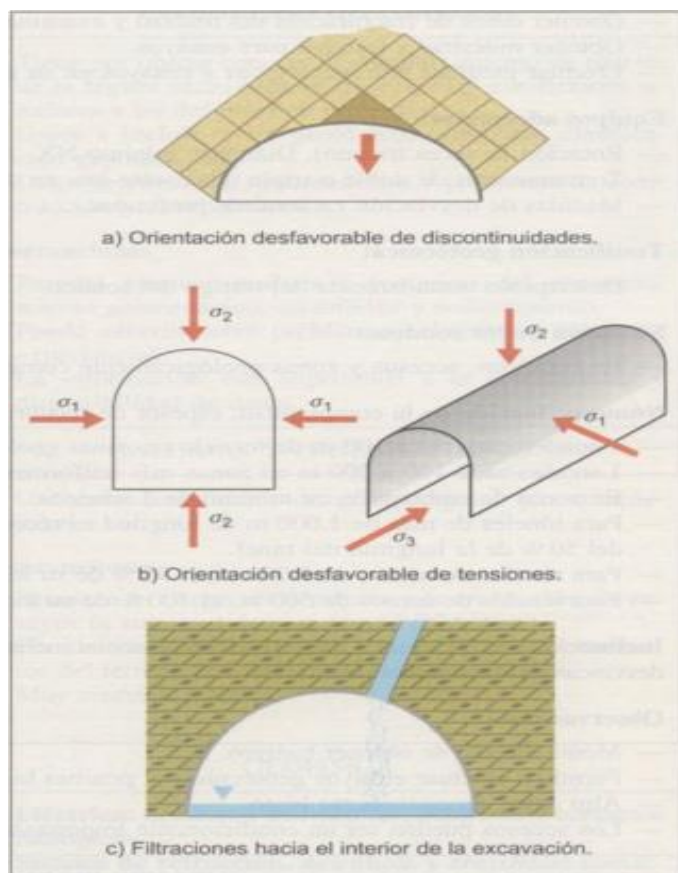


Ilustración 2 (Influencia de la estructura geológica en la estabilidad de un túnel).

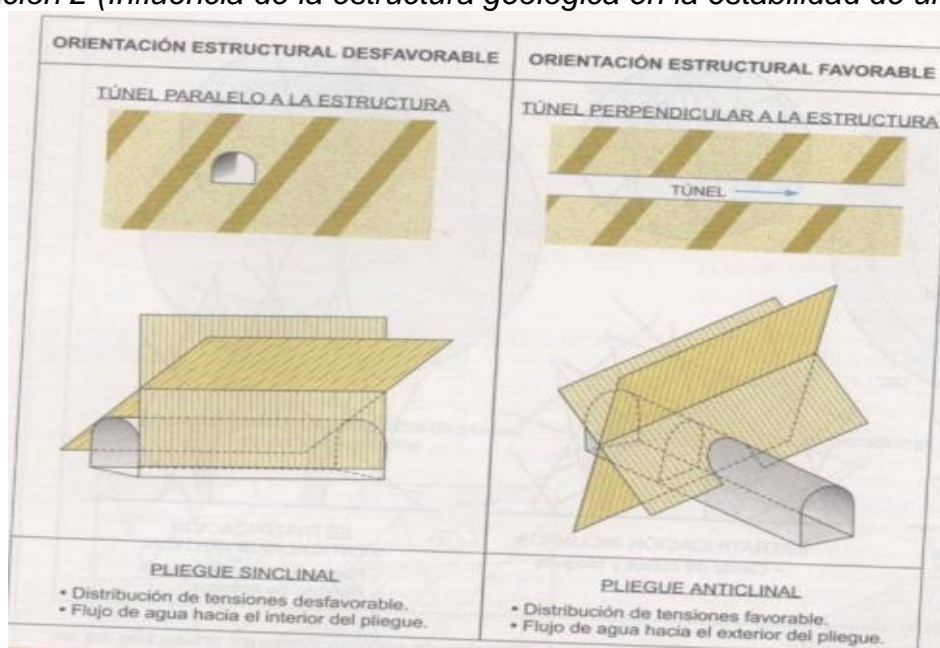


Ilustración 3 (Influencias de las discontinuidades en la estabilidad de un túnel. Ejemplos de sobre-excavaciones producidas en un túnel de trasvase; González de Vallejo, 1981)

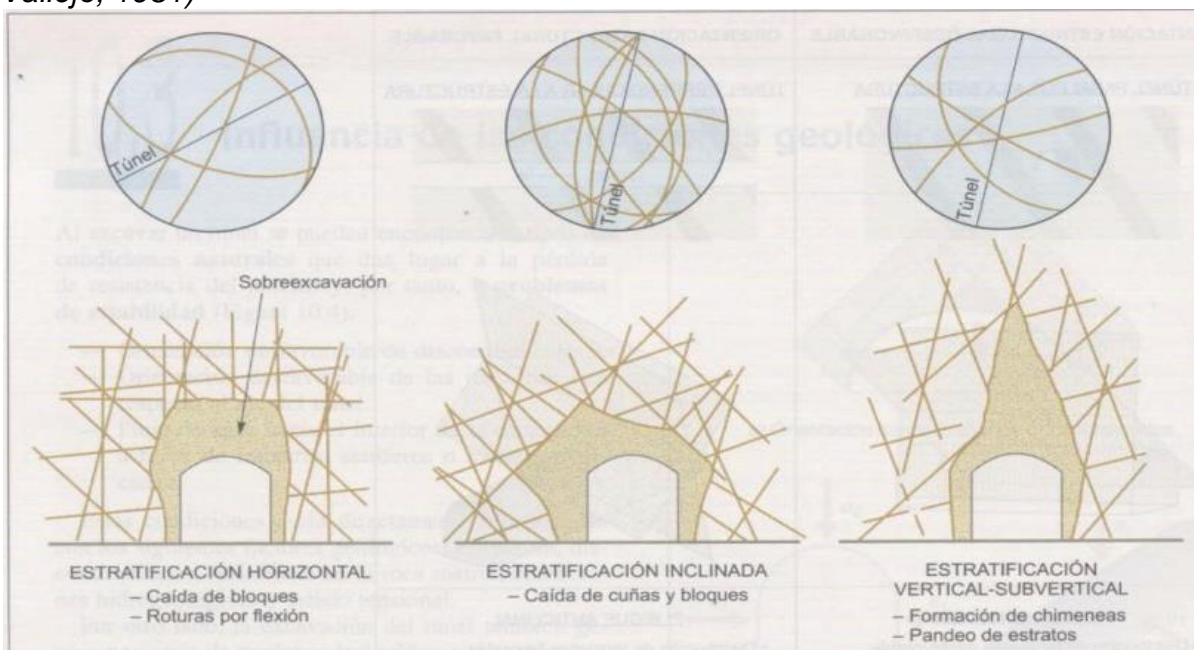


Ilustración 4 (Representación y análisis de discontinuidades).

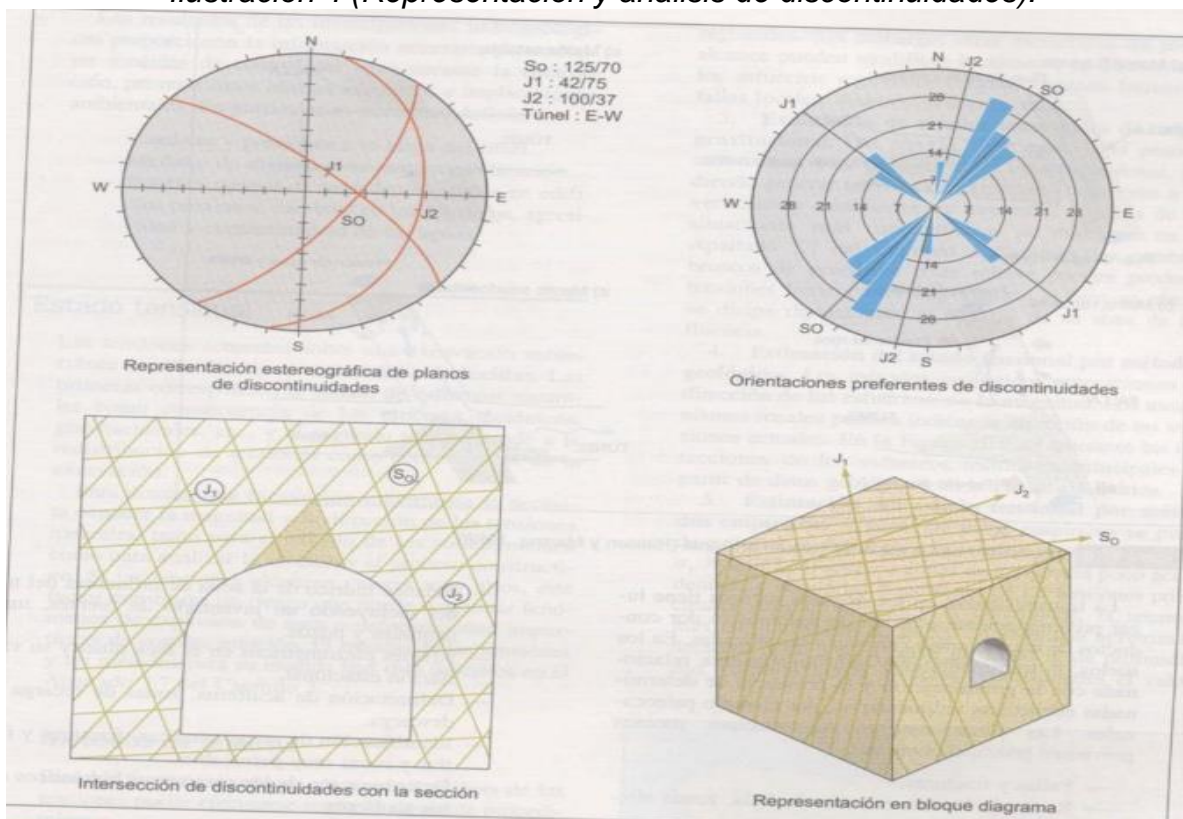
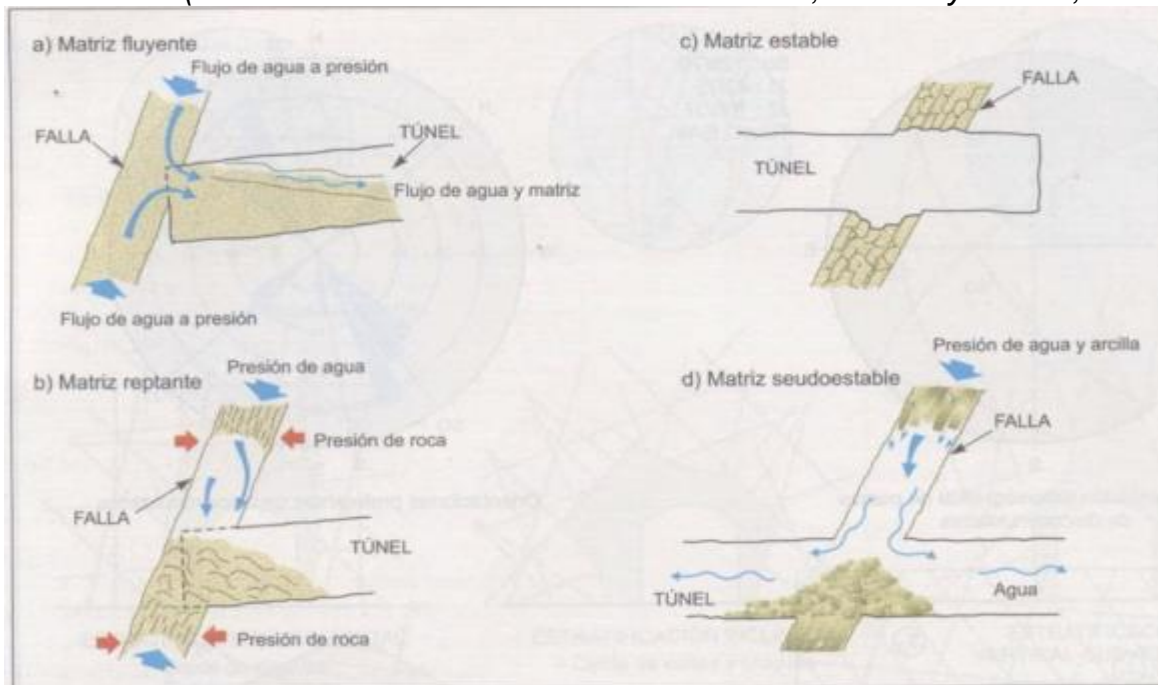


Ilustración 5 (Estabilidad de las rocas de falla en un túnel; Hansen y Martna, 1988)



ANEXO 4

Recuadro 1 (Cálculo de los parámetros geomecánicos del macizo rocoso para el diseño de un túnel)

Cálculo de los parámetros geomecánicos del macizo rocoso para el diseño de un túnel

Calcular la resistencia, deformabilidad, presiones hidrostáticas y tensiones naturales, aplicando los métodos desarrollados en el Capítulo 3, con el fin de diseñar el sostenimiento de un túnel.

Se considera un túnel que atraviesa una formación de areniscas del Terciario, con buzamiento prácticamente horizontal.

- Datos del macizo: RMR = 80, GSI = 75, RQD = 90, JRC = 13; se considera $\sigma_v = 1$ MPa, equivalente a una profundidad de 38 m.
- Datos de ensayos de laboratorio en matriz rocosa: $\gamma = 2,67$ t/m³, $\sigma_{ci} = 85$ MPa, $E_i = 40$ GPa y $\nu = 0,24$; en ensayos triaxiales se obtuvieron valores de $\phi_i = 70^\circ$ y $c_i = 2,9$ MPa.
- Con el martillo de Schmidt se midió $R=40$ y $r=20$.
- El macizo se encuentra seco.

Resistencia de la matriz rocosa

• Criterio de Hoek y Brown

La resistencia a compresión de la roca viene dada por:

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

Si se supone $\sigma_3 = 1$ MPa, y se toma $m_i = 19$ (Cuadro 3.14), $\sigma_{ci} = 85$ MPa (laboratorio): $\sigma_1 = 95,02$ MPa.

La resistencia a tracción es:

$$\sigma_t = \frac{1}{2} \sigma_{ci} (m_i - \sqrt{m_i^2 + 4}) \Rightarrow \sigma_t = 4,46 \text{ MPa}$$

Los valores de c_i y ϕ_i pueden obtenerse a partir de este criterio mediante el ajuste de una recta $\tau - \sigma_n$ de Mohr-Coulomb a la curva $\tau - \sigma_n$ de Hoek y Brown. Si se aplica el programa «Rockdata» (para evaluación de la resistencia a partir del criterio de Hoek y Brown) considerando los datos de entrada y pares de valores $\sigma_1 - \sigma_3$ simulados a partir de la expresión del criterio (Figura A), se obtiene:

$$\sigma_{ci} \approx 80 \text{ MPa}, \quad m_i = 13,48, \quad s = 1$$

y a partir del ajuste al criterio lineal de Mohr-Coulomb (Figura B):

$$\phi_i = 55^\circ; \quad c_i = 12 \text{ MPa}$$

Estos valores difieren de los aportados por ensayos de laboratorio, sin embargo son más acordes con los rangos característicos de estos parámetros.

• Criterio de Mohr-Coulomb

La resistencia al corte a favor de un plano viene dada por: $\tau = c_i + \sigma_n \operatorname{tg} \phi_i$

Si se supone $\sigma_n = 1$ MPa y los datos de laboratorio para c_i y ϕ_i : $\tau = 5,65$ MPa.

La resistencia expresada en función de los esfuerzos principales es:

$$\sigma_1 = \frac{2c_i + \sigma_3(\operatorname{sen} 2\theta + \operatorname{tg} \phi_i(1 - \cos 2\theta))}{\operatorname{sen} 2\theta - \operatorname{tg} \phi_i(1 + \cos 2\theta)}$$

si se considera el plano de rotura teórico más desfavorable, correspondiente a $\theta = 45 + \phi_i/2 = 80^\circ$, y se supone $\sigma_3 = 1$ MPa: $\sigma_1 = 65,05$ MPa.

Cálculo de los parámetros geomecánicos del macizo rocoso para el diseño de un túnel 2

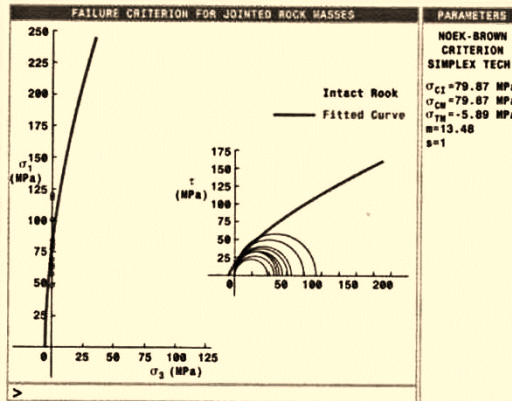


Figura A

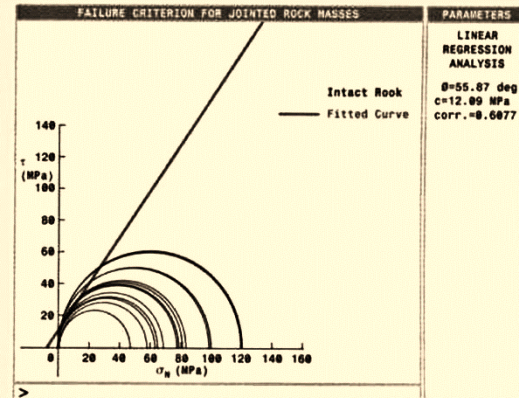


Figura B

Este valor resulta inferior al dato de laboratorio para la resistencia a compresión simple ($\sigma_{ci} = 85$ MPa), lo que teóricamente no es posible.

La resistencia a compresión simple según Mohr-Coulomb será:

$$\sigma_{ci} = \frac{2c_i \cos \phi_i}{1 - \sin \phi_i} \Rightarrow \sigma_{ci} = 33 \text{ MPa}$$

de nuevo muy por debajo del valor de laboratorio.

La resistencia a tracción de la matriz viene dada por:

$$\sigma_{ti} = \frac{2c_i \cos \phi_i}{1 + \sin \phi_i} \Rightarrow \sigma_{ti} = 1,02 \text{ MPa}$$

El criterio de Mohr-Coulomb aporta valores para la resistencia muy por debajo de los valores de laboratorio y de los obtenidos con el criterio de Hoek y Brown. Como se indica en el Apartado 3.4 del Capítulo 3, las expresiones de Mohr-Coulomb no son representativas para evaluar la resistencia de la matriz rocosa.

Resistencia al corte de las discontinuidades

- Criterio de Barton y Choubey

La resistencia friccional de un plano viene dada por:

$$\phi_p = JRC \log \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \phi_r$$

donde:

$$\phi_r = (\phi_b - 20) + 20 \frac{r}{R}$$

El valor de JCS se obtiene de la expresión:

$$\log JCS = 0,00088 \gamma_{roca} r + 1,01 \Rightarrow JCS = 29,6 \text{ MPa}$$

donde γ está en KN/m^3 y JCS en MN/m^2 .

JCS puede también obtenerse del gráfico de Miller (Recuadro 6.2), resultando igual valor.

El valor de ϕ_r es de 30° , considerando $\phi_b = 40^\circ$ (Cuadro 3.13), $r = 20$ y $R = 40$.

A partir de los datos anteriores, para $JRC = 13$ y suponiendo $\sigma_n = 1$ MPa, se obtiene: $\phi_p = 49^\circ$.

Si $JCS/\sigma_n \geq 50$, para el cálculo de ϕ_p se emplearía la expresión $\phi_p = \phi_r + 1,7 JRC$; esta relación se daría para valores de $\sigma_n \leq 0,6$ MPa. Para los planos de estratificación horizontales se ha tomado $\sigma_n = \sigma_v = 1$ MPa (esfuerzo correspondiente a 38 m de profundidad considerando $\gamma = 2,67 \text{ t/m}^3$), por lo que $JCS/\sigma_n \approx 30$; el valor $\sigma_n \leq 0,6$ MPa se obtendría para planos de discontinuidad con buzamiento $\geq 53^\circ$, para el valor considerado $\sigma_v = 1$ MPa. En este caso, $\phi_p = 52^\circ$ (siempre que $JRC = 13$). Como se observa, el valor de ϕ_p depende del valor del esfuerzo normal ejercido sobre la discontinuidad, no siendo un valor único para el plano.

Con el valor de ϕ_p puede obtenerse la resistencia al corte de discontinuidades:

$$\tau = c + \sigma_n \text{tg } \phi_p$$

para $\sigma_n = 1$ MPa y considerando $c = 0$ se obtiene: $\tau = 1,15$ MPa.

Si se toma $\sigma_n = 0,6$ MPa y $\phi_p = 52^\circ$, resulta: $\tau = 0,77$ MPa.

Resistencia del macizo rocoso

- Criterio de Hoek y Brown

La resistencia viene dada por:

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

los valores de m y s pueden obtenerse a partir de:

$$a) m = m_i \exp \frac{RMR - 100}{28} \quad y \quad s = \exp \frac{RMR - 100}{9}$$

$$\text{para } m_i = 19 \text{ y } RMR = 80 \Rightarrow m = 9,301 \text{ y } s = 0,108$$

$$b) m = m_i \exp \frac{GSI - 100}{28} \quad y \quad s = \exp \frac{GSI - 100}{9}$$

$$\text{para } m_i = 19 \text{ y } GSI = 75 \Rightarrow m = 7,78 \text{ y } s = 0,0622$$

Cálculo de los parámetros geomecánicos del macizo rocoso para el diseño de un túnel 3

- c) A partir del Cuadro 3.19: $m = 8,78$ y $s = 0,189$.
 d) Aplicando el programa «Rockdata» (para macizo rocoso fracturado): $m = 4,35$ y $s = 0,0349$.

Si se toman los valores de $\sigma_3 = 1$ MPa y $\sigma_{ci} = 85$ MPa se obtienen, en función de los anteriores pares de valores de m y s :

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= 40,6 \text{ MPa} \\ \sigma_1 &= 34,3 \text{ MPa} \\ \sigma_1 &= 46,9 \text{ MPa} \\ \sigma_1 &= 25,9 \text{ MPa}\end{aligned}$$

considerándose representativo un valor de: $\sigma_1 \approx 37$ MPa.

La resistencia a compresión simple del macizo rocoso se obtiene para $\sigma_3 = 0$: $\sigma_{cm} = \sigma_{ci} \sqrt{s}$; para los anteriores valores de s y considerando $\sigma_{ci} = 85$ MPa:

$$\begin{aligned}\sigma_{cm} &= 27,9 \text{ MPa} \\ \sigma_{cm} &= 21,2 \text{ MPa} \\ \sigma_{cm} &= 36,9 \text{ MPa} \\ \sigma_{cm} &= 15,9 \text{ MPa}\end{aligned}$$

considerándose representativo un valor $\sigma_{cm} \approx 25$ MPa.

La resistencia a tracción del macizo viene dada por:

$$\sigma_{tm} = \frac{s\sigma_{ci}}{m}$$

y para los valores anteriores de los parámetros m y s :

$$\begin{aligned}\sigma_{tm} &= 0,98 \text{ MPa} \\ \sigma_{tm} &= 0,68 \text{ MPa} \\ \sigma_{tm} &= 1,83 \text{ MPa} \\ \sigma_{tm} &= 1,46 \text{ MPa}\end{aligned}$$

considerándose representativo un valor: $\sigma_{tm} \approx 1,2$ MPa.

Los parámetros resistentes del macizo, c y ϕ , se obtienen a partir del ajuste de una recta de Mohr-Coulomb a la curva $\tau - \sigma_n$ del criterio de Hoek-Brown. Con el programa «Rockdata», se obtienen: $\phi = 47^\circ$, $c = 3,3$ MPa. Considerando los valores $m = 7,78$ y $s = 0,0622$, obtenidos a partir del índice GSI :

$$\phi = 43,5^\circ, \quad c = 7,25 \text{ MPa}$$

El valor de la cohesión es superior al obtenido para la matriz en ensayos de laboratorio (2,9 MPa), aunque está en consonancia con el proporcionado por el criterio de Hoek y Brown (12 MPa).

Deformabilidad del macizo rocoso

• Correlaciones con E_i

Según datos de laboratorio, la matriz rocosa presenta un módulo de Young $E_i = 40$ GPa.

- A partir del RQD : $E = E_i \mu$; para $RQD = 90\%$, $\mu = 0,5 \Rightarrow E = 20$ GPa.
- Relación de Heuze (Cuadro 3.24): $E = E_i/2,5$
 $E = 16$ GPa.

• Correlaciones con RMR y GSI

- $E = 2 RMR - 100$, para $RMR > 50$: $E = 60$ GPa.
- La expresión

$$E = 10 \frac{RMR - 10}{40} = 56 \text{ GPa}$$

no es válida por ser aplicable para $RMR < 50$.

- La expresión

$$E = \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} 10 \left(\frac{GSI - 10}{40} \right)$$

es aplicable para macizos rocosos con $\sigma_{ci} < 100$ MPa. Para el caso analizado $\sigma_{ci} = 85$ MPa y $GSI = 75$: $E = 38,9$ GPa.

El valor de 60 MPa resulta muy elevado, y no es posible que el módulo de deformación del macizo sea superior al de la matriz; el último valor resulta semejante al de la matriz. Por tanto las expresiones anteriores sobrevaloran el valor de E , y los resultados no son coherentes. Ante estas incertidumbres y considerando que es recomendable tomar un rango de valores para E , más que un valor determinado, podría aceptarse el valor de 38,9 reducido en un 50-60% (es habitual tomar entre 0,4 y 1,6 de los valores obtenidos), con lo que se tendría: $E \approx 15-19$ GPa, aproximándose a los obtenidos por correlación con el módulo de la matriz rocosa (20 y 16 GPa). Puede darse, por tanto, un valor representativo entre 15-20 GPa para el módulo de deformación del macizo.

Presiones hidrostáticas

No se consideran al estar seco el macizo.

Tensiones naturales

- El macizo rocoso está decomprimido y el túnel en proyecto se sitúa a escasa profundidad (38 m), sin indicios de estados tensionales tectónicos, por lo que K puede estimarse según la relación:

$$K = v/(1 - v) \text{ para } v = 0,24 \Rightarrow \sigma_H = 0,316\sigma_v$$

- Si se aplica la expresión de Sheorey:

$$K = 0,25 + 7E_h \left(0,001 + \frac{1}{z} \right)$$

tomando $E_h = 18$ GPa y $z = 38$ m, se obtiene un valor de $K > 3$, que no se considera representativo.

- Según el índice SRF, para $T = 12 \times 10^6$ años, $E_i = 40$ GPa, $H = 1.000$ m y NC y SC no aplicables, se obtiene:

$$SRF = \log \frac{T}{E \times H} = 2,47$$

para $SRF > 2,4$ en rocas alpinas, $K < 1,0$ (estado tensional bajo).

Como conclusión puede adoptarse el valor:

$$K = 0,31 \Rightarrow \sigma_H = 0,31\sigma_v$$

Ejemplo 1: Cálculo de los caudales infiltrados en un túnel por el método de Goodman, Moye, Schalkwyk y Javendel.

Cálculo de los caudales infiltrados en un túnel por el método de Goodman, Moye, Schalkwyk y Javendel

Método

Se calculan los caudales infiltrados en un túnel, a partir de los siguientes datos:

- Coeficiente de permeabilidad del acuífero o formación permeable atravesada (*k*).
- Coeficiente de almacenamiento (*S*).
- Longitud del túnel que atraviesa la formación acuífera.
- Altura piezométrica (*H*).
- Avance medio de la excavación.

La expresión para calcular el caudal infiltrado es la siguiente:

$$Q = 2 \sqrt{\frac{2 \cdot k \cdot H^2 \cdot S \cdot t}{3 \cdot C}}$$

siendo

$$t = \frac{3 \cdot Q^2 \cdot C}{8 \cdot k \cdot H^2 \cdot S}$$

donde

- *Q*: caudal (m³) por metro de avance en un tiempo *t*; cuando se refiere a 1 m de avance se supone que es a sección completa.
- *k*: coeficiente de permeabilidad medio de la formación (m/s).
- *H*: altura piezométrica media (m).
- *S*: valores aproximados para arcillas 0,03, arcillas arenosas 0,05, arenas finas 0,10, arenas gruesas 0,20, gravas 0,25.
- *t*: intervalo de tiempo considerado en el que se produce el avance.
- *C*: factor de penetración, estimado empíricamente como:

$$C = 0,12 + 1,24 D$$

siendo *D* la fracción de acuífero atravesado con respecto a la longitud total del acuífero interceptado por el túnel:

$$D = 1 - \frac{L_a - L_t}{L_T}$$

donde *L_a* = longitud total del acuífero, *L_t* = longitud del tramo atravesado y *L_T* = longitud total del túnel.

Ejemplo

Túnel de 200 m de longitud que atraviesa en su totalidad a una formación de las siguientes características:

- k_{media}* = 1 × 10⁻⁴ m/s
- H* = de 50 a 80 m
- S* = 0,10
- L_a* = 200 m

Avance de 10 m/día, en intervalos de 5 días (50 m)

Cálculo del parámetro C

Tramo	Días (t)	Longitud del tramo L _t (m)	H (m)	D	C
1	5	50	50	0,25	0,43
2	10	100	50	0,50	0,74
3	15	150	80	0,75	1,05
4	20	200	50	1,00	1,36

Tramo 1

*t*₁ = 5 días

$$Q_1 = 2 \times \sqrt{\frac{2 \times 10^{-4} \times 50^2 \times 0,1 \times 5 \times 86.400}{3 \times 0,43}} = 258,8 \text{ m}^3 \text{ por m de avance en 5 días}$$

$$Q_1 = \frac{258,8 \times 10^3}{5 \times 86.400} = 0,60 \text{ l/s/m}$$

$$Q = \frac{Q_1 + L_1}{L_2} = \frac{258,8 \times 50}{100} = 129,4 \text{ m}^3$$

t correspondiente a este *Q* para *C*₂:

$$t = \frac{3 \times 129,4^2 \times 0,74}{8 \times 10^{-4} \times 50^2 \times 0,1} = 2,1 \text{ días}$$

Tramo 2

*t*₂ = 5 días + 2,1 = 7,1 días

$$Q_2 = 2 \times \sqrt{\frac{2 \times 10^{-4} \times 50^2 \times 0,1 \times 7,1 \times 86.400}{3 \times 0,74}} = 235 \text{ m}^3 \text{ por m de avance en 10 días}$$

$$Q_2 = \frac{235 \times 10^3}{10 \times 86.400} = 0,27 \text{ l/s/m}; Q = \frac{235 \times 100}{150} = 156,6 \text{ m}^3$$

$$t \text{ para } C_3; t = \frac{3 \times 156,6^2 \times 1,05}{8 \times 10^{-4} \times 50^2 \times 0,1} = 4,4 \text{ días}$$

Tramo 3

*t*₃ = 5 + 4,4 = 9,4 días

$$Q_3 = 363,3 \text{ m}^3 \approx 0,28 \text{ l/s/m}$$

$$Q = 272,4 \text{ m}^3$$

t = 6,8 días

Tramo 4

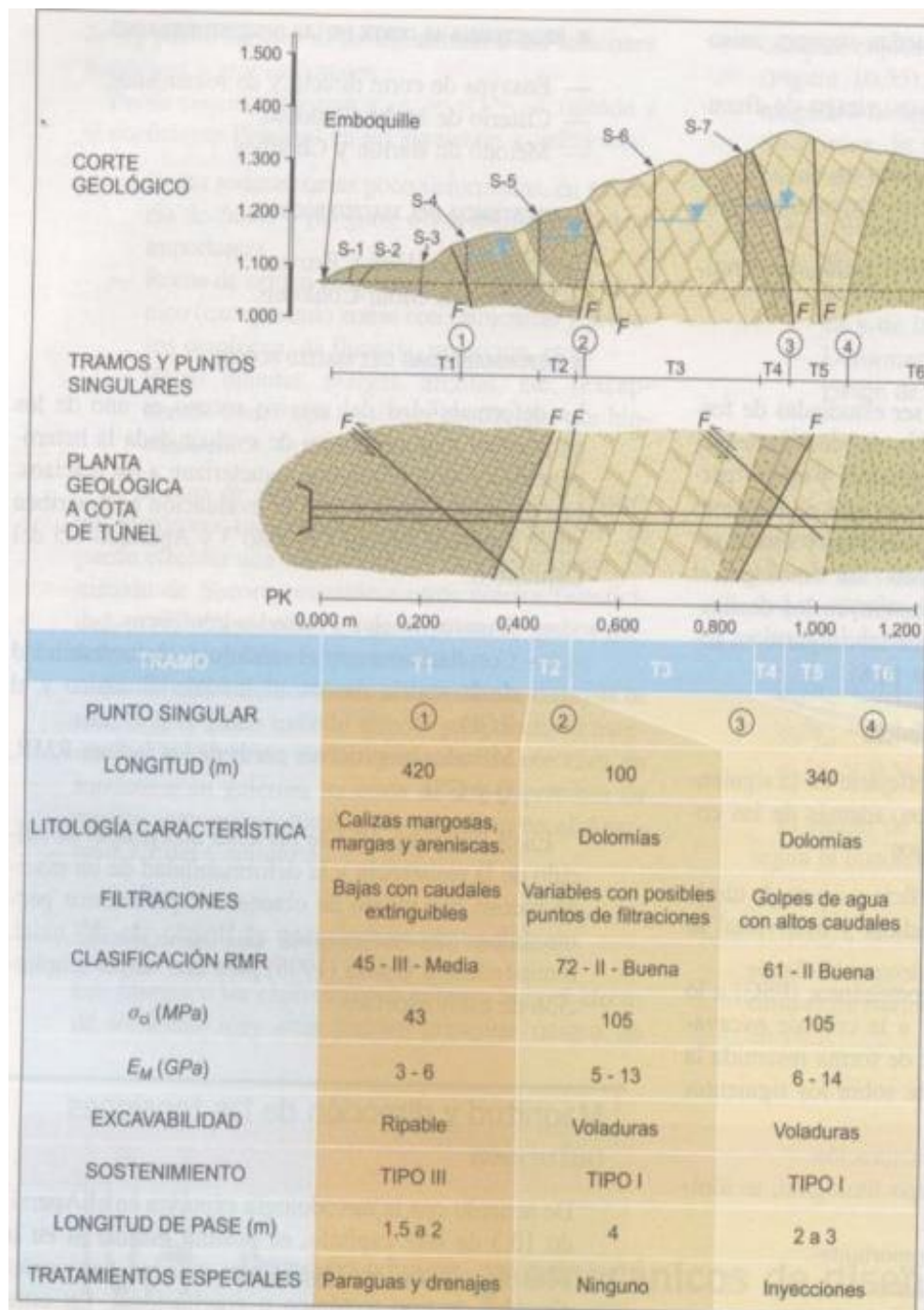
*t*₄ = 5 + 6,8 días = 11,8 días

$$Q_4 = 223,5 \text{ m}^3 \approx 0,13 \text{ l/s/m}$$

Resultados: para el total del túnel (200 m) el caudal medio es de 26 l/s (93,6 m³/hora), cuando todo el túnel esté excavado y suponiendo que actúa como un dren en su conjunto.

ANEXO 5

Ilustración 1 (Ejemplo de perfil de sectorización geomecánica)



Cuadro 1

Clasificación geomecánica RMR (Bieniawski, 1989)

Parámetros de clasificación

1	Resistencia de la matriz rocosa (MPa)	Ensayo de carga puntual	> 10	10-4	4-2	2-1	Compresión simple (MPa)		
		Compresión simple	> 250	250-100	100-50	50-25	25-5	5-1	< 1
Puntuación			15	12	7	4	2	1	0
2	RQD		90 %-100 %	75 %-90 %	50 %-75 %	25 %-50 %	< 25 %		
	Puntuación		20	17	13	6	3		
3	Separación entre diaclasas		> 2 m	0,6-2 m	0,2-0,6 m	0,06-0,2 m	< 0,06 m		
	Puntuación		20	15	10	8	5		
4	Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	< 1 m	1-3 m	3-10 m	10-20 m	> 20 m		
		Puntuación	6	4	2	1	0		
		Abertura	Nada	< 0,1 mm	0,1-1,0 mm	1-5 mm	> 5 mm		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
		Relleno	Ninguno	Relleno duro < 5 mm	Relleno duro > 5 mm	Relleno blando < 5 mm	Relleno blando > 5 mm		
		Puntuación	6	4	2	2	0		
		Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta		
		Puntuación	6	5	3	1	0		
5	Agua freática	Caudal por 10 m de túnel	Nulo	< 10 litros/min	10-25 litros/min	25-125 litros/min	> 125 litros/min		
		Relación: Presión de agua/Tensión principal mayor	0	0-0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	> 0,5		
		Estado general	Seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	Goteando	Agua fluyendo		
		Puntuación	15	10	7	4	0		

Corrección por la orientación de las discontinuidades

Dirección y buzamiento		Muy favorables	Favorables	Medias	Desfavorables	Muy desfavorables
Puntuación	Túneles	0	-2	-5	-10	-12
	Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60

Clasificación

Clase	I	II	III	IV	V
Calidad	Muy buena	Buena	Media	Mala	Muy mala
Puntuación	100-81	80-61	60-41	40-21	< 20

Clasificación geomecánica RMR (Bieniawski, 1989) (Continuación)

Características geotécnicas

Clase	I	II	III	IV	V
Tiempo de mantenimiento y longitud	10 años con 15 m de vano	6 meses con 8 m de vano	1 semana con 5 m de vano	10 horas con 2,5 m de vano	30 minutos con 1 m de vano
Cohesión	> 4 Kp/cm ²	3-4 Kp/cm ²	2-3 Kp/cm ²	1-2 Kp/cm ²	< 1 Kp/cm ²
Ángulo de rozamiento	> 45°	35°-45°	25°-35°	15°-25°	< 15°

Orientación de las discontinuidades en el túnel

Dirección perpendicular al eje del túnel				Dirección paralela al eje del túnel		Buzamiento 0°-20°. Cualquier dirección
Excavación con buzamiento		Excavación contra buzamiento		Buz. 45-90	Buz. 20-45	
Buz. 45-90	Buz. 20-45	Buz. 45-90	Buz. 20-45	Buz. 45-90	Buz. 20-45	
Muy favorable	Favorable	Media	Desfavorable	Muy desfavorable	Media	Desfavorable

Cuadro 2

Calidad de macizos rocosos en relación al índice RMR

Clase	Calidad	Valoración RMR	Cohesión	Ángulo de rozamiento
I	Muy Buena	100-81	> 4 kg/cm ²	> 45°
II	Buena	80-61	3-4 kg/cm ²	35°-45°
III	Media	60-41	2-3 kg/cm ²	25°-35°
IV	Mala	40-21	1-2 kg/cm ²	15°-25°
V	Muy mala	< 20	< 1 kg/cm ²	< 15°

Ilustración 2 (Ejemplos de clases de macizos rocosos)

Macizos de Clase I (RMR = 81 – 100) y Clase II (RMR = 61 – 80)



Dolomías cretácicas. Calidad muy buena. Dos familias de discontinuidades principales.

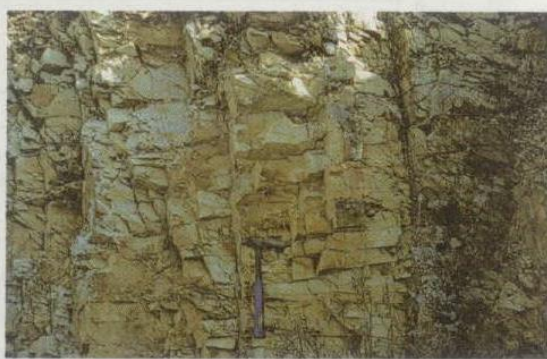


Granito. Calidad buena. Varias familias de discontinuidades alteradas.

Macizos de Clase III (RMR = 41 – 60)



Pizarras ordovícicas. Calidad media. Grado de fracturación alto. Grado de meorización: III.



Pizarras ordovícicas. Calidad media. Grado de fracturación alto. Grado de meorización: III.

Macizos de Clase IV (RMR = 21 – 40) y Clase V (RMR ≤ 20)



Cuarcitas ordovícicas. Calidad mala. Macizo muy alterado y brechificado.



Cuarcitas ordovícicas. Calidad muy mala. Macizo muy alterado y brechificado.

(Fotos: cortesía de Prospección y Geotecnia)

ANEXO 6

Cuadro 1

Valores de los parámetros característicos del índice Q

1. Calidad del testigo RQD		RQD (%)
A	Muy mala	0-25
B	Mala	25-50
C	Media	50-75
D	Buena	75-90
E	Excelente	90-100
Notas: i) Cuando se obtienen valores del RQD inferiores o iguales a 10, se toma un valor de 10 para calcular el índice Q . ii) Los intervalos de 5 unidades para el RQD, es decir, 100, 95, 90, etc., tienen suficiente precisión.		
2. Índice de diaclasado		J_n
A	Roca masiva, sin diaclasas o con fisuración escasa	0,5-1,0
B	Una familia de diaclasas	2
C	Una familia y algunas diaclasas aleatorias	3
D	Dos familias de diaclasas	4
E	Dos familias y algunas diaclasas aleatorias	6
F	Tres familias de diaclasas	9
G	Tres familias y algunas diaclasas aleatorias	12
H	Cuatro o más familias, diaclasas aleatorias, roca muy fracturada, roca en terrones, etc.	15
J	Roca triturada, terrosa	20
Notas: i) En intersecciones de túneles se utiliza la expresión $(3J_n)$ ii) En las bocas de los túneles se utiliza la expresión $(2J_n)$		
3. Índice de rugosidad de las discontinuidades		J_r
a) Contacto entre las dos caras de la discontinuidad. b) Contacto entre las dos caras de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante inferior a 10 cm.		
A	Diaclasas discontinuas	4
B	Diaclasas onduladas, rugosas o irregulares	3
C	Diaclasas onduladas, lisas	2
D	Diaclasas onduladas, perfectamente lisas	1,5
E	Diaclasas planas, rugosas o irregulares	1,5
F	Diaclasas planas, lisas	1,0
G	Diaclasas planas, perfectamente lisas	0,5
Nota: i) Las descripciones se refieren a caracterizaciones a pequeña escala y escala intermedia, por este orden.		
c) No existe contacto entre las caras de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante.		
H	Zona que contiene minerales arcillosos con un espesor suficiente para impedir el contacto de las caras de la discontinuidad	1,0
J	Zona arenosa, de gravas o triturada con un espesor suficiente para impedir el contacto entre las dos caras de la discontinuidad	1,0
Notas: i) Si el espaciado de la principal familia de discontinuidades es superior a 3 m, se debe aumentar el índice J_r en una unidad. ii) En el caso de diaclasas planas perfectamente lisas que presenten lineaciones, y que dichas lineaciones estén orientadas según la dirección de mínima resistencia, se puede utilizar el valor $J_r = 0,5$.		

(Barton, 2000).

Valores de los parámetros característicos del índice Q (continuación)

4. Índice de alteración de las discontinuidades		ϕ_r	J_r
a) Contacto entre los planos de la discontinuidad (sin minerales de relleno intermedios)			
A	Discontinuidad cerrada, dura, sin reblandecimientos, impermeable, cuarzo	—	0,75
B	Planos de discontinuidad inalterados, superficies ligeramente manchadas	25°-35°	1,0
C	Planos de discontinuidades ligeramente alterados. Presentan minerales no reblandecibles, partículas arenosas, roca desintegrada libre de arcillas, etc.	25°-30°	2,0
D	Recubrimientos de arcillas limosas o arenosas. Fracción pequeña de arcilla (no blanda)	20°-25°	3,0
E	Recubrimientos de arcillas blandas o de baja fricción, es decir, caolinita o mica. También clorita, talco, yeso, grafito, etc., y pequeñas cantidades de arcillas expansivas	8°-16°	4,0
b) Contacto entre los planos de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante inferior a 10 cm (minerales de relleno en pequeños espesores)			
F	Partículas arenosas, roca desintegrada libre de arcilla, etc.	25°-30°	4,0
G	Fuertemente sobreconsolidados, con rellenos de minerales arcillosos no blandos (continuos, pero con espesores inferiores a 5 mm)	16°-24°	6,0
H	Sobreconsolidación media a baja, con reblandecimiento, rellenos de minerales arcillosos (continuos, pero de espesores inferiores a 5mm)	12°-16°	8,0
J	Rellenos de arcillas expansivas, es decir, montmorillonita (continuos, pero con espesores inferiores a 5 mm). El valor de J_r depende del porcentaje de partículas con tamaños similares a los de las arcillas expansivas	6°-12°	8-12
c) No se produce contacto entre los planos de la discontinuidad ante un desplazamiento cortante (rellenos de mineral de gran espesor)			
K L M	Zonas o bandas de roca desintegrada o triturada y arcillas (ver G, H, y J para la descripción de las condiciones de las arcillas)	6°-24°	6,8 ó 8-12
N	Zonas o bandas de arcillas limosas o arenosas, con pequeñas fracciones de arcillas no reblandecibles	—	5,0
O P R	Zonas o bandas continuas de arcilla, de espesor grueso (ver clases G, H y J, para la descripción de las condiciones de las arcillas)	6°-24°	10, 13 ó 13-20
Nota: los valores expresados para los parámetros J_r y J_w se aplican a las familias de diaclasas o discontinuidades que son menos favorables con relación a la estabilidad, tanto por la orientación de las mismas como por su resistencia al corte (esta resistencia puede evaluarse mediante la expresión: $T \approx \sigma_n \text{tg}^{-1}(J_r/J_w)$)			
5. Factor de reducción por la presencia de agua		Presión de agua (kg/cm ²)	J_r
A	Excavaciones secas o pequeñas afluencias, inferiores a 5 l/min, de forma localizada	< 1	1,0
B	Afluencia a presión media, con lavado ocasional de los rellenos de las discontinuidades	1-2,5	0,66
C	Afluencia importante o presión alta en rocas competentes con discontinuidades sin relleno	2,5-10	0,5
D	Afluencia importante o presión alta, produciéndose un lavado considerable de los rellenos de las diaclasas	2,5-10	0,33
E	Afluencia excepcionalmente alta o presión elevada en el momento de realizar las voladuras, decreciendo con el tiempo	> 10	0,2-0,1
F	Afluencia excepcionalmente alta, o presión elevada de carácter persistente, sin disminución apreciable	> 10	0,1-0,05
Notas: i) Los valores de las clases C, D, E y F son meramente estimativos. Si se acometen medidas de drenaje, puede incrementarse el valor J_r . ii) No se han considerado los problemas especiales derivados de la formación de hielo.			

(Barton, 2000).

Valores de los parámetros característicos del índice Q (continuación)

6. Condiciones tensionales de la roca		SRF		
a) Las zonas débiles intersectan a la excavación, pudiendo producirse desprendimientos de roca a medida que la excavación del túnel va avanzando				
A	Múltiples zonas débiles, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente, roca de contorno muy suelta (a cualquier profundidad)	10		
B	Zonas débiles aisladas, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente (profundidad de la excavación ≤ 50 m)	5		
C	Zonas débiles aisladas, conteniendo arcilla o roca desintegrada químicamente (profundidad de la excavación > 50 m)	2,5		
D	Múltiples zonas de fracturas en roca competente (libres de arcillas), roca de contorno suelta (a cualquier profundidad)	7,5		
E	Zonas de fractura aisladas en roca competente (libre de arcillas) (profundidad de excavación ≤ 50 m)	5,0		
F	Zonas de fractura aisladas en roca competente (libre de arcillas) (profundidad de la excavación > 50 m)	2,5		
G	Terreno suelto, diaclasas abiertas, fuertemente fracturado, en terrones, etc. (a cualquier profundidad)	5,0		
<i>Nota:</i>				
i) Se reducen los valores expresados del SRF entre un 20-50 % si las zonas de fracturas sólo ejercen cierta influencia pero no intersectan a la excavación.				
b) Rocas competentes, problemas tensionales en las rocas		σ_c/σ_1	σ_θ/σ_c	SRF
H	Tensiones pequeñas cerca de la superficie, diaclasas abiertas	> 200	$< 0,01$	2,5
J	Tensiones medias, condiciones tensionales favorables	200-10	0,01-0,3	1
K	Tensiones elevadas, estructura muy compacta. Normalmente favorable para la estabilidad, puede ser desfavorable para la estabilidad de los hastiales	10-5	0,3-0,4	0,5-2
L	Lajamiento moderado de la roca después de 1 hora en rocas masivas	5-3	0,5-0,65	5-50
M	Lajamiento y estallido de la roca después de algunos minutos en rocas masivas	3-2	0,65-1	50-200
N	Estallidos violentos de la roca (deformación explosiva) y deformaciones dinámicas inmediatas en rocas masivas	< 2	> 1	200-400
<i>Notas:</i>				
i) Si se comprueba la existencia de campos tensionales fuertemente anisotrópicos: cuando $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, se disminuye el parámetro σ_c hasta $0,75\sigma_c$; si $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, se tomará el valor $0,5\sigma_c$. σ_c es resistencia a compresión simple, σ_1 y σ_3 son las tensiones principales mayor y menor y σ_θ es la tensión tangencial máxima, estimada a partir de la teoría de la elasticidad).				
ii) En los casos en que la profundidad de la clave del túnel es menor que la anchura de la excavación, se sugiere aumentar el valor del factor SRF entre 2,5 y 5 unidades (véase clase H).				
c) Rocas deformables: flujo plástico de roca incompetente sometida a altas presiones litostáticas		σ_θ/σ_c	SRF	
O	Presión de deformación baja	1-5	5-10	
P	Presión de deformación alta	> 5	10-20	
<i>Nota:</i>				
i) Los fenómenos de deformación o fluencia de rocas suelen ocurrir a profundidades: $H > 350 Q^{1/3}$ (Singh <i>et al.</i> , 1992). La resistencia a compresión de macizo rocoso puede estimarse mediante la expresión: $q(\text{MPa}) \approx 7 \cdot \gamma \cdot Q^{1/3}$, donde γ es la densidad de la roca en g/cm^3 (Singh, 1993).				
d) Rocas expansivas: actividad expansiva química dependiendo de la presencia de agua.				SRF
R	Presión de expansión baja	5-10		
S	Presión de expansión alta	10-15		
$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_u} \cdot \frac{J_w}{SRF}$				

(Barton, 2000).

Cuadro 2

Clasificación geomecánica SRC

Parámetros	Puntuaciones				
1. RESISTENCIA MATRIZ ROCOSA					
Carga puntual (MPa)	> 8	8 a 4	4 a 2	2 a 1	
Ensayos compresión simple (MPa)	> 250	250 a 100	100 a 50	50 a 25	25 a 5
Puntuación	20	15	7	4	5 a 1 < 1 2 1 0
2. ESPACIADO ó RQD					
Espaciado (m)	> 2	2 a 0,6	0,6 a 0,2	0,2 a 0,06	< 0,06
RQD (%)	100 a 90	90 a 75	75 a 50	50 a 25	< 25
Puntuación	25	20	15	8	5
3. DISCONTINUIDADES					
Condiciones	Muy rugosa. Discontinuas. Sin separación. Bordes poco alterados y duros.	Algo rugosas. Discontinuas. Separación menor 1 mm. Bordes duros y poco alterados.	Algo rugosas. Discontinuas. Separación 1 mm. Bordes blandos y alterados.	Lisas o con slickensides. Continuas. Abiertas 1 a 5 mm. Con rellenos.	Lisas o con slickensides. Continuas. Abiertas más de 5 mm. Con rellenos.
Puntuación	30	25	20	10	0
4. FILTRACIONES					
Caudal por 10 m de túnel (l/min)	Inapreciable	< 10	10-25	25-125	> 125
Condiciones	Seco	Algo húmedo	Algunas filtraciones	Frecuentes filtraciones	Abundantes filtraciones
Puntuación	15	10	7	4	0
5. ESTADO TENSIONAL					
Factor de competencia (1)	> 10	10 a 5	5 a 3	< 3	—
Puntuación	10	5	-5	-10	
Accidentes tectónicos	Fallas de alcance regional		Tectónica compresiva	Tectónica distensiva	
Puntuación	-5		-2	0	
Factor de relajación tensional (2)	> 200	200 a 80	80 a 10	< 10	Zonas afectadas por laderas o taludes
Puntuación	0	-5	-8	-10	200 a 80 -10 79 a 10 -13 < 10 -15
Actividad sísmica	Desestimada o baja		Moderada		Alta
Puntuación	0		-5		-10
CLASES DE ROCA					
Clase SRC	I	II	III	IV	V
Calidad de Roca	Muy buena	Buena	Media	Mala	Muy mala
Puntuación (3)	100 a 81	80 a 61	60 a 41	40 a 21	≤ 20

Notas:

- (1) Factor de competencia: resistencia uniaxial de la matriz rocosa dividida por la tensión máxima vertical debida al peso del recubrimiento.
- (2) Factor de relajación tensional: edad geológica de la deformación tectónica principal (en años $\times 10^{-3}$) dividida el máximo espesor de recubrimientos, en metros.
- (3) Una vez obtenida la puntuación SRC, se utiliza este valor en lugar del RMR para el cálculo de las propiedades del macizo y los sostenimientos.

(González de Vallejo, 1985)

Recuadro 1 (Cálculo del parámetro de estado tensional de la clasificación SRC)

Cálculo del parámetro de estado tensional de la Clasificación SRC

Ejemplo 1

Túnel en lutitas y areniscas: densidad media = 2,1 t/m³, resistencia media a compresión simple = 1.500 t/m². Cobertera del túnel: 300 m.

— Factor de competencia $= \frac{\sigma_{ci}}{\sigma_v} = \frac{1.500}{300 \times 2,1} = 2,3$ (- 10 puntos).

- Accidentes tectónicos: fallas de alcance regional en la zona del túnel (- 5 puntos).
- Factor de relajación tensional. Edad del plegamiento principal: hercínica, aproximadamente 300 millones de años. Máximo espesor de recubrimientos: 500 m, deducido a partir del espesor actual de recubrimientos (300 m) más el espesor de estratos erosionados (200 m) estimados de acuerdo con datos regionales:

$$\frac{300.000.000 \text{ años} \cdot 10^{-3}}{500 \text{ m}} = 600 \text{ (0 puntos)}$$

- Actividad sísmica: desestimada (0 puntos).
- Total estado tensional:

$$- 10 - 5 + 0 + 0 = - 15 \text{ puntos}$$

Ejemplo 2

Túnel en granitos hercánicos: densidad media = 2,5 t/m³, resistencia media a compresión simple = 4.000 t/m². Cobertera del túnel: 300 m.

— Factor de competencia, $F_c = \frac{4.000}{300 \times 2,5} = 5,3$ (+ 5 puntos).

- Accidentes tectónicos: tectónica distensiva (0 puntos).
- Factor de relajación tensional. Edad del plegamiento principal: hercínica, aproximadamente 300 millones de años. Máximo espesor de recubrimientos: de acuerdo con la naturaleza petrológica de los granitos y datos geológicos regionales su profundidad de emplazamiento pudo estar sobre los 5.000 m.

$$\frac{300.000.000 \text{ años} \cdot 10^{-3}}{5.000 \text{ m}} = 60 \text{ (- 8 puntos)}$$

- Actividad sísmica: desestimada (0 puntos).
- Total estado tensional:

$$+ 5 + 0 - 8 + 0 = - 3 \text{ puntos}$$

Cuadro 3

Factores de corrección por datos de afloramientos. Clasificación SRC

<p>Espaciado o RQD. Corregir la puntuación obtenida en el Cuadro 10.4 del Espaciado o RQD multiplicando por THCF × WCF sin superar los 25 puntos</p> <p>THCF — Fracturas de compresión = 1,30 — Fracturas de distensión = 0,8 — Para profundidades < 50 m = 1,0</p> <p>WCF — Grado de meteorización ≥ IV = 0,8 — Grado de meteorización III = 0,9 — Grado de meteorización I y II = 1,0</p>	
<p>Condiciones de las discontinuidades. La puntuación obtenida (Cuadro 10.4) se ajusta para:</p> <p>— Fracturas de compresión: (+ 5) puntos, sin superar la puntuación total de 30 puntos. — Fracturas distensión: (0) puntos. — No aplicable para profundidades menores de 50 m.</p>	
<p>Filtraciones. La puntuación obtenida (Cuadro 10.4) se corrige para el THCF:</p> <p>— Fracturas de compresión: (+ 5) sin superar la puntuación total de 15 puntos. — Fracturas de distensión: (0). — No aplicable para profundidades menores de 50 m.</p>	
<p>THCF = Factor de corrección de historia tectónica. WCF = Factor de corrección de meteorización.</p>	

Cuadro 4

Factores de corrección por efectos constructivos. Clasificación SRC

Durabilidad de las rocas (1)						Puntos
— Rocas de alta durabilidad, o sin contenido en arcilla						0
— Rocas de baja durabilidad, o con alto contenido de arcilla						-5
— Rocas de muy baja durabilidad, o con un contenido de arcilla muy alto						-10
Orientación de las discontinuidades con respecto al eje del túnel (Bieniawski, 1979)						
Dirección perpendicular al eje del túnel				Dirección paralela al eje del túnel		Buzamiento
Avance con buzamiento		Avance contra buzamiento				
Buzamiento 45° a 90°	Buzamiento 20° a 45°	Buzamiento 45° a 90°	Buzamiento 20° a 45°	Buzamiento 45° a 90°	Buzamiento 20° a 45°	0° a 20° en cualquier dirección
Muy favorable 0	Favorable -2	Aceptable -5	Desfavorable -10	Muy desfavorable -12	Aceptable -5	Desfavorable -10
Método de excavación						Puntos
Excavación mecanizada						+5
Voladuras controladas, precorte, etc.						0
Voladuras de mala calidad						-10
Sostenimientos (2)						
Clase I						0
Clase II						0
< 10 días						-5
> 10 días < 20 días						-10
> 20 días						-10
Clase III						0
< 2 días						-5
> 2 días < 5 días						-10
> 5 días < 10 días						-20
> 10 días						-20
Clase IV y V						0
< 8 horas						-10
> 8 horas < 24 horas						-20
> 24 horas						-20
Excavaciones adyacentes (3)						
AEF < 2,5						-10
Emboquilles y zonas de escaso recubrimiento (4)						
PF < 3						-10
Notas:						
(1) Se calcula con el ensayo de durabilidad (<i>slake durability test</i>), o indirectamente estimando la proporción de arcilla en la roca.						
(2) Tiempos referidos al plazo de instalación de los sostenimientos de acuerdo con la relación entre la estabilidad del frente y longitudes de pase. Bieniawski (1979) (Figura 10.11).						
(3) AEF se define como el cociente entre la distancia a la excavación adyacente y el diámetro de la sección del túnel.						
(4) PF se define por el cociente entre el espesor de recubrimientos en la boquilla y la altura del túnel.						

ANEXO 7

Ilustración 1 (Clasificación de las rocas para su excavabilidad, Franklin 1974)

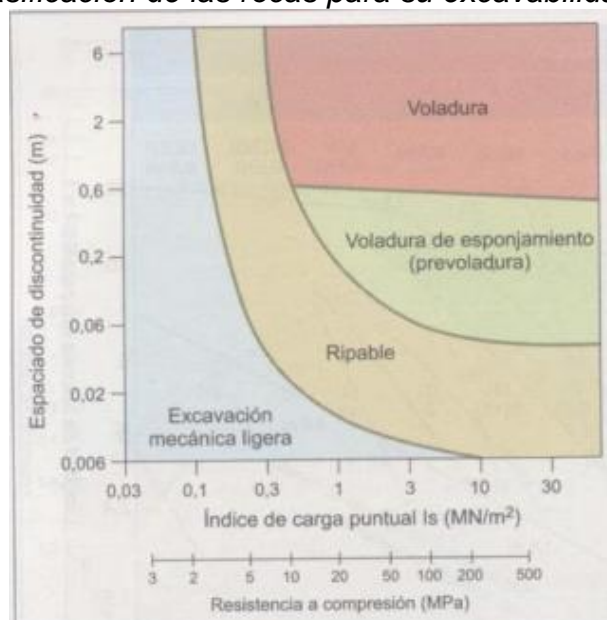
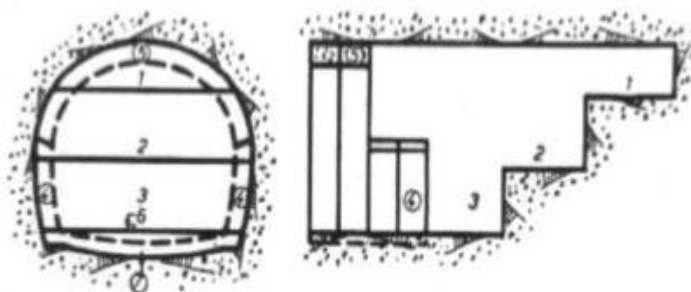


Tabla 1 (Abrasividad de rocas a partir del índice Cerchar)

Abrasividad de rocas a partir del índice Cerchar		
Índice Cerchar	Clasificación	Tipo de roca
> 4,5	Extremadamente abrasiva	Gneis, pegmatita, granito
4,25-4,5	Altamente abrasiva	Anfibolita, granito
4,0-4,25	Abrasiva	Granito, gneis, esquistos, piroxenita, arenisca
3,5-4,0	Moderadamente abrasiva	Arenisca
2,5-3,5	Abrasividad media	Gneis, granito, dolerita
1,2-2,5	Poco abrasiva	Arenisca
< 1,2	Muy poco abrasiva	Caliza

(Díaz Méndez, 1997).

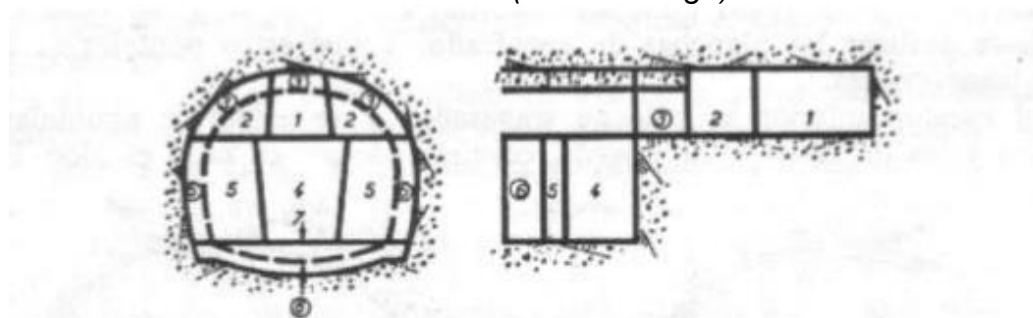
Ilustración 2 (Método Inglés)



Ataque a plena sección con varios pisos.

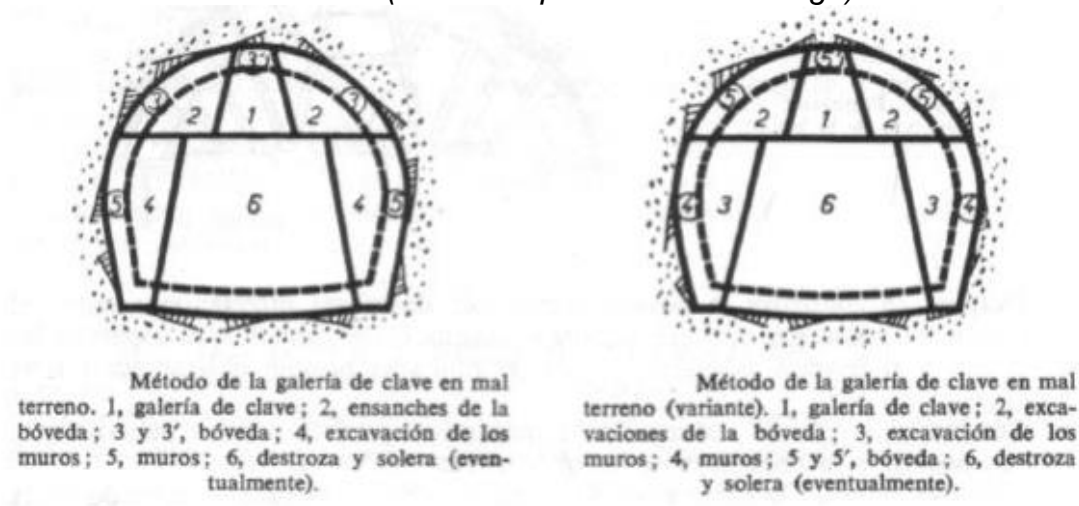
- 1, escalón superior; 2, escalón intermedio; 3, escalón inferior; 4, pilares; 5, bóveda; 6, solera; 7, solera (eventualmente).

Ilustración 3 (Método Belga)



Método de la galería de coronación en buen terreno.
 1, galería de coronación; 2, excavación de la bóveda; 3, bóveda; 4, destroza;
 5, zona de los muros; 6, muros; 7 y 8, solera (eventualmente).

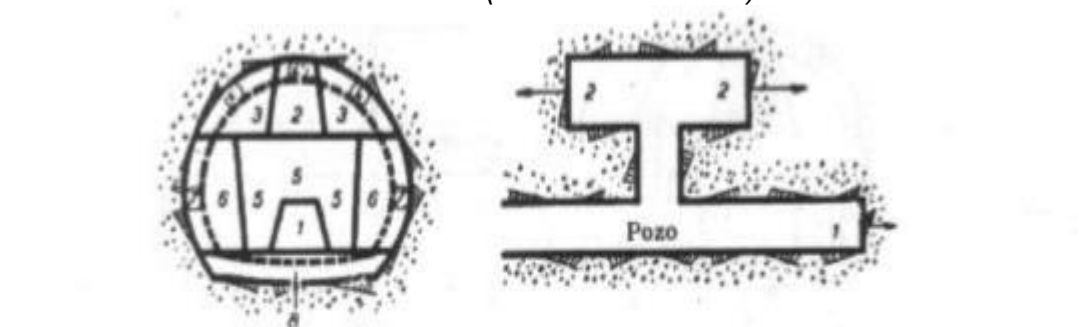
Ilustración 4 (Variantes para el Método Belga)



Método de la galería de clave en mal terreno. 1, galería de clave; 2, ensanches de la bóveda; 3 y 3', bóveda; 4, excavación de los muros; 5, muros; 6, destroza y solera (eventualmente).

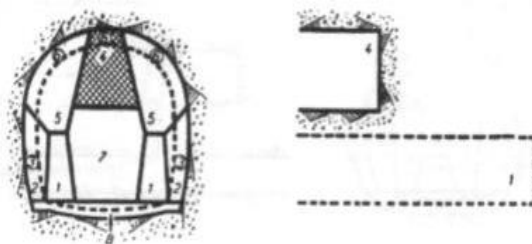
Método de la galería de clave en mal terreno (variante). 1, galería de clave; 2, excavaciones de la bóveda; 3, excavación de los muros; 4, muros; 5 y 5', bóveda; 6, destroza y solera (eventualmente).

Ilustración 5 (Método Austríaco)



Método de las dos galerías.
 1, galería de base; 2, galería de coronación; 3, excavación de la bóveda; 4 y 4', bóveda;
 5, destroza; 6, excavación de los muros; 7, muros; 8, solera (eventualmente).

Ilustración 6 (Método Alemán)



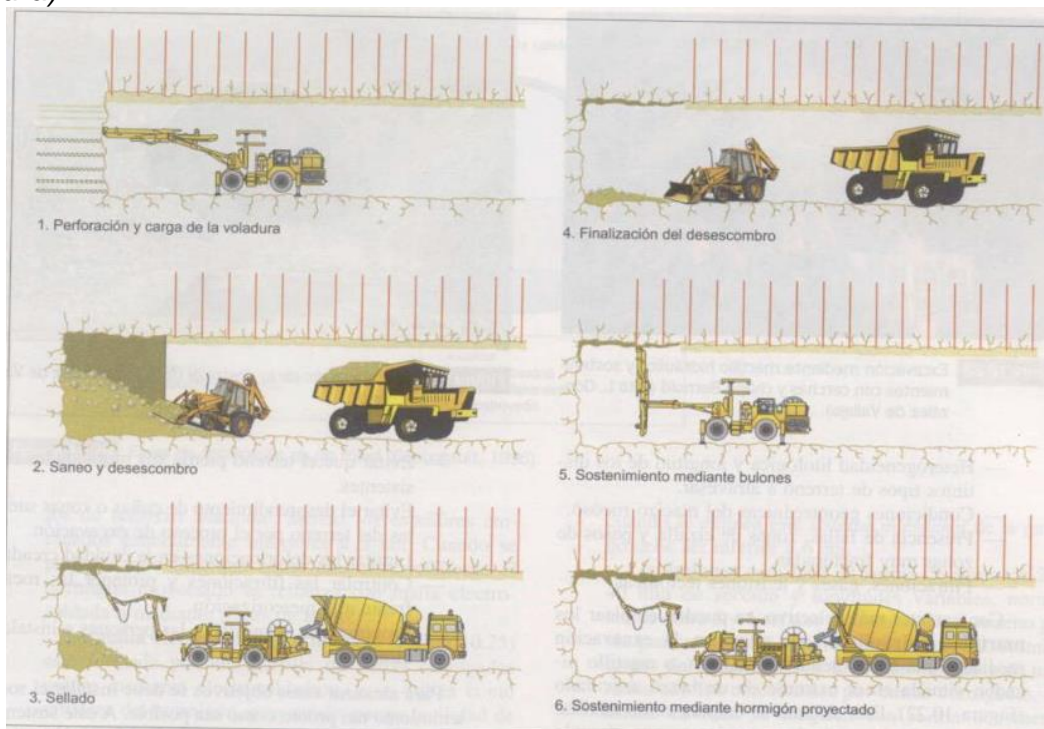
Método de las tres galerías.

1, galerías de base; 2, ensanches de los muros; 3, muros; 4, galería de clave; 5, excavación de la bóveda; 6 y 6', bóveda; 7, destroza; 8, solera (eventualmente).

Ilustración 7 (Carro perforador de dos brazos o Jumbo)



Ilustración 8 (Secuencia de excavación y sostenimiento en avance por perforación y voladura)



ANEXO 8

Ilustración 1 (tipos de taladros usados en túneles)

1. Taladros de Piso (arrastres)
2. Taladros Cuadradores (flancos)
3. Taladros de Contorno (alzas al techo)
4. Taladros Auxiliares (horizontales)
5. Taladros Auxiliares (verticales)
6. Taladros de Corte o Arranque

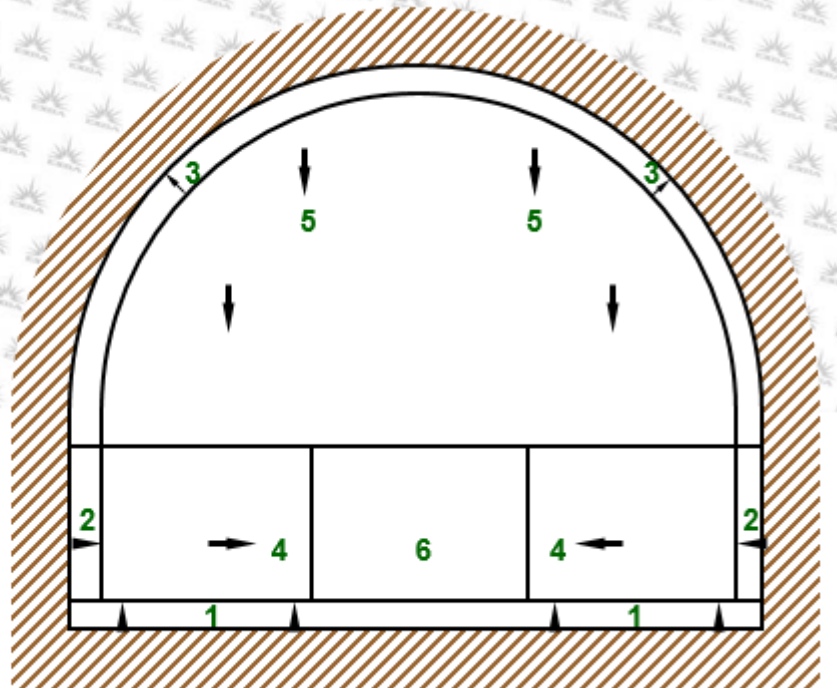


Ilustración 2 (Ángulo de ajuste)

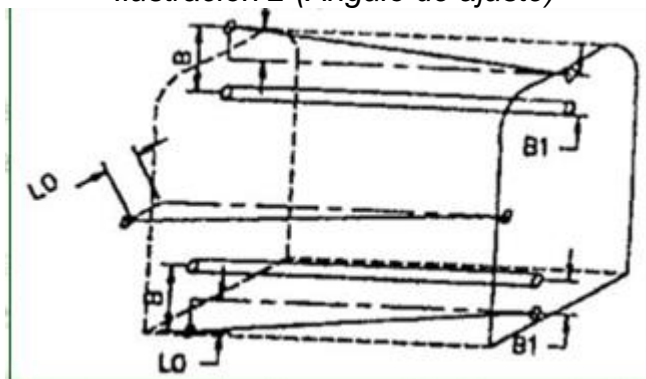


Ilustración 3 (Ejemplos de cortes quemados)

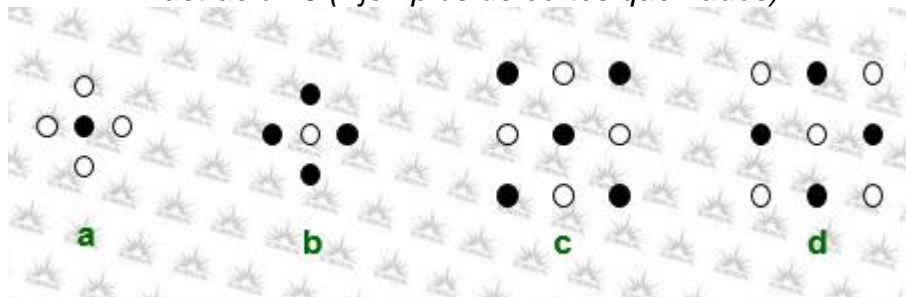
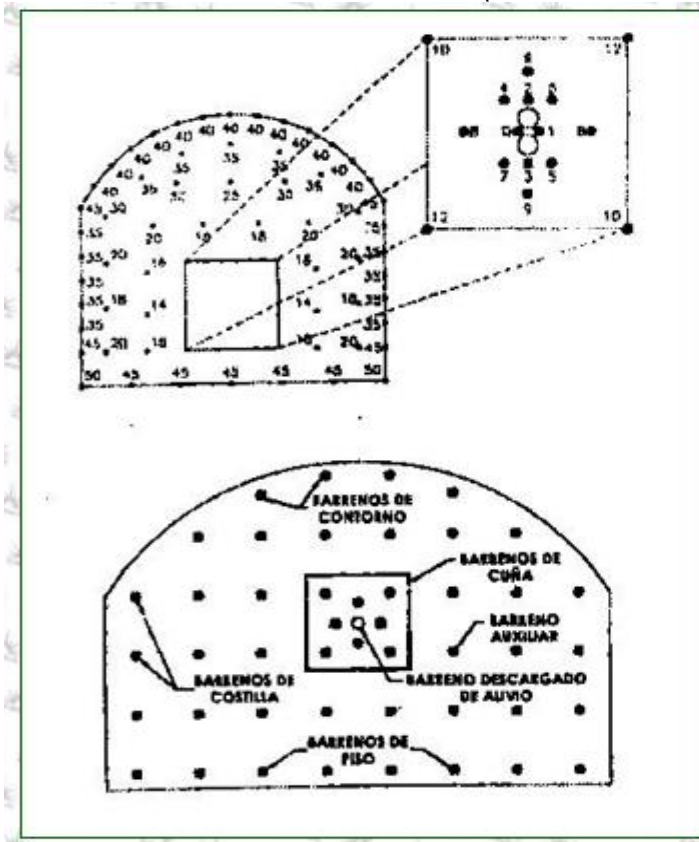


Ilustración 4 (Diseño de un corte quemado)



DISEÑO GENERAL DE UN CORTE QUEMADO

Criterios de acción:

Arranque: Soplar y formar la cavidad inicial.

Núcleo: Triturar y extraer el máximo material.

Contorno: Despegar y formar el límite de la voladura.

Ilustración 5 (Corte quemado mostrando dimensiones del burden)

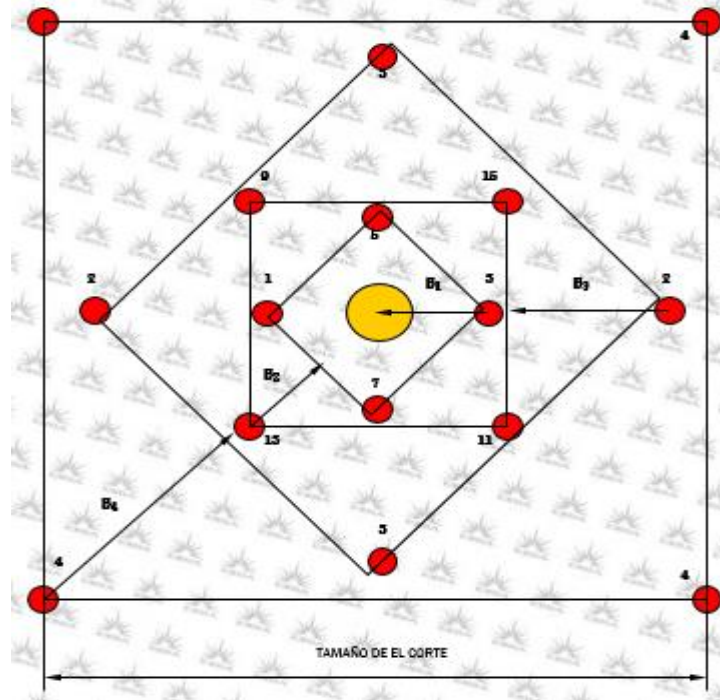


Ilustración 6 (Distancias desde el centro hasta los taladros del corte)

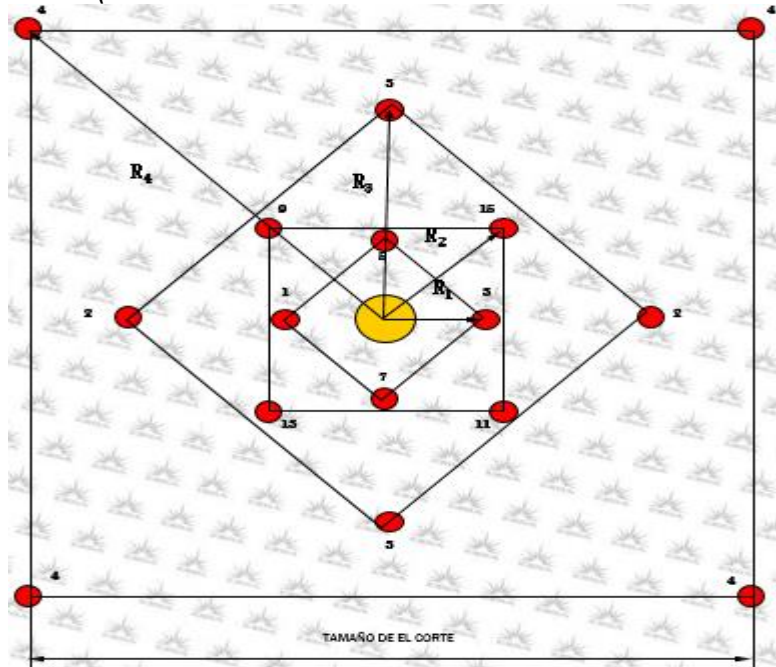
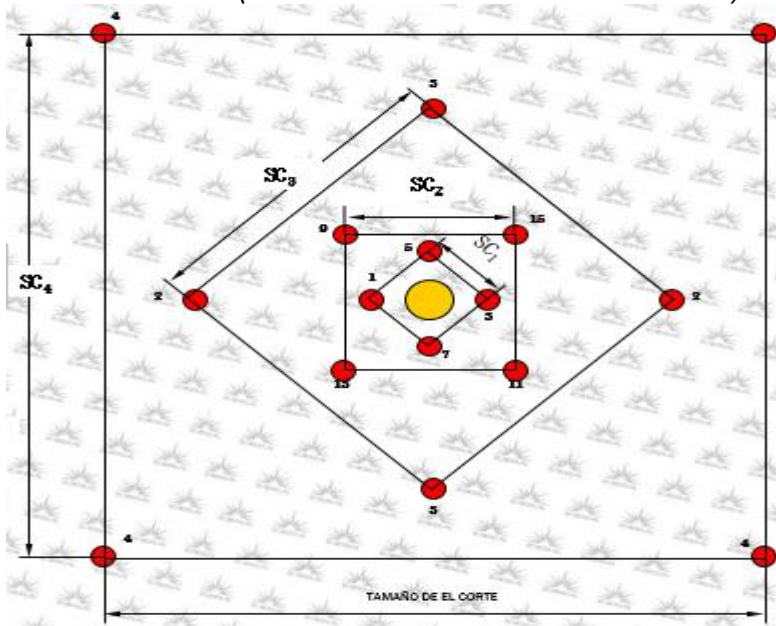


Ilustración 7 (Distancias entre taladros del corte)



Ejemplo de un cálculo de voladura en túneles:

Un túnel rectangular con una sección de 8 metros de altura y 10 metros de ancho va a ser excavado con el método de corte quemado con taladro grande. El corte será cercano a la parte central del túnel. El taladro central vacío será de 102 mm y los taladros cargados serán de 38 mm de diámetro.

Todos los taladros del corte serán cargados con emulsión de 1.2 g/cm³. Se tienen disponibles cartuchos de emulsión de 25, 29 y 38 mm de diámetro. Se utilizará explosivo de precorte en los cuadradores y el techo, el espaciamiento de los taladros de recorte será de 0.6 m.

La roca es un granito con una densidad de 2.8 g/cm³. El taladro de 102 mm se escogió para permitir un avance de por lo menos 95% en una profundidad de perforación de 3.8 m. Diseñemos la voladura.

Cálculo de parámetros individuales:

Llenando la tabla utilizando las fórmulas:

Cuadro No	1	2	3	4
B=	0.153	0.216	0.459	0.973
R=	0.153	0.324	0.688	1.459
Sc=	0.216	0.459	0.973	2.063
T=	0.153	0.108	0.230	0.487
Revisar Sc ≥ √L	Sc ≥ 1.9m	Sc ≥ 1.9m	Sc ≥ 1.9m	Sc ≥ 1.9m

1. PROFUNDIDAD (H), dada como 3.8 m.
2. AVANCE (L), dado como 0.95 x 3.8 m = 3.61 m.

$$\sqrt{L} = \sqrt{3.61} = 1.9\text{m}$$

3. CÁLCULO DEL BURDEN:

$$B = 0.012(2 SG_e / SG_r + 1.5) D_e$$

$$B_{25} = 0.012(2 \times 1.2 / 2.8 + 1.5) 25 = 0.71 \text{ m}$$

$$B_{29} = 0.012(2 \times 1.2 / 2.8 + 1.5) 29 = 0.82 \text{ m}$$

$$B_{38} = 0.012(2 \times 1.2 / 2.8 + 1.5) 38 = 1.07 \text{ m}$$

4. TALADROS AUXILIARES:

$$B_{38} = 0.012(2 \times 1.2 / 2.8 + 1.5) 38 = 1.07 \text{ m}$$

$$S = 1.183 \cong 1.2 \text{ m} \quad T = 0.215$$

5. TALADROS DE PISO

El mismo burden y espaciamiento de los taladros auxiliares.

$$T = 0.215 \text{ m}$$

6. CONTORNO (TALADROS DE RECORTA)

Utilizamos espaciamiento de 0.6m.

$$dec = 10(S / 177)^2 = 10(600 / 177)^2 = 115 \text{ g/m}$$

$$B = 1.3 \times 0.6 = 0.78 \cong 0.8 \text{ m}$$

MONTAJE DEL PLAN

1. TALADROS DE PISO

$$10 / 1.2 = 8.33$$

NOTA: Debe aproximarse a números enteros.

Si $10 / 8 = 1.25 \text{ m} = S$ o $10 / 9 = 1.11 \text{ m} = S$ (utilice 9 espacios o 10 taladros)

2. ÁNGULO DE AJUSTE:

$$0.1 + H(\tan 2^\circ) = 0.1 + 3.8(\tan 2^\circ) = 0.23 \text{ m}$$

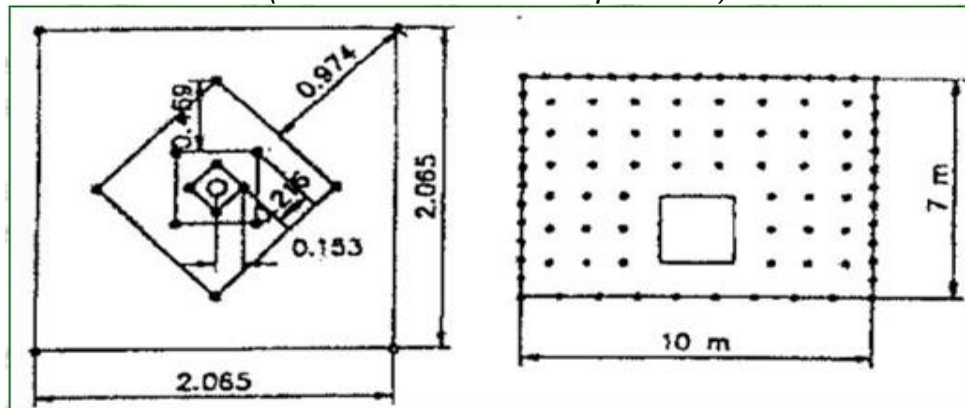
3. TALADROS:

De piso = 10 Voladura controlada = 26

Auxiliares = 46 Cuadradores = 15

Corte = 16 Techo = 41

(Diseño final del corte quemado)



ANEXO 9

Ilustración 1 (Rozadora de gran potencia, cortesía de Ugarte)

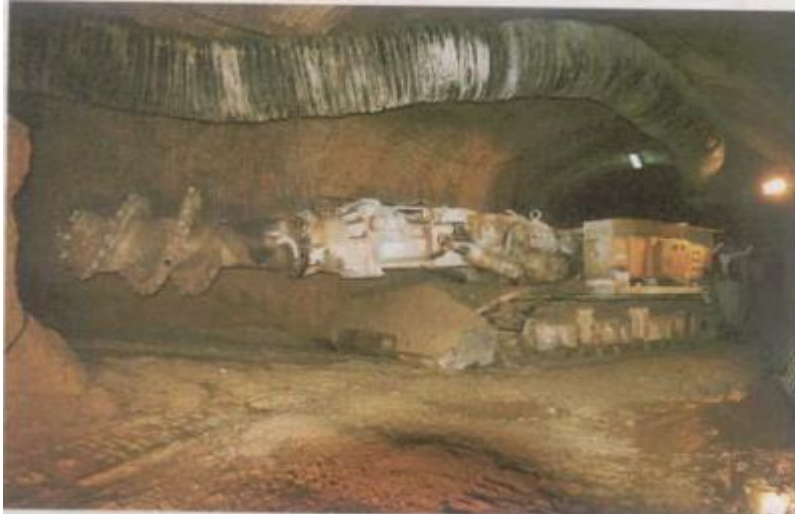


Ilustración 2 (Tuneladora TBM Robbins para rocas).



Ilustración 3 (Excavación mediante martillo hidráulico y sostenimiento con cerchas y chapa Bernolt, foto González de Vallejo)



Ilustración 4 (Excavación de la destroza, foto González de Vallejo)



Ilustración 5 (Fases de excavación de un túnel)

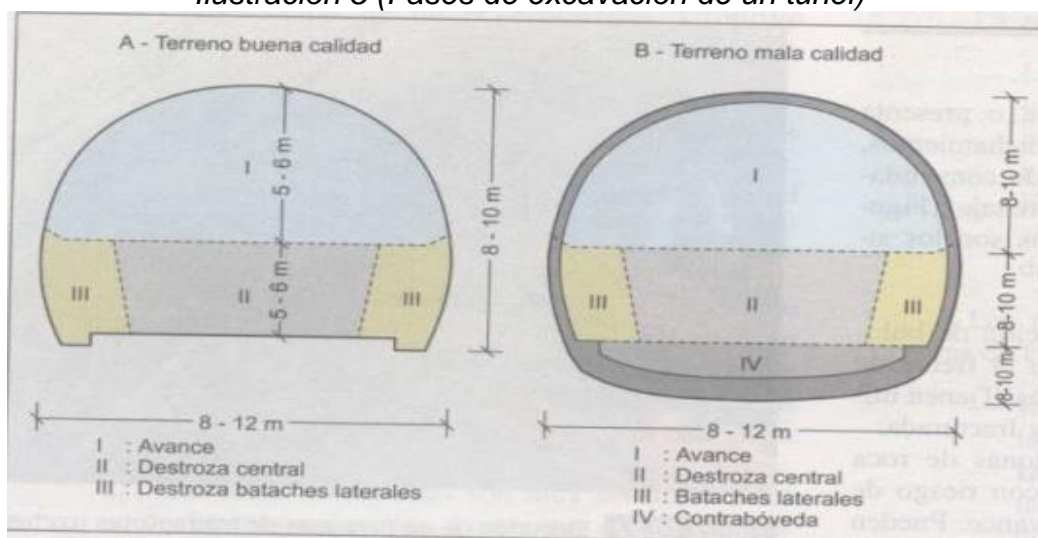


Ilustración 6 (Refuerzo del talud frontal de emboquille de un túnel. Paraguas de micropilotes, bulones y mallazo; en fase posterior el talud sería cubierto con gunita; foto González de Vallejo)



Ilustración 7 (Emboquille de un túnel en rocas de mala calidad mediante pantalla anclada de micropilotes; foto González de Vallejo)



Ilustración 8 (Método tradicional de Madrid, cortesía Melis y Trabada, 2000)

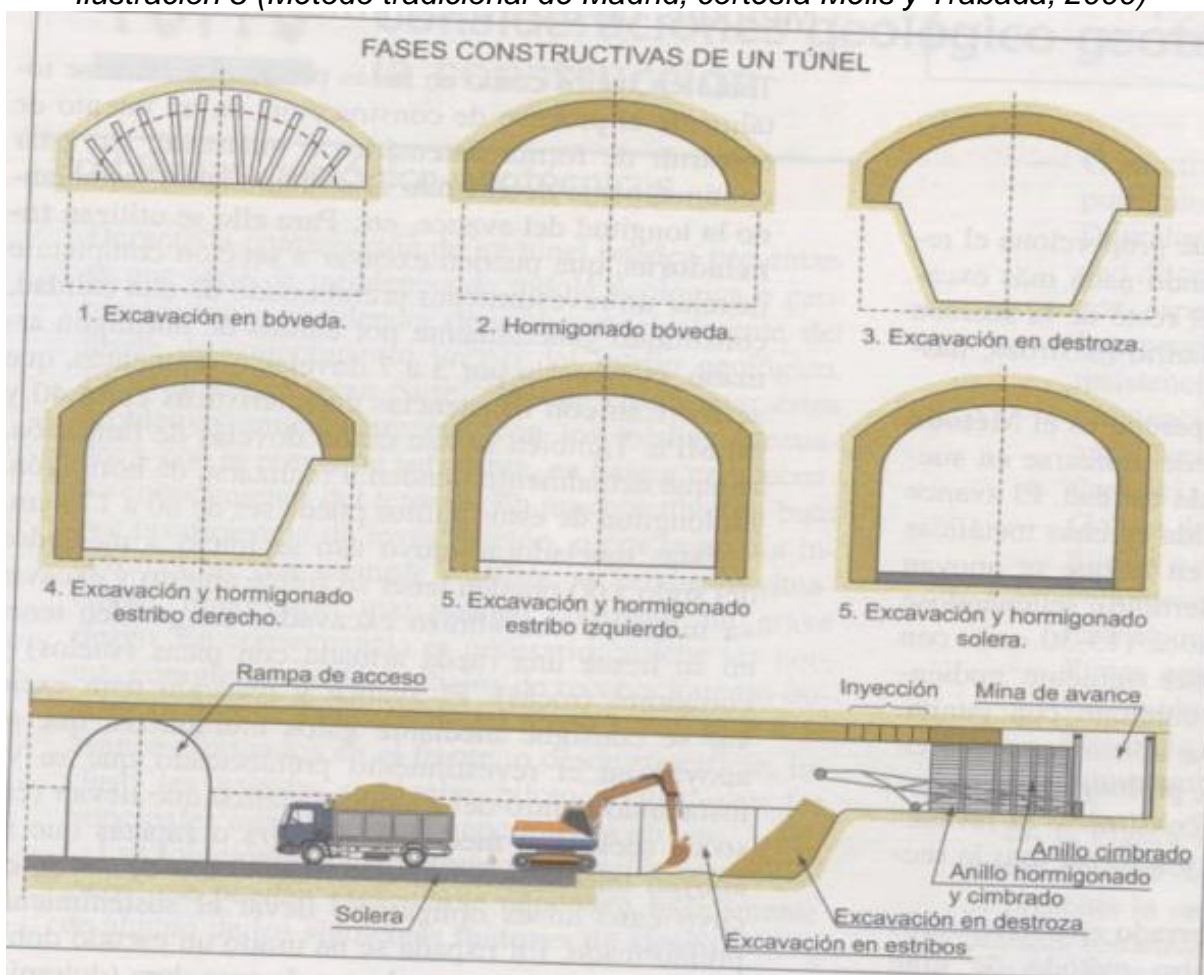


Ilustración 9 (Método Bernold)

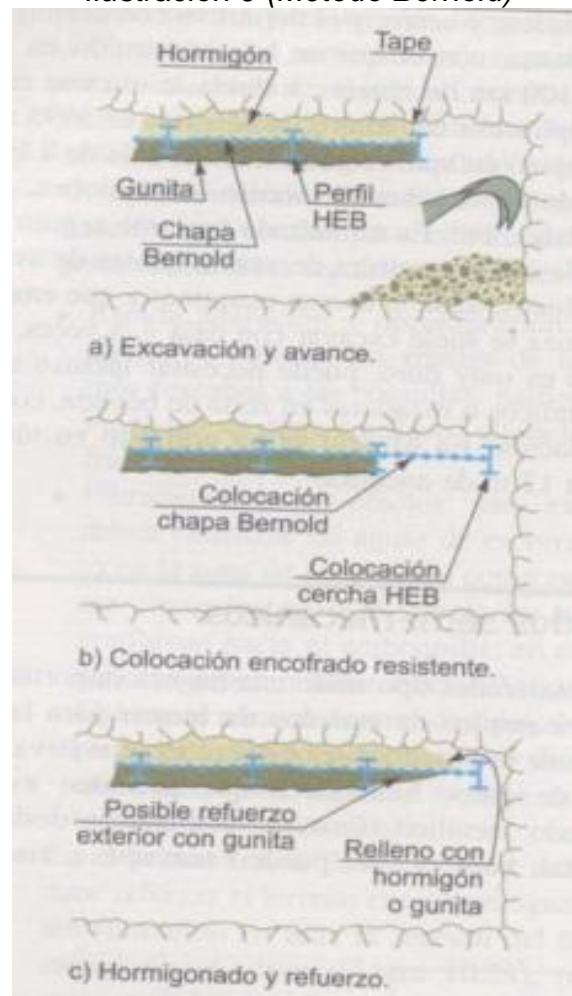


Ilustración 10 (Excavación mediante precorte mecánico, cortesía de Rodio)



ANEXO 10

Características Generales de las máquinas ingenieras

✓ Parámetros técnicos fundamentales TORO 400

Tabla No1

Nº	Descripción	TORO 400
1	Capacidades:	
1.1	Fuerza arranque, (kN)	200
1.2	Fuerza volteo (kN)	198
1.3	Carga de volteo (Kg)	24000
1.4	Capacidad traslación (Kg)	9600
1.5	Capacidad del balde (m ³)	4.0
3	Tiempos de movimiento del balde (seg):	
3.1	De subida	7,0
3.2	De bajada	4,0
3.3	De descarga	2,5
4	Velocidad de conducción con carga (Km/hra):	
4.1	Primera	5,1
4.2	Segunda	10,3
4.3	Tercera	17,0
4.4	Marcha atrás	27,0



✓ **Parámetros técnicos fundamentales Cargador sobre neumáticos (Volvo)**

Tabla No2

Nº	Descripción	Parámetros
1	Marca	Volvo
2	Capacidades:	
2.1	Potencia , (HP)	140
2.2	Capacidad del cubo (m3)	2.0
3	Tiempos de movimiento Cubo (seg):	
3.1	De subida	4.3
3.2	De bajada	2,1
3.3	De descarga	2.1
4	Velocidad de conducción con carga (Km/hra):	
4.1	Primera	10
4.2	Segunda	20
4.3	Tercera	30
4.4	Marcha atrás	20



✓ **Parámetros técnicos fundamentales del Topador de esteras (Komatsu)**

Tabla No3

Nº	Descripción	Parámetros
1	Marca	KOMATSU

2	Capacidades:	
2.1	Potencia , (HP)	320
2.2	Capacidad de acarreo a distancia 50m (m3)	3.0
3	Tiempos de movimiento de la cuchilla (seg):	
3.1	De subida	4.7
3.2	De bajada	3.6
4	Velocidad de conducción con carga (Km/hra):	
4.1	Hacia delante	
4.2	Primera	3.7
4.3	Segunda	6.8
4.4	Tercera	11.8
4.5	<i>Marcha atrás</i>	
4.6	Primera	4.3
4.7	Ultima	13.7



✓ **Parámetros técnicos Máquina barrenadora de 2 brazos (Jumbo)**

Tabla No4

Nº	Descripción	Parámetros
1	Martillo HLX5:	
2	Corredera TF 500 x 12:	
2.1	Fuerza de avance (KN)	25

2.2	Profundidad del barreno efectiva (mm)	2700
2.4	Peso (Kg)	500
3	Brazo B26 F:	
3.1	Tipo	Paralelismo automático
4	Grupo de potencia HP 560	
4.1	Motor eléctrico	1x55Kw (75HP) Trifásico
4.2	Cantidad y caudal de bombas de percusión, avance y brazo (L/min)	1 x 130
4.3	Cantidad y caudal de bombas de rotación (L/min)	1 x 60
4.4	Capacidad depósito aceite hidráulico (L)	180
5	Velocidad de traslación (Km/h): -Horizontal -14%=1:7=8°	12 5
6	Máxima pendiente superable (%)	35
7.0	Motor eléctrico	4 KW (5,5 HP)
8	Capacidad de barrenación (hras)	



✓ **Parámetros técnicos máquina bulnadora**

Tabla No5

Nº	Descripción	Parámetros
1	Martillo Hydrastar 200:	
3	Cabeza de bulonaje TU-C:	
3.1	Longitud del bulón (m)	1,5 a 3,0
3.2	Varillaje	H22 a H28
3.4	Capacidad del cargador de bulones, en dependencia del tipo de bulón.	9, ó 12 ó 15
3.5	Diámetro de perforación (mm)	35
5	Grupo de potencia electro hidráulico	
5.1	Motor eléctrico	1x45Kw (60HP) Trifásico
6	Dimensiones y peso:	
6.1	Longitud (mm)	10900
6.2	Anchura (mm)	1750
6.3	Altura (mm)	2360/3260
6.4	Peso (Kg)	17000
7	Velocidad de traslación (Km/h): -Horizontal -14%=1:7=8°	12 4
8	Máxima pendiente superable (%)	35



✓ **Parámetros técnicos fundamentales MOAZ 7529 (DUMPERS)**

Tabla No6

Nº	Descripción	MOAZ-7529
1	Capacidades:	
1.4	Capacidad traslación (m ³)	12.0
1.5	Capacidad del balde (m ³)	geom.- 9,5 (Nominal-12.0)
2	Velocidad de conducción con carga (Km/h):	
2.1	Primera	5.0
2.2	Segunda	15.0
2.3	Tercera	20,0
2.4	Marcha atrás	10.0



- ✓ **Parámetros técnicos fundamentales para el empleo del Camión volteo de 6-8 m³**

Tabla No7

Nº	Descripción	Parámetros
1	Marca	KAMAZ
2	Capacidades:	
2.1	Potencia , (HP)	210
2.2	Capacidad del Volteo (m3)	6 - 8
3	Tiempos de movimiento volteo (seg):	

3.1	De subida	9.3
3.2	De bajada	6.9
3.3	De descarga	9.8
4	Velocidad (Km/h):	
4.1	De Frente	80 - 100
4.2	<i>Marcha atrás</i>	20



ANEXO 11

Cuadro 1

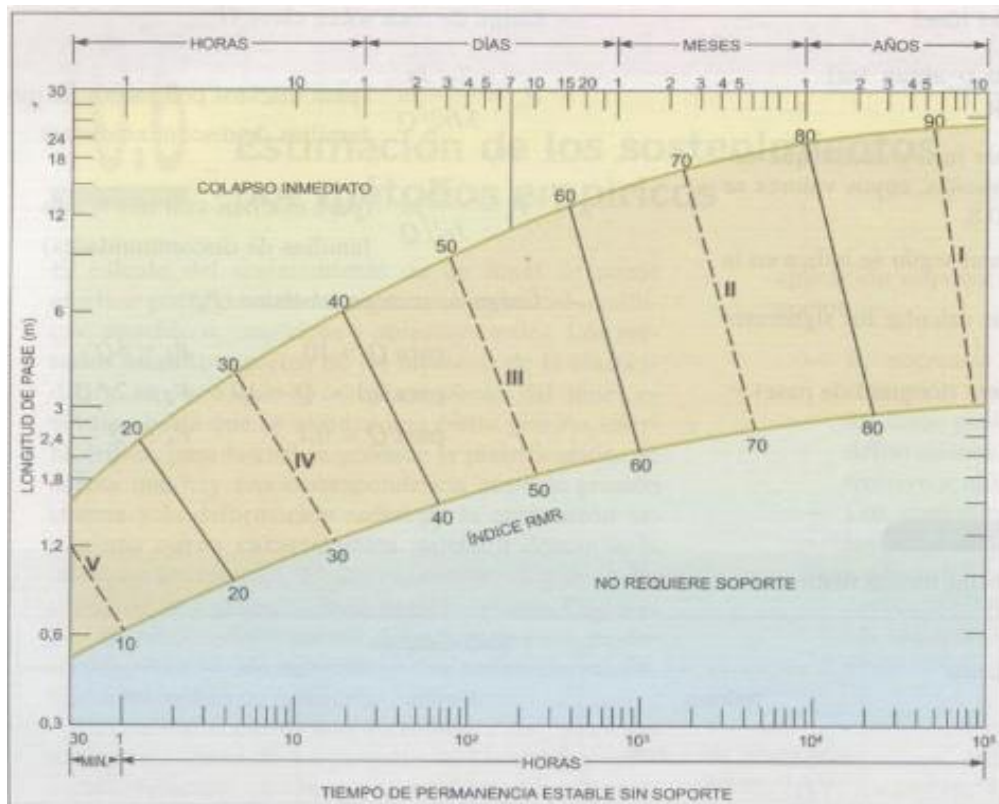
Sostenimientos a partir del índice RMR

Clase RMR	Excavación	Sostenimiento		
		Bulones	Gunita	Cerchas
I 100-81	Sección completa. Avances de 3 m.	Innecesario, salvo algún bulón ocasional.	No.	No.
II 80-61	Sección completa. Avances de 1-1,5 m.	Bulonado local en clave, con longitudes de 2-3 m y separación de 2-2,5 m, eventualmente con mallazo.	5 cm en clave para impermeabilización.	No.
III 60-41	Avance y destroza. Avances de 1,5 a 3 m. Completar sostenimiento a 20 m del frente.	Bulonado sistemático de 3-4 m con separaciones de 1,5 a 2 m en clave y hastiales. Mallazo en clave.	5 a 10 cm en clave y 3 cm en hastiales.	No.
IV 40-21	Avance y destroza. Avances de 1 a 1,5 m. Sostenimiento inmediato del frente. Completar sostenimiento a menos de 10 m del frente.	Bulonado sistemático de 4-5 m con separaciones de 1-1,5 m en clave y hastiales con mallazo.	10 a 15 cm en clave y 10 cm en hastiales. Aplicación según avanza la excavación.	Cerchas ligeras espaciadas 1,5 m cuando se requieran.
V ≤ 20	Fases múltiples. Avances de 0,5-1 m. Gunitar inmediatamente el frente después de cada avance.	Bulonado sistemático de 5-6 m, con separaciones de 1-1,5 m en clave y hastiales con mallazo. Bulonado en solera.	15-20 cm en clave, 15 cm en hastiales y 5 cm en el frente. Aplicación inmediata después de cada avance.	Cerchas pesadas separadas 0,75 m con blindaje de chapas y cerradas en solera.

Túneles de sección en herradura, máxima anchura 10 m, máxima tensión vertical 250 kp/cm².

(Bieniawski, 1989).

Ilustración 1 (Longitudes de pase y tiempos de estabilidad sin soporte, Bieniawski 1989)



Cuadro 2

Valores del índice ESR de la Clasificación Q

	Tipo de excavación	ESR
A	Labores mineras de carácter temporal, etc.	2-5
B	Galerías mineras permanentes, túneles de centrales hidroeléctricas (excluyendo las galerías de alta presión), túneles piloto, galerías de avance en grandes excavaciones, cámaras de compensación hidroeléctrica.	1,6-2,0
C	Cavernas de almacenamiento, plantas de tratamiento de aguas, túneles de carreteras secundarias y de ferrocarril, túneles de acceso.	1,2-1,3
D	Centrales eléctricas subterráneas, túneles de carreteras primarias y de ferrocarril, refugios subterráneos para defensa civil, emboquilles e intersecciones de túneles.	0,9-1,1
E	Centrales nucleares subterráneas, estaciones de ferrocarril, instalaciones públicas y deportivas, fábricas, túneles para tuberías principales de gas.	0,5-0,8

(Barton, 2000).

Ejemplo de cálculo del sostenimiento por el índice Q:

Para un túnel de 6m de luz, ESR=1 y un valor de Q=0.5

Entramos en el gráfico por el lado izquierdo con el diámetro equivalente/ESR=6 y por debajo con Q=0.5 como se muestra en la (Ilustración 2), correspondiéndole un sostenimiento de gunitaje reforzado con fibras de 4 a 9cm + bulonado (Sfr + B).

Ilustración 2 (Sostenimientos según el índice Q, Barton 2000)

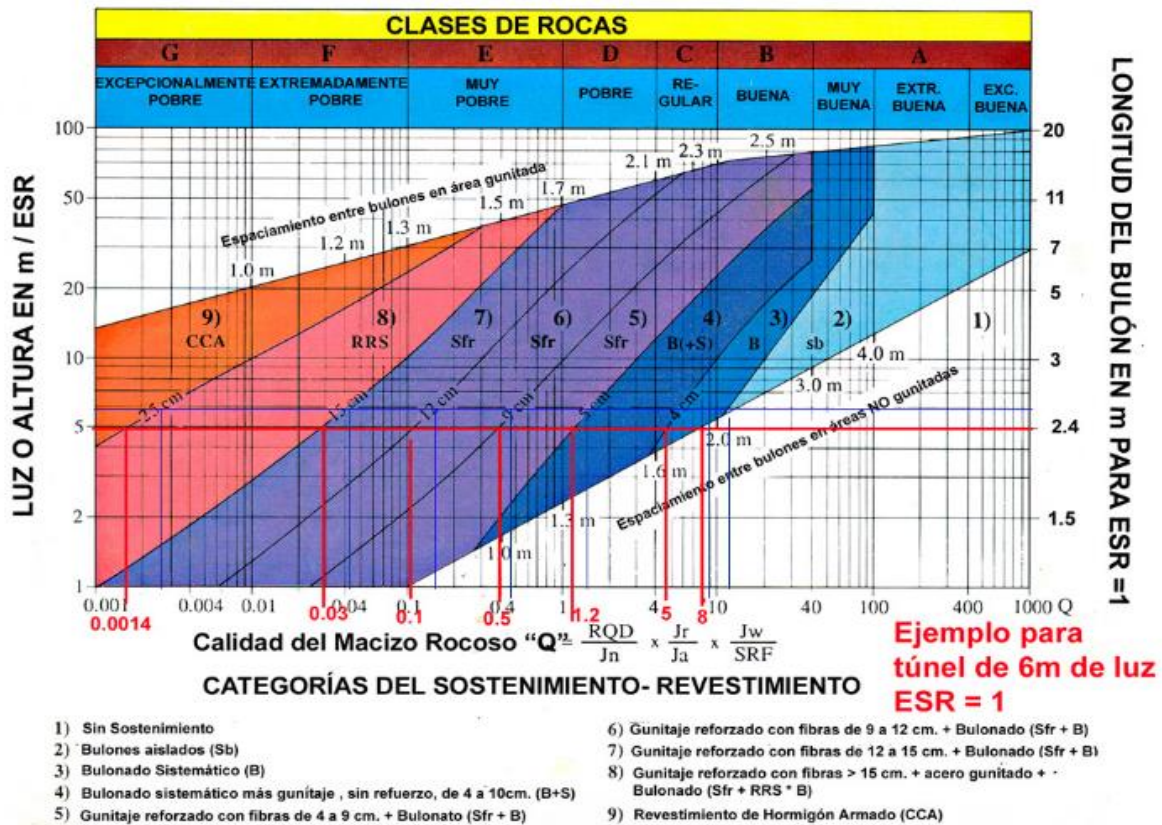


Ilustración 3 (Instalación de bulones friccionales tipo Swellex con cerchas, mallazo y gunita, cortesía de Trimboli)

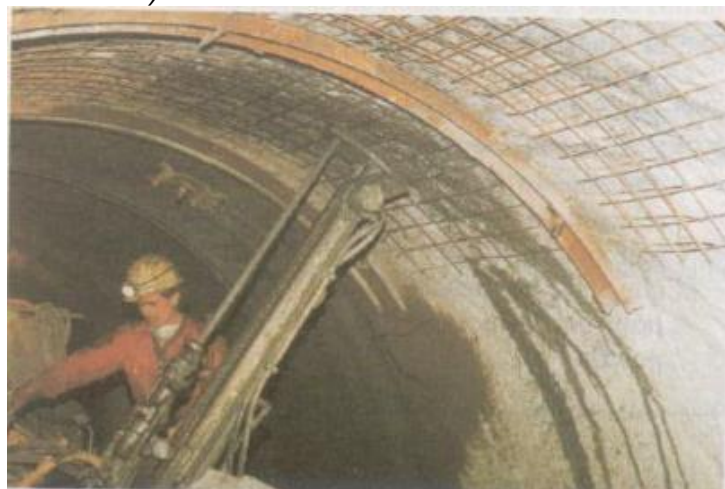


Ilustración 4 (Excavación mediante martillo hidráulico y sostenimiento con cerchas y chapa Bernolt, foto González de Vallejo)



Ilustración 5 (Tratamientos especiales de estabilización, Geoconsult 1996)

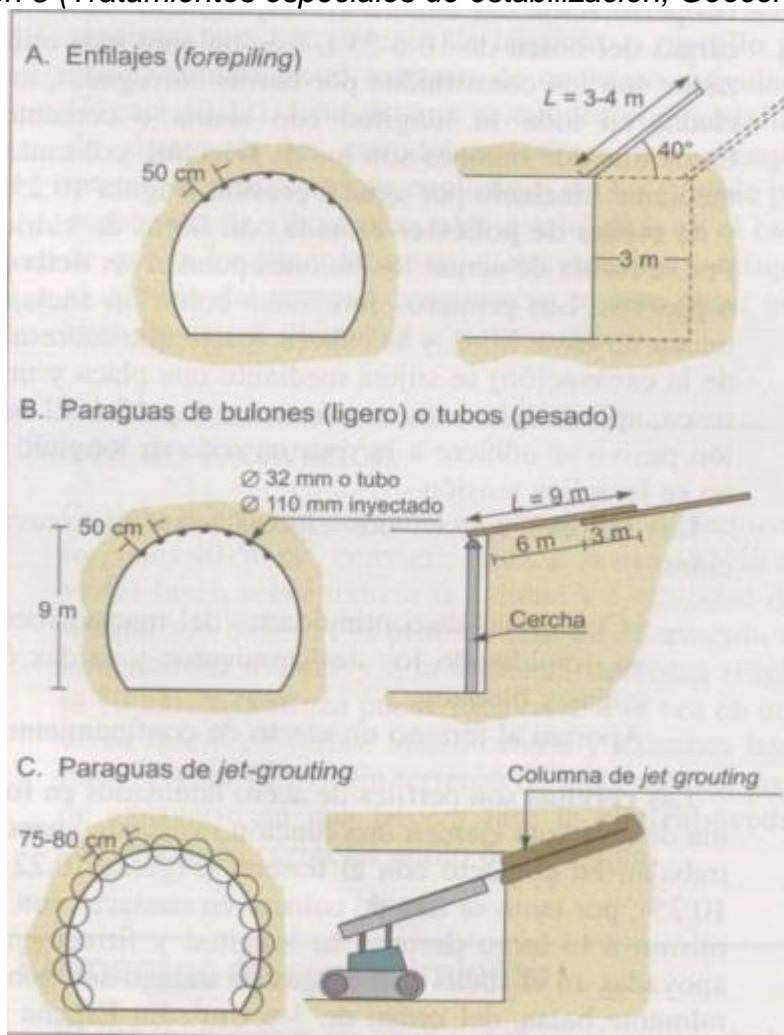


Ilustración 6 (Ejecución de un paraguas de micropilotes, cortesía de Rodio)



Ilustración 9 (Ciclograma de túneles)

