

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE CIVIL

**MANUAL PARA LA CONSTRUCCIÓN DE TÚNELES
TANTO VIALES COMO DE CONDUCCIÓN A
GRAVEDAD**

CABALLERO OLMEDO SANTIAGO RICARDO

Trabajo previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil

Quito, 2011

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar quiero agradecer a Dios por darme la oportunidad de la vida, y a que a pesar de los tropesones y caídas siempre fue mi guía a cada momento, y cada decisión que tome, sea buena o mala, estuvo bendecida y guiada por Él.

En segundo lugar a mis Padres, Tarquino y Patricia, pues son la razón de que hoy este cumpliendo mi meta, por su esfuerzo y apoyo incondicional en todo momento, y por darme la oportunidad de estudiar en una prestigiosa Universidad, como lo es la Pontificia Universidad Católica del Ecuador. Gracias por convertirme en lo que ahora soy y ayudarme siempre en mi vida personal y estudiantil. Gracias Papis.

Quiero agradecer también a mis ñaños, Andrea y Daniel, por ayudarme durante mi vida estudiantil, jamás olvidaré cuando me ayudaban con “los trabajos en PowerPoint” o “los cuadros para la tesis”, y en general por siempre estar ahí presente con sus consejos, risas y porque no, a veces, hasta las habladas. Muchas gracias ñaños.

A mis tíos, Chalito, Tiuchis Mery, por mostrarme el primer paso para cumplir esta meta, por permitirme vivir con ellos experiencias inolvidables y que marcaron mi vida, haciéndome sentir como un hijo más suyo, donde aprendí a madurar y a crecer mucho más como persona, ustedes fueron el empujón para empezar esta meta que hoy está cumplida. A mis tíos, Chío y Carluchos, porque siempre estuvieron junto a mí, en los malos y buenos momentos, celebrando o brindándome sus sonrisas, pero siempre estuvieron ahí apoyándome y creyendo en mí. A mi Tía Machi, que hoy no está con nosotros, pero quien fue una madre más para mí, gracias por brindarme tu amor, tus risas, tu apoyo, tus elogios, muchas gracias Machi, porque siempre estuviste ahí cuando los problemas existían y cuando las alegrías venían. A mi Tía

Neny, por su preocupación siempre, por estar pendiente de toda mi vida universitaria, y por brindarme su apoyo en todo momento.

Como olvidarme de mis primos y primas, a Karlita, Aleja, Michelita, Sofi, Cueto, Flako, que me ayudaron en mi vida universitaria, que fueron unas hermanas y hermanos en su momento, gracias por permitirme lograr lo que soy, por permitirme compartir con ustedes toda mi vida.

A mi director de Tesis, Ing. Miguel Araque, por darme la oportunidad de hacer un trabajo en conjunto, y por brindarme su apoyo y confianza a cada momento durante la elaboración de este Manual. A mis revisores de tesis, Ing. Héctor Cajas e Ing. Roddy Cabezas, quienes supieron hacerme notar mis errores, y brindarme su apoyo y confianza para elaborar un trabajo bien hecho.

Un agradecimiento especial a mis amigos y amigas, que conocí a lo largo de mi vida de universidad, por brindarme su amistad y confianza, necesitaría un libro entero para escribir y agradecerles todo lo que hicieron por mí y todo lo que me enseñaron. Muchas Gracias AMIGOS. Y en general un agradecimiento a todos mis profesores y compañeros que me han enseñado todo lo que en este momento sé, y por darme la oportunidad de aprender junto a ellos.

Un agradecimiento especial a la empresa consultora CAMINOSCA S.A., por brindarme su ayuda con información para la realización de este trabajo.

Muchas Gracias Dios por permitirme tener a todas estas personas siempre a mi lado.

DEDICATORIA

“A mis padres, por estar siempre conmigo, por su abnegación, esfuerzo y apoyo en todo momento, por confiar en mí, y ayudarme a lograr mi meta. Gracias papis por estar siempre conmigo en las buenas y malas, en las tormentas y en las alegrías, siempre están conmigo apoyándome y haciéndome crecer cada día más, todo lo que soy les debo a ustedes y a su esfuerzo. Gracias Dios por darme la oportunidad de tener unos padres fabulosos”.

“A mis ñaños, porque siempre permaneceremos juntos, en las buenas y las malas, lograremos salir adelante en las tormentas, y sonreír en las alegrías de cada uno de nosotros. Les quiero mucho”

“A mi tía Machi, que en este momento ya no se encuentra conmigo, pero desde el cielo es mi guía, le dedico este trabajo porque fue alguien que creyó mucho en mi cuando estuvo con nosotros, algún día nos volveremos a encontrar”

PRÓLOGO

Al iniciar la preparación del presente trabajo sobre un manual de obras subterráneas, con un trato especial en los túneles, tanto viales como de conducción, se pretende establecer ideas claras y concisas sobre los sistemas de excavación tanto en roca como en terrenos blandos para la implantación de este tipo de estructuras. Los túneles se construyen en un gran número y para diferentes usos y por supuesto en una gama muy extensa de terrenos y tipos de roca. En general se ha usado el Sistema Internacional para hacer renombre a las medidas (SI).

En el Ecuador se han usado varios métodos de excavación, construcción y sostenimientos de los túneles, siendo importante la ingeniería de túneles en el desarrollo de los diferentes proyectos.

El autor ha tratado de recopilar toda la información bibliográfica posible de textos muy importantes y nombrados en el tema, de manera de identificar los problemas comunes y las soluciones posibles en un proyecto de excavación subterránea para los túneles a construirse en nuestro país, y por supuesto también proporcionar una recopilación actual de las hipótesis ya conocidas.

Este Manual debe considerarse como una guía e introducción a la materia, más que una representación de todo lo que el ingeniero debe saber para alcanzar las mejores soluciones en la extensa variedad de los problemas de la ingeniería de túneles.

Quito

Enero, 2011

Santiago Caballero

RESUMEN.....	5
OBJETIVOS DEL MANUAL.....	5
METODOLOGÍA	6
INTRODUCCIÓN.....	8
CAPÍTULO I.....	11
1. LAS OBRAS SUBTERRÁNEAS. UN ARTE DESDE SUS INICIOS.....	11
1.1 <i>HISTORIA DE LAS OBRAS SUBTERRÁNEAS.....</i>	<i>14</i>
1.1.1 LA CONSTRUCCIÓN DE OBRAS SUBTERRÁNEAS EN LA ANTIGÜEDAD ..	16
1.1.1.1 El túnel de Babilonia bajo el Éufrates.....	17
1.1.1.2 Túneles Importantes en la Edad Antigua.	20
1.1.2 LA CONSTRUCCIÓN DE OBRAS SUBTERRÁNEAS EN LA EDAD MEDIA Y MODERNA.....	22
1.1.2.1 El túnel de Brunel bajo el río Támesis.....	27
1.1.2.2 Tecnología de excavación de túneles.....	29
1.1.3 LA CONSTRUCCIÓN DE OBRAS SUBTERRÁNEAS EN LA ACTUALIDAD Y SU FUTURO.....	31
1.1.3.1 TÚNELES EN EL MUNDO.....	33
1.1.3.2 TÚNELES EN EL ECUADOR	36
1.2 <i>GENERALIDADES DE LAS OBRAS SUBTERRÁNEAS.....</i>	<i>43</i>
1.2.1 TIPOLOGÍA DE LAS OBRAS SUBTERRÁNEAS	44
1.2.2 TÚNELES. DEFINICIÓN Y GENERALIDADES.....	44
1.2.2.1 El proyecto de túneles. Un arte de la Ingeniería Civil	47
1.2.2.2 Objetivos de los Túneles.....	49
1.2.2.3 Tipos de Túneles. Geometría y Secciones generales.....	50
1.2.2.3.1 Trazado en Planta.....	53
1.2.2.3.2 Pendiente del Túnel.....	56
1.2.2.3.3 La sección Tipo de un Túnel.....	58
CAPÍTULO II.....	63
2. DISEÑO GEOTÉCNICO Y GEOMECAÁNICO	63
2.1 <i>ESTRUCTURA DEL MACIZO ROCOSO</i>	<i>64</i>
2.1.1 Fallas en el macizo	64
2.1.2 Plegamientos en el macizo	69
2.1.3 Diaclasas en el macizo	72
2.2 <i>IMPORTANCIA DE LOS ESTUDIOS GEOLÓGICOS Y GEOTÉCNICOS.....</i>	<i>76</i>
2.3 <i>ESTUDIOS GEOLÓGICOS Y GEOTÉCNICOS</i>	<i>80</i>
2.3.1 Descripción General de las Investigaciones.....	80
2.3.1.1 INVESTIGACIONES PRELIMINARES.....	81
2.3.1.2 PROSPECCIONES DE CAMPO	87
2.3.1.3 SONDEOS MECÁNICOS.....	89

2.3.1.4	ENSAYOS IN SITU	92
2.3.1.5	ENSAYOS IN SITU	93
2.3.2	Estrategia de Investigaciones Geológico – Geotécnicas. Beneficios de un trabajo coherente.....	94
2.3.3	CALIDAD DE LA ROCA	99
2.3.3.1	CLASIFICACIÓN SEGÚN BARTON, (Sistema–N.G.I.).	101
2.3.3.2	CLASIFICACIÓN SEGÚN BIENIAWSKI	108
2.3.3.3	COMPARACIÓN DE AMBOS MÉTODOS.	113
2.3.3.4	SOSTENIMIENTO DEL TUNEL SEGUN " BARTON.....	114
2.3.3.5	ALTURA DE CARGA.	116
CAPÍTULO III		118
3.	TÚNELES	118
3.1	TÚNELES DE COMUNICACIÓN VIAL	118
3.1.1	Trazado transversal	119
3.2	TÚNELES HIDRÁULICOS (ACUEDUCTOS SUBTERRÁNEOS.....	123
3.3	EXCAVACIÓN EN TERRENOS BLANDOS. MÉTODOS DE EXCAVACIÓN Y CONSTRUCCIÓN.....	124
3.3.1	Sistema de Excavación. Ejecución Subterránea	125
3.3.1.1	Método Inglés	127
3.3.1.2	Método Belga (Método tradicional de Madrid).	128
3.3.1.3	Método Alemán (Galerías Sucesivas) y alemán Modificado.....	133
3.3.1.4	Método Austriaco.....	136
3.3.1.5	Nuevo Método Austriaco N.A.T.M.	138
3.3.1.5.1	Primeros Pasos para la Evolución del NATM.....	140
3.3.1.5.2	RESUMEN DE LOS PRINCIPIOS REONOCIDOS HASTA LA ACTUALIDAD DEL NATM	142
3.3.1.5.3	MEDIDAS QUE SURGEN COMO COMPLEMENTOS A LOS PRINCIPIOS.	145
3.3.1.5.4	CONCLUSIONES GENERALES DEL NATM.....	148
3.3.1.6	CRITERIOS PARA LA SELECCIÓN DEL MÉTODO DE EXCAVACIÓN.	149
3.3.1.6.1	Geometría del Proyecto	149
3.3.1.6.2	Longitud	149
3.3.1.6.4	Rendimiento en la construcción	150
3.3.1.6.5	Geología del terreno.....	150
3.3.1.6.6	Flexibilidad ante cambios del terreno	151
3.3.2	Métodos de Construcción de Túneles.	152
3.3.2.1	Excavación con explosivos:.....	152
3.3.2.1.1	Diagrama de perforación.	153
3.3.2.1.2	ZONAS DEL DIAGRAMA DE PERFORACIÓN O TIRO.....	154
3.3.2.1.3	NOTAS IMPORTANTES DEL DIAGRAMA DE PERFORACIÓN O TIRO.	157

3.3.2.1.4	VENTAJAS DE CONSTRUIR UN TÚNEL CON EL MÉTODO DE PERFORACIÓN Y VOLADURA	158
3.3.2.2	Excavaciones con Máquina:	163
3.3.2.3	Excavación mecánica con máquinas integrales no presurizadas:	163
3.3.2.4	Excavación mecánica con máquinas integrales presurizadas:	164
3.3.2.5	Construcción en Roca	164
3.3.2.5.1	Características y Peligros de los Distintos Tipos de Roca.	165
3.3.2.5.2	EL COSTO DE LA EXCAVACIÓN EN ROCA	166
3.3.2.6	Estimación de Cargas	167
3.4	TECNOLOGÍA Y EQUIPO DE CONSTRUCCIÓN	168
3.4.1	Construcción Mecanizada de Túneles	168
3.4.1.1	Características de la Construcción Mecanizada	168
3.4.1.2	Técnicas de Excavación Mecanizada	168
3.4.1.2.1	Maquinaria comúnmente usada para la perforación y excavación de túneles. 170	
3.4.2	Selección de Equipos	173
	CAPÍTULO IV	178
4.	SOSTENIMIENTO Y REVESTIMIENTO EN TÚNELES	178
4.1	<i>DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN EXCAVACIONES SUBTERRÁNEAS</i>	179
4.2	<i>TIPOS DE SOSTENIMIENTO</i>	181
4.2.1	Elementos tradicionales de sostenimiento y revestimiento en túneles	183
4.2.2	Breve Reseña Histórica	184
4.2.3	Factores que afectan la eficacia de los sostenimientos	186
4.3	<i>SOSTENIMIENTO CON PERNOS O BULONES DE ANCLAJE</i>	187
4.3.1	Anclaje de bloques de suelo inestable	189
4.3.2	Anclajes en terrenos plastificados.	191
4.3.3	Tecnología del Anclaje	194
4.3.3.1	ANCLAJES POR ADHERENCIA	195
4.3.3.2	ANCLAJES POR FRICCIÓN	197
4.4	<i>SOSTENIMIENTO CON CERCHAS METÁLICAS</i>	199
4.4.1	Formas Típicas de Sostenimiento con cerchas o elementos metálicos	203
4.4.2	Aplicaciones de los Arcos Rígidos	208
4.4.3	Vigas Reticuladas (Cerchas) como otro tipo de sostenimiento.	209
4.5	<i>EL HORMIGÓN PROYECTADO O LANZADO</i>	213
4.5.1	EVOLUCIÓN DEL HORMIGÓN PROYECTADO CON LA APLICACIÓN DE ADITIVOS ESPECIALES.	216
4.5.1.1	Uso Clásico – Revestimiento Primario en Túneles	217
4.5.2	REVESTIMIENTOS PERMANENTES DE HORMIGÓN PROYECTADO – CASOS CON ALTA SOLICITACIÓN	218
4.5.2.1	CRITERIOS DE DISEÑO DEL HORMIGÓN PROYECTADO	222
4.5.2.2	DEFINICIONES TERMINOLÓGICAS	223
4.5.2.3	MÉTODOS DE APLICACIÓN DEL HORMIGÓN PROYECTADO	223

4.5.3	FACTORES RELEVANTES EN EL DISEÑO DEL HORMIGÓN PROYECTADO DE ALTA CALIDAD (VÍA HÚMEDA)	224
4.6	NUEVAS TENDENCIAS DE REVESTIMIENTOS.....	226
4.6.1	HORMIGONES REFORZADOS CON FIBRAS.....	226
4.6.2	NUEVOS HORMIGONES USADOS PARA REVESTIMIENTOS DE TÚNELES. 229	
4.6.2.1	HORMIGONES PROYECTADOS ECOLÓGICOS.....	229
4.6.2.2	HORMIGONES AUTOCOMPACTANTES (AUTO-NIVELANTES).....	231
4.6.2.3	HORMIGONES DE ALTA RESISTENCIA.....	233
4.7	RECOMENDACIONES DE SOSTENIMIENTO PARA TÚNELES.....	234
4.7.1	RECOMENDACIONES DE BIENIAWSKI (1989).....	236
4.7.2	COMENTARIOS SOBRE LAS RECOMENDACIONES DE SOSTENIMIENTO.....	238
CAPÍTULO V		241
5.	EL PROYECTO DE TÚNELES. EJEMPLOS Y COMENTARIOS GENERALES.	241
5.1	ESQUEMA FUNCIONAL PARA EL DISEÑO DE OBRAS SUBTERRÁNEAS (TÚNELES VIALES Y TÚNELES DE CONDUCCIÓN A GRAVEDAD). – MODELO MATEMÁTICO.	241
5.2	EJEMPLOS DE TÚNELES EN EL ECUADOR.....	242
5.2.1	Túnel “Colector bajo el Intercambiador el Trébol” – QUITO.	243
5.2.2	Túnel de Conducción Central San Francisco – PASTAZA.	247
5.2.3	Túnel vial Guayasamín. Quito – Cumbayá.	251
5.2.4	Túnel de conducción (COLECTOR ANGLO FRENCH) – QUITO.....	255
5.2.5	Túnel de carga “Proyecto Hidroeléctrico OCAÑA” – CAÑAR.	257
5.2.5	Túneles Viales Cerro SAN EDUARDO – GUAYAQUIL.....	259
5.2.6	Túnel de Desvío – PROYECTO HIDROELÉCTRICO PAUTE-MAZAR.	262
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		267
6.	CONCLUSIONES.....	267
7.	RECOMENDACIONES.....	270
BIBLIOGRAFÍA.....		272
CAPÍTULO I.....		272
CAPÍTULO II.....		272
CAPÍTULO III		273
CAPÍTULO IV		274
ANEXOS		276
8.	TÚNEL DE CONDUCCIÓN PROYECTO HIDROELÉCTRICO OCAÑA.....	276
9.	TÚNEL COLECTOR ANGLO FRENCH	277

RESUMEN

La importancia de la construcción subterránea debido a las necesidades de país, tanto de movilidad como de otros servicios, se transforma en la razón importante de desarrollar un Manual para la Construcción de Túneles, que sea fuente concreta y actual con diferentes procedimientos y normas usados en proyectos últimamente desarrollados a nivel mundial, y así aplicarlos para hacer eficaz y eficiente este tipo de proyectos en el país.

Con la elaboración detallada y específica del manual, se fortalecerán las hipótesis y metodologías ya existentes acompañadas de nuevas tecnologías y procesos que, usados de una manera adecuada, darán como resultado obras más seguras y rápidas en su ejecución, las cuales, debido a la importancia actual de crecimiento en movilidad y obras hidroeléctricas o hidráulicas por ejemplo, se convierten en importantes para la sociedad y el país.

OBJETIVOS DEL MANUAL

- Elaborar un Manual para la construcción de Túneles Viales y Acueductos (Túneles de Conducción a gravedad), que contenga la problemática de construcción y las posibles soluciones, con los diferentes métodos existentes con nuevas tecnologías y procesos usados últimamente, así como también descripción de sistemas de sostenimiento para evitar fallas durante su operación.

- Determinar una tipología de obras subterráneas, estableciendo definiciones y secciones generales tanto como para túneles viales como túneles de conducción a gravedad (Acueductos).
- Definir los estudios preliminares necesarios para la ejecución de obras subterráneas, así como también una descripción general de las investigaciones geológicas en obra, en especial la calidad de la roca.
- Establecer métodos de excavación y de construcción óptimos de acuerdo a los requerimientos de un proyecto, estableciendo diagramas de tiro en túneles y definiendo cada método constructivo, los equipos usados en cada uno de ellos y sus rendimientos.
- Desarrollar los tipos de revestimientos y sistemas de sostenimientos en túneles viales y túneles de conducción.
- Establecer ejemplos claros y concretos de túneles viales y túneles de conducción, su metodología y problemas constructivos.

METODOLOGÍA

El presente trabajo tendrá como metodología un proceso inductivo, es decir partiendo de lo general a lo particular estableciendo los principios básicos del tema hasta llegar a lo ya expuesto en los objetivos. Este manual es la base de una recopilación de varios textos entre todos ellos uno que me llamó mucho la atención, “MANUAL DE TÚNELES Y OBRAS SUBTERRANEAS” de CARLOS LÓPEZ JIMENO, de la Editorial ENTORNO GRÁFICO. Será una gran base para establecer este manual, debido al gran

contenido bibliográfico de éste, además de que contiene información muy detallada sobre historia, construcción y futuro de los túneles. Si bien es una base para la realización de este manual, no está por demás citar que se dará referencias de toda la información ahí obtenida, así como también de otros libros que se usará para la elaboración de este Manual y que se detallarán en la bibliografía usada, de tal manera de mantener los derechos de autor, tanto de los libros usados para obtener información como de este trabajo, que también contendrá información propia y autónoma.

Se acompañará con un estudio donde se recogerá toda la información disponible e hipótesis ya utilizadas acerca del tema y del tipo de tecnología nueva disponible para dar un trabajo actual a la construcción subterránea en el Ecuador.

INTRODUCCIÓN

La construcción subterránea en nuestro país ha pasado a ser una opción constructiva que de una u otra manera se ha visto necesaria para satisfacer las diferentes necesidades de movilidad y de crear obras secundarias como acueductos para transportar agua con diferentes fines. En los últimos años, se ha tenido que tratar con dificultad distintos problemas constructivos en túneles debido a la falta de control en su construcción y ejecución. Esto es resultado no sólo de falta de control sino también a la falta de una guía constructiva y de metodologías que estén ligadas a nuevas tecnologías que no se han tomado en cuenta.

Como ya se citará más adelante la historia de los túneles surge de la minería y la necesidad de establecer diferentes formas para la obtención de minerales en la tierra. Originalmente los mineros realizaban excavaciones para lograr este objetivo; estas operaciones subterráneas no eran más que una prolongación de las manifestaciones de la superficie. Al hacerse más complejos los métodos de exploración, se tuvo como resultado el descubrimiento de grandes depósitos de minerales a profundidades considerables, por tanto se desarrollaron técnicas mineras para explotar estos depósitos. La mayoría de las excavaciones mineras era, y de hecho son todavía, provisionales. Por tanto la excavación subterránea (túnel) deja de ser importante luego de un tiempo relativamente corto, pero durante su operación debe mantener un acceso seguro para extraer el mineral circundante, además que el comportamiento de la excavación no debe ser un obstáculo para las demás operaciones. Evidentemente, los recursos que se destinan al estudio de la estabilidad de tal excavación así como la calidad y la cantidad

del lugar donde se quiere establecer la obra subterránea, tiene que estar en relación con el tiempo durante el cual se pretende mantener la estabilidad.

En el libro “EXCAVACIONES SUBTERRÁNEAS EN ROCA” de E. HOEK y otros autores, se indica lo siguiente: Al aumentarse el tamaño de las operaciones mineras durante las últimas décadas, se introdujo un concepto que hubiera sido incomprensible para los mineros de antaño: el concepto de excavaciones subterráneas permanentes. Grandes sistemas de tiros con sus complejos malacates, ductos para el mineral, cámaras de bombeo y estaciones de quebradoras, los que deberán prestar servicio durante varias decenas de años, son, desde el punto de vista minero, excavaciones permanentes. Además de ser de gran tamaño, algunas de estas excavaciones darán cabida a equipos costosos y personal permanente; por lo tanto, deberán estar seguros a prueba de caídas de roca y otras formas de inestabilidad. Los ingenieros civiles pocas veces se ocupan de excavaciones subterráneas provisionales, ya que los túneles, las casas de máquinas subterráneas, las cavernas para el almacenamiento de petróleo o gas, túneles viales, etc. tienen que mantenerse estables por más de veinte años; y debido a que no se puede admitir ningún tipo de inestabilidad, los recursos que se destinan al diseño y a la instalación de sistemas de refuerzo son normalmente suficientes y a veces incluso excesivos. (HOEK & BROWN, "EXCAVACIONES SUBTERRÁNEAS EN ROCA", 1985)¹

Luego de esta nota, es importante reconocer la importancia de la estabilidad de las obras subterráneas para los ingenieros civiles. Por tanto el diseño de una obra subterránea es, en general, el de establecer un método de excavación, construcción y de sostenimiento para que dicha obra se mantenga en operación durante un tiempo de vida, estimado por el diseñador, y de la misma manera que soporte diferentes fuerzas externas (sismo, explosiones, fracturas de rocas, etc.) durante su vida útil y operativa. Es así entonces, y como se dice en el libro de HOEK & BROWN, que los diseños de túneles pueden establecerse desde aquellos que contienen cero refuerzo, como sería el caso de una excavación minera provisional en roca de buena calidad, hasta el uso de un

¹HOEK & BROWN. **“Excavaciones Subterráneas en Roca”**, MEXICO, Ed. McGraw-Hill, 1985. Capítulo 1, Pg. 13.

recubrimiento total de hormigón lanzado con anclajes y cables tensados como sería el caso de una excavación permanente de ingeniería civil en terrenos de baja calidad.

Estos dos casos son los extremos en la construcción de túneles cuando se trata de diseño de refuerzos y a calidad de terrenos, que es lo que nos interesa como Ingenieros Civiles, sin embargo no solamente el diseño de refuerzo es lo importante, sino es tratar de contemplar la variedad de problemas de diseños que se ubican entre estos dos límites, así como la geología del sitio, estructuras en la superficie, etc.

Como se indicará más adelante la construcción de obras subterráneas, y en caso especial los túneles, son obras de arte y muy diferentes de las demás obras civiles. Como señala LOPEZ JIMENO en su libro “Manual de túneles y Obras subterráneas” en la presentación, básicamente se diferencian en los diseños estructurales de sus elementos, puesto que los túneles son estructuras que se asientan sobre formaciones geológicas, las mismas que se caracterizan por su heterogeneidad y anisotropía, es decir que dependen de muchos agentes como el agua. De esta manera es importante plantear una investigación geotécnica previa, y mucho más profunda e intensa que lo que comúnmente requiere las demás obras civiles.

La construcción subterránea en nuestro país ha pasado a ser una opción constructiva que de una u otra manera se ha visto necesaria para satisfacer las diferentes necesidades de movilidad y de crear obras secundarias como acueducto, ya sea a presión a simplemente a gravedad.

CAPÍTULO I

1. LAS OBRAS SUBTERRÁNEAS. UN ARTE DESDE SUS INICIOS.

Para idealizar la esencia del túnel o de una obra subterránea debemos conocer su historia, sus inicios y su desarrollo a través de los tiempos, acompañado de la tecnología creada y utilizada durante el pasar de los años.

Las obras subterráneas sujetan en su concepción, un arte de sus inicios. El Diccionario de la Real Academia Española de la Lengua desde el punto de vista ingenieril, señala al túnel como *“Paso subterráneo abierto artificialmente para establecer una comunicación”*². El arte de una obra subterránea trata en, retar al suelo o la roca donde se quiere implantar el túnel, lo cual se logra acoplando varias técnicas que incluyen aspectos como estructurales, geológicas y geotécnicas, entre otros.

*En su publicación, CARLOS LOPEZ JIMENO acota que, para Ernest Wahlstrom el túnel es un desafío a la naturaleza, mientras que Nordlund, ingeniero protagonista de la novela Muerte en el túnel, afirma que: un túnel no es “un agujero más en la tierra”. En términos estrictamente prácticos se trata de una obra de ingeniería extraordinariamente sofisticada. Y nunca fue sencilla ni segura.*³

Básicamente, las obras subterráneas nacen del objeto de la minería. Desde los inicios de la ésta, la necesidad de realizar este tipo de obras se ve reflejada en la necesidad del hombre para la obtención de minerales ya sea para el comercio o para cualquier otro fin.

Las técnicas para realizar excavaciones tanto de los mineros como de los ingenieros civiles son parecidas, sin embargo sus propósitos son diferentes, siendo de esta manera

²INTERNET. “**DICCIONARIO REAL ACADEMIA DE LA LENGUA ESPAÑOLA**”, http://buscon.rae.es/draeI/SrvltConsulta?TIPO_BUS=3&LEMA=cultura, Acceso Junio 2010.

³LOPEZ JIMENO, CARLOS. Manual de Túneles, MADRID, Editorial Entorno Gráfico, 3era. Edición. 2000. Cap. I, Pg. 33.

que para los mineros la excavación llega a ser un segundo plano debido a que éstas podrían ser solamente temporales, y para los ingenieros civiles la excavación llega a ser una necesidad desde el punto de vista permanente, sin importar lo que se encuentre a su paso (refiriéndonos a los minerales), donde se deberá mantener la estabilidad y la operación del túnel para la cual fue construido.

La construcción de obras subterráneas constituye uno de los campos más fascinantes y amplios de la ingeniería civil, requiere la intervención de múltiples especialidades, incluyendo, geología, geotécnica, geomecánica e hidrología, análisis estructural, tecnología de materiales, maquinaria (mecánica) y procesos constructivos, ingeniería electro-mecánica, eléctrica, hidráulica, arquitectura, de telecomunicaciones, ferroviaria, de seguridad, entre otras, según la función y uso del túnel en cuestión; requiere alto grado de interconexión entre las diversas etapas de desarrollo, desde la concepción del proyecto hasta el término de la construcción, para lograr un proyecto exitoso y optimizado. Así lo han señalado los expositores de la ASOCIACIÓN DE INGENIEROS DE MINAS DEL ECUADOR (AIME) durante el Seminario Internacional de “Proyecto y Construcción de Túneles y Obras Subterráneas” desarrollado durante el mes de noviembre del 2006 en la ciudad Quito, Ecuador.(AIME & GEOCONSULT, 2006)

Históricamente toda actividad constructiva nace en base a una necesidad, y así también el túnel nace de la necesidad de atravesar un obstáculo natural, así lo expresa CARLOS LOPEZ JIMENO en su publicación, donde en la mayoría de las veces se trata de un macizo montañoso, ya sea conformado por suelo blando o por la roca más dura por cruzar.

Adicionalmente al atravesar estos macizos montañosos se podrá encontrar obstáculos secundarios por cruzar como los cursos de agua y zonas urbanas las cuales se encuentran con construcciones y edificaciones en la superficie, y generalmente sus cimientos o bases son atravesadas por túneles, ya sean túneles de comunicación vial como túneles de conducción de agua, alcantarillados.

La ingeniería de túneles, hace posible muchos servicios vitales, ya sean submarinos o subterráneos. Así lo explica JOHN O. BICKEL en su apartado Sección 20, en el Libro del MANUAL DEL INGENIERO CIVIL (MERRIT, 1992). El objeto del túnel como se explicará más adelante podrá tener usos de comunicación vial como ferrocarril urbano o Metros, de uso peatonal, de abastecimiento de agua, saneamiento y galerías de servicio, como pozos, cavernas o casas de máquinas. El túnel no solamente debe ser considerado con un contorno de tránsito, pues puede abarcar desde una caverna o una cueva natural hasta englobarse en un urbanismo con un gran espacio debajo de la Tierra. Por tanto el túnel va más allá de ser una obra que se caracterice por su trazado lineal, ya que puede ser contemplado hasta llegar a convertirse en un hábitat subterráneo.

En su publicación “EXCAVACIONES SUBTERRÁNEAS” (HOEK & BROWN, "EXCAVACIONES SUBTERRÁNEAS EN ROCA", 1985), HOEK explica la importancia del túnel y lo hace exponiendo lo siguiente:

“El propósito principal de cualquier diseño de excavación subterránea debe utilizar la roca o el material existente mismo como material estructural principal, provocando la menor perturbación posible durante el proceso de excavación y añadiendo el mínimo posible de ademe metálico o de concreto. En su estado inalterado o cuando se someten a esfuerzos de compresión, la mayoría de rocas duras son mucho más resistentes que el concreto y muchas alcanzan el mismo grado de resistencia que el acero. En

*consecuencia, es un contrasentido económico reemplazar un material que puede ser perfectamente competente con otro que lo puede ser menos”.*⁴

1.1 HISTORIA DE LAS OBRAS SUBTERRÁNEAS

La historia y cultura de los pueblos se puede lograr a entender con el estudio de los túneles y sus demás obras subterráneas las mismas que fueron realizadas de manera de satisfacer necesidades desafiando a las rocas o a los suelos con formas de excavación y construcción realmente fascinantes, y tal como dice CARLOS LOPEZ JIMENO en su publicación (LOPEZ JIMENO, 2000), tomando como referencia para la construcción, sus creencias y mitos en torno a lo más profundo, observando el enfoque místico o funcional al momento de ingresar en la tierra.

Como ya es conocimiento desde el nacimiento del hombre, éste busca satisfacer necesidades como alimentación, vivienda, vestimenta, etc., y mediante la evolución de las sociedades se buscan otras necesidades secundarias para satisfacer las necesidades primarias descritas, como por ejemplo el comercio o el trueque, para lo cual empiezan a comunicarse de varias maneras. Para cumplir con todas estas necesidades durante el tiempo fueron construyendo cavernas, túneles y galerías como por ejemplo para transportar agua, extracción de minerales, atravesar grandes macizos rocosos para comunicarse con otras tribus, culturas o sociedades, además de los fines religiosos y militares durante épocas de guerra. Las excavaciones se realizaban a mano, y para

⁴HOEK & BROWN. **“Excavaciones Subterráneas en Roca”**, MEXICO, Ed. McGraw-Hill, 1985. Capítulo 1, Pg. 15.

mantener estable la excavación buscaban suelos competentes, o a menudo usaban ladrillos o piedras naturales como sostenimiento.⁵

La llamada **técnica del fuego** fue el primer método usado para la excavación y perforación de galerías con propósito minero en macizos rocosos, y con el paso del tiempo, usado para la construcción de túneles, así lo explica CARLOS LOPEZ JIMENO (LOPEZ JIMENO, 2000) en su publicación. Dicha técnica consiste en crear una chispa o fuego en el frente de ataque, es decir el inicio o entrada del que va a ser el nuevo túnel, para luego apagarlo de manera brusca con agua fría, y de esta manera producir un gradiente térmico brusco cuyo resultado será el resquebrajamiento de la roca. La gran desventaja de esta técnica es las consecuencias o resultados del fuego provocado, como por ejemplo los gases a menudo venenosos explica LOPEZ JIMENO, es decir una atmósfera irrespirable, llegando el trabajo minero o el propósito de excavación, a ser un ambiente mortal.

Los Antiguos Egipcios fueron los primeros en aplicar la técnica del fuego, la que como ya se explicó consiste en crear un gradiente térmico, es así como lo llama LOPEZ JIMENO en su publicación (LOPEZ JIMENO, 2000). El objeto fundamental de la creación de túneles o canales subterráneos para los Egipcios, era el de mantener la mayor cantidad de agua canalizada y evitar que ésta se evapore por los fuertes rayos solares en sus territorios. Sin embargo a partir del resquebrajamiento de la roca se forman pequeños y grandes pedazos de roca que podían ser vulnerables para cualquier trabajador durante este tan primitivo proceso. Pero cómo surge esta famosa técnica es la

⁵AIME - Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, **“Seminario Internacional Proyecto y Construcción de Túneles y Obras Subterráneas”**, QUITO, 26-28 de Julio 2006.

pregunta que muchos nos podemos hacer, es simplemente del efecto del fuego sobre las paredes de las cavernas, las cuales eran usadas como viviendas para protección del frío, de otras culturas, etc. A partir de la cultura Egipcia, varios ingenieros alrededor del mundo empiezan a usar la técnica del fuego para la creación de galerías, túneles, cavernas etc., así es entonces como dicha técnica se difunda alrededor de Europa, como en la Antigua Grecia y Roma. La técnica deja su uso a partir del aparecimiento de la pólvora y los explosivos, inventos que facilitan la perforación de rocas.

Así es entonces como el desarrollo de los túneles durante el tiempo depende de la evolución tecnológica y ésta a su vez de los siguientes inventos: la maquinaria perforadora, taladros y brocas, y de la extracción de pólvora para la creación de explosivos. LOPEZ JIMENO expresa lo siguiente en su publicación, lo cual nos da a entender en un solo párrafo la ventaja de tener todas estas herramientas hoy en día disponibles para facilitar la construcción de estas obras de arte.

La perforación de obras subterráneas mediante explosivos es una técnica desarrollada durante los últimos 300 años y que permitió la excavación de túneles en formaciones rocosas de mayor dureza, así como unos ritmos de avance mucho más rápidos.(LOPEZ JIMENO, 2000).⁶

1.1.1 LA CONSTRUCCIÓN DE OBRAS SUBTERRÁNEAS EN LA ANTIGÜEDAD

En su texto LOPEZ JIMENO señala que la mina más antigua que se conoce se localiza en el cerro de Bomvu, en Swazilandia (África), la misma que fue creada para la

⁶ LOPEZ JIMENO, CARLOS. **“Manual de Túneles y Obras subterráneas”**, MADRID, Editorial Entorno Gráfico, 3era. Edición. 2000. Cap. I, Pg. 54.

extracción de hematita, o mineral llamado piedra de sangre, la cual era usada para ritos mortuorios. Lo asombroso de esto, es que la construcción data del año 40000 A.C., y las herramientas usadas para la perforación y excavación de la mina trataban de piedras afiladas y la mano del hombre.

Es importante recatar las minas más antiguas, sin embargo nuestro tema está centrado a los túneles, ya sea como medio de comunicación, o como medio de uso para transportar agua. A continuación se detallan algunos importantes túneles que primaron el comienzo de toda una era de construcción subterránea alrededor del mundo.

1.1.1.1 El túnel de Babilonia bajo el Éufrates

En la muy detallada publicación de LOPEZ JIMENO, se señala al primer túnel de la Historia, el mismo que fue construido por SEMIRAMIS bajo el Río Éufrates, con el objeto de comunicar el Palacio y el Templo de Belos en la Babilonia (2500 A.C.). DIODORO⁷ proporciona una explicación de tan magnífica obra:

Entonces, desviando el río, ella construyó un pasadizo subterráneo desde un palacio hasta el otro; y haciéndolo con ladrillo cocido, ella revistió las cámaras abovedadas en cada extremo con caliente hasta que consiguió que el espesor de este revestimiento fuera de cuatro codos. Las paredes laterales del pasadizo tenían un espesor de veinte ladrillos y doce pies de altura sin contar la bóveda de cañón, y la anchura del paso era de quince pies. (LOPEZ JIMENO, 2000).⁸

⁷ Diodoro de Sicilia, Herodoto y Estrabón: Famosos historiadores de la edad antigua.

⁸ LOPEZ JIMENO, CARLOS. **“Manual de Túneles”**, MADRID, Editorial Entorno Gráfico, 3era. Edición. 2000. Cap. I, Pg. 35.



Figura No. 1 Recreación del primer túnel debajo del Éufrates en Babilonia. (LOPEZ JIMENO, 2000).⁹

Sin embargo este túnel es catalogado como un falso túnel puesto que no se perforó atacando a la roca o al suelo directamente. Su proceso constructivo fue el de realizar una zanja a cielo abierto para luego ser recubierta, para lo cual se tuvieron que desviar las aguas del Río Éufrates en época de estiaje para hacer más fácil su construcción. En la antigüedad, mayor era el desafío de atravesar Ríos con túneles que desafiar a la Roca

⁹ LOPEZ JIMENO, CARLOS. **“Manual de Túneles”**, MADRID, Editorial Entorno Gráfico, 3era. Edición. 2000. Cap. I, Pg. 35.

mismo; es así que más tarde 4000 años después, otro túnel bajo un Río es construido, venciendo de esa manera al Río Támesis, el mismo que se hablará más adelante.

Existen muchas hipótesis del primer túnel de la historia, sin embargo según lo expuesto en el SEMINARIO INTERNACIONAL en el 2006 (AIME & GEOCONSULT, 2006), en QUANATS, Irán, 2800 A.C., se construyen túneles para conducción de agua del acuífero de las tierras altas a la superficie por medio gravitacional, es decir recoger el en zonas altas para conducirla hacia las partes más bajas (valles, etc.) para consumo humano. Hasta el momento existen 160 km funcionales en dicha área.

A continuación se observa un detalle del sistema de captación de agua para conducción.

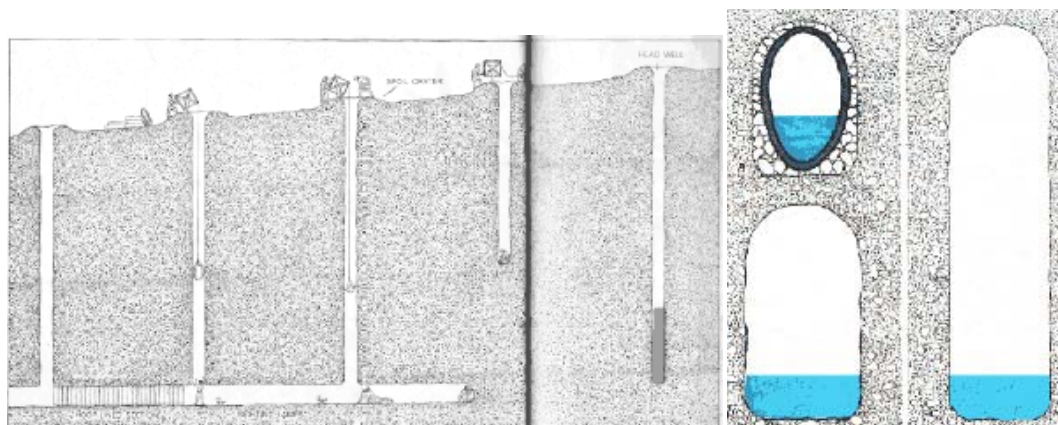


Figura No. 2 Túneles de conducción, Irán 2800 A.C. (AIME & GEOCONSULT, 2006)¹⁰

A partir de entonces los túneles en la Edad antigua fueron creciendo, buscando diferentes maneras de desafiar a las rocas y los suelos tratando una vez más de satisfacer las necesidades. Los siguientes apartados son algunos de los más importantes ejemplos de túneles que fueron construidos en la Antigüedad.

¹⁰ AIME - Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, **“Seminario Internacional Proyecto y Construcción de Túneles y Obras Subterráneas”**, QUITO, 26-28 de Julio 2006.

1.1.1.2 Túneles Importantes en la Edad Antigua.

a) Túneles (acueductos) en Jerusalén (700 A.C.);



Figura No. 3 Acueductos en Jerusalén 700 A.C. (AIME & GEOCONSULT, 2006)

b) Túnel (acueductos) en la isla de Samos (600 A.C.):

Tiene gran importancia por tener 1km. de longitud, LOPEZ JIMENO lo expresa así y su recopilación de datos lo hace como un túnel de importancia debido a que es el único del cual se tiene referencia de quien lo construyó, el Ingeniero Eupalinos de Megara.

Esta obra construida hacia el 530 A.C., en tiempos del tirano Polícrates, servía para el abastecimiento de agua a la capital de la isla, estuvo en funcionamiento durante un milenio y fue considerada como una de las tres maravillas del mundo Heleno¹¹. (LOPEZ JIMENO, 2000)¹²

¹¹ Mundo Heleno: La antigua Grecia era llamado el Mundo Heleno, del cual existían algunas construcciones que fueron consideradas como maravillas del mundo greco.

¹² LOPEZ JIMENO, CARLOS. **“Manual de Túneles”**, MADRID, Editorial Entorno Gráfico, 3era. Edición. 2000. Cap. I, Pg. 37.



Figura No. 4 Túnel en la Isla de SAMOS (600 A.C.) (AIME & GEOCONSULT, 2006)¹³

- c) **Túneles para acueductos, catacumbas, Imperio Romano:** *Roma construye túneles de muy diverso propósito, galerías mineras, túneles para abastecimiento de agua, para alcantarillado como la célebre Cloaca Máxima- para el drenaje de lagos volcánicos.*(LOPEZ JIMENO, 2000)¹⁴.
- d) **Túnel bajo río Éufrates (2500 A.C.),** y otros túneles hidráulicos en Mesopotamia; tal como ya se indicó se trata de un túnel falso por su concepción.
- e) **Túneles en India y China (templos religiosos).** - En India primero y más tarde en China los túneles y construcciones subterráneas tienen de nuevo, como ya sucediera en Egipto, un carácter esencialmente religioso.

¹³ AIME - Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, **“Seminario Internacional Proyecto y Construcción de Túneles y Obras Subterráneas”**, QUITO, 26-28 de Julio 2006.

¹⁴LOPEZ JIMENO, CARLOS. **“Manual de Túneles”**, MADRID, Editorial Entorno Gráfico, 3era. Edición. 2000. Cap. I, Pg. 37.

1.1.2 LA CONSTRUCCIÓN DE OBRAS SUBTERRÁNEAS EN LA EDAD MEDIA Y MODERNA.

Principales Particularidades

- Los túneles se convierten en obras de poca importancia en la Edad Media, su construcción como obras de arte de la ingeniería civil pierden crecimiento, y solamente se construyen galerías, pasadizos en castillos de grandes reyes o fortalezas para la guerra, por tanto se convierten en obras menores. Las construcciones subterráneas temporales, aquellas destinadas a la minería, encuentran gran auge en los siglos medievales, por tanto ésta se consolida en Centroeuropa, promoviendo la extracción de minerales hacia el Mundo;



Figura No. 5 Introducción de la pólvora y equipos de perforación. (AIME & GEOCONSULT, 2006)¹⁵

¹⁵ AIME - Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, “Seminario Internacional Proyecto y Construcción de Túneles y Obras Subterráneas”, QUITO, 26-28 de Julio 2006.

- A partir del siglo XIV se desarrolla la tecnología de túneles para minería (equipos de perforación). Se da el uso de técnicas de voladura (introducción de la pólvora) a partir del siglo XVII (Hungria, 1627 y Mina en Harz/Alemania, 1623);
- Túneles (Canales) para el paso de embarcaciones, principalmente en Francia (uso de voladura);
- Importante desarrollo en el siglo XIX impulsado por la construcción de túneles para caminos;



Figura No. 6 Túneles de pequeña longitud para caminos. (AIME & GEOCONSULT, 2006)¹⁶

- Primer Túnel bajo el Río Támesis (Inglaterra) para fines viales.
- Brunel patenta en 1818 la primera máquina tuneladora (shield); Forma rectangular 7 m. x 12 m., 12 pórticos separados, 3 niveles de trabajo, excavación

¹⁶ AIME - Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, **“Seminario Internacional Proyecto y Construcción de Túneles y Obras Subterráneas”**, QUITO, 26-28 de Julio 2006.

manual, maquina impulsada por husos; La construcción tardó varios años (el avance promedio era de 25 cm/día) y llegó ser interrumpida por 7 años debido a los múltiples accidentes catastróficos ocurridos;

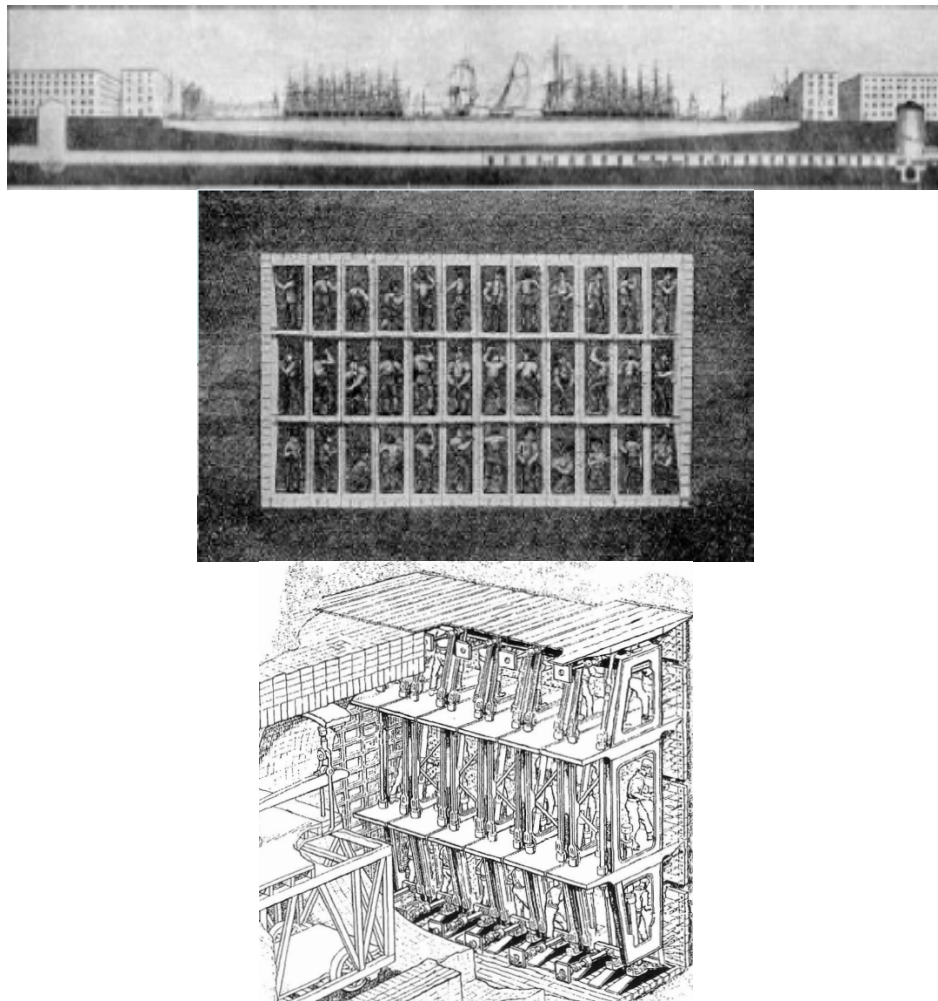


Figura No. 7 Tuneladora Brunel. Sistema de Excavación de túneles. (AIME & GEOCONSULT, 2006)¹⁷

- Túneles para hidroeléctricas y carreteras principalmente después de la 2a. Guerra Mundial;

¹⁷ AIME - Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, **“Seminario Internacional Proyecto y Construcción de Túneles y Obras Subterráneas”**, QUITO, 26-28 de Julio 2006.

- Necesidad cada vez mayor de eficiente conectividad (caminos vehiculares, ferrocarril, metros) y túneles de servicio y especiales.



Figura No. 8 Túnel de Simplón, Longitud de galería de 15.2 km. (LOPEZ JIMENO, 2000).¹⁸



Figura No. 9 Túnel de San Gotardo Suiza. (AIME & GEOCONSULT, 2006).¹⁹

¹⁸ LOPEZ JIMENO, CARLOS. “Manual de Túneles y Obras Subterráneas”, MADRID, Editorial Entorno Gráfico, 3era. Edición. 2000.

¹⁹ AIME - Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, “Seminario Internacional Proyecto y Construcción de Túneles y Obras Subterráneas”, QUITO, 26-28 de Julio 2006.

- Comienzo de la construcción de ferrocarriles en Europa impulsa aún más la construcción de túneles;
- Introducción de perforación mediante voladura con dinamita, (1846), técnicas de excavación, sostenimiento y maquinaria, provenientes principalmente de la minería.

(Hoy la razón entre el volumen de excavación de túneles para minería y de proyectos civiles es de 1 elevado a 10 potencia.)(AIME & GEOCONSULT, 2006)²⁰

- Túneles para hidroeléctricas y carreteras principalmente después de la 2da. Guerra Mundial;
- Necesidad cada vez mayor de eficiente conectividad (camino vehiculares, ferrocarril, metros) y túneles de servicio y especiales;
- Túneles – Canales construidos con pólvora en el siglo XVIII Túneles para ferrocarriles en Inglaterra 4.8 km. e 16 km., Semmering 1.5 km., Simplón 20 km., siglo XIX;
- La experiencia constructiva origina diversos métodos antiguos (clásicos) de construcción de túneles.
- Desarrollo de Metros: Londres (1870), París (1880), Moscú (1930), Barcelona, Madrid, Berlín, entre otros;
- Túneles carreteros: San Gotardo 17 km. (Suiza), Arlberg 14 km., Laerdal 24 km. (Noruega). A partir de medio siglo XIX, surgen los túneles alpinos de ferrocarril,

²⁰ AIME - Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, **“Seminario Internacional Proyecto y Construcción de Túneles y Obras Subterráneas”**, QUITO, 26-28 de Julio 2006.

un avance a la comunicación vial, un gran ejemplo es el Túnel de Simplón o de San Gotardo. El reto para los ingenieros diseñadores fue el de perforar los Alpes con la baja tecnología que hasta ese entonces existía. Se utilizaron tuneladoras en base a aire comprimido pero sus rendimientos eran bajos.

1.1.2.1 El túnel de Brunel bajo el río Támesis

Es a principios del siglo XIX cuando 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.(LOPEZ JIMENO, 2000)²¹

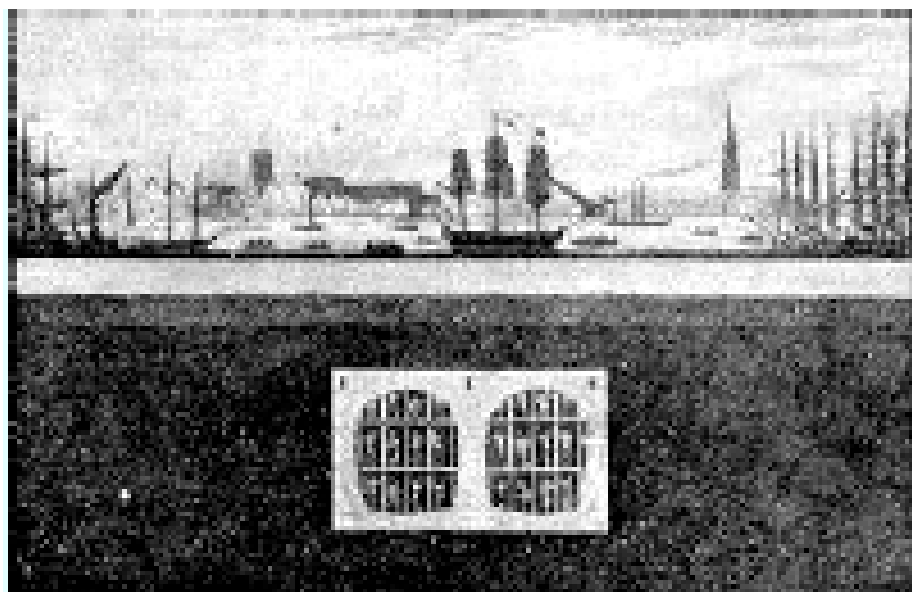


Figura No. 10 Método de escudo de perforación de Marc Brunel. (AIME & GEOCONSULT, 2006)²²

²¹LOPEZ JIMENO, CARLOS. **“Manual de Túneles”**, MADRID, Editorial Entorno Gráfico, 3era. Edición. 2000. Cap. I, Pg. 41.

²² AIME - Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, **“Seminario Internacional Proyecto y Construcción de Túneles y Obras Subterráneas”**, QUITO, 26-28 de Julio 2006.

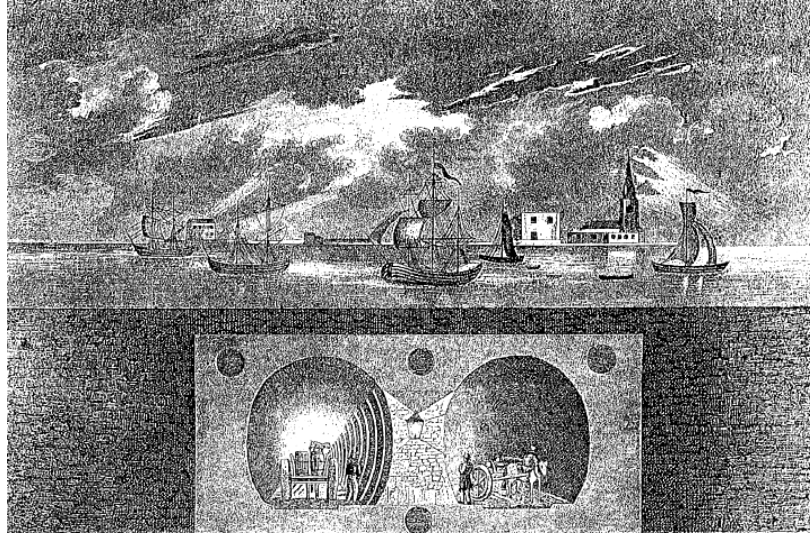


Figura No. 11 Uso del Túnel bajo el Río Támesis. (AIME & GEOCONSULT, 2006)²³

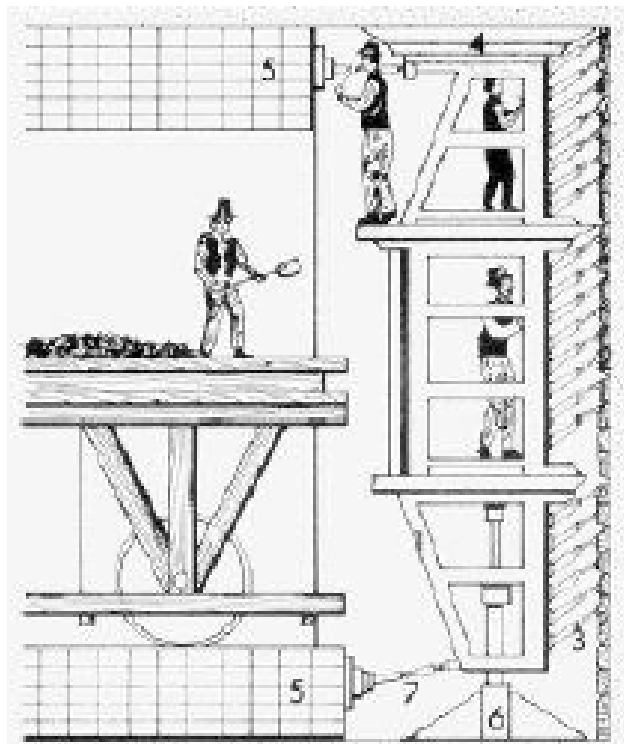


Figura No. 12 Metodología de perforación de túneles de BRUNEL. (AIME & GEOCONSULT, 2006).²³

²³ AIME - Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, **“Seminario Internacional Proyecto y Construcción de Túneles y Obras Subterráneas”**, QUITO, 26-28 de Julio 2006.

1.1.2.2 Tecnología de excavación de túneles.

- Durante el tiempo la tecnología surge, y es así que nace el empleo de máquinas tuneladoras de gran calibre como las siguientes: TBM (Tunnel Boring Machine) con frente abierto y cerrado; Shields (Escudos) con frente abierto y cerrado; (AIME & GEOCONSULT, 2006)²⁴
- Nuevos túneles Ferroviarios: Seikán (Japón) 54 km., Eurotunnel 52 km., San Gotardo base 57 km., Lötschberg 37 km.
- Túneles para investigaciones nucleares CERN (The European Organization for Nuclear Research); Túneles en Japón (Bahía de Tokio, Metro de Tokio).
- Desarrollo de la tecnología y condiciones de seguridad; mejor comprensión del comportamiento del subsuelo (suelo-estructura);

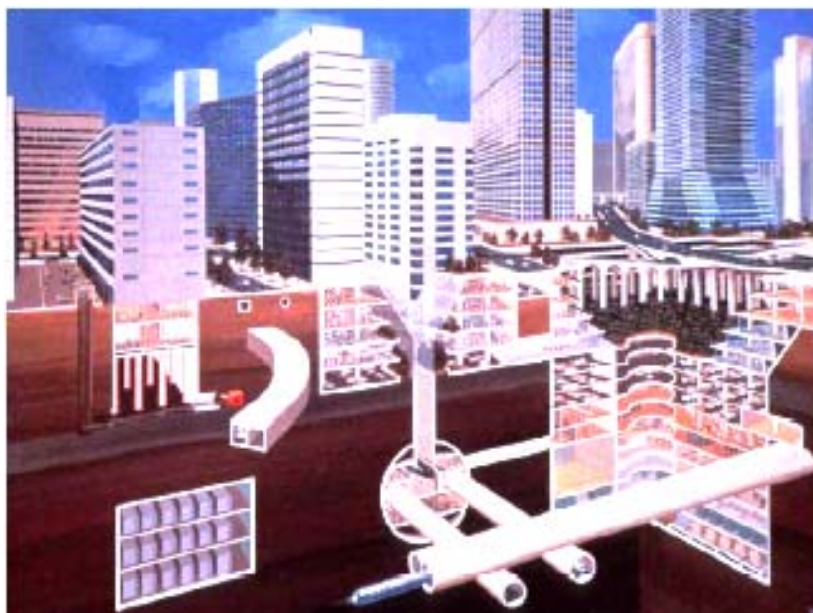


Figura No. 13 Uso del espacio Subterráneo. (AIME & GEOCONSULT, 2006).²⁴

²⁴AIME - Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, **“Seminario Internacional Proyecto y Construcción de Túneles y Obras Subterráneas”**, QUITO, 26-28 de Julio 2006.

- Mayores restricciones del uso superficial de la tierra;
- Protección ambiental (menor impacto en la naturaleza y calidad de vida);
- Razones topográficas;
- Beneficios sociales.

La Industria automotriz en las primeras décadas del siglo XX promueve la creación de carreteras amplias y cómodas. Los túneles no podían quedarse atrás, y así lo señala LOPEZ JIMENO, se desarrollan túneles tanto urbanos como interurbanos.

El túnel ojival de Budapest o el túnel bajo el Elba en Hamburgo son buenos ejemplos de túneles para automóviles pioneros en la ciudad. La expansión de los túneles de carretera tienen lugar tras la Segunda Guerra Mundial y, al igual que pasó en tiempos de apogeo ferroviario, ahora de nuevo los Alpes se ven perforados por largos túneles por los que circulan con intensidad carros particulares y camiones. El túnel carretero de San Gotardo, con casi 17 km de longitud es en la actualidad el más largo en su género en todo el mundo, si bien este record será superado al arrancar el siglo XXI.(LOPEZ JIMENO, 2000)²⁵



Figura No. 14 Túnel de San Gotardo. (AIME & GEOCONSULT, 2006).²⁶

²⁵LOPEZ JIMENO, CARLOS. **“Manual de Túneles”**, MADRID, Editorial Entorno Gráfico, 3era. Edición. 2000. Cap. I, Pg. 45.

²⁶ AIME - Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, **“Seminario Internacional Proyecto y Construcción de Túneles y Obras Subterráneas”**, QUITO, 26-28 de Julio 2006.

1.1.3 LA CONSTRUCCIÓN DE OBRAS SUBTERRÁNEAS EN LA ACTUALIDAD Y SU FUTURO.

Principales Particularidades

- En esta época se empiezan a desarrollar los métodos clásicos de construcción de túneles, como el método inglés, el método austriaco, el método alemán, el método belga. Algunos de éstos y los más importantes se detallará más adelante para comprender su procedimiento constructivo. En la edad Moderna se desarrolla el método NATM (NEW AUSTRIAN TUNNELING METHOD), que por sus siglas en inglés quiere decir el Nuevo Método Austriaco de excavación de Túneles. De éste se dará su importancia en el Capítulo III de este trabajo.
- En 1962 Rabcewicz por primera vez empleó el término NATM, refiriéndose a los nuevos conceptos usados en la práctica de construcción de túneles.
- Al final de los años 70, el concepto del NATM quedó plasmado en 22 principios o ideas fundamentales.
- Mientras los métodos antiguos usaban básicamente encastillados de madera y ladrillos, el nuevo método se utiliza de hormigón proyectado, marcos metálicos, mallas y anclajes.
- A partir de los años 70 el método se comenzó a emplear en la construcción de Metros en suelos blandos (Frankfurt, Múnich, Núremberg, Bochum, Viena, Sao Paulo, etc.).
- En paralelo, se desarrolla la excavación mecanizada:

- o 1906: TBM de Price con cabeza de Corte;
- o 1958: TBM de Wohlmeyer con 5 fresas;
- o 1970: máquinas de excavación puntual (rozadoras)

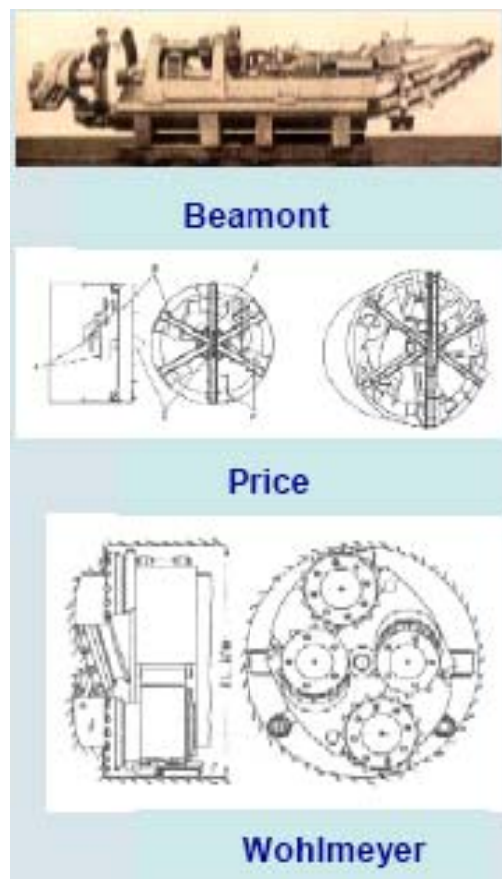


Figura No. 15 Maquinas tuneladoras utilizadas en la Edad Moderna. (AIME & GEOCONSULT, 2006).²⁷

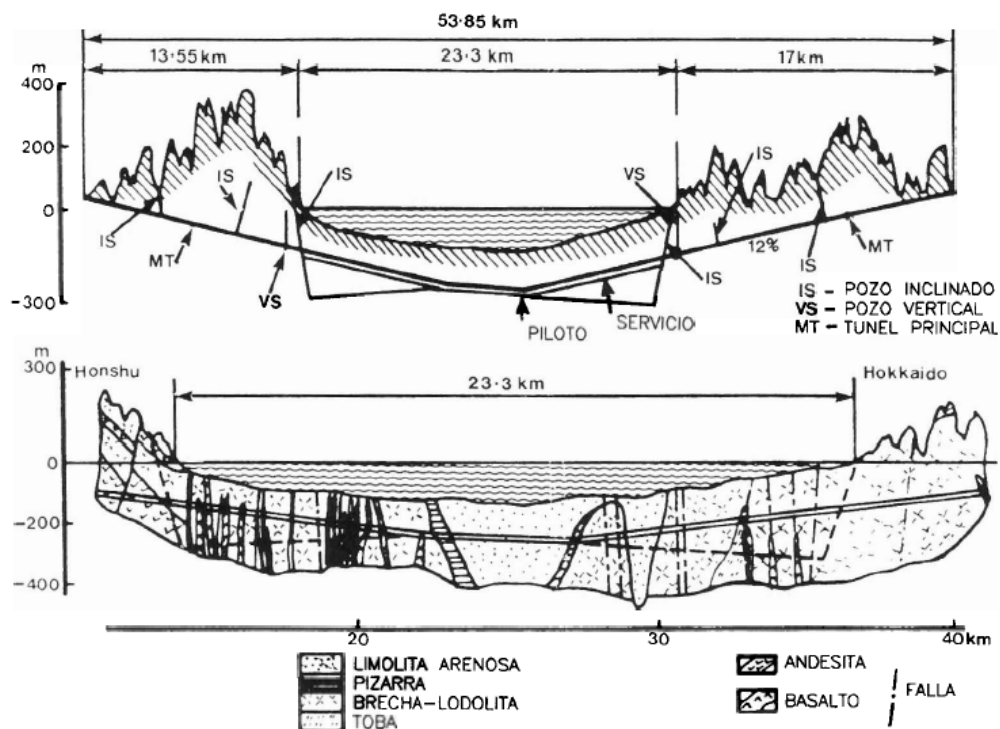
La construcción de túneles muestra un crecimiento alto en los últimos años, y como ya ocurrió en la antigua Roma, sus diferentes propósitos han ido marcando su construcción. Esto se ve reflejado en las necesidades del hombre cada vez más desafiantes ante la naturaleza, como por ejemplo la generación de energía eléctrica para lo cual se

²⁷ AIME - Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, **“Seminario Internacional Proyecto y Construcción de Túneles y Obras Subterráneas”**, QUITO, 26-28 de Julio 2006.

construyen túneles de desvío de ríos, túneles de captación, y no quedan de lado las cavernas para las casas de máquinas etc., siendo así que se puede decir que estamos viviendo en la era de los túneles y construcciones subterráneas para diferentes propósitos.

1.1.3.1 TÚNELES EN EL MUNDO

- Tal como ya se indicó el túnel de SEIKAN, Japón, el mismo que tiene una longitud de 54 km. Los aspectos técnicos relevantes durante la construcción de este túnel fue la aplicación de sondeos horizontales de prospección de gran longitud y las inyecciones a alta presión.



²⁸ LOPEZ JIMENO, CARLOS. **“Manual de Túneles”**, MADRID, Editorial Entorno Gráfico, 3era. Edición. 2000. Cap. I, Pg. 45.

- Noruega es un país importante en el desarrollo de la construcción de túneles, ya sea por sus grandes construcciones o por su desarrollo tecnológico. Su aplicación fundamental abarca aquellos túneles que desafiaron al mar para su construcción, convirtiéndose en túneles submarinos, tomándose como referencia para dar frente, en la actualidad, la construcción del EUROTÚNEL y otros proyectos submarinos que se están poniendo en marcha. Gracias al estudio minucioso de la geología en Noruega, los túneles en su mayoría no constan de revestimiento, o por lo menos en una buena parte de sus secciones, viéndose reflejado los estudios geológicos y geotécnicos para la construcción del mismo.
- El túnel del Canal de la Mancha es uno de los túneles que marcó la tecnología de las máquinas tuneladoras como las TBM. Estas máquinas para la perforación de los túneles principales tenían un diámetro de 8.72 m. Más conocido como el EUROTUNNEL en sus siglas en inglés, consta de dos túneles de vía única y un túnel independiente que solamente es de servicio para los dos viaductos principales, los mismos que se encuentran comunicados por galerías transversales.

LOPEZ JIMENO en su publicación señala que de esta manera se completaba el que se ha denominado Proyecto del Siglo, en el que 13.000 trabajadores, técnicos e ingenieros perforaron 150 km. de túneles en el tiempo record comprendido entre 1986 y 1993, así como dos terminales gigantescas.(LOPEZ JIMENO, 2000)²⁹

²⁹ LOPEZ JIMENO, CARLOS. **“Manual de Túneles”**, MADRID, Editorial Entorno Gráfico, 3era. Edición. 2000. Cap. I, Pg. 51.

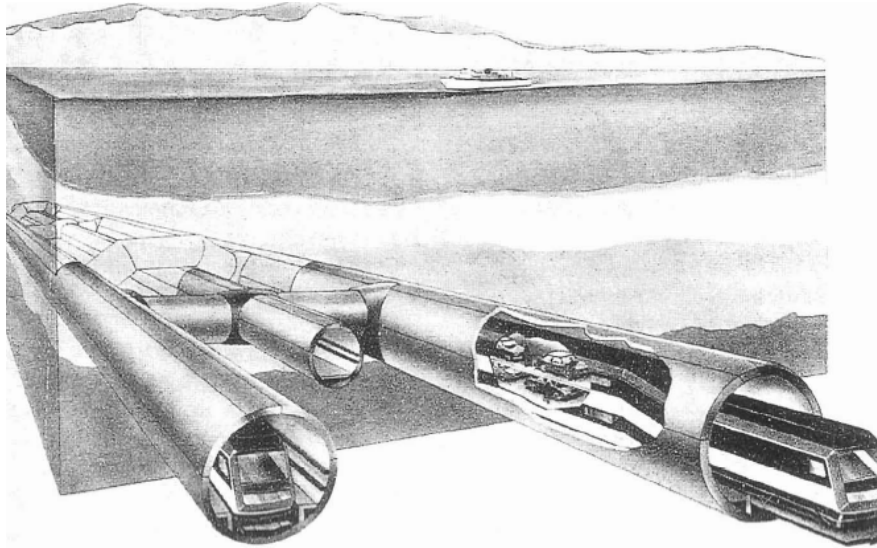


Figura No. 17 El túnel del Canal de la Mancha (Solución final adoptada EUROTUNEL). (LOPEZ JIMENO, 2000).³⁰



Figura No. 18 EUROTÚNEL. INTERNET.³¹

³⁰ LOPEZ JIMENO, CARLOS. **“Manual de Túneles”**, MADRID, Editorial Entorno Gráfico, 3era. Edición. 2000. Cap. I, Pg. 51.

³¹ Geociencia. **“EUROTUNNEL”**. INTERNET. <http://www.geociencia.com/otros/el-puente-de-oresund-una-maravilla-de-la-ingenieriA>. Acceso 2010-03-21.

1.1.3.2 TÚNELES EN EL ECUADOR

Los túneles en el Ecuador llegan a tomar forma a partir del ejemplo de los países desarrollados. Si bien la geología del Ecuador es especial, la tecnología para desafiar a perforar un macizo rocoso es limitada, por tanto la perforación de Túneles en nuestro país se asienta gracias al esfuerzo económico de algunos gobiernos.

La diversidad de nuestro país y su geografía entregan los primeros pasos para los túneles de conducción. Es así que la generación de energía eléctrica gracias a la creación de Hidroeléctricas importantes se ve plasmado en este siglo, donde los túneles pasaron a ser parte fundamental en esta clase de estructuras. Se detalla a continuación brevemente los túneles más importantes que se han construido en el Ecuador durante las últimas décadas.

- ***Túneles sobre la Av. Mariscal Sucre – Quito.*** – En la década de los 70 surge la necesidad de movilidad en la Ciudad de Quito. La ciudad empieza a extenderse en todo su largo por lo que necesita grandes circuitos de movilidad. Es así como nace la necesidad de desafiar a la complicada geografía de Quito y se construyen los túneles sobre la Av. Occidental (Mariscal Sucre). Esto surge cuando sobre su proyección ya existían construcciones asentadas por lo que fue un gran reto para la ingeniería civil ecuatoriana. Su proyecto consta de 3 túneles, los mismos que tienen un sostenimiento y revestimiento mediante anclajes, debido a la poca competencia del terreno.



Figura No. 19 Túnel de San Diego-Quito. Colocación de pavimento Rígido. INTERNET.³² 2010.

- **Túnel Guayasamín.** – Se construye el túnel que une los valles de Tumbaco y Cumbayá con la ciudad de Quito. La geología del lugar es un gran problema para su construcción debido a los grandes deslizamientos, por lo que primeramente se debieron construir muros de contención de Hormigón proyectado sobre los taludes de terreno de poca competencia, para luego empezar con la perforación del túnel. Su revestimiento se encuentra con un paraguas de pilotes tal como se observa en la Figura. Adicionalmente su armado de sostenimiento contempla el uso de marcos rígidos cada 1.50 metros aproximadamente, revestido con hormigón armado. En el Capítulo V se explica detalladamente la construcción de este túnel y otros ejemplos de proyectos de túneles importantes en el país.

³² EL COMERCIO. “Túneles en Quito”. INTERNET <http://www.elcomercio.com/2010-04-30/Noticias/Quito/Noticias-Secundarias/EC100430P16PLACAS.aspx>. Acceso 2010-03-21.



Figura No. 20 Construcción Túnel Guayasamín. INTERNET. 2010.³³

- ***Túnel de Desvío Represa Mazar.*** – Debido a la demanda de energía eléctrica del país, se ve la necesidad de crear fuentes de energía y es así que la mejor opción para hacer son las centrales hidroeléctricas. Gracias a la geografía del país se puede generar este tipo de energía, sin embargo debido al clima variable se podría tener épocas secas en las que se necesite de otro abastecimiento de agua para generar energía. Así nace la idea de la represa MAZAR la misma que capta el agua durante la época de invierno para abastecer a las centrales hidroeléctricas, en este caso la más importante la de Paute. Para esto se crearon varias estructuras adicionales y que son importantes para su construcción y operación. El túnel de desvío del Río es importante y su construcción se lo puede

³³ PROAÑO, Gastón. “**Tomas de la construcción del túnel en la ciudad de Quito**”. ESPOL. Internet. <http://www.dspace.espol.edu.ec/handle/123456789/5989>. QUITO. Julio 2009.

observar en la siguiente figura., y de la misma forma se detallará en el CAPÍTULO V de este trabajo.



Figura No. 21 Túnel de Desvío Represa Mazar INTERNET. 2010.³⁴

- **Túneles Viales San Eduardo - Guayaquil.** – El proyecto de túneles del Cerro San Eduardo nace dentro del plan de mejoras de la infraestructura vial que lleva a cabo la Municipalidad de Guayaquil y son los más largos de nuestro país con los 1295 metros de longitud cada túnel, por tanto se trata de incorporar un nuevo enlace de comunicación vial aproximadamente de 3.315 m. El proyecto general consta de 7 tramos, de los cuales uno de ellos contempla la construcción de túneles. El diseño de los túneles contempló varios diseños como topográficos, de

³⁴ HCC (HERDOIZA CRESPO CONSTRUCCIONES & IMPREGILO **“REPRESA DE MAZAR”**). INTERNET. http://constructoramazar.com.ec/?q=gallery&g2_itemId=377. Acceso 2010-03-21.

geología y geotecnia, impacto ambiental, diseño estructural de túneles, sostenimiento, estudios complementarios viales, drenaje vial, entre otros. Es importante señalar que en los diseños se ve la necesidad de tener un gálibo libre no menor a 4.75 m., además que en el arranque de los portales Norte y Sur de los túneles, éstos estarán separados aproximadamente 7 m., distancia que va aumentando progresivamente hasta 15 metros a partir de los 100 primeros metros de túneles, de esta manera se evita cualquier interferencia entre ellos durante los trabajos de construcción. En el Capítulo V de este manual se habla más detalladamente sobre el proyecto de estos túneles.

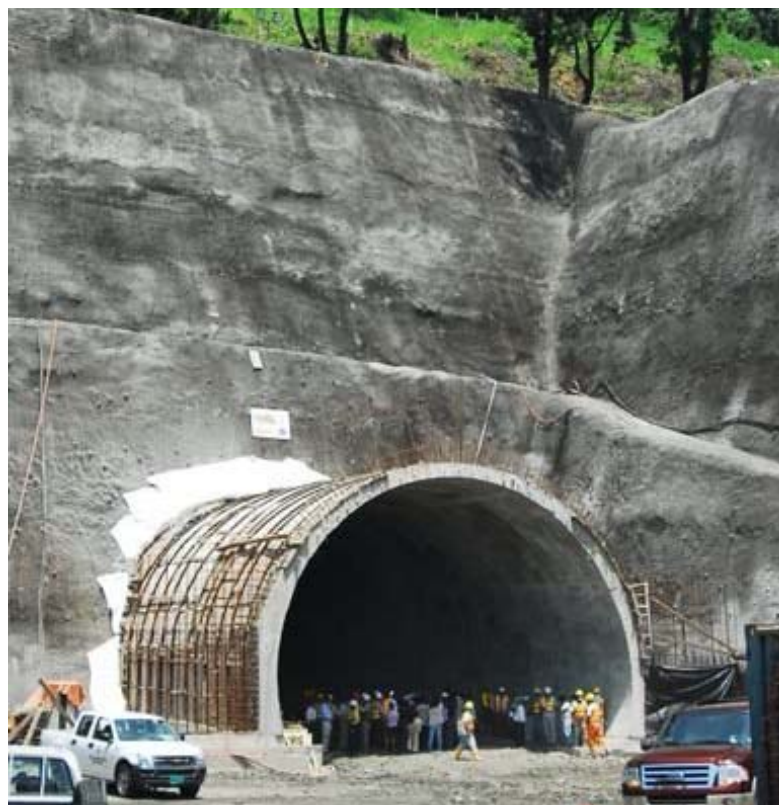


Figura No. 22 Portal de entrada Túnel San Eduardo. INTERNET. 2010.³⁵

³⁵ VARIOS AUTORES. “FORO TÚNELES SAN EDUARDO”. INTERNET. <http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=632830>. Acceso 2010-03-22.



Figura No. 23 Túneles San Eduardo. INTERNET. 2010.³⁶

- ***Túneles Viales Cerro El Carmen y Santa Ana – Guayaquil.*** – Este proyecto de túneles consta de dos viaductos que atraviesan los macizos de los cerros Santa Ana y El Carmen, con longitudes de alrededor 644 y 745 metros, respectivamente. Es una solución para conectar al Malecón Simón Bolívar de la ciudad con otra avenida importante (Av. Pedro Menéndez Gilbert). Es importante señalar la construcción de tres galerías de escape dentro de los túneles, las mismas que servirán de medio de evacuación en caso de percances dentro de la estructura longitudinal como incendios, emisión de gases tóxicos, etc. Como se puede observar en la figura la entrada del túnel consta de una inclinación, es decir el ángulo que forma la entrada del túnel con la calzada es de

³⁶ VARIOS AUTORES. **“FORO TÚNELES SAN EDUARDO”.** INTERNET. <http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=632830>. Acceso 2010-03-22.

alrededor de 60°, esto se lo realiza de manera de evitar el sonido fuerte a la entrada y salida de túneles que es provocado por la fricción del viento y la salida de los vehículos. Se ha manejado una excavación en suelo y roca de alrededor de 37.365 m³, y se fundieron alrededor de 20.265 m³ de hormigón. Adicionalmente se ha hecho un reforzamiento con micropilotes y hormigón lanzado, sistema que se explicará en el Capítulo III de este manual.



Figura No. 24 Entrada del Túnel Santa Ana. INTERNET. 2010.³⁷

³⁷ VISITA GUAYAQUIL **“Túneles Santa Ana y San Eduardo”**. INTERNET. http://www.visitaguayaquil.com/index.php?option=com_k2&view=item&layout=item&id=156&Itemid=197. Acceso 2010-08-21.



Figura No. 25 Construcción Túnel Santa Ana. INTERNET. 2010.³⁸

1.2 GENERALIDADES DE LAS OBRAS SUBTERRÁNEAS.

Las obras subterráneas están ligadas a las nuevas tecnologías desarrolladas a través del tiempo, así sucede con la robótica, tecnología aplicada en todo el sistema de maquinaria de perforación de túneles. De esta manera la vinculación de las tecnologías en nuestros días proyecta a ser una mejora en rendimientos, seguridad y precisión en la perforación.

Esta realidad, en nuestros días se proyecta hacia el futuro como una tendencia que apunta hacia mejoras en los rendimientos, en la seguridad, en la precisión, transformando la organización del trabajo.

La ingeniería de túneles ha progresado de forma significativa durante el último siglo; entre los principales factores que han contribuido decisivamente a este avance, Halcrow³⁹ ha identificado, entre otros, los siguientes:

³⁸ SEMAICA **“PROYECTO DE TÚNELES”**. INTERNET. www.semaica.com. Acceso 2010-08-21.

En relación con la excavación, las mejoras en las técnicas de voladuras, tanto en la fase de barrenado como en los tipos de explosivos, el uso cada vez más eficiente de la energía, sea eléctrica o por aire comprimido.

En relación con el sostenimiento, los avances en materia de revestimientos, principalmente en hormigón y acero moldeado, en mejora del terreno mediante inyecciones a presión, así como el perfeccionamiento de máquinas tuneladoras a sección completa.

En relación con las características del entorno de trabajo, cabe resaltar las notables mejoras en ventilación e iluminación, un mayor y eficaz control del agua subterránea mediante equipos de bombeo o a través de sobrepresión ambiental. (LOPEZ JIMENO, 2000)⁴⁰

1.2.1 TIPOLOGÍA DE LAS OBRAS SUBTERRÁNEAS

Básicamente las obras subterráneas son de 3 tipos, clasificándose de la siguiente manera:

- TÚNELES. – Vías de Tránsito (Ferrocarril, Vehículos, Navegables), Hidráulicos (A flujo libre, presión) y Tecnológicos (cables, acceso).
- CAVERNAS. – Casas de Máquinas, Laboratorios subterráneos, Auditorios, Depósitos, Fortificaciones militares.
- POZOS. – Acceso, Ventilación, Hidráulicos, Servicios Tecnológicos.

Tal como se establece en los objetivos del trabajo, se pretende centrar en lo que respecta a Túneles.

1.2.2 TÚNELES. DEFINICIÓN Y GENERALIDADES.

El túnel definido según la Real Academia de la Lengua es un Espacio Subterráneo abierto artificialmente para establecer una comunicación a través del monte, por debajo

³⁹ Sir **Guillermo Halcrow** (Julio 1883 - 1958) fue un notable Ingeniero Civil Inglés del vigésimo siglo, particularmente renombrado para su maestría en el diseño de túneles. *Internet*. http://www.worldlingo.com/ma/enwiki/es/William_Halcrow . Jun. 2010.

⁴⁰LOPEZ JIMENO, CARLOS. **“Manual de Túneles”**, MADRID, Editorial Entorno Gráfico, 3era. Edición. 2000. Cap. I, Pg. 61.

de un río u otro obstáculo. Las excavaciones surgen a raíz de que los animales escarben la tierra por diferentes razones ya sea para encontrar agua, alimento, ocultarse de los peligros e incluso para poder hacer de esas excavaciones su hogar.

De la misma forma el hombre pretende excavar el suelo para sus necesidades y diferentes propósitos.

Así como las pirámides de Egipto son hasta ahora mitos de la Ingeniería, los túneles son el primer ejercicio de ingeniería de perforación de suelo llevado a cabo por el hombre. Durante las excavaciones el hombre fue descubriendo de forma accidental depósitos de agua y de otros minerales, y es a raíz de este descubrimiento que la tierra se perfora para extraer estos minerales, de tal forma que con el pasar del tiempo, el desarrollo de la perforación para construcción de túneles llega a convertirse en un arte.

La construcción de túneles, como actividad de ingeniería civil, se divide en dos ramas: los túneles en roca dura y túneles en terreno blando. (LOPEZ JIMENO, 2000)⁴¹

LOPEZ JIMENO en su publicación separa a la construcción de túneles en las dos ramas señaladas, así como es lógico el primer objetivo de la perforación de túneles en roca dura será el de mantener a la Roca misma como material estructural principal del túnel, tal como lo señala HOEK en su publicación (HOEK & BROWN, "EXCAVACIONES SUBTERRÁNEAS EN ROCA", 1985), pero perforando a la roca de una manera tal que se fracture para obtener una sección deseada mediante los nombrados diagramas de perforación, los mismos que se ampliarán en capítulos posteriores, para luego excavar y

⁴¹ LOPEZ JIMENO, CARLOS. **"Manual de Túneles"**, MADRID, Editorial Entorno Gráfico, 3era. Edición. 2000. Cap. I, Pg. 52.

extraer la roca. Si bien la perforación en roca suele ser auto-portante, en la actualidad es importante el uso de un revestimiento al túnel.

A diferencia del caso de perforación en roca dura, la construcción de túneles en terrenos blandos es un poco menos compleja en el sentido de tener que perforar un macizo rocoso. Sin embargo su desventaja es la geología variable que puede darse al excavar y el probable deslizamiento del terreno durante la construcción del túnel, por lo que se recomienda colocar un revestimiento resistente al iniciar con las excavaciones.

La práctica común para realizar las excavaciones en terrenos blandos era la excavación a mano, que estaba ligada a una entibación o sostenimiento que podía ser temporal o permanente y que debía sostener los hastiales, bóveda e incluso el frente en el caso de ser temporal. Sin embargo esta metodología resultaba limitada cuando se trataba de excavar o perforar la tierra bajo el nivel freático, por ejemplo túneles bajo cauces de ríos. El desarrollo de los estudios y gracias a los científicos quienes dedicaron tiempo para entender el suelo y dar varias hipótesis de comportamiento del mismo, surgen diferentes metodologías de excavación, las mismas que dependerán del tipo de suelo, sección del túnel que se quiera realizar, y además que los diseños de sostenimiento y entibación evolucionan paralelamente con las metodologías de excavación.

Los métodos de excavación, sistemas de sostenimiento, así como equipos que pueden ser utilizados para la construcción de estas obras se verán en los siguientes capítulos del presente trabajo.

1.2.2.1 El proyecto de túneles. Un arte de la Ingeniería Civil

El diseño de un túnel es muy diferente a los diseños del resto de estructuras, debido a que sus procesos de diseño y la complejidad de la estructura no pueden seguir los procesos comunes en el resto de obras civiles, ya que existen aspectos no habituales y además que tiene que ligarse íntimamente a especialidades de ingeniería.

LOPEZ JIMENO expresa en su publicación que el proyectista de un túnel no puede emplear libremente su imaginación para realizar el diseño de un túnel y definir un conjunto de elementos estructurales. Es así entonces que la estructura que se está considerando, túnel, es tanto los elementos que lo constituyen, los mismos que son entregados por el hombre, como el terreno donde se va asentar.

Por tanto, el túnel es una obra ingenieril civil donde la interrelación entre el Diseño y el Proceso Constructivo tiene una gran importancia. Como es lógico la aplicación de una u otra metodología de construcción podría aumentar el costo hasta niveles de establecer la no viabilidad del proyecto y de esta manera condicionar totalmente el diseño y por tanto el proyecto.

Sin embargo no solo el proceso constructivo es importante para dar viabilidad a un proyecto de ingeniería y en este caso de túneles, y existen otros condicionantes que deberán tomarse en cuenta, y de esta manera comprobar las interrelaciones entre diseño y proceso constructivo. Con esta explicación se quiere dar a entender que en el caso de cualquier obra civil se podrá comprobar la interrelación entre diseño y proceso, pero cuando se trate de un túnel no puede llegar solamente a la comprobación sino se debe

estudiar todos los aspectos que se encuentren interrelacionados para el diseño y el proceso constructivo.

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

- *El objetivo de la obra subterránea;*
- *La geometría del Proyecto: trazado y sección tipo;*
- *La geología y la geotecnia del macizo;*
- *El sistema constructivo;*
- *La estructura resistente. El cálculo;*
- *Las instalaciones para la explotación. Temas varios.(LOPEZ JIMENO, 2000)⁴²*

Es importante señalar que durante el proyecto de túneles no solamente se basa en los aspectos técnicos los que hemos señalado, sino también dos factores fundamentales para el desarrollo e influencia del proyecto de túneles y de cualquier obra civil, los cuales son la definición y la evaluación de, los riesgos a asumir en caso de no viabilidad del proyecto y la financiación del mismo.

Como conclusión es importante destacar que durante mucho tiempo la tendencia de muchos ingenieros con relación a la construcción y proyecto de túneles era el de considerar el diseño de túnel solamente como el dimensionamiento y cálculos estructurales. En Los últimos años, la idea de los ingenieros y proyectistas de túneles era el de modificar esta tendencia, de manera de abarcar temas que se creían secundarias, es decir los relativos a la geología y geotecnia del terreno y de su comportamiento como parte de la estructura resistente de un túnel. Por tanto siendo el dimensionamiento y el

⁴² LOPEZ JIMENO, CARLOS. **“Manual de Túneles”**, MADRID, Editorial Entorno Gráfico, 3era. Edición. 2000. Cap. II, Pg. 72.

estudio del suelo partes muy importantes en el diseño de un túnel hay que señalar que ambos justifican un tratamiento específico para el correcto funcionamiento del túnel.

1.2.2.2 Objetivos de los Túneles

*Toda obra subterránea tiene un objetivo funcional, que es prioritario, pero existen, prácticamente siempre, otros objetivos complementarios, de índole diversa, que deben contemplarse y que pueden tener importancia decisiva. (LOPEZ JIMENO, 2000)*⁴³

Los objetivos funcionales a los cuales se refiere LOPEZ JIMENO son aquellos primarios y fundamentales para realizar un proyecto de túneles, los mismos que enumeraremos a continuación.

- a) Para la ingeniería civil, el túnel es una estructura la cual se adentra en el terreno para formar una vía de comunicación ya sea para tránsito vehicular como para conducción de agua en el caso específico de este manual, o simplemente para otros propósitos como galerías o pozos de servicio por ejemplo de gas, teléfono conductores eléctricos, etc.
- b) En otras ocasiones el objeto de perforar el suelo radica en dar acceso a un punto interior del terreno o macizo para a partir de ahí desarrollar una explotación de minerales o realizar alguna instalación de tipo industrial. Sin embargo en este manual se dará importancia a las obras subterráneas civiles mas no aquellas que corresponden a una Ingeniería de Minas.

⁴³ LOPEZ JIMENO, CARLOS. **“Manual de Túneles”**, MADRID, Editorial Entorno Gráfico, 3era. Edición. 2000. Cap. II, Pg. 72.

- c) De igual manera las instalaciones industriales se desarrollan a partir de perforar el terreno, como por ejemplo aquellas perforaciones para centrales de generación eléctrica, depósitos de carburantes, etc.

Existen otros objetivos complementarios como los denomina LOPEZ JIMENO, los mismos que abarcan los impactos que puede tener la construcción en la superficie, para lo cual se desarrollan construcciones subterráneas de manera de disminuir estos impactos. Los siguientes numerales los destaca LOPEZ JIMENO en su publicación los mismos que detallan los objetivos complementarios para el proyecto de un túnel.

- a) *Impacto medioambiental del diseño (que justifican la solución túnel).*
 - *Preservar el valor medioambiental del paisaje.*
 - *Limitación de ruidos en la zona (vías de comunicación).*
 - *Reducción de los volúmenes de tierras a mover.*
 - *Reducción de los terrenos a adquirir.*
- b) *Impacto medioambiental del proceso constructivo.*
 - *Ruidos de la construcción.*
 - *Contaminación del freático.*
 - *Afección a servicios existentes; derechos de paso y ocupación temporal de terrenos, etc.*
- c) *Prevención de daños físicos.*
 - *En la explotación (Prevención de incendios; salidas de emergencias, etc.).*
 - *En la construcción (Seguridad e higiene laboral).(LOPEZ JIMENO, 2000)⁴⁴*

1.2.2.3 Tipos de Túneles. Geometría y Secciones generales.

Los túneles de acuerdo a su utilización y futuro funcionamiento se dividen en 3 grupos:

⁴⁴ LOPEZ JIMENO, CARLOS. “Manual de Túneles”, MADRID, Editorial Entorno Gráfico, 3era. Edición. 2000. Cap. II, Pg. 73.

- Túneles Viales (Ferrocarril, Vehículos, Navegables)



Figura No. 26 Túnel de San Gotardo. (AIME & GEOCONSULT, 2006)⁴⁵

- Túneles Hidráulicos (A conducción, presión, flujo variable, drenaje)



Figura No. 27 Túnel Hidráulico de alcantarillado, Kriens - Suiza. (AIME & GEOCONSULT, 2006)⁴⁵

⁴⁵AIME - Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, “Seminario Internacional Proyecto y Construcción de Túneles y Obras Subterráneas”, QUITO, 26-28 de Julio 2006.

- Túneles Tecnológicos (Alcantarillado, Cableado subterráneo, Accesos, servicios urbanos).



Figura No. 28 Casa de Máquinas, Agoyán – Hidropastaza - Ecuador. (AIME & GEOCONSULT, 2006).⁴⁶

Para la proyección de los diferentes tipos de túneles es necesario tener en cuenta la geometría del proyecto en todo el sentido de la palabra, es decir, tener información preliminar para poder realizar un trazado en planta, un trazado de perfil, y por último definir una sección tipo de acuerdo a parámetros del proyecto y de la zona donde se está desarrollando el proyecto.

Para tener un análisis completo de esta situación es necesario dividir a la geometría del proyecto, en las subdivisiones mencionadas, y de esta manera definir para cada una de ellas los parámetros influyentes sobre éstas. LOPEZ JIMENO en su publicación abarca

⁴⁶AIME - Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, **“Seminario Internacional Proyecto y Construcción de Túneles y Obras Subterráneas”**, QUITO, 26-28 de Julio 2006.

estas subdivisiones de manera de establecer las ideas necesarias para realizar una recopilación de información preliminar. Se ha visto necesario contemplar las subdivisiones siguientes para tener una idea global de lo que se necesita para empezar a establecer el proyecto de túneles, para lo cual se toma de base lo señalado por el autor en su publicación (LOPEZ JIMENO, 2000), realizando un resumen de este tema importante.

1.2.2.3.1 Trazado en Planta

El trazado en planta es importante al momento de empezar definiendo el proyecto de túneles, para lo cual el proyectista o Ingeniero deberá considerar lo siguiente:

- ***Geotecnia propia del macizo o terreno:*** La información geológica y geotécnica del sitio es muy importante para lo cual se debe disponer desde un inicio la misma. Existen varios estudios que se podrán realizar para obtener esta información, los mismos que se detallarán en el Capítulo II. Esto permitirá al proyectista definir las posibles alternativas de trazado, y que sea óptimas desde el punto de vista geotécnico.
- ***Afectación a obras subterráneas existentes:*** Para dar una correcta posibilidad de trazado en planta es necesario recopilar la información de obras ya construidas por donde se quiera atravesar el túnel. Este tema es muy importante cuando se definen proyectos de túneles urbanos, por ejemplo en Japón, durante la proyección en planta de los túneles de Hiroshima y Tokio, se optó una decisión que iba contra la recomendación geotécnica, la misma que consistió en usar el

método DOT (Double “O” Tunnel), es decir perforación con máquina perforadora en forma de “8”, para encajar el proyecto en planta debido a las construcciones urbanas subterráneas existentes, a pesar de la recomendación de no construir secciones que no sean próximas a la óptima que es la circular en terrenos de baja calidad.

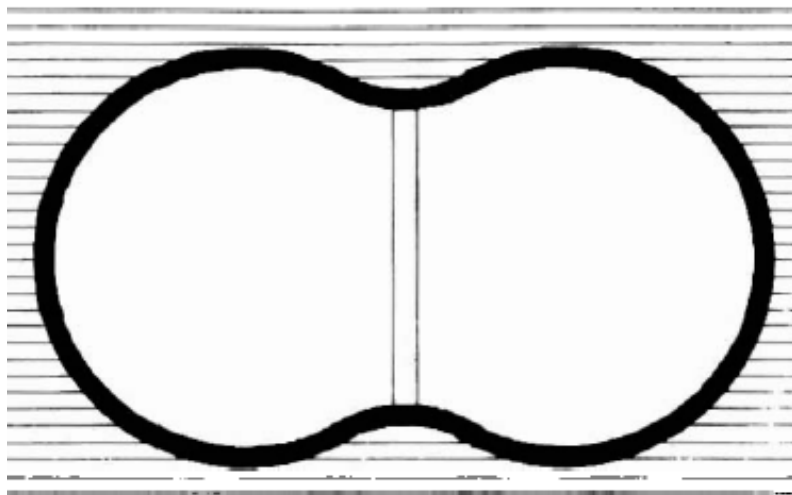


Figura No. 29 Sección DOT (Double “O” Tunnel. (LOPEZ JIMENO, 2000)⁴⁷

- ***Afectación a obras superficiales existentes:*** La proyección de un túnel en un sitio donde las construcciones superficiales (ciudadelas, edificios, intercambiadores, etc.) son importantes, influye sin lugar a dudas en el trazado en planta, aunque dependerá principalmente de las características geotécnicas del macizo, para evitar asentamientos de las construcciones superficiales. Generalmente estos asentamientos son de pequeña magnitud cuando se tratan de rocas ígneas (Granitos, basaltos, vidrios

⁴⁷ LOPEZ JIMENO, CARLOS. **“Manual de Túneles”**, MADRID, Editorial Entorno Gráfico, 3era. Edición. 2000. Cap. II, Pg. 75.

volcánicos, etc.), mientras que son de magnitud importante cuando el terreno se compone de rocas sedimentarias, en especial rocas y suelos blandos (limonitas, margas, etc.). Actualmente es posible estimar las deformaciones que se esperan como resultado del avance de construcción de un túnel y de esta manera evitar o minimizar los asentamientos esperados. Se puede establecer medidas para corregir previamente estos asentamientos y evitarlos durante la construcción del túnel, sin embargo algunos tratamientos o medidas para evitar los asentamientos suelen ser arriesgados en ciertos tipos de terreno, por lo que no suelen tener la precisión deseable. Una medida es la de provocar tensión en la entrada del túnel, obteniendo una deformación previa del terreno en sentido contrario a la esperada, realizando inyecciones desde el exterior o desde una obra subterránea auxiliar. (LOPEZ JIMENO, 2000).⁴⁸

Se debe considerar dos aspectos importantes adicionales, tratar de no afectar las grandes avenidas o calles anchas de la ciudad y por supuesto proteger los edificios o estructuras con pantallas u otros elementos que tengan el mismo efecto cuando sea inevitable la proximidad a las mismas.

⁴⁸ LOPEZ JIMENO, CARLOS. **“Manual de Túneles”**, MADRID, Editorial Entorno Gráfico, 3era. Edición. 2000. Cap. II, Pg. 75.

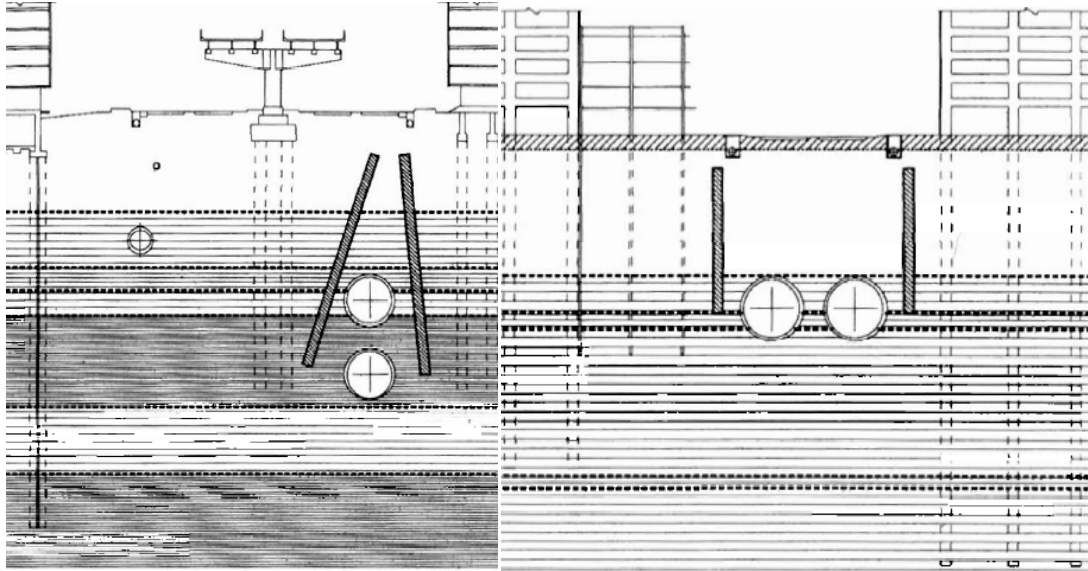


Figura No. 30 Protección de edificios o estructuras singulares. (LOPEZ JIMENO, 2000)⁴⁹

1.2.2.3.2 *Pendiente del Túnel.*

La pendiente deberá diseñarse de tal manera que se ajuste al servicio que se va a destinar el túnel. Por esta razón, en algunos casos, como por ejemplo en la proyección de túneles hidráulicos, la pendiente viene definida de acuerdo con el funcionamiento hidráulico del túnel. En otros casos no es así, y viene dado con criterios de tipo más general, como las que se exponen a continuación:

- **Carreteras Ordinarias:** LOPEZ JIMENO señala que este tipo de carreteras son aquellas con tráfico en ambos sentidos (LOPEZ JIMENO, 2000). El límite máximo será el del 5%, puesto que con pendientes mayores la ventilación se convierte en un problema importante, además de que por seguridad vial no debe sobrepasarse el límite en lo que para tráfico descendente se refiere.

⁴⁹ LOPEZ JIMENO, CARLOS. **“Manual de Túneles”**, MADRID, Editorial Entorno Gráfico, 3era. Edición. 2000. Cap. II, Pg. 75.

- **Autopistas:** De la misma forma se tratan de tráfico en un solo sentido (LOPEZ JIMENO, 2000). La recomendación está ligada a pendientes no mayores al 2% para túneles ascendentes de una longitud no mayor a 0.5 km. Cuando se tengan longitudes cortas la pendiente podrá llegar hasta un máximo de 4%. La ventilación y la disminución de velocidades medias se complican con pendientes mayores y es lo que debe evitarse en este tipo de vías. Cuando se trate de tráfico descendente la pendiente máxima será del 2%, por seguridad vial. No existe ninguna norma para definir las pendientes máximas pero sin embargo por recomendación y tomada de la publicación de LOPEZ JIMENO se dan las siguientes: 90 km/h (2% - 3%) y 80 km/h (3% - 5%).(LOPEZ JIMENO, 2000)⁵⁰
- **Ferrocarriles:** Cuando se trate de ferrocarriles se establecerá un pendiente promedio de 2.5% siendo la máxima de 5% en tramos cortos, en el caso de ferrocarriles en la ciudad. Cuando los proyectos sean de alta velocidad las pendientes suelen estar bajo el 1%.
- **Ferrocarriles metropolitanos subterráneos:** Para metros se recomiendan diseños semienterrados, por lo que la estación será un punto alto del trazado, facilitando el comportamiento mecánico del metro. A continuación se muestra un esquema con un perfil de un túnel para metro.

⁵⁰ LOPEZ JIMENO, CARLOS. **“Manual de Túneles”**, MADRID, Editorial Entorno Gráfico, 3era. Edición. 2000. Cap. II, Pg. 77.

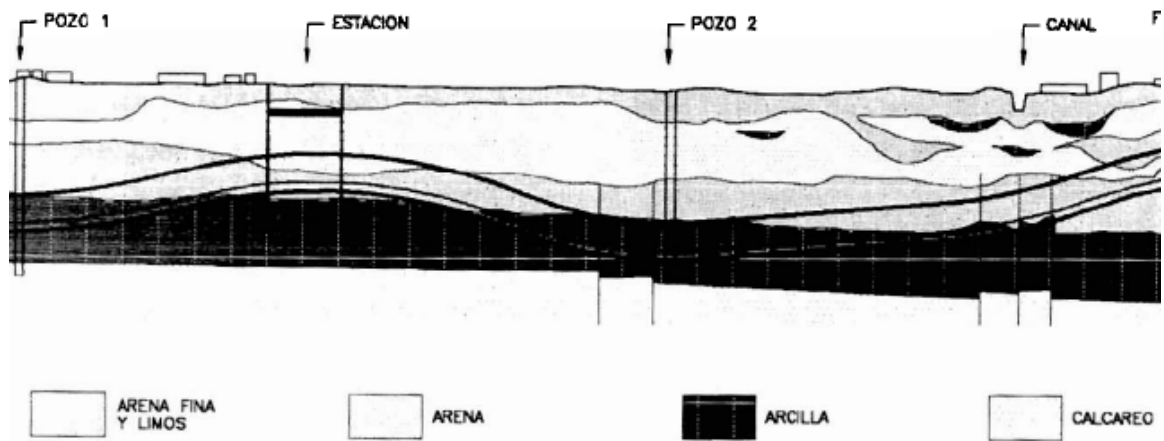


Figura No. 31 Perfil Longitudinal de un túnel para Metro. (LOPEZ JIMENO, 2000)⁵¹

- **Pendiente durante la construcción para evacuar las aguas:** Esta pendiente es importante tomar en cuenta cuando los estudios de cantidad de agua dentro del macizo sean importantes. Es importante señalar que el avance del túnel se lo realizará a favor de la pendiente, para evitar el desalojo por bombeo. Sin embargo el diseño para avanzar a favor de la pendiente es posible en el caso de conducciones presión, en los demás casos no hay otra solución que recurrir al bombeo, el mismo que se deberá definir en la programación y avance de obra durante la construcción.

1.2.2.3.3 La sección Tipo de un Túnel.

Para definir la sección tipo del túnel, por una parte, hay que considerar los gálidos requeridos para el funcionamiento y servicio que dará el túnel; y por otra parte tomar en

⁵¹ LOPEZ JIMENO, CARLOS. **“Manual de Túneles”**, MADRID, Editorial Entorno Gráfico, 3era. Edición. 2000. Cap. II, Pg. 77.

cuenta la sección más próxima a la circular, que es la forma más óptima desde el punto de vista geotécnico.

Para definir los gálibos, es necesario considerar la funcionalidad del túnel, para esto se realizan los siguientes comentarios:

- En el caso de realizar túneles para carretera se fijará el gálibo de acuerdo al tráfico esperable, el mismo que se encuentra en Normas de cada país, y dependerá de las necesidades funcionales como aceras, espacios para conducciones de servicio, drenaje, etc.

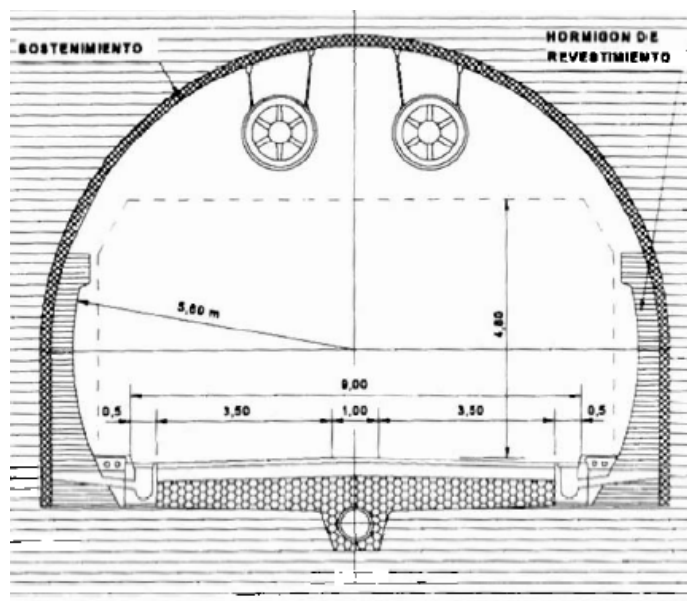


Figura No. 32 Túnel de carretera 2 carriles (Revestimiento de paredes) Terreno de buena calidad. (LOPEZ JIMENO, 2000)⁵²

En las figuras, se dan dos casos para una carretera de dos carriles, el primero es la sección sobre un terreno de buena calidad, la cual consta de una solera horizontal, y la

⁵² LOPEZ JIMENO, CARLOS. **“Manual de Túneles”**, MADRID, Editorial Entorno Gráfico, 3era. Edición. 2000. Cap. II, Pg. 78.

otra sección que consta de una solera en arco o “contra bóveda” sobre un terrenos de baja calidad.

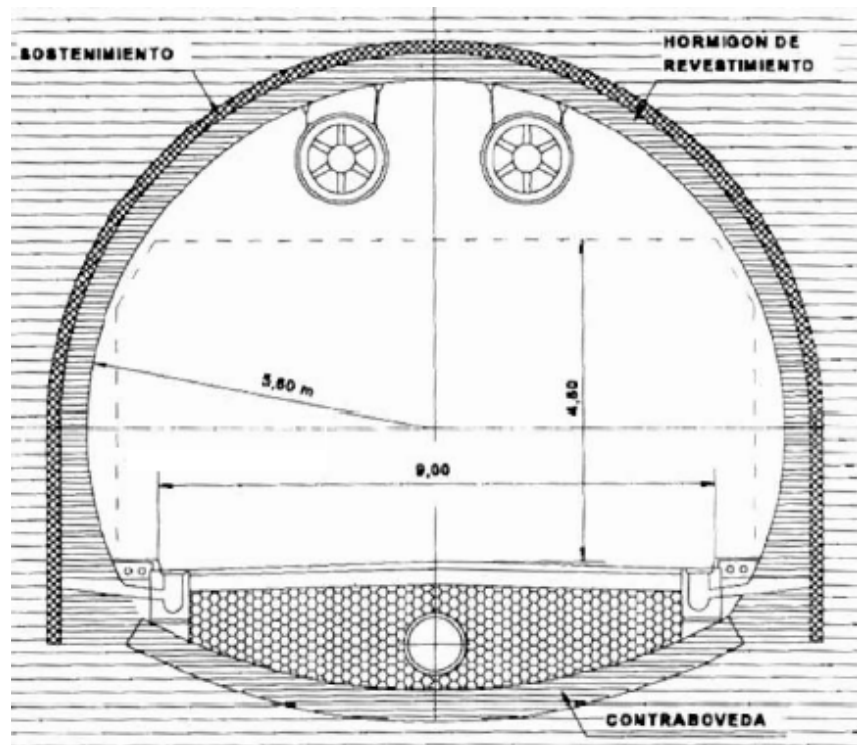


Figura No. 33 Túnel de carretera 2 carriles. Solución anillo completo. Terreno de baja calidad. (LOPEZ JIMENO, 2000)⁵³

- Se debe proveer el gálibo correspondiente al momento de tomar en cuenta conexiones importantes como ventilación, iluminación y otros servicios. Los espacios requeridos para los servicios en túneles de ferrocarril o de carretera pueden ser de gran importancia, por ejemplo si hay que alojar arterias importantes de conducción de agua o de gas. En el límite, puede ser preciso construir un túnel o galería auxiliar para alojar estos servicios.

⁵³ LOPEZ JIMENO, CARLOS. **“Manual de Túneles”**, MADRID, Editorial Entorno Gráfico, 3era. Edición. 2000. Cap. II, Pg. 78.

- Así mismo en el caso de túneles hidráulicos, se debe tomar en cuenta el diseño hidráulico para establecer el galibo correcto. Se debe prever el sostenimiento a ser usado (espesor de la capa de sostenimiento y revestimiento), para definir una sección correcta; sin embargo depreciar estos valores no tienen gran influencia en el rubro de excavación.
- En algunos casos de túneles de sección pequeña (casi siempre por debajo de los 10-12 m²), frecuentes en las conducciones hidráulicas, hay que considerar otras necesidades que las del puro **gálibo funcional** (LOPEZ JIMENO, 2000), (Solución A) para llegar a la sección definitiva, por ejemplo:

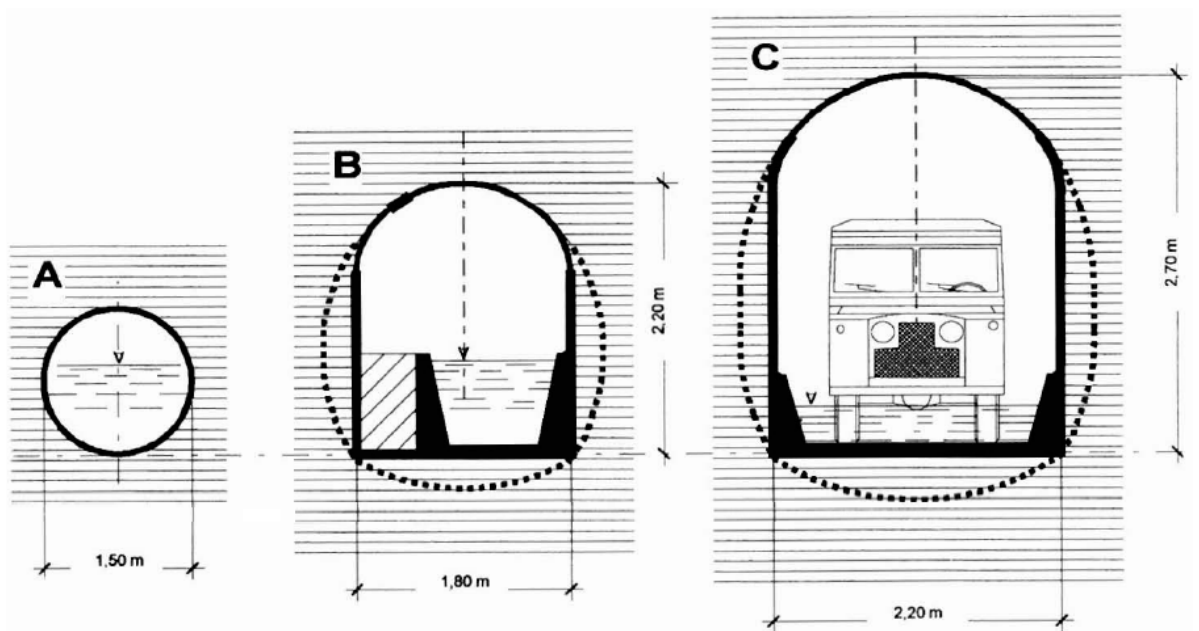


Figura No. 34 Tendencias de perfil y galibo definitivo. (LOPEZ JIMENO, 2000)⁵⁴

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

⁵⁴ LOPEZ JIMENO, CARLOS. **“Manual de Túneles”**, MADRID, Editorial Entorno Gráfico, 3era. Edición. 2000. Cap. II, Pg. 78.

- *Gálbo de explotación:* Solución C. Al caso anterior, en orografías difíciles, puede añadirse la necesidad de realizar visitas con vehículos, debido a la longitud del trayecto hasta el punto que se quiere llegar, entonces por ser antieconómica la construcción de accesos al lugar que se quiera inspeccionar o a la estación (Casa de Máquinas, etc.), se debe prever un gálbo mínimo.
- *Terrenos difíciles:* A los casos anteriores cabe añadir la necesidad de abalizarla sección (Línea entrecortada en la figura No. 30).

CAPÍTULO II

2. DISEÑO GEOTÉCNICO Y GEOMECÁNICO

Como ya se trató en el primer capítulo de este manual, el estudio geológico y geotécnico debe ser no solo comprobado como comúnmente se lo realiza en otras obras civiles, sino también debe ser estudiado y tratado, debido a la complejidad de un proyecto de túneles. Es así que primeramente debemos tener claros los conceptos de las materias que vamos a estudiar y saber diferenciar entre la geología y la geotecnia. La Geología es la ciencia que estudia la composición, estructura, propiedades y evolución de los suelos y rocas a lo largo de los tiempos geológicos, es decir los procesos por los que se formó, se trasladó y cambió la materia física de la Tierra. La Geotecnia es a su vez una parte de la geología la cual estudia las características mecánicas, hidráulicas e ingenieriles de los suelos y demás materiales de la tierra, y su comportamiento cuando se interrelaciona con las diferentes obras civiles, como autopistas, puentes, diques, túneles, edificios, viviendas, etc., el objeto de la geotecnia es asegurar que los factores de la geología sean aplicados adecuadamente.

Por tanto para la aplicación en túnele de estas dos ramas, es importante conocer las características de los macizos y suelos, de esta manera se empezará explicando los problemas que deben prever y tomarse en cuenta, en la estructura del suelo, antes de perforar túneles.

Los suelos en el Ecuador son muy variables, van desde rocas de alta resistencia hasta suelos blandos y arcillosos, y dependen básicamente del lugar donde se asientan y de los ciclos geológicos de los mismos. En algunos sectores y provincias se pueden encontrar

restos de rocas de volcanes y en otros sitios más alejados de los diferentes cráteres se encuentran arcillas limosas y en algunos sitios como la Provincia de Manabí, suelos de baja competencia como arcillas expansivas o limos con alta plasticidad.

De esta manera a continuación se da una idea de los factores que se deben estudiar previamente a la perforación de obras subterráneas y en el caso de este manual, la perforación de túneles.

2.1 ESTRUCTURA DEL MACIZO ROCOSO

2.1.1 Fallas en el macizo

Las fallas en un macizo rocoso se forman a partir de un rompimiento o resquebrajamiento debido al plegamiento (compresión) o estiramiento (tracción) de las rocas. En la planificación y construcción de túneles el aparecimiento de fallas es muy importante tomarlo en cuenta, puesto que es uno de los mayores riesgos en la estabilidad de un túnel.

La mayoría de los autores dividen a las fallas según su posicionamiento entre planos de la siguiente manera:

- **Falla normal o directa:** Este tipo de fallas se conocen como fallas de tensión o de gravedad debido a los esfuerzos que se producen sobre ésta. El bloque que se desprende reposa sobre el plano de falla, el mismo que en la mayoría de veces tiene un ángulo de buzamiento grande.
- **Falla inversa:** Se las conoce como fallas de compresión, pues se producen este tipo de esfuerzos entre los bloques debido al acortamiento que se producen en

estas fallas. Un bloque tiende a levantarse y reposa sobre el bloque que no produjo movimiento.

- **Falla de desgarre:** su plano de falla es vertical, pero el movimiento de los bloques es horizontal. Se las divide en 2 tipos, las siniestrales si se producen de tal forma que un observador situado en un bloque de la falla ve que el otro bloque se ha desplazado a la izquierda, y dextrales si ocurre lo contrario. Estas son conocidas como fallas de rumbo, son clasificadas según el movimiento relativo de los bloques.

Son varios motivos por los cuales las fallas generan problemas durante la construcción y operación de los túneles en el caso de que éstos crucen por macizos que contengan fallas geológicas. Por su forma, la desventaja de las fallas es que favorecen al flujo de agua, que de una u otra manera llega a adentrarse a los macizos, pero una ventaja de éstas es que pueden actuar como capas de material impermeable, debido a la existencia de materiales impermeables en cualquier plano de falla. Así lo explica GOODMAN (GOODMAN, 1993), en su publicación⁵⁵, y es sin duda un tema de gran estudio donde las fallas podrían contribuir de alguna manera a la proyección de túneles.

Es importante señalar que en los planos de falla y debido a la fricción propia del macizo existe una zona de roca triturada, la cual lleva el nombre de brecha triturada si contiene residuos gruesos y milonita si contiene residuos de partículas finas, así lo nombra LOPEZ JIMENO. GODMAN en su apartado (GOODMAN, 1993) señala que en estas zonas de falla el agua fluye a gran velocidad, puesto que la roca triturada contiene gran

⁵⁵GOODMAN R.E. **“Engineering Geology.Rock Engineering Construction”**. Wiley International Editions.1993.

permeabilidad y produciendo una reacción química con el agua, la cual resulta en menor capacidad de resistencia en relación a materiales o planos no fracturados.

Un factor influyente de las fallas en el trazado del túnel es la orientación de las mismas. Esto se explica de la siguiente manera, que a medida que la dirección de las fallas coincide con la dirección del túnel, los problemas son mayores debido al paralelismo existente entre estos dos. HARVEY en su publicación (HARVEY, 1987) señala que en la mayoría de los casos cuando sea posible la dirección de la proyección del túnel debe ser tal de mantenerse perpendicular a la dirección de las fallas, siendo la dirección de las fallas el ángulo que forma una línea horizontal contenida en el plano de falla con el eje norte-sur.⁵⁶

Es necesario ubicar la tendencia y alineamiento de las fallas, debido a que es aconsejable que el trazado del túnel, ya sea longitudinal o transversal, se acerque a las fallas por el techo del túnel o por la bóveda en el caso de un túnel de sección de baúl; no es recomendable acercarse a las fallas por las paredes, muro o hastiales del túnel.

Tal como se indica al inicio de este tema, el agua es un gran problema no sólo por que corre más fácilmente sino también porque pueden crearse acuíferos, los cuales pueden acumular agua y puede aparecer bruscamente agua a presión por las paredes o hastiales del túnel.

El tipo de falla que se puede presentar durante la proyección y construcción de un túnel tiene gran influencia. Por ejemplo en las fallas directas el problema sucede cuando existen brechas o milonitas, por tratarse de macizos fracturados o por donde pudiera

⁵⁶HARVEY J.C. “Geología para Ingenieros Geotécnicos”. Editorial LIMUSA. 1987.

fluir el agua; las fallas inversas presentan un mayor riesgo que las directas o normales, por poseer un buzamiento menor así lo define LOPEZ JIMENO (LOPEZ JIMENO, 2000), además que tienen una mayor probabilidad de tensiones horizontales que hace que la zona cercana a las fallas se encuentre más fracturada; en el caso de las fallas de desgarre, el problema se encuentra en que pueden tener serie de diaclasas paralelas que formen bloques inestables.

Por tanto debido a que las fallas geológicas influyen de una u otra manera en la proyección, ubicación y trazado del túnel, se puede encontrar una estricta relación entre la ejecución del túnel, los tipos de fallas y los diferentes tipos de terreno que pudieran existir. HUNT en su publicación (HUNT, 1986) muestra algunos ejemplos críticos según el terreno donde se encuentre y la proyección del túnel:

- En calizas los problemas aparecen en planos de corrimiento y fallas inversas, ya que cuando la zona de calizas se encuentra en la parte superior del túnel, éstas sufren mucha fracturación que favorece al flujo del agua.
- En terrenos metamórficos las fallas dan lugar a problemas delicados, ya que éstas son difíciles de localizar, además que se encuentran alteradas, y con gran cantidad de diaclasas, materiales sueltos y con rellenos arcilloso.
- En pizarras, las fallas suelen estar rellenas de arcillas y cloritas; en las zonas que no existen fallas, aparecen grandes empujes y zonas de alteración que producen grandes filtraciones.

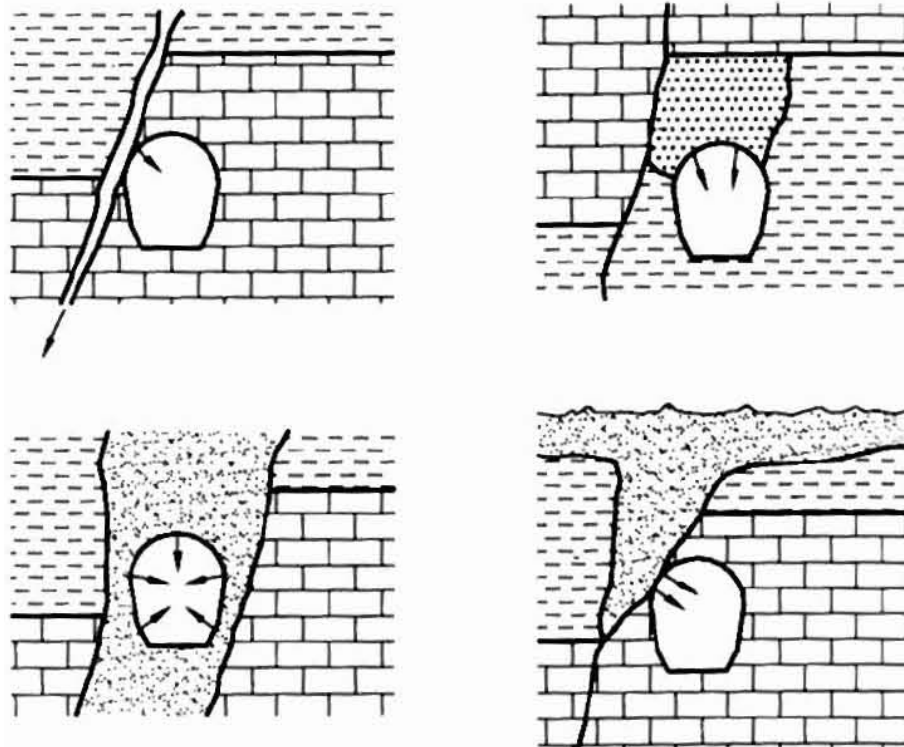


Figura No. 35 Influencia de las fallas en la estabilidad de túneles.(LOPEZ JIMENO, 2000)⁵⁷

Como se puede observar el problema de las fallas es muy importante al momento de decidir la proyección de un túnel, por lo que muchas veces se debe tener varias posibilidades de trazado, el cual pase por el menor número de fallas posibles.

Por esta razón se deberán realizar varios estudios geofísicos y sondeos, los cuales se detallarán más adelante por etapas, los cuales ayudarán a identificar la localización de las fallas; si se conoce con anterioridad la presencia de una falla, se tiene un gran porcentaje del problema resuelto, puesto que los inconvenientes empiezan a aparecer cuando éstas aparecen inesperada y bruscamente.

⁵⁷ LOPEZ JIMENO, CARLOS. **“Manual de Túneles”**, MADRID, Editorial Entorno Gráfico, 3era. Edición. 2000. Cap. III.

Por supuesto que existe métodos cuando se atraviesan fallas, entre los más comunes se encuentran las inyecciones de consolidación, paraguas de micropilotes, colocación de chapa Bernold, predrenaje, etc.

Cuando se realizan excavaciones con topos o maquinarias de excavación y se traviese las fallas, suele presentarse algunos problemas, como que las presiones en el terreno aumenten en ciertos elementos de las máquinas y no permitan su avance, así también el desprendimiento de rocas sobre la maquinaria.

Cuando una máquina de estas características llega a una falla puede suceder que las presiones sobre el terreno que aplican los codales y zapatas sean excesivos y se produzca el hundimiento de las mismas impidiendo su avance, además de los desprendimientos de rocas sobre la maquinaria.

2.1.2 Plegamientos en el macizo

Las deformaciones que cada tipo de roca puede experimentar son de tres tipos básicamente: elásticas, plásticas y por rotura. La deformación causante de los pliegues es la plástica, y la causante de las fallas y diaclasas es la deformación por rotura.

Los macizos rocosos pueden estar sometidos a esfuerzos de compresión o de tensión. Las fallas son producidas por esfuerzos de tensión, a diferencia de los plegamientos los cuales se producen por esfuerzos de compresión en los macizos. LOPEZ JIMENO (LOPEZ JIMENO, 2000) presente un análisis para establecer los plegamientos y lo dice de la siguiente manera:

Si se analiza una roca que está sometida a esfuerzos de compresión, se debe pensar que ésta se encuentra sujeta a un campo de esfuerzos que básicamente se representan en 3 componentes:

- *Fuerza lateral activa: fuerza que es causante de la distorsión*
- *Fuerza de confinamiento lateral: resultado de la rigidez de la corteza terrestre*
- *Fuerza de la gravedad: peso propio de la roca.*⁵⁸

Una vez conocido el sistema de fuerzas bajo el cual se encuentra sometido el macizo, se puede llegar a varias conclusiones como por ejemplo si la fuerza lateral supera a las otras dos mencionadas, masa de la roca es empujada hacia arriba formándose los pliegues. Este movimiento lateral provoca fisuras paralelas a los ejes de los pliegues, es decir donde la roca empieza a deformarse, y es una variante muy importante a ser tomada en cuenta durante la proyección de túneles.

Las rocas más comunes que presentan los pliegues en su macizo son las sedimentarias y metamórficas de comportamiento más plástico. Tal como se indicó las deformaciones del macizo para producir pliegues son las plásticas, y su intensidad puede llevar a plegamientos desde centímetros hasta los kilómetros.

No importa la forma del pliegue, sea anticlinal o sinclinal éstos producen problemas, por ejemplo en un macizo anticlinal de estratos de baja permeabilidad y porosidad pueden crear espacios donde el gas metano puede penetrar, o como en un macizo sinclinal y si se tiene estratos de alta permeabilidad y porosidad, se crean espacios para el flujo de agua, donde se podrían crear depósitos de agua que resultan peligrosos durante los trabajos de excavación.

⁵⁸LOPEZ JIMENO, CARLOS. “Manual de Túneles”, MADRID, Editorial Entorno Gráfico, 3era.Edición. 2000. Cap. III, Pg. 121.

WHITTAKER en su publicación (WHITTAKER & FRITH, 1990) señala lo siguiente en caso de que el túnel atraviese plegamientos en un macizo rocoso:

Si se localiza un túnel dentro de un macizo con pliegues, se debe considerar que estará bajo esfuerzos de tensión propias del macizo o locales, dando como resultado un macizo de baja competencia al momento de tomarlo en cuenta como opción para la proyección de un túnel nuevo o adicional a un proyecto existente.

Por lo tanto se debe tomar en cuenta la posición de la dirección del túnel con respecto al eje del plegamiento, como se explica a continuación:

- *Túneles que siguen la dirección del eje del plegamiento: Sufrirán presiones menores si discurre por un anticlinal que por un sinclinal; además que si discurre por un sinclinal, recogerá todas las aguas de filtración del terreno.*
- *Túneles con dirección perpendicular al eje del plegamiento: Las presiones serán variables a lo largo de su trazado, dependiendo fundamentalmente si los estratos son anticlinales o sinclinales⁵⁹.*

En la siguiente figura se puede observar la influencia de los pliegues en la dirección del túnel, la idea que WHITTAKER expone su publicación.

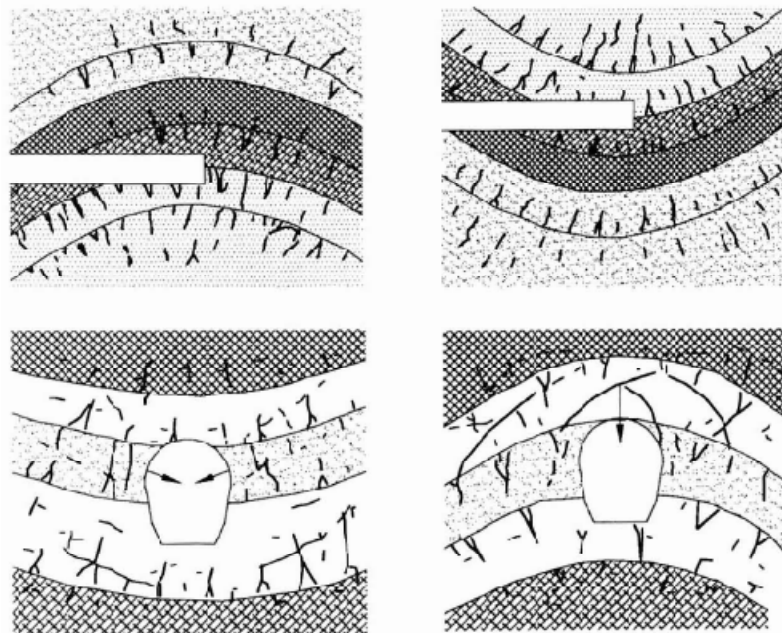


Figura No. 36 Influencia de los plegamientos en la excavación de túneles. (LOPEZ JIMENO, 2000)⁶⁰

⁵⁹WHITTAKER, B.N & FRITH, R.C. "Tunneling Design, Stability and Construction". The Institution of Mining and Metallurgy. 1990.

2.1.3 Diaclasas en el macizo

Las diaclasas son planos débiles que separan un macizo rocoso en dos partes, pero a diferencia de las fallas no se tiene un apreciable movimiento de los bloques. En general son discontinuidades en el macizo rocoso las mismas que pueden ser originadas ya sea por la consolidación de rocas sedimentarias o diagénesis (sinclasas) o a su vez aquellas que se producen por esfuerzos locales (tectoclasas).

Al momento de estudiar las rocas es necesario saber que las juntas o espaciamientos creados por los factores mencionados, aumentan con la profundidad, y sucede de manera contraria que el ancho de la junta disminuye con la profundidad. La roca caliza es la que comúnmente tiene más discontinuidades debido a que se disuelve más rápido por el paso del agua. Algunos aspectos de las diaclasas sobre la estabilidad de túneles a tomar en cuenta son los siguientes: El número de diaclasas que existen en un macizo rocoso determina el comportamiento de del mismo mediante el grado en que el macizo puede deformarse sin que se produzcan roturas y la disposición de las diaclasas, ya que esta disposición determina la forma de rotura.

GOODMAN en su apartado establece que para que los bloques en un macizo sean inestables en un túnel deben aparecer como mínimo 3 familias de diaclasas, siendo por lo tanto un condicionante relevante la orientación relativa de las diaclasas respecto a la geometría de la excavación para mantener la estabilidad del terreno, ya que una familia

⁶⁰ LOPEZ JIMENO, CARLOS. **“Manual de Túneles”**, MADRID, Editorial Entorno Gráfico, 3era. Edición. 2000. Cap. III.

de diaclasas viene dado por la orientación de las mismas para su identificación⁶¹. En general, es muy común encontrar familias de diaclasas paralelas y con ángulos uniformes, y como resultado la formación de bloques inestables que como ya se sabe representan un riesgo grande de caída dentro de la excavación. LOPEZ JIMENO expresa que cuando la familia de diaclasas o juntas están orientadas en planos principales de debilidad, inclinados respecto a la dirección del túnel, da como resultado bloques inestables, los cuales predominan su localización en un hastial y bóveda del túnel.⁶²

Para establecer los efectos de las diaclasas sobre los túneles, se debe considerar la dirección y orientación de los estratos. Algunos casos generales se pueden enumerar a continuación: (HUNT, 1986)⁶³

Si la estratificación vertical es la que predomina, se puede llegar a una situación donde las diaclasas se abran y los bloques caen por efecto de la gravedad, dando como resultado necesarios sistemas de sostenimiento con el fin de dar un control efectivo a estos bloques inestables.

En el caso de tener una estratificación horizontal con diaclasas de debilidad y formando ángulos rectos con los planos de estratificación, se darán desprendimientos en forma de losas o tablas.

⁶¹GOODMAN R.E. **“Engineering Geology Rock Engineering Construction”**. Wiley International Editions. 1993.

⁶²LOPEZ JIMENO, CARLOS. **“Manual de Túneles”**, MADRID, Editorial Entorno Gráfico, 3era. Edición. 2000. Cap. III, Pg. 124.

⁶³HUNT, R.E. **“Geotechnical Engineering Techniques and Practices”**. McGRAW-HILL, 1986

En el caso de túneles oblicuos a estratos sub-verticales, las condiciones del frente comúnmente son estables; éstas llegan a una inestabilidad cuando atraviesan por fallas y accidentes con milonita.

Cuando el túnel es perpendicular a la estratificación, de manera general, los hastiales o muros del túnel son estables; sin embargo el techo y el frente presentan problemas de caída de bloques, dependiendo del buzamiento del estrato y de si existen o no otras familias de diaclasas por la trayectoria. Cuando el túnel se encuentra paralelo al rumbo de la estratificación, de manera general, el frente es estable; mientras que las características del techo empeoran para buzamientos bajos de los estratos y si existen diaclasas conjugadas a la estratificación alineadas con el túnel.

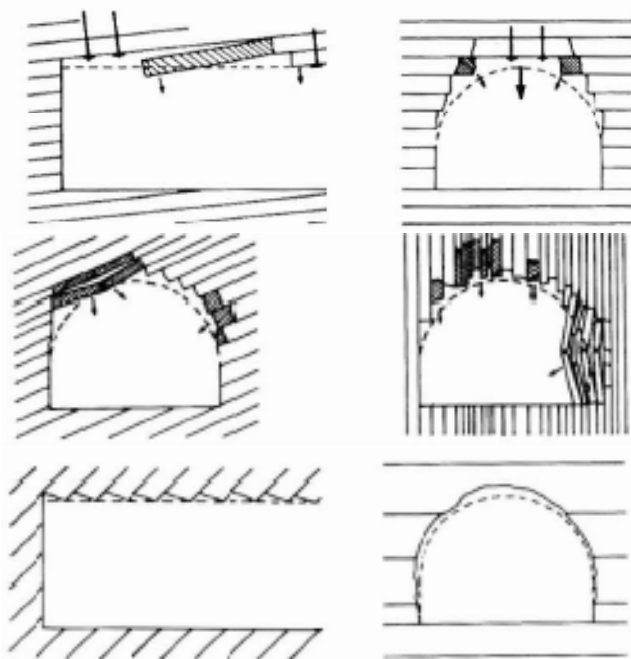


Figura No. 37 Influencia de las diaclasas, juntas o discontinuidades principales sobre la estabilidad de túneles. (LOPEZ JIMENO, 2000)⁶⁴

⁶⁴LOPEZ JIMENO, CARLOS. “Manual de Túneles”, MADRID, Editorial Entorno Gráfico, 3era. Edición. 2000. Cap. III, Pg. 124.

Por lo tanto cuando se habla de presiones, un túnel perpendicular a la estratificación soportará menos presiones que si se encuentra paralelo a los estratos. De aquí la necesaria e importante influencia de la geología y geotecnia sobre la proyección de obras subterráneas en este caso los túneles.

La influencia de la dirección de los estratos y sus efectos sobre el techo y los hastiales del túnel se muestran en la tabla siguiente:

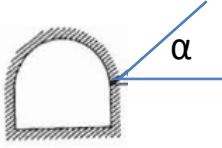
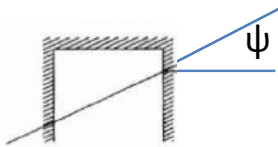
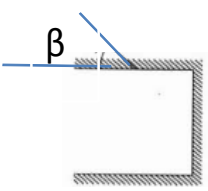
DISPOSICIÓN GEOMÉTRICA	BUZAMIENTO	TECHO	HASTIALES
Túnel Paralelo al rumbo de la estratificación 	$\alpha < 20^\circ$	Grandes Roturas	Estable
	$20^\circ < \alpha < 45^\circ$	Roturas	Estable
	$\alpha > 45^\circ$	Estable	Rotura
Túnel Oblicuo a estratos subverticales 	$\psi < 45^\circ$	Estable	Estable
	$45^\circ < \psi < 75^\circ$	Estable	Algunas Roturas
	$\psi > 75^\circ$	Estable	Roturas
Túnel Oblicuo a estratos subverticales 	$\beta > 60^\circ$	Estable	Estable
	$45^\circ < \beta < 60^\circ$	Algunas Caídas	Caídas si se avanza contra buzamiento
	$20^\circ < \beta < 45^\circ$	Rotura de Techo	Muchas Caídas
	$\beta < 20^\circ$	Roturas Chimenas	Pocas Caídas

Figura No. 38 Influencia de los pliegues sobre la dirección y orientación del túnel. (LOPEZ JIMENO, 2000)⁶⁵

⁶⁵La tabla está descrita en el apartado de LOPEZ JIMENO **“Manual de Túneles”**, de la Editorial Entorno Gráfico. Es importante señalar que dicha tabla ha sido recopilación de los libros señalados en la bibliografía general de este manual.

2.2 IMPORTANCIA DE LOS ESTUDIOS GEOLÓGICOS Y GEOTÉCNICOS

Según Terzaghi, “La geología más que ningún otro factor determina el grado de dificultad y el costo de una excavación subterránea”.⁶⁶

Una inversión adecuada en los estudios geológicos – geotécnicos se basan fundamentalmente en la longitud del túnel, espesor de recubrimientos, complejidad geológica, y puede representar apenas el 3% del presupuesto total de la obra.

En la actualidad para el Ingeniero Civil se habla básicamente de la roca como material natural a ser excavado para la construcción de túneles y tal como se señaló al inicio de este tema, cualquier material a ser excavado se basa en dos ejes la geología y la geotecnia.

El estudio geológico de un macizo, trata de describir fundamentalmente dos cosas: la Estructura Geológica del material a excavar, es decir la descripción del origen, su historia geológica, disposición de los suelos, etc., y la Clasificación Geológica Habitual, lo que significa saber los tipos de material y minerales que existe en los estratos de suelo (granito, gneis, esquistos, etc.), así también con un posible estudio de su Mineralogía, y en algunas ocasiones complementándose con estudios y evaluaciones sobre algunas propiedades mecánicas de dichos materiales como la dureza y la cohesión.

A diferencia del estudio geológico, el estudio geotécnico tiene que ir mucho más allá, es decir tratar de prever el comportamiento mecánico del macizo rocoso cuando éste se encuentre sujeto a esfuerzos, es decir cuando se le someta a modificaciones en su estado

⁶⁶AIME - Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, **“Seminario Internacional Proyecto y Construcción de Túneles y Obras Subterráneas”**, QUITO, 26-28 de Julio 2006.

tensional de equilibrio, tanto en el proceso de excavación y construcción, así como también en el proceso operativo. En otras palabras la geotecnia muestra no sólo las características intrínsecas de las rocas, sino también su disposición estructural natural, su estado de fracturación, y la presencia de agua, así como también de las posibles discontinuidades en su macizo, y de los probables accidentes geológicos singulares.

Por lo tanto, el proyectista deberá considerar que un macizo rocoso necesita una definición geotécnica que debe abarcar los siguientes aspectos.

Características intrínsecas del material básico, es decir las rocas matrices particularmente y no del conjunto o del macizo.

Evaluación de discontinuidades. Se puede especificar la orientación de los planos discontinuos, es decir rumbo y buzamiento, así como también la frecuencia de las discontinuidades. Otros aspectos en la evaluación son, la apertura o separación de dichos planos discontinuos, la naturaleza de los posibles rellenos, la rugosidad de los planos límites, la presencia y flujo del agua, etc.

Respuesta esperada de la roca matriz. Evaluar el comportamiento y la respuesta final de la roca, así como también el comportamiento de las discontinuidades antes esfuerzos en el supuesto cambio del estado tensional de equilibrio de la roca, es decir un comportamiento roca-rellenos-agua.

Respuesta final del macizo rocoso. Trata de descifrar el comportamiento de todo el conjunto de las rocas matrices o componentes básicos.

Tomando en cuenta los aspectos citados, los dos primeros se refieren a la descripción geotécnica de las rocas del macizo y de su conjunto, para ello se utilizan las

metodologías más comunes que van desde la geomorfología observada en la superficie (afloramientos), o en las excavaciones de sondeo hasta reconocimientos geofísicos. Los dos últimos aspectos expuestos anteriormente, se refiere a evaluar los parámetros geotécnicos. De éstos, el tercero requiere principalmente estudios de laboratorio, y el cuarto una combinación de estudios de laboratorio con nuevos datos de sondeos mecánicos, prospecciones geofísicas, o ensayos mecánicos in situ.

Todo este conjunto de trabajos tiene como objeto definir las formaciones presentes en el macizo, a través de datos que van desde la simple descripción geomorfológica a la identificación concreta, así como también desde una primera clasificación de los materiales básicos, es decir de las rocas matrices, a la clasificación y calificación geotécnica de los diferentes tramos del macizo.

Sin embargo, los índices o parámetros con los que se llega a evaluar las propiedades y los resultados finales, pueden ser contradictorios. Por ejemplo, si obtenemos resultados como una elevada resistencia a la compresión en una roca matriz nos puede llevar a la incorrecta elección de una TBM (Maquina Tuneladora) típica de roca dura o extra-dura, porque si dicha roca se presenta muy fracturada, lo recomendable es el uso de otro tipo de maquinaria que ofrezca ventajas más favorables al auto-sostenimiento temporal o provisional. Otras situaciones que pueden resultar contradictorias son por ejemplo las rocas blandas permeables o impermeables, las cuales requieren diferentes equipos mecánicos de corte; o también en una roca blanda pero tenaz, (caso típico, las formaciones masivas de yeso), pueden existir dificultades en el momento de escoger el

método de excavación tanto si se emplearan explosivos como excavación con equipo mecánico.

Luego de esta breve explicación, a continuación se detallan los criterios básicos para planificar las investigaciones en situ, como antecedente para el planteamiento de las investigaciones por etapas para la proyección y construcción de un túnel.

Características geológicas generales. Es decir desarrollar al máximo las técnicas de geología de superficie realizando una inspección visual en la cual se pueda observar diferentes características superficiales del lugar donde se desea realizar la excavación y donde, en un principio, se tiene pensado que pasará el túnel, pues no se sabe sin más tarde se tendrá que cambiar de idea de trazado por las condiciones geológicas de la zona. Recopilar la información disponible, mediante mapas topográficos y geológicos, así como también estudiar una fotografía aérea de la zona; estos materiales servirán de mucha ayuda para la identificación de la zona geológica y de pensar e ir definiendo un posible trazado. Esta recopilación se la deberá realizar en conjunto con la colaboración del diseñador, ingeniero civil, y geólogo, para ir estableciendo varias alternativas con diferentes puntos de vista.

Situar los reconocimientos en zonas de importancia para:

- La interpretación geológica.
- La identificación de puntos singulares.
- El estudio de zonas de portales y accesos.

Elegir y combinar adecuadamente las distintas técnicas de investigación según criterios de representatividad, complementariedad, rentabilidad económica y logística (accesos, distancias, aprovisionamientos, etc.).

2.3 ESTUDIOS GEOLÓGICOS Y GEOTÉCNICOS

*Los estudios de geología superficial, mediciones geofísicas y perforaciones de exploración proporcionan información directa útil, pero de igual importancia para el geólogo puede ser el conocimiento de la geología regional y la historia geológica local, así como conocer a fondo el modo en que reacciona la roca al ambiente geológico cambiante. Tales consideraciones le permitirán hacer una estimación semi-cuantitativa muy útil de las características geológicas que encontrara en las profundidades, mas no su localización exacta.*⁶⁷

2.3.1 Descripción General de las Investigaciones.

Las investigaciones sirven para definir los terrenos que se van a atravesar, y las características lito-estratigráficas e hidrogeológicas relacionadas con el macizo rocoso. Estas investigaciones deben detectar, siempre y cuando sea posible, las zonas menos fracturadas o alteradas, para atravesar con una obra subterránea en este caso un túnel. Así también tienen como objetivo fundamental conocer lo mejor posible las características geológico-geotécnicas de las formaciones de suelo o roca, con el fin de obtener datos básicos para el diseño del túnel, seleccionar los métodos de excavación y finalmente escoger y dimensionar el tipo de sostenimiento, y de esta manera evitar los problemas que pudieran aparecer debido a los problemas geológicos y geotécnicos. Se pueden nombrar los aspectos más importantes de la información necesaria sobre la geología y la geotecnia los siguientes:

⁶⁷ HOEK E. & BROWN E.T. "Excavaciones Subterráneas".MEXICO, Editorial McGRAW-HILL, 1980. Pg. 78.

- Descripción geológica detallada de los materiales del lugar.
- Situación y orientación de discontinuidades, diaclasas, fallas y planos de estratificación.
- Propiedades geomecánicas de los materiales.
- Niveles freáticos y previsión de caudales de agua generada por infiltración.

De acuerdo a estos aspectos, las investigaciones deben ser encaminadas al reconocimiento completo y detallado de los terrenos por los cuales atravesará el túnel o la excavación, dando un valor importante a las técnicas de construcción empleadas, así como también los métodos de sostenimiento aplicables para cada proyecto.

Las investigaciones van distribuidas por etapas, las cuales se detallarán en la estrategia de investigaciones planteada en los siguientes puntos y suelen ser de un amplio contexto y dependerán fundamentalmente de la magnitud del proyecto, y por supuesto como ya se señaló, tienen gran influencia sobre el presupuesto y la buena proyección y operación de una obra subterránea, por lo tanto los estudios e investigaciones geológicas y geotécnicas son la base para realizar un óptimo proyecto de túnel.

A continuación se detallará brevemente las investigaciones más comunes que suelen ser necesarias en las etapas antes mencionadas.

2.3.1.1 INVESTIGACIONES PRELIMINARES

- a) **Cartografía Geológico-Geotécnica.-** Los mapas geológicos y documentos obtenidos en nuestro país por el INSTITUTO GEOGRÁFICO MILITAR, servirán para empatar nuestro emplazamiento o trazado, pero éstos muy pocas

veces proporcionarán un suficiente grado de detalles geológicos para la proyección de un túnel. Por esta razón, la primera acción de las investigaciones será la realización de una cartografía geológica cuya escala dependerá básicamente del nivel de reconocimiento exigido en el plan de estudios. Por ejemplo para estudios previos o investigaciones preliminares se puede tener una escala 1.10000, aumentando esta escala a 1.5000 en un Anteproyecto y 1.1000 en proyecto definitivo. Cuando existan puntos singulares donde se crea oportuno aumentar la escala, se debe emplear escalas probablemente hasta 1.500 o 1.200 dependiendo de lo que se quiera obtener de dichos puntos o zonas. La cartografía geológica del área de estudio constituye, sin duda, el pilar de todos los demás trabajos de reconocimiento y/o caracterización, ya que proporciona el marco o encuadre donde encajan todos los datos que aquellos proporcionen, y, además, planificarlos adecuadamente. Como parte de la cartografía y en gracias a esta investigación podemos subdividir los siguiente factores:

- I. **Fotogeología o Fotointerpretación.-** Aparte de ser un aspecto importante de estudio forma también parte de las herramientas auxiliares de las investigaciones en campo para la proyección de túneles. La realización de una cartografía no tiene comprensión sino va acompañada con la ayuda de la fotogeología. La fotogeología nos brinda fundamentalmente información sobre los siguientes aspectos, enfocándose y siendo herramienta indispensable en los 2 primeros: La Geomorfología y depósitos de recubrimiento, la estructura, es decir su plegamiento y fracturación, y por último nos ayuda también con el

reconocimiento de litologías. Luego de analizar los estudios de fotointerpretación de algunos proyectos de túneles en nuestro país se da ciertas recomendaciones con respecto a este aspecto: Las escalas de los planos deberán ser 1:25000 a 1:10000 de manera de observar claramente los detalles de los planos fotogeológicos, y así mismo serán a color. Se utilizará radar en zonas de densa vegetación, y estudios de prospección térmica en zonas de fracturación con agua. De la misma forma se recomienda el uso de aparatos de infrarrojo para la delimitación de características geológicas mal definidas con otras fotos. Estas técnicas son recomendables debido a que son rápidas y económicas y muestran resultados precisos en campo. Es importante notar que en zonas cubiertas de vegetación tienen ciertas limitaciones. Sin embargo cualquiera sea el estudio es primordial e importante realizarlo.



Figura No. 39 Ejemplos de fotogeología. Estructura Geológica.(AIME & GEOCONSULT, 2006)⁶⁸

⁶⁸ AIME - Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, **“Seminario Internacional Proyecto y Construcción de Túneles y Obras Subterráneas”**, QUITO, 26-28 de Julio 2006.

II. Cartografía de afloramientos.- En esta cartografía se diferenciarán los materiales del substrato rocoso, y los materiales de recubrimiento cuaternario. El objetivo es la elaboración de un mapa de afloramientos. Los principales trabajos a realizar serán los siguientes:



Figura No. 40 Algunos ejemplos de la importancia de la fotogeología. (AIME & GEOCONSULT, 2006).⁶⁹

- A. **AFLORAMIENTOS:** La cartografía nos dará información importante sobre los afloramientos en el macizo rocoso, los cuales servirán en la evaluación de los siguientes aspectos: Clasificación geomecánica del macizo, resistencia de la matriz rocosa y grado de meteorización, mediante escalas que se detallarán posteriormente.
- B. **TECTÓNICA Y ESTRUCTURA:** La cartografía ayudará para definir la estructura del macizo, tanto en lo que se refiere a la estratificación y/o esquistosidad de los

⁶⁹ AIME - Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, “Seminario Internacional Proyecto y Construcción de Túneles y Obras Subterráneas”, QUITO, 26-28 de Julio 2006.

terrenos, así como también a las discontinuidades estructurales existentes en el macizo rocoso.

C. **HIDROGEOLOGÍA:** Se deberá realizar un amplio estudio de las fuentes de agua, evaluando a su vez las características hidrogeológicas del macizo, y que puedan aportar acerca de la ubicación del agua en éste y su movimiento a través de él. (LOPEZ JIMENO, 2000).⁷⁰

b) **Estaciones Geomecánicas.**- La ejecución de estaciones geomecánicas en lugares previamente seleccionados va relacionada con el trabajo de cartografía señalado anteriormente. Los trabajos a evaluar en este sentido son los siguientes:

- I. **Definición de Litotipos.**-Se definirán los litotipos de características mecánicas y litológicas similares que existan en el área de estudio; de cada uno de estos se debe efectuar ensayos de carga puntual, para estimar su resistencia a compresión simple.
- II. **Clasificación mecánica del macizo rocoso.**- Aquí se valorará la calidad geomecánica del macizo rocoso, y se procederá a su clasificación mediante métodos de clasificación importantes que veremos en el apartado 2.3.3 Calidad de la Roca.
- III. **Estudio de la fracturación.**- Si bien este estudio se realizará en la cartografía geológico-geotécnica, pero debido a su importancia se ve la necesidad de individualizarlo en cada estación geotécnica seleccionada en el sitio. Este estudio comprenderá los siguientes aspectos:

⁷⁰LOPEZ JIMENO, CARLOS. **“Manual de Túneles”**, MADRID, Editorial Entorno Gráfico, 3era. Edición. 2000. Cap. IV, Pg. 149.

- *Levantamiento de discontinuidades*
- *Correlación diaclasas-fracturación regional.*
- *Análisis de microestructuras para la estimación del estado tensional del macizo.*

Es decir se hará un levantamiento de discontinuidades, y de cada plano de éstas se obtendrán parámetros como tipo de plano orientación (dirección de buzamiento), espaciado, continuidad (según rumbo y buzamiento), rugosidad (JRC), resistencia a compresión simple de los labios de la discontinuidad (JCS), presencia de agua, etc.

IV. **Evaluación del estado tensional.**-Para evaluar el estado tensional se fijará el estudio en las microestructuras; término que se refiere a la partes fracturadas rellenas de tipo distendido, fracturas sub-horizontales, y en general a cualquier elemento estructural lineal o plana que pudiera indicar criterios tensionales (grietas en relieve, diaclasas, ganchos asociados en zonas de cizalla, etc.). Para esta evaluación es necesario conocer la existencia de tensiones residuales en el macizo durante el tiempo, es decir a las tensiones que quedaron debido a la tectónica del lugar, y a eventuales cargas de pre consolidación sufridas por materiales que son de menor calidad y que tienden a consolidarse.

c) **Hidrogeología.**- El objeto de este estudio es determinar los acuíferos que pudieran afectar a la excavación, es decir el número y extensión de los acuíferos, accidentes hidrogeológicos, etc.

*Para establecer la hidrogeología del macizo, se deberá puntualizar lo siguiente:*⁷¹

⁷¹ CELADA B., GALERA J.M. “Investigación y caracterización geológico-geotécnica para el proyecto de túneles”. Revista INGEOPRES No. 23. 1994.

- Localización de los niveles freáticos o artesianos y piezométricos, así como su variabilidad y su carga posible a lo largo del túnel.
- Delimitación de acuíferos y sus fuentes de alimentación.
- Existencia o no de aguas agresivas para el hormigón.
- Localización de barreras o fronteras del flujo subterráneo.
- Estimación en los diferentes terrenos de la permeabilidad, capacidad de almacenamiento y transmisión, etc.
- Obtención de datos (especialmente caudales afluentes) para tener un plan de medidas de drenaje e impermeabilización y su adecuada previsión al avance de las operaciones constructivas.
- Localización de zonas que contengan fenómenos de disolución o erosión interna.
- Localización de aportes puntuales de agua (diques, milonitas, etc.).



Figura No. 41 Condiciones Hidrogeológicas. (AIME & GEOCONSULT, 2006).⁷²

2.3.1.2 PROSPECCIONES DE CAMPO

Una vez realizadas las investigaciones preliminares expuestas, se deberá realizar un análisis y proceder a planificar una estrategia de investigaciones y prospecciones de campo. Esta estrategia debe de ir encaminada no solo a cumplir los requerimientos establecidos por normas ya estandarizadas, sino también a completar por otra parte el modelo geológico en aquellos lugares en los que la geología de superficie no sea clara, además de facilitar la realización de los ensayos in situ para caracterizar al macizo rocoso y por supuesto obtener muestras inalteradas para ser ensayadas. Sin duda desde

⁷² AIME - Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, “Seminario Internacional Proyecto y Construcción de Túneles y Obras Subterráneas”, QUITO, 26-28 de Julio 2006.

el punto de vista económico estos estudios tienen gran significancia, debido al traslado de equipos y el costo propio de los estudios, sin embargo es una inversión al momento de tomar en cuenta para el óptimo diseño y emplazamiento de un túnel.

a) Técnicas Geofísicas.- Este tipo de técnicas se usan en sitios particulares cuando de roca se trata mas no de terrenos blandos, donde se vea la necesidad de obtener mayor información acerca del macizo. Como ya se supone las investigaciones de obras subterráneas y de los túneles en este caso, deben arrojar resultados razonables en la precisión de espesores de recubrimientos cuaternarios, posición del nivel freático, localización de fallas y contactos litológicos. Los métodos geofísicos proporcionan normalmente un amplio margen en sus determinaciones y resultados debido a que son métodos interpretativos que se basan en la medida de contrastes entre diversos parámetros físicos, es decir de medidas indirectas. Por esta razón, estas investigaciones deben complementarse adecuadamente con sondeos u otras medidas directas que servirán como fuentes de control. Todas las técnicas geofísicas se basan en la detección de una anomalía geofísica que se produce, cuando existe un contraste o una diferencia lateral o vertical entre dos materiales, en lo que se refiere a sus parámetros físicos.

En este tipo de métodos o aplicaciones no existe una solución única a las medidas, puesto que requieren un modelo interpretativo, por lo que existirá más de un posible modelo conceptual. Escoger el modelo adecuado basándose en la experiencia del geofísico, pero más que todo basándose sobre todo en la observación de los modelos geológicos que proporciona la cartografía geológica y los sondeos, los cuales

garantizarán y darán un resultado beneficioso para el proyecto. Los métodos más utilizados son los métodos sísmicos, eléctricos y electromagnéticos.

Método	Parámetro Medido	Parámetro de Interpretación	Alcance (m)	Aplicación	Costo
Sísmica de refracción	t (μs)	Contraste vertical de velocidades	20	Espesor, recubrimiento y alteración (Módulos dinámicos)	Medio
Eléctrico (SEV)	ρ (Ω)	Contraste vertical de resistividades	100	Freático, litologías	Bajo
Eléctrico (Calicatas)	ρ (Ω)	Contraste horizontal de resistividades	75	Fracturas	Bajo
Electromagnético	VEM ($\mu V/A$)	Resistividad aparente	100	Fracturas, freático	Medio
Georadar	t (μs)	Reflexión ondas EM	35	Fracturas, oquedades, litologías.	Medio
Diagrafías	Depende de la herramienta			Fracturas, módulos dinámicos, litologías	Alto

Figura No. 42 Principales características de los métodos geofísicos más empleados (GALERA, J.M. 1994).⁷³

2.3.1.3 SONDEOS MECÁNICOS

Los sondeos mecánicos son el tipo de investigaciones que influyen en la economía de un estudio geológico – geotécnico, proporcionando una información fundamental, debido que son los únicos medios de prospección que permite tocar el macizo rocoso a la profundidad a la que se sitúa el sondeo o excavación.

Los sondeos deberán ser supervisados por un geólogo – geotécnico que realice las siguientes actividades:

- Testificar el buen desarrollo del sondeo

⁷³ CELADA B., GALERA J.M. “Investigación y caracterización geológico-geotécnica para el proyecto de túneles”. Revista INGEOPRES No. 23. 1994.

- Dirigir la toma de muestras
- Supervisar los ensayos in situ. Controlar los parámetros de perforación de relevancia geotécnica.
- Realizar ensayos in situ sobre los testigos o muestras (ensayos de carga puntual, penetrómetro o esclerómetro, etc.)

El número de sondeos resulta difícil establecerlos desde un principio, sin embargo es razonable realizar un sondeo al inicio de avance de la excavación (emboquillaje del túnel), es decir en la intersección del talud y del túnel al inicio de la excavación, y tener sondeos restantes en función de la dificultad de la obra, sus características propias, etc.



Figura No. 43 Emboquillaje del Túnel, lugar donde obligatoriamente se deberá realizar por lo menos un sondeo mecánico. (AIME & GEOCONSULT, 2006).⁷⁴

Para establecer el número de sondeos a perforar, el contexto geológico y sobre todo las dudas que la cartografía geológica dejó en su estudio serán imprescindibles y así llegar a tomar una buena decisión. Es conveniente situar los sondeos basándose en criterios

⁷⁴ AIME - Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, “Seminario Internacional Proyecto y Construcción de Túneles y Obras Subterráneas”, QUITO, 26-28 de Julio 2006.

geológicos tales como el reconocimiento de zonas de falla, cabalgamientos, pliegues, etc., es decir plantear un número de sondeos que se enfoque más sobre los aspectos nombrados que solamente sobre una norma que especifique el número de sondeos; a pesar de que los sondeos representen económicamente el mayor porcentaje de las investigaciones, no se debe dudar en realizar sondeos por mínimos que sean, pues son una inversión para la buena construcción y operación del túnel.

En un pequeño resumen se tiene entonces:

- **Número de sondeos:** Función de la complejidad, espesor de recubrimientos, accesos, costos, 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 portales un mínimo de 1 sondeo.

Para túneles de más de 1.000 m de longitud es recomendable realizar perforaciones de acuerdo al perfil Vertical del túnel. Como cifra orientativa solamente, mas no como una regla, para un túnel de dificultad media, como cifra orientativa puede tomarse que la longitud acumulada de sondeos deberá superar el 50% de la longitud total del túnel.

2.3.1.4 ENSAYOS IN SITU

ENSAYO	REALIZACIÓN	PARÁMETRO OBTENIDO	COSTO
Carga Puntual	Testigo	Índice de Carga Puntual	
Tilt-test	Testigo Bloque	Ángulo básico de fricción	
Vane-test	Testigo	Resistencia al corte	
Penetrómetro	Testigo	Resistencia al corte	
Esclerómetro	Testigo	IR (σ_c); JCS	
Permeabilidad	Sondeo	Permeabilidad	Bajo
Presiometría	Sondeo	Módulo de corte, G (E)	Medio
Dilatometría	Sondeo	Módulo de corte	Medio
Hidrofacturación	Sondeo	Estado tensional natural	Alto

Figura No. 44 Ensayos Geotécnicos IN SITU (GALERA, J.M., 1994).⁷⁵

En la tabla expuesta, se describe algunos de los ensayos geotécnicos que se realizan in situ, es decir en los sondeos mecánicos que se habló en el apartado anterior. Existen dos fuertes razones para la realización de estos ensayos in situ, que complementan los ensayos de laboratorio:

- Dificultad de obtención de muestras inalteradas (en especial a rocas y suelos blandos).
- Debido al efecto escala, que se evidencia claramente en macizos convencionales al obtener resultados en parámetros de resistencia, deformaciones, discontinuidades y estado tensional o de esfuerzos.

Los ensayos in situ se refieren a 2 tipos: los ensayos realizados sobre el testigo o la muestra, y los ensayos realizados en el sonde mismo, como dilatometría, permeabilidad,

⁷⁵CELADA B., GALERA J.M. **“Investigación y caracterización geológico-geotécnica para el proyecto de túneles”**. Revista INGEOPRES No. 23. 1994.

fracturación hidráulica, etc.). Debido a la escasa penetración, los ensayos de prueba de placa, penetraciones estáticas o dinámicas tienen poca influencia en las investigaciones de una obra subterránea.

2.3.1.5 ENSAYOS IN SITU

Por último se tiene los ensayos de laboratorio, los cuales se pueden dividir en ensayos de identificación, mecánicos, hidráulicos y otros ensayos. En la siguiente figura se muestran los ensayos habitualmente realizados así como otros de menor ejecución.

TIPO DE ENSAYO	HABITUALES	ESPECÍFICOS
IDENTIFICACIÓN	Petrología	Índice de Carga Puntual
	Mineralogía	Ángulo básico de fricción
	Densidad	Resistencia al corte
	Humedad	Resistencia al corte
MECÁNICOS	Compresión uniaxial	IR (σ_c); JCS
	Tracción indirecta	Permeabilidad
	Compresión triaxial	Módulo de corte, G (E)
	Corte sobre discontinuidades	Módulo de corte
HIDRÁULICOS	-	Permeabilidad
		Porosidad
OTROS ENSAYOS	Schimazeck	Slake durability
	Indice Ceerchar	

Figura No. 45 Principales ensayos de laboratorio (GALERA, J.M., 1994).⁷⁶

⁷⁶CELADA B., GALERA J.M. **“Investigación y caracterización geológico-geotécnica para el proyecto de túneles”**. Revista INGEOPRES No. 23. 1994.

2.3.2 Estrategia de Investigaciones Geológico – Geotécnicas. Beneficios de un trabajo coherente.

La estrategia de las investigaciones debe ajustarse a las necesidades de cada etapa de diseño. Las investigaciones deben ejecutarse paso tras paso, abarcando:

Estudio de arquitectura geológica del área.

- Determinación preliminar de parámetros geotécnicos relevantes.
- Determinación de factores de influencia.

Además también deberán desarrollarse modelos preliminares los cuales tienen que revisarse y actualizarse con nuevos resultados. Sobre la base de los modelos deberán desarrollarse modelos geológicos, geotécnicos e hidráulicos, mejorados con análisis estadísticos y probabilísticos. Para realizar un completo y ordenado análisis de estos estudios, se establecen las siguientes fases de investigación:

1) ETAPA 1

- *Estudio de Cartografía, Fotos Satelitales, Fotos Aéreas*

2.4 Fotos satelitales de alta resolución (satélites Ikonos, Quickbird, de alta resolución)
restitución de área de estudio esc. 1:5000 (c/apoyo terreno.)

2.5 Aerofotogrametría con fotos estereoscópicas.

2.6 Fotografías terrestres estereoscópicas (con cámaras digitales de alta resolución).

- *Interpretación de Datos Fotográficos y Numéricos*
 - o Elaboración de Modelos Geológicos sobre la base de la información existente.
 - o Interpretación de accidentes tectónicos, estratificación, fallas principales.

- *Diseño de plan de Investigación de la Superficie del Terreno*
 - o Diseño de un plan de reconocimiento (Mapeo) geológico de terreno sobre el trazado del túnel y en áreas reconocidas como relevantes; prospecciones geofísicas de superficie (geosísmica de refracción) y sondeos geoeléctricos.

2) ETAPA 2

- *Desarrollo de Mapeo Superficial de Terreno.*
 - o Mapeo de contactos y fallas, microtectónica, unidades litológicas, análisis de accidentes geológicos particulares
 - o Toma de muestras de rocas para identificación, análisis petrográfico y ensayos mecánicos preliminares.
 - o Análisis de fuentes de agua, vertientes, cursos, estimación de pérdidas de caudal, toma de muestras, etc.
- *Desarrollo de Prospecciones Geofísicas.*
 - o Ejecución de prospecciones con geosísmica de refracción (profundidad de evaluación máx. 100 m) y geoeléctrica en sitios específicos, para verificar:
 - o Existencia de fallas o discontinuidades.
 - o Existencia de contactos litológicos.
 - o Profundidad de sectores de escombros.

- o Calidad de los macizos en portales del túnel y zonas de cobertura reducida a moderada. Además de los portales, ejecución de Geofísica en sectores del trazado identificados.

3) ETAPA 3

- *Interpretación del plan de Investigación Superficial.*
 - o Actualización del modelo geológico espacial, básicamente en término de corroboración de realidad con interpretación aérea y fotográfica.
 - o Verificación de las unidades litológicas; reasignación y mayor diferenciación de éstas dentro del modelo.
 - o Análisis de muestras de rocas y de agua, junto con la ejecución de ensayos para asignar propiedades más representativas a las unidades identificadas.
- *Diseño de un plan de Prospecciones de Profundidad.*
 - o Sondeos en portales, sondeos en sitios especiales, sondeos profundos dirigidos y perfiles geosísmicos de reflexión, siempre que se considere oportuno.
 - o Análisis y definición de la oportunidad y conveniencia de ejecución de piques o galerías de exploración in-situ en sectores comprometidos.
 - o Análisis de accesos y aspectos logísticos para ejecutar prospecciones profundas.

Según costos y plazos, tendrá que buscarse una solución óptima que combine sondeos profundos dirigidos y galerías de exploración.⁷⁷

4) ETAPA 4

- *Ejecución del plan de Prospecciones de Profundidad*
 - o Ejecución de sondajes y galerías / piques de exploración con una estrategia tal que permita hacer ajustes a medida que se incorporan más datos.
 - o Con eventual eliminación o modificación del alcance sobre la marcha.
 - o En sondajes, c/extracción de testigos y ejecución de ensayos in situ (Lugeon, análisis de agua, análisis de temperatura de rocas y agua, etc.).
 - o En galerías / piques de exploración con instalación de sostenimientos y ejecución de monitoreo, para permitir retroanálisis del comportamiento
- *Ejecución de ensayos de laboratorio*
 - o De las muestras de roca obtenidas de la campaña de terreno, ejecución de ensayos de laboratorio de diversa índole (resistencia, abrasión, hinchamiento, estabilidad a la erosión o meteorización, etc.).
 - o De muestras de agua, análisis químicos.
- *Posibilidad de ajustes del Trazado, evitando zonas de potencial conflicto*
- *Reducción del Riesgo o Incertidumbre, generando:*
 - o Reducción de los costos de construcción.

⁷⁷AIME - Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, **“Seminario Internacional Proyecto y Construcción de Túneles y Obras Subterráneas”**, QUITO, 26-28 de Julio 2006.

- o Eliminación de interrupciones en la construcción por falta de diseños adecuados o falta de recursos de mitigación de problemas.
 - o Drástica reducción de los riesgos de colapsos en obra y de daños a las personas y/o equipos.
- *Mejora de la Situación Contractual del Mandante*
 - o Fortalecimiento del Mandante frente a la Empresa Contratista
 - o Reducción importante de las posibilidades de ocurrencia de reclamos financieros por parte de la Empresa Contratista.

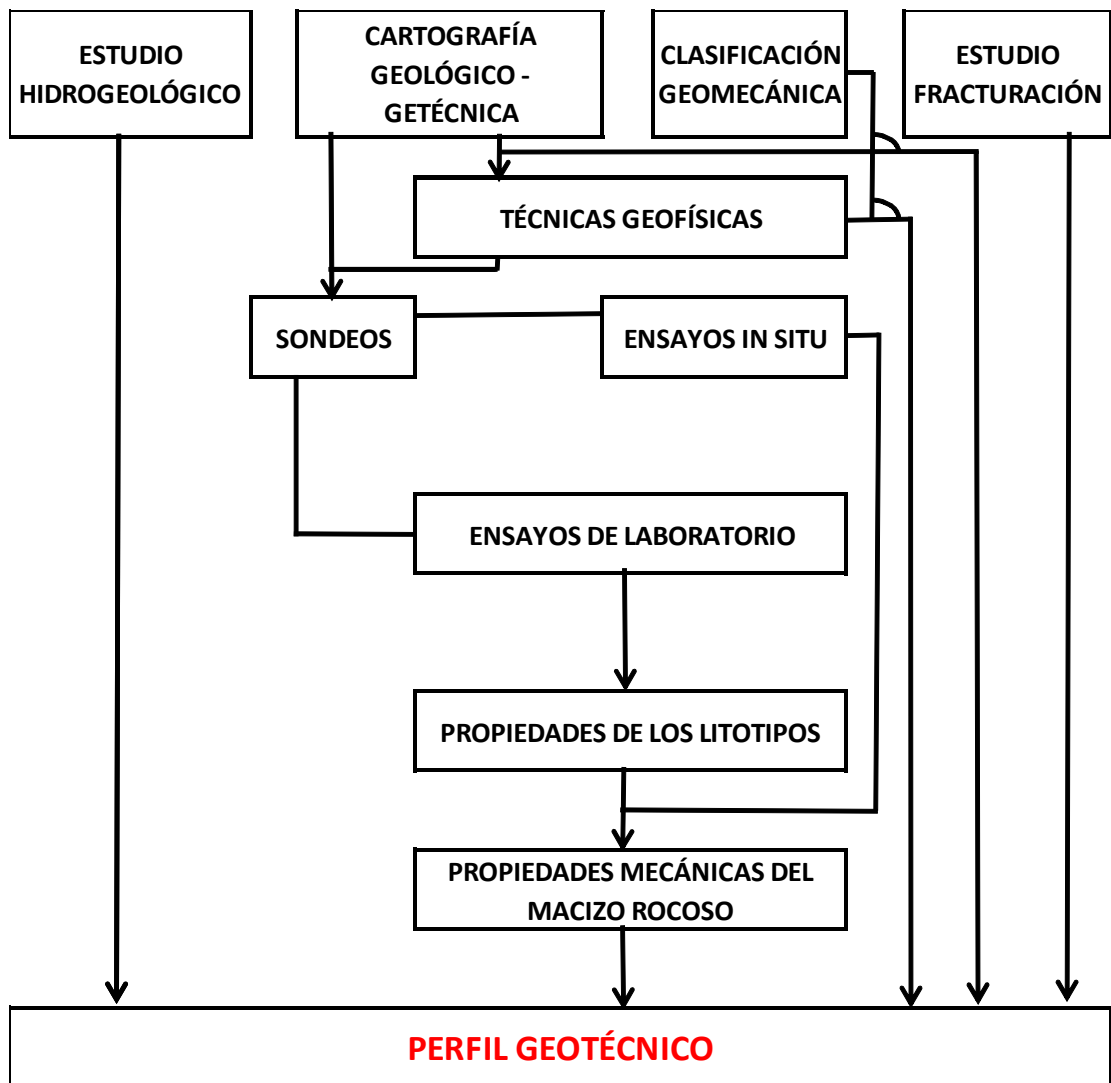


Figura No. 46 Fases de investigación geológico – geotécnica de una excavación subterránea (GALERA, J.M., 1994).⁷⁸

2.3.3 CALIDAD DE LA ROCA

La estabilidad de túneles ha sido un tema de mucha importancia en la era de los ferrocarriles, tanto en la minería como en el transporte público, recobrando su relevancia en las modernas carreteras, en zonas de cordillera, zonas inaccesibles, cruce de ríos por

⁷⁸CELADA B., GALERA J.M. “Investigación y caracterización geológico-geotécnica para el proyecto de túneles”. Revista INGEPRES No. 23. 1994.

debajo, e incluso creando túneles falsos en las ciudades para aliviar el tráfico vehicular. También podemos mencionar a Galerías y Cavernas que no es otra cosa que túneles pequeños en secciones menores a 3 m de radio en la bóveda, que son utilizados mayormente en la Hidráulica o con fines exploratorios.

Como ya se habló en los apartados anteriores para el diseño de un Túnel primero se debe realizar un estudio Geológico – Geotécnico del sector donde se lo proyecta, en esto la mecánica de rocas juega un papel fundamental en la clasificación del macizo rocoso e incluso estableciendo un prediseño con los elementos necesarios para el sostenimiento del túnel en función a la altura de carga (zona de aflojamiento) después de la excavación, con estos datos ya se podría estimar el costo de la obra lo cual resulta muy útil para poder ver su viabilidad de esta alternativa. En los Túneles y Taludes rocosos, los mecanismos de inestabilidad son controlados por el grado de alteración y por las anisotropías existentes en el macizo, tales como la estratificación, juntas, fallas, cuya relación con los mecanismos de inestabilidad es regida por los siguientes factores:

- Distribución espacial de las discontinuidades, relación entre su posición (rumbo y buzamiento) con la dirección del túnel. Siendo este el más importante a considerarse en el trazo de entrada y salida del túnel.
- Presencia y naturaleza de los materiales de relleno de las discontinuidades.
- Irregularidades en las superficies de las discontinuidades.
- Rotura y movimientos anteriores.

Existen muchos métodos útiles para poder clasificar un macizo rocoso, entre ellos se puede escoger algunos métodos elaborados por autores conocidos mundialmente en el

campo de la mecánica de rocas que realiza análisis específicos para el diseño de túneles entre estos podemos mencionar a Barton y Bieniawski. El Ing. Víctor Hugo Cáceres en su publicación⁷⁹ muestra un análisis completo con respecto a las clasificaciones de BARTON Y BIENIAWSKI. En los siguientes apartados se realiza un resumen de dicha publicación con los cuadros y procedimientos de cálculo para la clasificación de los macizos rocosos.

2.3.3.1 CLASIFICACIÓN SEGÚN BARTON, (Sistema–N.G.I.).

Basándose en una gran cantidad de casos tipo de estabilidad en excavaciones subterráneas y en general un estudio de los problemas más comunes en casos de excavaciones y construcción de túneles, el Norgerian Geotechnical Institute (N.G.I.), propuso un índice para determinar la calidad del macizo rocoso en túneles y taludes.

El valor numérico de éste índice Q se define por:

$$Q = (RQD / JN) (JR / JA) (Jw / SRF)$$

Esta clasificación utiliza seis parámetros para definir la clase de macizo:

- 1) RQD, índice de calidad de la roca.
- 2) Jn, índice del número de familias de fracturas
- 3) Jr, índice de rugosidades en las fracturas
- 4) Ja, índice de alteración de las paredes de las fracturas
- 5) Jw, índice del caudal afluyente
- 6) SRF, índice del estado de tensión del macizo

⁷⁹CÁCERES, Víctor Hugo, **“APLICACIÓN DE LA MECÁNICA DE ROCAS EN EL DISEÑO DE TÚNELES (SEGÚN BARTON Y BIENIAWSKI)”**. Universidad Técnica de Oruro. Facultad Nacional de Ingeniería. Bolivia. <http://www.arqhys.com/contenidos/mecanica-tuneles.html>. INTERNET.

Para explicar cómo llegaron a la ecuación para determinar el índice Q, los autores ofrecen los siguientes comentarios: El primer cociente (RQD/J_n), que representa la estructura del macizo es una medida rudimentaria del tamaño de los bloques o de las partículas con dos valores extremos (100/0.5 y 10/20) con un factor de diferencia de 400. Si se interpreta el cociente en unidades de centímetros, los tamaños de “partículas” de 200 a 0.5 cm. se puede apreciar como aproximaciones gruesas pero bastante realistas. Probablemente los bloques más grandes tendrían varias veces este tamaño y los fragmentos chicos menos de la mitad. El segundo cociente (J_r/J_a), representa la rugosidad y las características de la fricción de las paredes de las fisuras o de los materiales de relleno. Este cociente se inclina a favor de juntas rugosas e inalteradas que se encuentran en contacto directo se puede pensar que estas superficies están cerca de la resistencia optima, que tenderán a dilatarse fuertemente cuando estén sometidas a esfuerzos cortantes y por lo tanto serán muy favorables a la estabilidad de un túnel. Cuando las fisuras tienen recubrimientos y rellenos arcillosos delgados se reduce notablemente su resistencia, sin embargo, el contacto de las paredes después de un ligero desplazamiento por el esfuerzo cortante puede ser muy importante y salvar la excavación de un colapso. Donde no haya contacto de paredes, la situación para la estabilidad de un túnel se representa de manera muy desfavorable. El tercer cociente (J_w/SRF), consiste en dos parámetros de fuerzas, SRF es un valor de:⁸⁰

⁸⁰ CÁCERES, Víctor Hugo, **“APLICACIÓN DE LA MECÁNICA DE ROCAS EN EL DISEÑO DE TÚNELES (SEGÚN BARTON Y BIENIAWSKI)”**. Universidad Técnica de Oruro. Facultad Nacional de Ingeniería. Bolivia. <http://www.arqhys.com/contenidos/mecanica-tuneles.html>. INTERNET.

1. La carga que se disipa en el caso de una excavación dentro de una zona de fallas y de roca envuelta en arcillas;
2. Los esfuerzos en una roca competente, y
3. Las cargas compresivas en rocas plásticas incompetentes.

Se puede considerar como un parámetro total de esfuerzos. En cuanto al parámetro J_w se trata de una medición de la presión del agua que tiene un efecto negativo en la resistencia al esfuerzo cortante de las fisuras debido a la reducción en el esfuerzo efectivo normal.

PARÁMETRO	DESCRIPCIÓN	VALOR	OBSERVACIONES
RQD	A. Muy mala	0 a 25	Cuando RQD se reporta o es medido con un valor menor a 10, se lo otorga un valor nominal de 10
	B. Mala	25 a 50	
	C. Regular	50 a 75	
	D. Buena	75 a 90	
	E. Excelente	90 a 100	

Figura No. 47 Valorización de los Parámetros Q (según BARTON, LIEN Y LUNDEN).⁸¹

Sin embargo las siguientes tablas mostradas, son las que usualmente muestran los valores para cada elemento de la fórmula para el cálculo del índice Q de BARTON.

⁸¹AIME - Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, “Seminario Internacional Proyecto y Construcción de Túneles y Obras Subterráneas”, QUITO, 26-28 de Julio 2006.

CLASIFICACION DEL MACIZO ROCOSO BASADO EN EL PARAMETRO <i>RQD</i>	
RQD	CLASIFICACION DE LA CALIDAD DE LA ROCA
<25%	Muy Malo
25-50%	Malo
50-75%	Regular
75-90%	Bueno
90-100%	Excelente

Tabla No. 1 Clasificación de la Roca. (RQD).(Según BARTON, LIEN Y LUNDEN).⁸²

INDICE DE LA FAMILIA DE LAS JUNTAS (<i>Jn</i>)	
DESCRIPCION	VALOR
Roca maciva con ninguna o pocas juntas	0,5-1
Un familia de juntas	2
Una familia y algunas juntas aleatorias	3
Dos familias de juntas	4
Dos familias y algunas juntas aleatorias	6
Tres familias de juntas	9
Tres familias y algunas juntas aleatorias	12
Cuatro o mas familias de juntas	15
Roca triturada, terrosa	20

Tabla No. 2 Valor *Jn*. (Según BARTON, LIEN Y LUNDEN).⁷⁸

INDICE DE LA RUGOSIDAD DE LAS JUNTAS <i>Jr</i>	
DESCRIPCION	VALOR
Juntas discontinuas	4
Juntas onduladas rugosas e irregulares	3
Juntas onduladas lisas	2
Juntas onduladas perfectamente lisas	1,5
Juntas planas, rugosas e irregulares	1,5
Juntas planas lisas	1,0
Juntas planas perfectamente lisas	0,5
Relleno delgado, sin contacto con la roca	1,0

Tabla No. 3 Valor *Jr*.(Según BARTON, LIEN Y LUNDEN).⁷⁸

⁸²AIME - Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, “Seminario Internacional Proyecto y Construcción de Túneles y Obras Subterráneas”, QUITO, 26-28 de Julio 2006.

INDICE DE LA ALTERACION DE LAS JUNTAS		φ	Ja
a) Contacto entre los planos de discontinuidad (sin minerales de relleno inmediato)			
A	Discontinuidad cerrada, dura sin reblandecimientos, impermeable, cuarzo	-	0,75
B	Planos de discontinuidad inalterados, superficies ligeramente manchadas	25°-30°	1,00
C	Planos de discontinuidad ligeramente alterados. Presentan minerales no reblandecibles partículas arenosas, roca desintegrada libre de arcillas, etc.	25°-30°	2,00
D	Recubrimiento de arcillas limosas o arenosas. Fracción pequeña de arcilla (no blanda).	20°-25°	3,00
E	Recubrimiento 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°	4,00
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°	4,00
G	Fuertemente sobreconsolidados, con relleno de minerales arcillosos, no blandos (continuos pero con espesores inferiores a	16°-24°	6,00
H	Sobreconsolidación media a baja, con reblandecimiento, rellenos de minerales arcillosos (continuos pero de espesores inferiores a 5	12°-16°	8,00
J	Relleno de arcillas expansivas, es decir montmorillonita (continuos pero con espesores inferiores a 5 mm). El valor de Ja depende del porcentaje de partículas con tamaños similares a los de las arcillas	6°-12°	8,00-12
c) No se produce contacto entre los planos de 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, J para la descripción de las condiciones de las arcillas)	6°-24°	6, 8 o 8-12
N	Zonas o bandas de arcillas limosas o arenosas, con pequeñas fracciones de arcillas no reblandecibles.	-	5,00
O P R	Zonas o bandas continuas de arcillas, de espesor grueso (ver clases G, H, J para la descripción de las condiciones de las arcillas)	6°-24°	10, 13 o 13-20
NOTA: Los valores expresados para los parámetros Jr y Ja 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: $T \approx \sigma_n \tan^{-1} (J_r/J_a)$			

Tabla No. 4 Valor Ja. (Según BARTON, LIEN Y LUNDEN).⁸³

⁸³ AIME - Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, “Seminario Internacional Proyecto y Construcción de Túneles y Obras Subterráneas”, QUITO, 26-28 de Julio 2006.

FACTOR DE REDUCCION POR LA PRESENCIA DE AGUA		PRESION DE AGUA (kg/cm²)	Jw
A	Excavaciones secas o pequenas afluencias, inferiores a 5 l/min, de forma localizada	<1	1,0
B	Afluencia a presion media, con lavado ocasional de los rellenos de las discontinuidades.	1-2,5	0,66
C	Afluencia importante o presion alta en rocas competentes con discontinuidades sin relleno	2,5-10	0,5
D	Afluencia importante o presion alta, produciendose un lavado considerable de los rellenos de las diaclasas.	2,5-10	0,33
E	Afluencia excepcionalmente alta o presion elevada en el momento de realizar las voladuras, decreciendo con el tiempo.	>10	0,2-0,1
F	Afluencia excepcionalmente alta o presion elevada de caracter persistente, sin disminucion apreciable	>10	0,1-0,05
NOTAS: -Los valores de las clases C,D,E Y F son meramente estimativos. Si se acometen medidas de drenaje, puede incrementarse el valor de Jw. -No se han considerado los problemas especiales derivados de la formacion del hielo.			

Tabla No. 5 Valor Jw. (Según BARTON, LIEN Y LUNDEN).⁸⁴

⁸⁴AIME - Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, “Seminario Internacional Proyecto y Construcción de Túneles y Obras Subterráneas”, QUITO, 26-28 de Julio 2006.

CONDICIONES TENSIONALES DE LA ROCA (FACTOR DE REDUCCION DE		SRF		
a) Las zonas debiles intersectan a la excavacion, pudiendo producirse desprendimientos de roca a medida que la excavacion del tunel va avanzando				
A	Multiples zonas debiles, conteniendo arcilla o roca desintegrada quimicamente, roca de contorno muy suelta (a cualquier	10		
B	Zonas debiles aisladas, conteniendo arcila o roca desintegrada quimicamente (profundidad de la excavacion ≤ 50 m)	5		
C	Zonas debiles aisladas, conteniendo arcilla o roca desintegrada quimicamente (profundidad de la excavacion > 50 m)	2,5		
D	Multiples zonas de fracturas en roca competente, roca de contorno suelta (a cualquier profundidad)	7,5		
E	Zonas de fractura aisladas en roca competente (libre de arcillas) (profundidad de excavacion ≤ 50 m)	5,0		
F	Zonas de fractura aisladas en roca competente (libre de arcillas) (profundidad de excavacion > 50 m)	2,5		
G	Terreno suelto, diaclasas abiertas, fuertemente fracturado, en terrones, etc. (a cualquier profundidad)	5,0		
NOTA: i) Se reducen los valores expresados del SRF entre un 20-50 % si las zonas de fracturas solo ejercen cierta influencia pero no intersectan a la excavacion.				
b) Rocas competente, problemas tensionales en las rocas		σ _c /σ ₁	σ _o /σ _c	SRF
H	Tensiones pequenas cerca de la superficie, diaclasas	> 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 despues de 1 hora en rocas	5-3	0,5-0,65	5-50
M	Lajamiento y estallido de la roca despues de algunos minutos en rocas masivas.	3-2	0,65-1	50-200
N	Estallidos violentos de la roca (deformacion explosiva) y deformaciones dinamicas inmediatas en rocas masivas.	<2	>1	200-400
NOTAS:				
i) Si se comprueba la existencia de campos tensionales fuertemente anisotropicos; cuando $5 \leq \sigma_1/\sigma_3 \leq 10$, se disminuye el parametro σ _c hasta 0,75σ _c ; si $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, se tomara el valor 0,5σ _c . σ _c es resistencia a compresion simple. σ ₁ y σ ₃ son las tensiones principales mayor y menos y σ _o es la tension tangencial maxima, estimada a partir de la teoria de la elasticidad).				
ii) En los casos en que la profundidad de la clave del tunel es menos que la anchura de la excavacion, se sugiere aumentar el valor del factor SRF entre 2,5 y 5 unidades (vease clase H).				
c) Rocas deformables: flujo de roca incompetente sometida a altas presiones litostaticas			σ _o /σ _c	SRF
O	Presion de deformacion baja		1--5	5-10
P	Presion de deformacion alta		>5	10-20
NOTA:				
i) Los fenomenos de deformacion o fluencia de rocas suelen ocurrir a profundidades: H > 350 Q % (Singh et at., 1992). La resistencia a compresion de macizo rocoso puede estimarse mediante la expresion: q (M Pa) =7.y.Q%, donde y es la densidad de la roca en g/cm ³ (Singh. 1993)				
d) Rocas expansivas: actividad expansiva quimica dependiendo de la presencia de agua				SRF
R	Presion de expansion baja			5-10
S	Presion de expansion alta			10-15

Tabla No. 6 Valor SRF. (Según BARTON, LIEN Y LUNDEN).⁸⁵⁸⁵AIME - Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, "Seminario Internacional Proyecto y Construcción de Túneles y Obras Subterráneas", QUITO, 26-28 de Julio 2006.

2.3.3.2 CLASIFICACIÓN SEGÚN BIENIAWSKI

Es una clasificación que ha sido utilizada en África del Sur y fue desarrollada principalmente a partir de excavaciones subterráneas mineras. La evaluación de calidad de macizos rocosos **Rock Mass Rating (RMR)** es realizada mediante la atribución de valores a los 5 parámetros que intervienen:

1. Resistencia a la compresión a la roca alterada, Bieniawski emplea la clasificación de la resistencia a la compresión uniaxial de la roca que proponen, Deere y Millar, como alternativa se podrá utilizar la “Clasificación de carga de punta”, para cualquier tipo de roca, excepto la muy frágil.
2. RQD, índice de calidad de la roca según Deere y Miller.
3. Espaciamiento de las discontinuidades, es decir de las fallas, planos de estratificación y otros planos de debilidad.
4. Condiciones físicas y geométricas de las discontinuidades, este parámetro toma en cuenta la separación o abertura de las fisuras, su continuidad, la rugosidad de su superficie, el estado de las paredes (duras o blandas), y la presencia de relleno en las discontinuidades
5. Presencia de agua subterránea, se intenta medir la influencia del flujo de las aguas subterráneas sobre la estabilidad de las excavaciones en función del caudal que penetra en la excavación, y de la relación entre la presión del agua en las discontinuidades y el esfuerzo principal. Bieniawski reconoció que cada parámetro no contribuye necesariamente de igual manera al comportamiento del macizo. Por ejemplo un RQD de 90 y una resistencia a la compresión uniaxial de

2000 Kg/cm² parecerían indicar una roca de calidad excelente, pero una infiltración grande en esa misma roca puede cambiar radicalmente esta opinión.⁸⁶

VALORIZACION DE LOS PARAMETROS RMR (según Deere y Miller)								
PARAMETRO		ESCALA DE VALORES						
Resistencia de la roca inalterada	Resistencia a compresión diametral (kg/cm²)	Mayor a 80	40 a 80	20 a 40	10 a 20			
	Resistencia a compresión uniaxial (kg/cm²)	Mayor a 2000	1000 a 2000	500 a 1000	250 a 5000	100 a 250	30 a 100	10 a 30
	Valoración	15	12	7	4	2	1	0
R.Q.D	Recuperación (%)	90 a 100	75 a 90	50 a 75	25 a 50	Menor a 25		
	Valoración	20	17	13	8	3		
Espaciamiento entre las juntas	(m)	Mayor a 3	1 a 3	0,3 a 1	0,05 a 0,3	Menor a 0,05		
	Valoración	30	25	20	10	5		
Estado de las fracturas		Superficies muy rugosas sin continuidad sin separación roca adyacente sana	Superficies algo rugosas separación menor a 1 mm, roca adyacente ligeramente meteorizada	Superficies algo rugosas separación menor a 1 mm, roca muy meteorizada	Superficies pulidas, relleno menor a 5 mm, fisuras abiertas de 1 a 5 mm, fracturas continuas	Relleno blanco con espesor mayor a 5 mm, fisuras abiertas mayores a 5 mm, fisuras continuas		
	Valoración	25	20	12	6	0		
Agua subterráneas	Flujo en 10 m de túnel (lit/min)	Nada	Menor a 10	10 a 25	25 a 125	Mayor a 125		
	Relación entre la presión de agua en la fractura y la tensión principal mayor	0	0 a 0,1	0,1 a 0,2	0,2 a 0,5	Mayor a 0,5		
	Descripción	Totalmente seca	Húmeda	Mojada	Goteos	Flujo		
	Valoración	10	10	7	4	0		

⁸⁶CÁCERES, Víctor Hugo, **“APLICACIÓN DE LA MECANICA DEROCAS EN EL DISEÑO DE TUNELES (SEGÚN BARTON Y BIENIAWSKI)”**. Universidad Técnica de Oruro. Facultad Nacional de Ingeniería. Bolivia. <http://www.arqhys.com/contenidos/mecanica-tuneles.html>. INTERNET.

Valoración RMR		100 a 81	80 a 61	60 a 41	40 a 21	Menor a 20
Clasificación N°		I	II	III	IV	V
Descripción		Roca muy buena	Roca buena	Roca regular	Roca mala	Roca muy mala
Tiempo medio de sostén		10 años para claro de 5 m	6 meses para claro de 4 m	1 semana para claro de 3 m	5 horas para claro de 15 m	10 minutos para claro de 0,5m
Parámetros geomecánicos	Cohesión	30 ton/m ⁴	20 a 30 ton/m ²	15 a 20 ton/m ²	10 a 15 ton/m ²	Menor a 10 ton/m ²
Recomendados	Ang. Fricción	Mayor a 45°	40° a 45°	35° a 40°	30° a 35°	Menor a 30°

Tabla No. 7 Valor RMR. (Según DEER AND MILLER).⁸⁷

⁸⁷AIME - Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, “Seminario Internacional Proyecto y Construcción de Túneles y Obras Subterráneas”, QUITO, 26-28 de Julio 2006.

A PARAMETROS DE CLASIFICACION Y SUS RANGOS								
Parámetro		Escala de valores						
1	RESISTENCIA DE LA ROCA INALTERADA	Índice de la carga de punta	> 10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	Para esta escala tan baja se prefiere la resistencia a la compresión inconfiada	
		Resistencia a la compresión inconfiada	> 250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5-25 MPa	1 - 5 MPa < 1 MPa
	VALORACION		15	12	7	4	2	1 0
2	RQD: Calidad de testigos		90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25%	
	VALORACION		20	17	13	8	3	
3	SEPARACION DE JUNTAS		> 2 m	0.6 - 2 m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm	
	VALORACION		20	15	10	8	5	
4	ESTADO DE LAS DISCONTINUIDADES		Superficies muy rugosas, juntas sin continuidad. Paredes de roca dura inalterada	Superficies algo rugosas, separación < 1 mm. Paredes de roca inalterada	Superficies algo rugosas, separación < 1 mm. Paredes de roca alterada	Superficies pulidas o relleno < 5 mm. Espaciamiento o fisuras abiertas 1 - 5 mm, fisuras continuas	Relleno blando > 5 mm Fisuras abiertas > 5 mm Fisuras continuas	
	VALORACION		30	25	20	10	0	

5	AGUAS SUB - TERRANEAS	Cantidad de infiltración en 10 m de túnel	Ninguna	< 10 litros/min	10-25 litros/min	25 - 125 litros/min	> 125 litros/min
		Presión de agua en la discontinuidad / Esfuerzo mayor	0	< 0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	< 0.5
		Situación general	Seco	húmedo	mojado	gotando	corriente
	VALORACION		15	10	7	4	0
B	RANGOS DE AJUSTE PARA DIACLASAS POR ORIENTACION						
	Orientación de discontinuidades		Muy favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy desfavorable
	Rangos	Túneles	0	-2	-5	-10	-12
		Fundaciones	0	-2	-7	-15	-25
		Taludes	0	-5	-25	-50	-60
	VALORACION TOTAL						
C	CLASES DE MACIZO ROCOSO ASOCIADOS A LA VALORACION TOTAL						
	Rango de valoración		100-81	80-61	60-41	40-21	<20
	Descripción		Muy buena	Buena	Regular	Mala	Muy Mala
D	EFECTO DE LA ORIENTACION DE LAS DISCONTINUIDADES DURANTE LA EXCAVACION						
		Rumbo perpendicular al eje del túnel				Rumbo paralelo al eje del túnel	
		Excavación en sentido del B/to		Excavación en contra del Buzamiento		Buzamiento 0° - 20 ° indistinto al rumbo	
		B/to 45°-90°	B/to 20°-45°	B/to 45°-90°	B/to 20°-45°		
		Muy favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy desfavor.	Regular

$$\text{RMR} = \text{suma (1,2,3,4 y 5)} + \text{Valoración B en función de D}$$

Tabla No. 8 Parámetros para el cálculo de RMR. (AIME & GEOCONSULT, 2006).⁸⁸

⁸⁸AIME - Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, "Seminario Internacional Proyecto y Construcción de Túneles y Obras Subterráneas", QUITO, 26-28 de Julio 2006.

2.3.3.3 *COMPARACIÓN DE AMBOS MÉTODOS.*

La clasificación del macizo rocoso según Bieniawski y Barton, son de un interés muy especial, ya que incluyen un número suficiente de datos para poder evaluar correctamente todos los factores que tienen influencia en la estabilidad de una excavación tanto en túnel como en corte de taludes en roca. Bieniaswki da más importancia a la orientación y a la inclinación de los accidentes estructurales de la roca y no da ninguna a los esfuerzos en la roca. Barton no incluye en factor de la orientación de las fisuras pero si considera las propiedades de los sistemas de fisuras más desfavorables al evaluar la rugosidad de las fisuras y su grado de alteración, ambos representan la resistencia al esfuerzo cortante del macizo rocoso. Estos dos sistemas señalan que la orientación e inclinación de las estructuras son de menos importancia y que la diferencia, entre favorable y desfavorable, es adecuada para los casos prácticos, esto se puede aceptar para la mayoría de los casos que se encuentran en el campo. Existen algunos materiales como la pizarra que tiene características estructurales tan importantes que tienden a dominar el comportamiento de los macizos. En otros casos, grandes bloques quedan aislados por discontinuidades y causan problemas de inestabilidad durante la excavación, para estos casos los sistemas de clasificación descritos serán quizás no adecuados y se necesitaran consideraciones especiales para la relación entre la geometría del macizo y la excavación. Cuando se trata de rocas de muy mala calidad que implican rocas comprimidas, expansivas o grandes flujos de agua, se comprobó que la clasificación de Bieniaswki es poco aplicable, esto se entiende ya que se ideó

originalmente para túneles de poca profundidad y taludes en roca dura fracturada. Por tanto, en este tipo de rocas extremadamente malas se recurre al sistema de Barton.

La relación que existe entre ambos métodos, está expresado como:

$$\text{RMR} = 9 \ln Q + 44$$

2.3.3.4 *SOSTENIMIENTO DEL TUNEL SEGUN "BARTON."*

En función al tipo de roca, y la dimensión del túnel, Barton presenta un método “empírico” para estimar los soportes en un túnel, que varía desde anclajes ocasionales, hormigón proyectado con y sin malla metálica hasta hormigón moldeado con acero de refuerzo, para este fin utilizamos el siguiente ábaco:

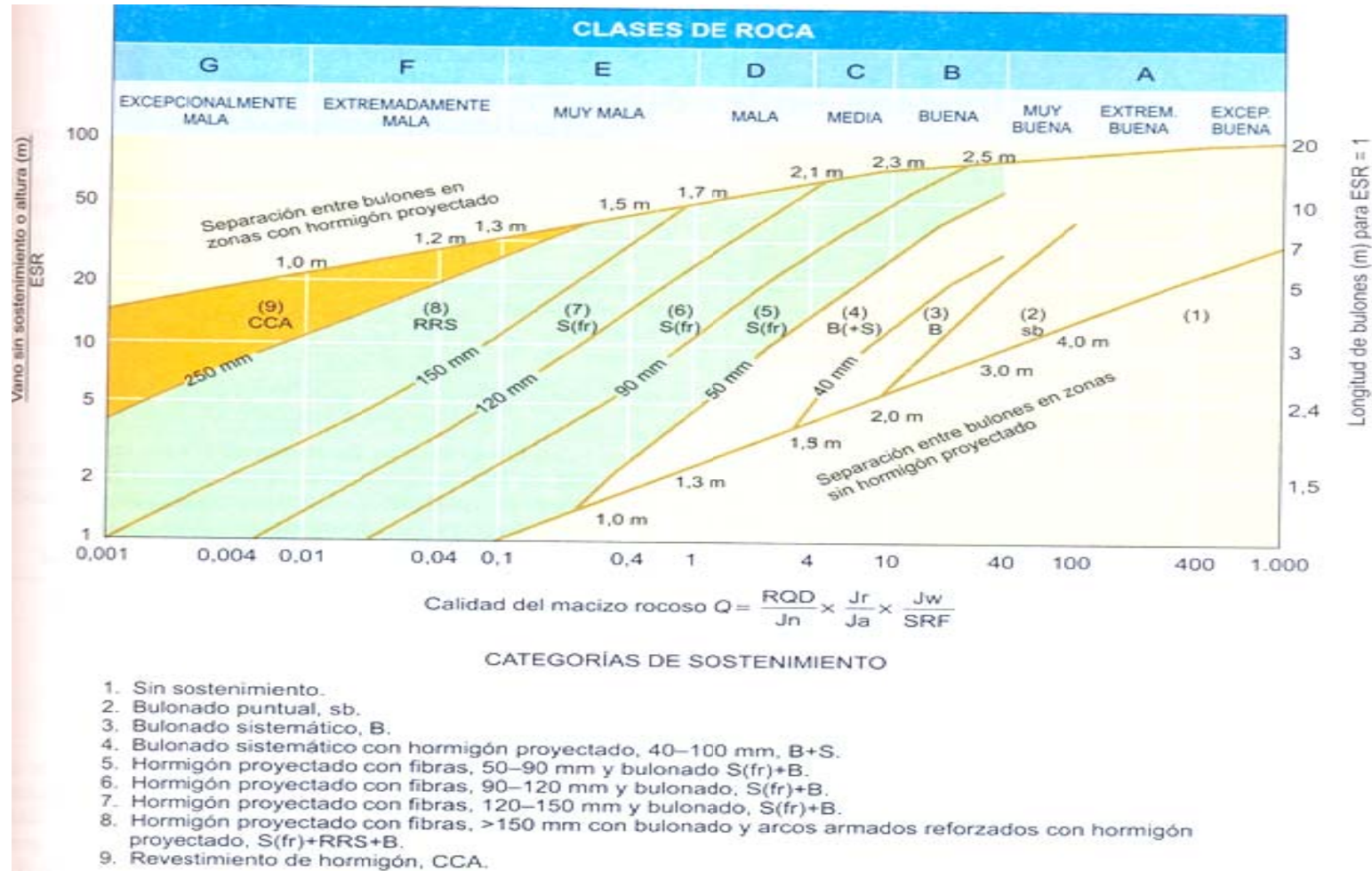


Figura No. 48 Gráfica Calidad del Macizo Rocoso. (Ing. Realpe. PUCE-2008).⁸⁹

⁸⁹REALPE Msc. “Clase No.5 de Geología”. Pontificia Universidad Católica del Ecuador”. Quito. 2008.

2.3.3.5 ALTURA DE CARGA.

a) Método de Barton. Para el cálculo de la carga actuante sobre el túnel si tiene las siguientes consideraciones:

- Valor del índice Q (varía entre 0.001 a 1000)
- Diámetro equivalente de la excavación; De igual luz libre (ancho o alto del túnel)/ESR donde: ESR está valorado para diferentes tipos de excavación:
- Excavación temporal para minería ESR = 3 a 5
- Excavación minera permanente, túneles de aducción de agua (excepto túnel a presión), túnel piloto ESR = 1.6, Túneles menores para camino o ferrocarril, túnel de acceso ESR = 1.3, Central hidroeléctrica, túneles importantes para carretera o ferrocarril ESR = 1.0, Central nuclear subterránea, estación de ferrocarril, fábricas ESR = 0.8
- Longitud de los clavos:
$$L = (2 + 0.15 b) / \text{ESR} \text{ (m)}$$

donde: b es el ancho de la excavación (m)
- Longitud máxima sin soporte
$$\text{CLARO} = 2 \text{ ESR } Q^{0.4} \text{ (m)}$$
- Carga de roca en el techo
$$PV = (2/3) JN^{1/2} Q^{-1/3} JR^{-1} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

b) Método de Bieniawski.-

Para el cálculo de la carga actuante sobre el túnel, recomienda usar la siguiente fórmula:

Altura de la carga de roca en el techo:

$$H_p = ((100 - \text{RMR}) / 100) b$$

Carga equivalente sobre el techo:

$$P_V = H_p g$$

donde: b = ancho del túnel (m)

g = peso específico de la roca (ton/m³)

$P_H = 0$ (para $\text{RMR} > 60$)

$P_H = H_p g / 2$ (para $\text{RMR} < 50$)

CAPÍTULO III

3. TÚNELES

3.1 TÚNELES DE COMUNICACIÓN VIAL

En el Ecuador la construcción de túneles de comunicación vial ha sido de poco o nada de interés para desarrollar la viabilidad y fácil transporte de los habitantes. Es así que durante la última década se han realizado pocos túneles, siendo los más importantes por ejemplo el túnel Guayasamín, que conecta la ciudad de Quito con los valles de Cumbayá y Tumbaco, además de los túneles en la provincia de Pastaza, los mismos que conecta la Sierra con la Amazonía de nuestro país, y no dejan de ser importantes, por la dificultad geológica, los túneles del cerro Santa Ana en Guayaquil, los mismos que fueron de gran concepción para nuestro país. Pero sin duda, la construcción de éstos ha tomado varios años, no solo por la complicación económica para desarrollar las ideas, sino también por la dificultad geológica en muchos de estos proyectos. Se han construido túneles en toda clase de terrenos, es así que se puede decir que los proyectos se han asentado desde terrenos blandos hasta en roca firme, como son los de la Vía Baños – Puyo. Para la proyección de túneles viales además de tomar en cuenta las consideraciones establecidas en el Capítulo II de este manual, como son aquellas que respectan a las condiciones geológicas y geotécnicas de los terrenos, es importante conocer ciertas recomendaciones para la proyección de túneles viales. LOPEZ JIMENO en su publicación (LOPEZ JIMENO, 2000), brinda unas recomendaciones generales al momento de realizar un

proyecto de túneles en carretera, los mismos que a continuación se resumen para aplicación en nuestro país.

3.1.1 Trazado transversal

En primer lugar, el trazado transversal debe ajustarse a las necesidades funcionales de servicio para el cual se destina el túnel. Por esta razón se deben determinar ciertos criterios específicos cuando se trata de túneles de carretera ya sea para uso vehicular o para ferrocarriles y trenes rápidos.

De esta manera se establecen los siguientes aspectos:

- **Carreteras Ordinarias.**-Se llaman a carreteras ordinarias, aquellos túneles con tráfico en ambos sentidos. Con rampas superiores a un 5% la ventilación se complica de tal forma que dicho valor se debe considerar como límite máximo recomendable para las pendientes, y considerar además que no puede ser superior a esta cifra debido al tráfico descendente, por razones de seguridad vial.
- **Autopistas.**- Se trata de túneles con tráfico en un solo sentido. Se recomiendan pendientes inferiores al 2% en túneles ascendentes de más de 0.5 km. de longitud. En algunos casos especiales, cuando se trate de una solución de drenaje, y en lo posible en tramos cortos, puede llegarse a un 4%. Cuando la pendiente tiene cifras mayores se complica la ventilación y por supuesto las velocidades medias de tráfico disminuyen, lo que debe evitarse en este tipo de vías, que por su concepción, son de tráfico rápido. Para túneles de tráfico descendente, tampoco se deberá sobrepasar el 2%, por razones de seguridad vial,

debido la razón expuesta anteriormente. De cualquier manera, se deberá limitar la velocidad sensiblemente por debajo de la de diseño. No existen Normas concretas al respecto, sin embargo existen algunas recomendaciones importantes a tomarse en cuenta que son las siguientes: 90 km/h (2% - 3%) y 80 km/h (3% - 5%).

- **Ferrocarriles.**- Como una cifra orientativa se puede señalar el 2.5% en tramos largos y el 5% en tramos muy cortos. Esta última cifra se suele presentar en el caso de ferrocarriles metropolitanos para rescatar servicios existentes en puntos específicos del trazado. En los proyectos de alta velocidad en ciudades o países grandes, las cifras suelen cambiar rotundamente, los radios en planta han de superar los 2000 m. y las pendientes se mantienen debajo del 1%.
- **Ferrocarriles metropolitanos subterráneos.**- Últimamente se recomienda por múltiples razones, los diseños superficiales, entendiéndose a éstos, los de estaciones que se encuentran muy próximas a la superficie (o simplemente semienterradas) y túneles poco profundos. Pese a que se puede complicar la construcción, el objetivo es mejorar la comodidad y la seguridad del usuario (se facilita de gran manera la vigilancia de las instalaciones) para hacer más competitivo este medio de transporte, pero si es importante decir que la tecnología actual permite aceptar este desafío. Además también se debe fundamentalmente a que facilita la operación del ferrocarril, es decir ayudando de tal manera tanto la aceleración de arranque del tren cuando desciende como el frenado ascendente.

- **Contrapendiente y desague.-** Un proyecto de túneles debe tener en consideración cuando las filtraciones esperadas sean importantes. Los avances entre los dos puntos de ataque de un túnel (bocas) o de un tramo de túnel (accesos intermedios por pozo o galería) deberían hacerse siempre a favor de pendiente, debido a que el evacuar el agua por bombeo complica y encarece el proceso constructivo. Cuando los sistemas de construcción sean los de avanzar a favor de pendiente, es posible en las conducciones a presión, con tal de mantener el trazado bajo la línea piezométrica mínima esperable. En el resto de casos, se tendrá que recurrir al bombeo, siendo recomendable prever una reducción de ritmos en el avance del tramo en contrapendiente, es decir estableciendo programa de trabajos óptimos según el caudal de agua que se espera bombear.
- **Ventilación.** – La ventilación en túneles es un tema muy complejo el cual requeriría un solo capítulo para abarcar por completos, sus mecanismos y procedimientos para funcionar óptimamente en un túnel, ya sea durante la construcción, como es el caso de túneles viales o de carretera.

En este mismo caso, hay que contemplar la necesidad de ventilación, sobre todo si la longitud del túnel supera cifras del orden de los 250 m., lo que es tanto como reservar espacio suficiente para los ventiladores (en el caso más simple de ventilación longitudinal) o bien para los conductos de impulsión de aire fresco y de aspiración para extracción del aire viciado, en los casos más complejos.⁹⁰

- Los espacios que se requieren para las instalaciones de servicio en túneles de ferrocarril o de carretera pueden llegar a ser de gran significado en un proyecto

⁹⁰ LOPEZ JIMENO, CARLOS. **“Manual de Túneles”**, MADRID, Editorial Entorno Gráfico, 3era. Edición. 2000. Cap. II, Pg. 78.

de túneles, como sucede si hay que alojar arterias importantes de conducción de agua o de gas. Ya en casos extremos donde no se puedan obviar estos servicios, puede ser preciso construir un túnel o galería auxiliar para alojar estos servicios.

En túneles de gran longitud para carretera o ferrocarril, siempre se justifica la construcción de un túnel auxiliar paralelo, básicamente para servir de obra piloto que permita ir conociendo realmente el terreno a atravesar por el túnel (o túneles) principal(es). Cuando se ha tomado esta decisión, el túnel auxiliar se emplea tanto para diseñar de mejor manera el sistema de ventilación, como para alojar los demás servicios.

- **Terrenos de calidad dudosa.** –Cuando la calidad geotécnica del terreno es baja en proyectos de ferrocarriles, sobre todo metropolitanos, suele surgir la pregunta de si se debe adoptar una sección para doble vía, o en el peor de los casos diseñar dos secciones cada una de simple vía (túneles gemelos) – “twintunnels”). En el caso de que exista niveles freáticos, la solución suele ser la de doble túnel;

*El gálibo mínimo ha de respetar, en todo caso, las necesidades funcionales (Plataforma, sistema de corriente, etc.).*⁹¹

Sin embargo la solución de diseñar un doble túnel en carreteras, viene recomendada también por otras razones de comodidad, como por ejemplo la conveniencia de tener el tráfico en un solo sentido en vías de cierta importancia, en donde la sección de dos carriles es la mínima a considerar para cada túnel sencillo. En autopistas de gran

⁹¹ LOPEZ JIMENO, CARLOS. “Manual de Túneles”, MADRID, Editorial Entorno Gráfico, 3era. Edición. 2000. Cap. II, Pg. 79.

volumen de tráfico, la circulación en cualquiera de los sentidos requerirá dos carriles. Cabe señalar que la luz de excavación máxima recomendable no debe pasar los 20 metros, sin importar si el macizo es de buena calidad; es mucho mejor y recomendable añadir nuevas secciones totalmente independientes antes que rebasar dicha dimensión de luz.

*Es muy importante que el macizo de roca entre cada dos secciones contiguas no sea inferior a los diámetros (o 2 veces la dimensión mínima, en el caso de carreteras, normalmente la altura de excavación), para evitar la influencia negativa de la proximidad en el comportamiento geomecánico de la roca.*⁹²

3.2 TÚNELES HIDRÁULICOS (ACUEDUCTOS SUBTERRÁNEOS)

Estos túneles son obras de conducción subterránea que se excavan siguiendo su eje. Se utilizan en los siguientes casos:

- a. Cuando es necesario pasar el agua de un valle a otro, atravesando el macizo montañoso que los separa.
- b. Cuando de este modo se evita un desarrollo muy largo de canal abierto y, con el consiguiente aumento de pendiente y reducción de la sección, se consigue una apreciable economía.
- c. Cuando la pendiente transversal demasiado elevada y el material de mala calidad no permiten asegurar la estabilidad del canal abierto. Dentro de este caso están los túneles que entran y salen de centrales de caverna.

⁹²ESTEFANIA, S. "Criterios para proyectos de túneles de carreteras". Madrid, Gobierno Vasco, 1989.

Los túneles pueden trabajar a gravedad o a presión. Los túneles a gravedad se utilizan cuando se tiene un nivel de agua casi constante a la entrada, o ya sea en las tomas por derivación directa. En este caso, generalmente, el costo del túnel a gravedad es menor que del túnel a presión pues aunque tiene una sección mayor, el revestimiento es menor.⁹³

3.3 EXCAVACIÓN EN TERRENOS BLANDOS. MÉTODOS DE EXCAVACIÓN Y CONSTRUCCIÓN.

Es importante señalar que los túneles o excavaciones subterráneas en terrenos o suelos blandos no tiene nada que ver con los túneles en roca, puesto que los problemas que pueden aparecer son muy diferentes en ambos casos, además que la tecnología para resolverlos son en algunos casos muy distintos.

De la misma manera, hablar de la construcción de túneles urbanos es muy diferente que cuando se tratan de túneles a campo abierto, alejado de la ciudad o zonas pobladas, puesto que en este caso no es tan importante la incidencia provocada por la construcción, como por ejemplo si sucede en túneles urbanos, donde pueden existir asentamientos o movimientos horizontales que provoquen problemas en edificios o instalaciones, lo que incluso podría producir el paro de la obra permanentemente.

Cuando se hablan de túneles urbanos, en la mayoría de los casos se habla de terrenos o suelos blandos que acogen a estas estructuras.

⁹³ KROCHIN, Sviatoslav. “Diseño Hidráulico”. Quito, Ed. Escuela Politécnica Nacional, ed. 2da, 1978.

*Este tipo de túneles tienen el problema de la rigidez del trazado en planta y alzado o perfil, por edificios en superficie, construcciones existentes, lechos de ríos, además de la dificultad provocada por los niveles freáticos, etc.*⁹⁴

Normalmente para la ejecución y construcción de túneles se utilizan dos sistemas constructivos, ESTEFANÍA S. en su publicación (ESTEFANIA, 1989) lo subdivide de esta manera, el primero que se ha denominado Ejecución Subterránea, sin afectar a la superficie y que a su vez es el más complicado por las condiciones existentes en la misma, y el segundo llamado Ejecución a cielo abierto, que como su nombre lo indica requiere abrir el terreno desde la superficie, para alojar en su interior lo que luego será el túnel y posteriormente devolver el terreno a su estado natural, pero así mismo los condicionantes para la ejecución de este sistema viene dado de la superficie, es decir las instalaciones viales, servicios, proximidad de edificios, etc., aunque económicamente es un sistema competitivo.

Tal como ya se ha indicado este manual se enfoca básicamente a las excavaciones subterráneas y procedimientos para la ejecución de las mismas, siendo el sistema constructivo a cielo abierto una alternativa muy común para construir túneles, pero sin embargo la conceptualización de un túnel y de una obra subterránea será el de retar a atravesar al suelo sin necesidad de excavaciones a cielo abierto.

3.3.1 Sistema de Excavación. Ejecución Subterránea

Este sistema es la esencia del concepto de un túnel. Uno de los principales y primeros problemas que hay que resolver previamente al inicio constructivo propio del túnel, es el acceso al frente, ya que el túnel se encuentra a una profundidad determinada y

⁹⁴ESTEFANIA, S. "Criterios para proyectos de túneles de carreteras". Madrid, Gobierno Vasco, 1989.

habitualmente se parte de la superficie del terreno, por lo que hay que realizar unas rampas para empezar los trabajos o acceder desde pozos verticales, en los casos más extremos, tomando en cuenta el incremento económico y tiempo que esto conlleva.

A continuación se resumen de las fuentes bibliográficas y citas descritas, los sistemas clásicos que a nivel mundial se conocen y se han utilizado para la construcción de túneles, los mismos que se han ido modificando de acuerdo a las experiencias en su ejecución, y que se centran fundamentalmente en diferentes secuencias de excavación. Antes de empezar a enumerar los métodos clásicos ya conocidos para excavación es importante conocer los términos comunes de los elementos que conforman un túnel y algunos términos técnicos de los cuales nos estaremos refiriendo más seguido en este Manual.

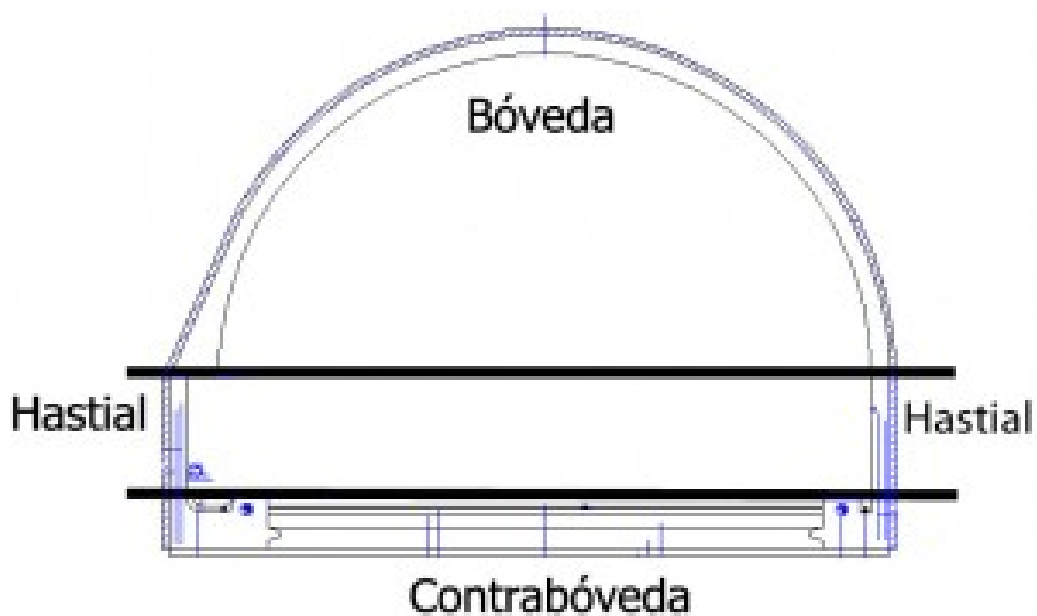


Figura No. 49 Elementos principales de un túnel. (BARQUEROS, 2009).⁹⁵

⁹⁵BARQUEROS, Isidro. **“Los túneles en Madrid: Métodos Clásicos”**.11/12/2009. INTERNET,<http://ecomovilidad.net/madrid/tuneles-madrid-metodos-clasicos>.Acceso: (2010-01-10).

Es norma general en la excavación de túneles primeramente realizar la construcción del techo (bóveda en caso de sección baúl) para luego realizar la llamada destroza y continuar con la obra. Se denomina la destroza a la excavación del túnel desde el nivel de la bóveda (techo) hasta el nivel de la contrabóveda (suelo), para poder ejecutar ésta y los hastiales. Con esta explicación se procede a la explicación de los métodos conocidos para excavación.

3.3.1.1 Método Inglés

Este método recibe su nombre por haber sido aplicado en túneles a lo largo del tipo de terreno que usualmente se localiza en Inglaterra, como son las arenas y areniscas. Su principal característica es proceder el avance de la perforación a sección completa del túnel, en una sola operación.⁹⁶

Tal como se indica en la figura se procede a atacar la bóveda para luego proceder desde arriba hacia abajo hasta llegar al suelo o contrabóveda si fuera el caso. La ventaja es que funciona de buena manera en suelos arenosos. En el Ecuador no se ha aplicado este método para la construcción de túneles, debido a la existencia de otros que debido a la situación geológica del medio se ajustan de mejor manera al momento de excavar.

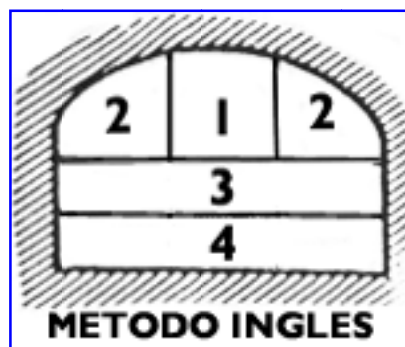


Figura No. 50 Método Inglés.(CHILE, 2007)⁶

⁹⁶GOBIERNO DE CHILE. “Métodos de Excavación de Túneles”. Ministerio de Obras Públicas. Internet.<http://www.vialidad.gov.cl/areasdevialidad/tuneles/Paginas/M%C3%A9tododeExcavaci%C3%B3n.aspx>. Acceso: (2010-04-10).

3.3.1.2 Método Belga (Método tradicional de Madrid).

*Se basa en los principios que permitieron la construcción, en 1828, del túnel del Charleroi en el canal que enlaza Bruselas y Charleroi.*⁹⁷

Este método es el usado comúnmente en nuestro país, en especial en la ciudad de Quito fue utilizado para la construcción del Túnel de conducción (Colector) debajo del Intercambiador EL TRÉBOL luego de que éste colapsara debido a su subdimensionamiento. Es considerado un método altamente comprobado y seguro gracias a las innumerables experiencias alrededor del mundo en especial en la construcción de la red de metro de Madrid. La seguridad de excavación de este método radica en que se trabaja con una sección de excavación (frente de ataque), muy pequeño, inferior a 3 metros cuadrados. Primeramente se excava manualmente (pico y pala) la galería de la clave (parte media de la bóveda), tal como se muestra en la figura, la misma que se va ensanchando y apuntalando con madera y acero hasta lograr tener la sección de la bóveda del túnel.

*La galería de la clave o parte media de la bóveda es fundamental puesto que es ésta la que aporta la seguridad al método.*⁹⁸

Este método es aplicable para terrenos blandos y en general para todo tipo de terreno. A pesar de que se encuentre bolsas de arena o agua en el terreno, gracias a la sección pequeña de excavación es complicado que se produzca un hundimiento o deslizamiento.

⁹⁷ GOBIERNO DE CHILE. “**Métodos de Excavación de Túneles**”. Ministerio de Obras Públicas. Internet. <http://www.vialidad.gov.cl/areasdevialidad/tuneles/Paginas/M%C3%A9tododeExcavaci%C3%B3n.aspx>. Acceso: (2010-04-10).

⁹⁸ BARQUEROS, Isidro. “**Los túneles en Madrid: Métodos Clásicos**”. 11/12/2009. INTERNET, <http://ecomovilidad.net/madrid/tuneles-madrid-metodos-clasicos>. Acceso: (2010-01-10).

Una vez que se llegue hasta este paso, se deberá colocar hormigón en la bóveda de manera de conseguir una estabilidad del túnel mientras se sigue avanzando nuevamente con la galería. Es importante la fundición de la bóveda al inicio de la excavación, de manera de proteger el frente de ataque. Detrás de la zona hormigonada continua la obra con métodos mecánicos, en la fase denominada destroza, excavándose las paredes del túnel (hastiales) y por último la contrabóveda.

Es importante señalar que la desventaja de este método es el bajo rendimiento general de la obra, en comparación a otros métodos mucho más efectivo en cuanto a tiempo se refiere, como aquellos que utilizan tuneladoras de frente cerrado. En nuestro país es el más común, tal como se señaló se utilizó en la construcción del túnel de encausamiento de aguas para el Río Machángara debajo del Intercambiador El Trébol. Es importante señalar que durante la excavación de este túnel existió un deslizamiento de y hundimiento, sin embargo gracias a la protección usada en el frente de ataque no tuvo contratiempos y se continuó avanzando la obra.



Figura No. 51 Método Belga. (CHILE, 2007).⁹⁹

⁹⁹GOBIERNO DE CHILE. “**Métodos de Excavación de Túneles**”. Ministerio de Obras Públicas. Internet. <http://www.vialidad.gov.cl/areasdevialidad/tuneles/Paginas/M%C3%A9tododeExcavaci%C3%B3n.aspx>. Acceso: (2010-04-10).

A pesar de los bajos rendimientos del método, se lo usa en nuestro país ya que se carece de tecnología para excavaciones en terrenos blandos, lo cual alarga los plazos de la obra pero sin embargo es el método que se adapta de acuerdo a la geología, y es muy aplicado para planes de ampliación de túneles donde el terreno se encuentra descomprimido.

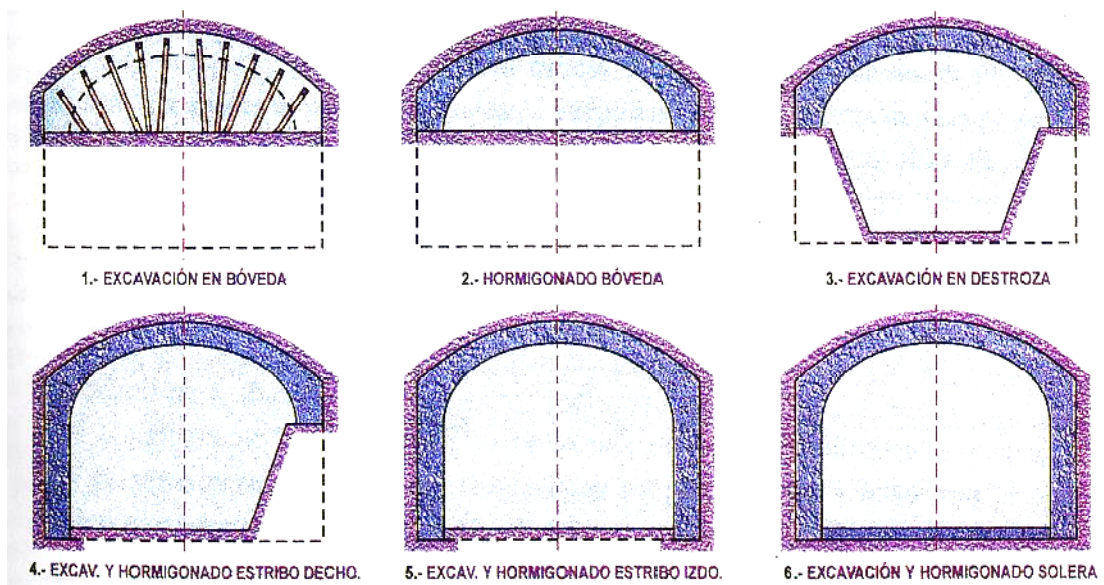


Figura No. 52 Fases constructivas del túnel.(GALERA, 2008).¹⁰⁰

¹⁰⁰ GALERA, José. “**Métodos Constructivos para la excavación de túneles en suelos**”. Internet. www.geocontrol.es/pdf/tunelesuelos.pdf. CHILE. 2008. Acceso: (2010-01-10).



Figura No. 53 Ensanche de la bóveda de un túnel excavado por el método BELGA y su apuntalamiento. (GALERA, 2008).¹⁰¹

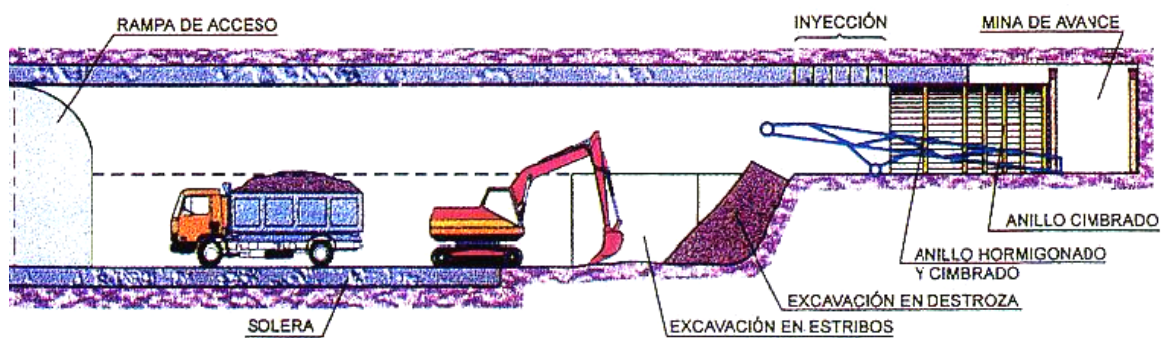


Figura No. 54 Esquema de avance método BELGA. (GALERA, 2008).¹⁰¹

¹⁰¹ GALERA, José. “Métodos Constructivos para la excavación de túneles en suelos”. Internet. www.geocontrol.es/pdf/tunelesuelos.pdf. CHILE. 2008. Acceso: (2010-01-10).

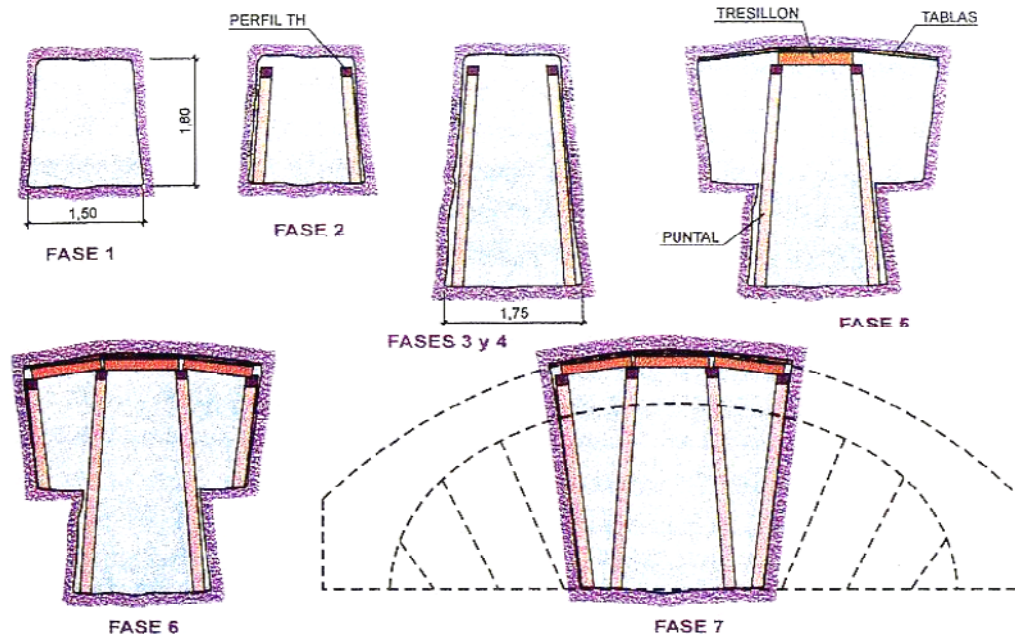


Figura No. 55 Metodología de avance para la bóveda del túnel.(GALERA, 2008).¹¹

Es importante señalar que se hace hincapié en el método Belga, debido a que en nuestro país es uno de los métodos más utilizados cuando se ejecutan túneles de conducción a gravedad, como aquellos que son destinados para alcantarillado y obras sanitarias. Por tanto se pone énfasis en esta metodología dando los siguientes comentarios:

- Se dan ciertas prioridades al momento de aplicar este método, como la máxima seguridad para los trabajadores en el interior del túnel, así como también para las edificaciones y otros elementos ubicados en la superficie.
- Se debe tener la mínima y necesaria sección de corte abierto en el frente del túnel en todo momento.
- Las consideraciones de costo no pasarían más allá de los costos que implica la seguridad y la calidad de excavación.

- El método belga es utilizable en terrenos de toda calidad, sin embargo lo que primero debemos pensar al momento de escoger este método, es la calidad del terreno y la capacidad de soportar el descalce de la bóveda que es la parte más crítica durante la excavación y donde surgen la mayoría de problemas.
- El problema de este método desde el punto de vista de programación de obra será la escasa mano de obra calificada, y lo que podría encarecer el proyecto.
- Su ritmo de avance esta desde los 30 m. hasta los 50 m. de túnel por mes, dependiendo de la calidad del terreno.

3.3.1.3 *Método Alemán (Galerías Sucesivas) y alemán Modificado*

En el método alemán procede siguiendo el sistema de núcleo central, ver Figura No.3. Es un sistema que fue utilizado por primera vez en 1803 para construir el Túnel en el Canal de San Quintín, y el mismo que fue desarrollado por Wiebeking en 1814. Es empleado en la construcción de las amplias bodegas de cerveza de Baviera. El método alemán es un método muy seguro al momento de construir estaciones o túneles de sección superior a 8 metros, además de que puede ser utilizado en terrenos donde la geología sea de baja calidad, es decir terrenos blandos. La excavación inicia con los trabajos en los hastiales, que se dividen en 2 niveles, es decir la mitad de altura del hastial, y lógicamente se realiza primero el nivel inferior, se coloca hormigón en la primera parte del hastial y se continúa la excavación del nivel superior y de la misma forma se funde y se espera su fraguado. Al mismo tiempo de ir fundiendo los hastiales, se realiza la galería de clave, es decir la parte intermedia de la bóveda lo cual será muy

importante para la ejecución de los trabajos de excavación de las partes externas de la bóveda (costillas) elemento No.4 en la Figura.

Cuando se ha terminado estos trabajos, se comienza a realizar la excavación de las partes externas (costillas) que formarán la bóveda del túnel; esto se realiza desde los alto del segundo nivel del hastial excavado primeramente. Las llamadas costillas, es decir las partes que unen los hastiales con la galería de clave, son también recubiertas con hormigón, una vez finalizada la excavación.

En lugar de hormigón se puede utilizar otro tipo de sostenimiento, el mismo que será de interés en el Capítulo IV de este Manual. Se repite este proceso las veces que sean necesarias hasta conseguir la longitud del túnel o caverna. Una vez fraguado todo ese hormigón o sostenimiento elegido, se realiza la excavación de toda la sección maquinaria y se ejecuta la contrabóveda.¹⁰²

El método alemán Modificado se aplica en el caso en que si durante la operación de perforación del túnel a través de un terreno bastante firme, surja la aparición de agua, lo que origina una alteración en el método Clásico Alemán en cuanto a las etapas sucesivas de ataque del frente. Sin embargo el método mantiene el mismo concepto que el método alemán clásico.¹⁰³

¹⁰² BARQUEROS, Isidro. **“Los túneles en Madrid: Métodos Clásicos”**. 11/12/2009. INTERNET, <http://ecomovilidad.net/madrid/tuneles-madrid-metodos-clasicos>. Acceso: (2010-01-10).

¹⁰³ GALERA, José. **“Métodos Constructivos para la excavación de túneles en suelos”**. INTERNET. www.geocontrol.es/pdf/tunelesuelos.pdf. CHILE. 2008. Acceso: (2010-01-10).



Figura No. 56 Método Alemán.(CHILE, 2007)¹⁰⁴

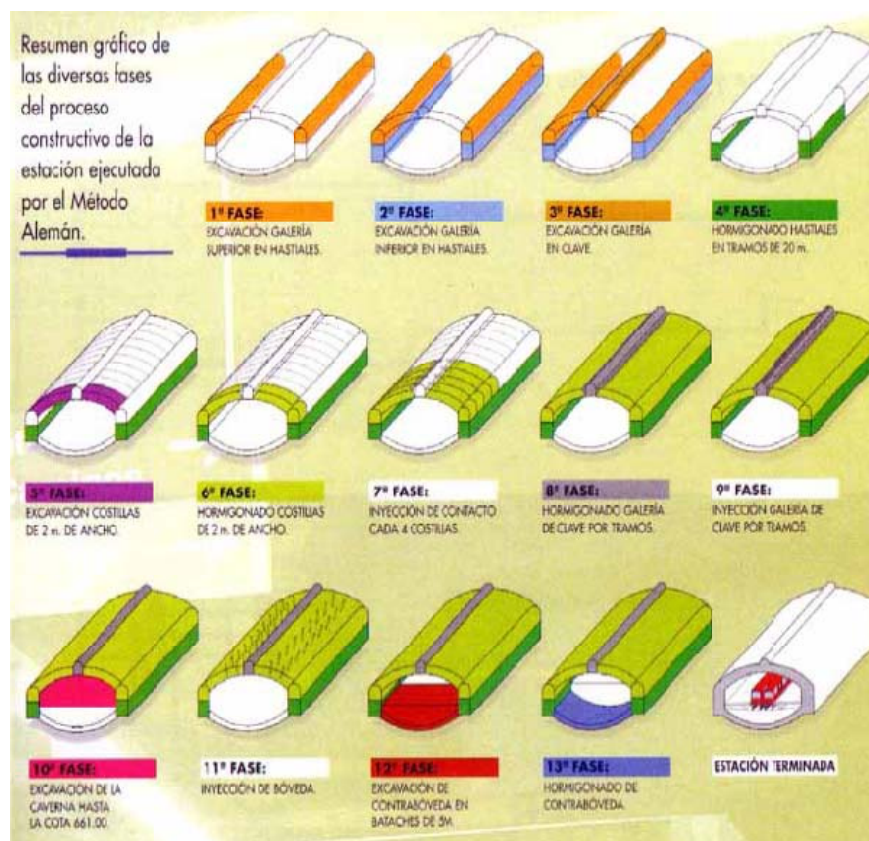


Figura No. 57 Método Alemán. Resumen de las galerías sucesivas.(GALERA, 2008)¹⁰⁵

¹⁰⁴GOBIERNO DE CHILE. “Métodos de Excavación de Túneles”. Ministerio de Obras Públicas. INTERNET.<http://www.vialidad.gov.cl/areasdevialidad/tuneles/Paginas/M%C3%A9tododeExcavaci%C3%B3n.aspx>. Acceso: (2010-04-10).



Figura No. 58 Método Alemán. Ejemplos de excavación sucesivas.(CHILE, 2007)¹⁵

3.3.1.4 *Método Austriaco*

Los austríacos desarrollaron un plan de trabajo basado en la utilización de puntales de madera formando un sistema de entibación. La excavación se realiza como indica la figura.¹⁰⁶



Figura No. 59 Método Austriaco. (CHILE, 2007)¹⁶

¹⁰⁵ GALERA, José. “Métodos Constructivos para la excavación de túneles en suelos”. INTERNET. www.geocontrol.es/pdf/tunelesuelos.pdf. CHILE. 2008. Acceso: (2010-01-10).

¹⁰⁶ GOBIERNO DE CHILE. “Métodos de Excavación de Túneles”. Internet. <http://www.vialidad.gov.cl/areasdevialidad/tuneles/Paginas/M%C3%A9tododeExcavaci%C3%B3n.aspx>. Acceso: (2010-04-10).

Es un método que tiene una alta peligrosidad en terrenos blandos como son los terrenos en la ciudad de Quito y en la mayoría de subsuelos en nuestro país. Su principal carencia es que el frente de excavación se hace con una amplia sección, lo que produce una alta probabilidad de desplome o deslizamiento de la excavación. Por tanto en nuestro país no se utiliza este método, incluso en este Manual y no se recomienda este método para la excavación de túneles en el Ecuador, por la geología y tipos de suelos por donde cruzan los proyectos de túneles.

El frente de excavación puede ser excavado a sección completa, es decir todos los elementos del túnel al mismo tiempo, siguiendo el esquema mostrado en la Figura No.11. Algunas ocasiones se dan secciones cercanas a los 70 u 80 metros cuadrados. Sin embargo para producir menos probabilidad de desplome del frente se lo realiza a semisección, avanzando solamente con el frente de la sección de la bóveda, de unos 30 metros cuadrados, pero sin duda el procedimiento esquematizado cambia, y las etapas de excavación son modificadas por lo que nace el Nuevo Método Austriaco que ha mostrado mejores resultados que el clásico, del cual se hablará más adelante minuciosamente.¹⁰⁷

En cualquiera de los casos, el frente sigue siendo amplio y esto conlleva a grandes riesgos y alta probabilidad de desplome del frente. Es importante señalar que según la excavación va progresando se proyecta hormigón en las paredes del túnel y enseguida de eso realizar el revestimiento definitivo seleccionado de acuerdo al diseño. Este método

¹⁰⁷BARQUEROS, Isidro. “**Los túneles en Madrid: Métodos Clásicos**”. 11/12/2009. INTERNET, <http://ecomovilidad.net/madrid/tuneles-madrid-metodos-clasicos>. Acceso: (2010-01-10).

se los realiza con medios mecánicos, excavadoras a sección completa o rozadoras tal como se muestra en la Figura No.56.



Figura No. 60 Método Austriaco.(CHILE, 2007)¹⁷

3.2.1.5 *Nuevo Método Austriaco N.A.T.M.*

Con este sistema de excavación se han obtenido los peores resultados, tales como los accidentes de Madrid, Londres y Múnich. A pesar de esto este método de excavación es el más usado y que ha sido desarrollado más minuciosamente para que funcione de mejor manera.¹⁰⁸

Para entender de mejor manera al método es necesario plantear su origen y las características de Austria, lugar donde se inició, las mismas que dieron lugar al tan nombrado NATM.

¹⁰⁸ AIME - Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, **“Seminario Internacional Proyecto y Construcción de Túneles y Obras Subterráneas”**, QUITO, 26-28 de Julio 2006.

- Morfología y Geología:

En primer lugar, la existencia de los Alpes y su geología variable, con altas tapadas y macizos rocosos de baja calidad.

- Necesidad de Infraestructura:

Primero centrales hidroeléctricas y vías férreas; luego caminos y autopistas; más tarde, Metro de Viena; adicionalmente, cavernas estratégicas.

- Materiales novedosos, para la época:

En la práctica, el Nuevo Método Austríaco de Construcción de túneles fue caracterizado básicamente por el empleo del hormigón proyectado como soporte primario. Éste junto con el empleo de “pernos de roca” como medidas de fortificación novedosas dieron lugar al desarrollo de nuevas explicaciones teóricas y a un diseño más económico.

- “Partnering” – (Profesionales con alta experiencia):

Existencia de un gran número de profesionales con experiencia “empírica” y luego más teórica en túneles permitió una estrecha participación de Mandantes en la toma de decisiones – buena cooperación entre las partes “Partnering” búsqueda de soluciones técnicas óptimas con la mejor economía.

- Profesionales destacados:

Después de la 2ª guerra mundial, hubo un número importante de personalidades que desarrollaron la tecnología en túneles, como Rabcewicz, Müller, Lauffer, Pacher, Seeber. De éstos, en 1964 **Rabcewicz** por primera vez empleó el término NATM, refiriéndose a conceptos básicos de la práctica de construcción de túneles.

- *Aptitud del Método en las condiciones:*

En las condiciones geológicas alpinas, muy variables, rápidamente cambiantes y complejas, el método NATM mostró su gran aptitud, tanto técnica como económica, en particular debido a sus características básicas:

- Selección de la sección transversal óptima
- Secuencia de excavación fácilmente ajustable
- Flexibilidad en la colocación del soporte
- Facilidad en la subdivisión de la sección transversal
- Fácil cambio de forma de sección transversal

3.3.1.5.1 Primeros Pasos para la Evolución del NATM

- *NATM según RABCEVICZ:*

- Aplicación inmediata de un “sostenimiento primario” (revestimiento delgado – semirrígido de Hormigón Proyectado y pernos) después de la excavación, para que el macizo sufra poca descompresión.
- El “sostenimiento primario o inmediato” se diseña para alcanzar el equilibrio permanente, alcanzándose un estado secundario de tensiones en el macizo que es “estable”.
- El “sostenimiento primario” se compone básicamente de una combinación óptima y ajustada a las condiciones imperantes de los siguientes elementos de fortificación: “pernos”, “hormigón proyectado”, “malla metálica”, “marcos metálicos”, “elementos de fortificación anticipados en el frente”, etc.

- Para garantizar la seguridad de la cavidad y el buen funcionamiento de los elementos de fortificación se requiere de un monitoreo sistemático. Se impone, como primer paso en este sentido, el monitoreo de deformaciones o convergencias de la cavidad.
- Consolidación de las ideas y conceptos iniciales (Müller y otros):
 - Utilización de la propia roca como elemento resistente.
 - Reducción de los daños en el macizo a través del empleo de un sistema de voladura controlado.
 - Instalación de un sostenimiento primario flexible, que sea capaz de otorgar el confinamiento necesario y proteger a la roca de la meteorización, descomposición y descohesión.
 - Instalación del sostenimiento en cantidad y oportunidad adecuadas para cada tipo de macizo – surge el concepto de “clasificación geotécnica del macizo”.
 - Necesidad de control sistemático del comportamiento del macizo y del sostenimiento para comprobar su eficacia y la necesidad de refuerzo (ajuste) – monitoreo de convergencias.
 - Instalación de un revestimiento secundario o definitivo para lograr estabilidad y durabilidad a largo plazo; instalación diferida, cuando las deformaciones están estabilizadas.

3.3.1.5.2 RESUMEN DE LOS PRINCIPIOS REONOCIDOS HASTA LA ACTUALIDAD DEL NATM

- ***La resistencia mecánica del subsuelo alrededor de la cavidad debe ser movilizada deliberadamente hasta el máximo grado posible o admisible:*** El subsuelo puede/debe ser partícipe en la función portante de la cavidad. La participación se logra permitiendo que el subsuelo se deforme se activa la resistencia al corte. Para aumentar la función portante del suelo, debe proveerse a éste un confinamiento radial (Surge la necesidad de instalación del sostenimiento primario, básicamente Hormigón Proyectado y pernos).
- ***La movilización de la resistencia mecánica del subsuelo se logra permitiendo que el subsuelo se deforme.*** Junto con la excavación se instala el soporte primario – shotcrete + marcos + pernos - que es flexible para permitir la deformación del macizo y que, a medida que se deforma, confiere confinamiento a éste, logrando la estabilización con participación prioritaria en la acción portante por parte del macizo.
- ***El sostenimiento primario o inicial instalado tendrá características de rigidez – deformación, compatibles y apropiadas para el subsuelo respectivo. Elementos de sostenimiento permanentes se instalan en forma diferida.***¹⁰⁹

¹⁰⁹ AIME - Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, “Seminario Internacional Proyecto y Construcción de Túneles y Obras Subterráneas”, QUITO, 26-28 de Julio 2006.

▶ Con soporte muy rígido ➡ grandes presiones ➡ rotura soporte

▶ Con soporte flexible ➡ siempre que seguro
➡ más económico ➡ roca colabora

▶ Soporte permanente de menor envergadura

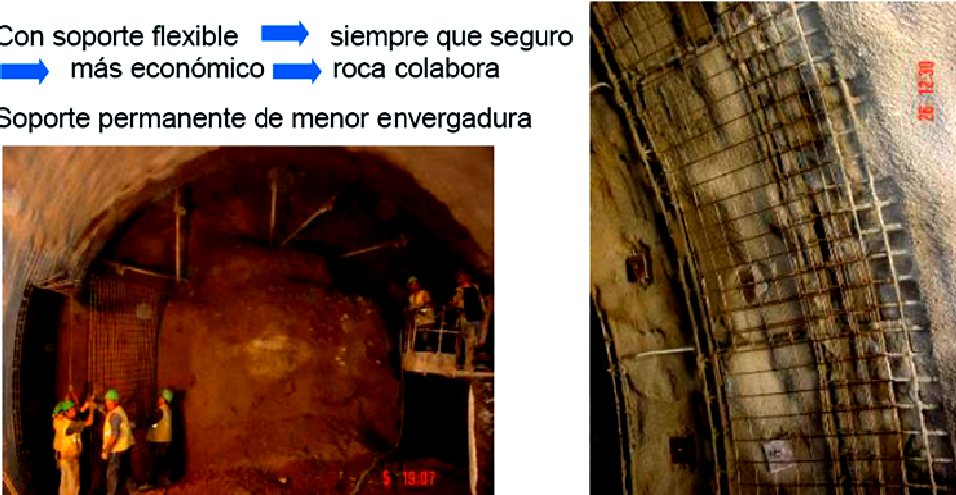


Figura No. 61 Sostenimiento primario o inicial. (AIME & GEOCONSULT, 2006).¹⁹

- Se instalan instrumentos para monitorear las deformaciones del sistema de sostenimiento primario y su acción resistente. Dónde necesario o apropiado, los resultados de éste permiten el ajuste del soporte y la secuencia de excavación.
- Túneles son excavados y fortificados alternada y sucesivamente, en forma cíclica; las etapas y áreas de excavación pueden ser variadas en función de las condiciones de borde y necesidades de proyecto.
- **VENTAJAS - POSIBILIDADES**
 - o Control de los esfuerzos en el subsuelo.
 - o Control de las tensiones y esfuerzos en los elementos de sostenimiento.
 - o Limitación/control de las deformaciones y asentamientos del terreno.
 - o Mejora de las condiciones de trabajo. La forma de la sección transversal puede ser aleatoria y variarse con gran facilidad.

- o Pueden generarse fácilmente geometrías compuestas de 2 ó 3 celdas. Con métodos de excavación mecanizados existen mucho más restricciones en este sentido.
- ***El “sostenimiento primario” consiste de un revestimiento delgado de hormigón proyectado, combinado con alguno o todos los siguientes elementos de soporte:***
 - o Pernos
 - o Malla de acero soldada
 - o Fibras de acero o sintéticas
 - o Marcos de alma llena o reticulados
- ***El “sostenimiento definitivo o permanente usualmente se compone de una cáscara de hormigón moldeado simple o armado- el que normalmente se diseña en función de los requerimientos específicos del proyecto, a saber:***
 - o Resistencia estructural
 - o Durabilidad, ante incendio, si necesario
 - o Estabilidad ante acciones diferidas
 - o Impermeabilidad o estanqueidad
 - o Aptitud para la ventilación
 - o Aspectos constructivos - Equipamiento
 - o Protección ante acciones externas agresivas.
 - o Resistencia a la abrasión, (túneles hidráulicos, por ejemplo).

Diferencias básicas entre NATM en Roca y Suelos Blandos

EN ROCA

- ▶ En general, túneles con alta tapada y mayores tensiones en el macizo.
- ▶ En general, tendencia a falla de elementos o sistemas de soporte demasiado rígidos.
- ▶ En general poca relevancia de las deformaciones del subsuelo en la superficie.
- ▶ En general, menos relevancia en la "oportunidad" de instalación del soporte definitivo.
- ▶ Los pernos de roca adquieren una relevancia especial; rev. HP importante.
- ▶ La forma de la sección en grl. puede diverger de la forma teórica.

EN SUELOS BLANDOS

- ▶ En general, casos de túneles con baja tapada, áreas urbanas y cargas limitadas.
- ▶ Conocimiento detallado de las máximas cargas y garantía de diseño apropiado de los elementos de soporte.
- ▶ En general, necesidad imperiosa de control/limitación de las deformaciones.
- ▶ Muy poca flexibilidad en término de posibilidad de instalación de soporte en forma diferida; necesidad de reacción inmediata.
- ▶ Los pernos en general no aportan una resistencia significativa; se hace más relevante el revestimiento de HP.
- ▶ Garantía de forma teórica indispensable.

Figura No. 62 Diferencias del método empleado en Roca y Suelos Blandos. (AIME & GEOCONSULT, 2006).¹¹⁰

3.3.1.5.3 MEDIDAS QUE SURGEN COMO COMPLEMENTOS A LOS PRINCIPIOS.

Con la buena experiencia adquirida en suelos competentes y secos se inició la aplicación del método en condiciones geotécnicas poco favorables (suelos muy blandos, presencia de agua subterránea, materiales sin cohesión, etc.)

- o Elementos de sostenimiento anticipados en el frente: paraguas de tubos de acero de gran diámetro; micro-pilotes.

¹¹⁰AIME - Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, "Seminario Internacional Proyecto y Construcción de Túneles y Obras Subterráneas", QUITO, 26-28 de Julio 2006.

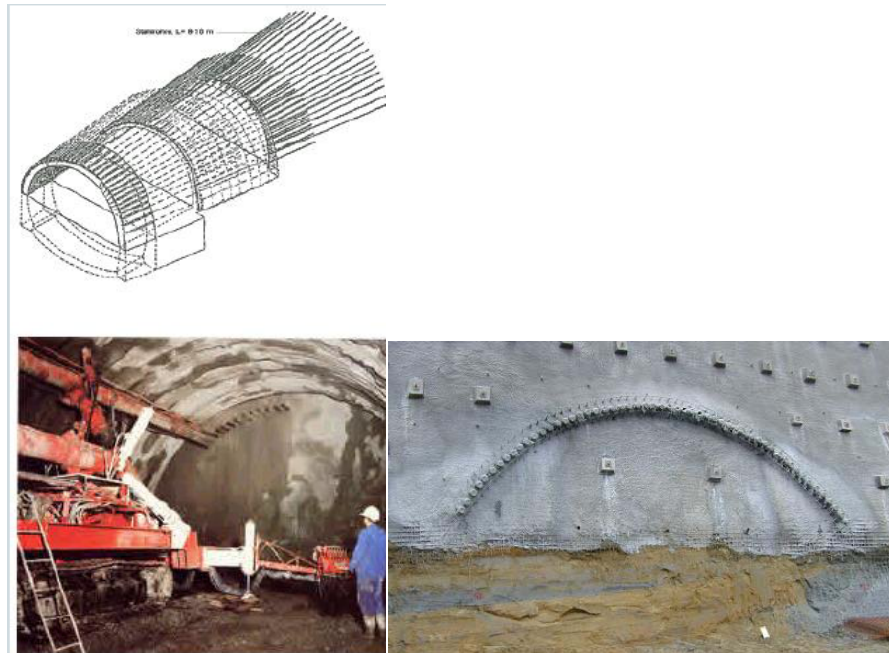


Figura No. 63 Sostenimiento anticipado. (AIME & GEOCONSULT, 2006).¹¹¹

o Paraguas de Pilotes de Jet Grouting.

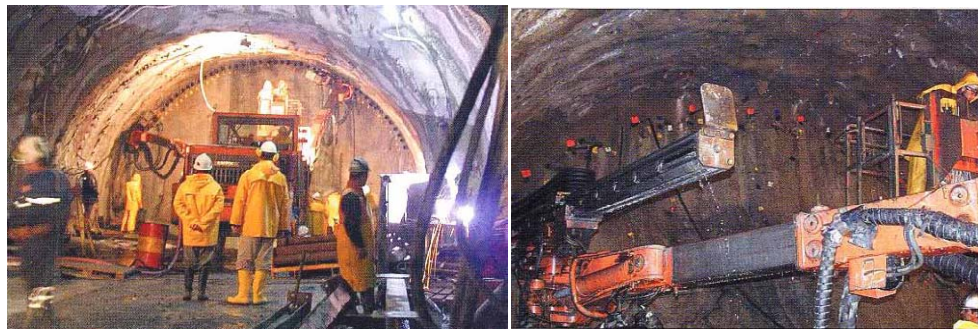


Figura No. 64 Ejecución de paraguas mediante equipos de perforación. (GALERA, 2008)¹¹²

¹¹¹AIME - Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, **“Seminario Internacional Proyecto y Construcción de Túneles y Obras Subterráneas”**, QUITO, 26-28 de Julio 2006.

¹¹²GALERA, José. **“Métodos Constructivos para la excavación de túneles en suelos”**. Internet. www.geocontrol.es/pdf/tunelesuelos.pdf. CHILE. 2008. Acceso: (2010-01-10).



Figura No. 65 Paraguas de Pilotes Túnel de Guayasamín. (PROAÑO, 2009)¹¹³

o Inyecciones de Consolidación, de Compensación de Deformaciones o de Impermeabilización.



Figura No. 66 Inyecciones de Consolidación. (AIME & GEOCONSULT, 2006)¹¹⁴

¹¹³PROAÑO, Gastón. **“Tomas de la construcción del túnel en la ciudad de Quito”**. ESPOL. Internet. <http://www.dspace.espol.edu.ec/handle/123456789/5989>. QUITO. Julio 2009.

¹¹⁴ AIME - Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, **“Seminario Internacional Proyecto y Construcción de Túneles y Obras Subterráneas”**, QUITO, 26-28 de Julio 2006.

o Congelamiento del Subsuelo.



Figura No. 67 Congelamiento del subsuelo.(AIME & GEOCONSULT, 2006)¹¹⁵

3.3.1.5.4 CONCLUSIONES GENERALES DEL NATM.

- A pesar del paso de los años, actualmente los principios del NATM siguen siendo determinantes para la construcción de túneles.
- Existe controversia sobre la aplicación del término NATM, prefiriéndose en varios países el uso del término “Revestimientos de Hormigón Proyectado” (SCL – Sprayed Concrete Linings) o “Método de Hormigón Proyectado” (Spritzbetonbauweise).
- A pesar de existir métodos de excavación mecanizada de túneles (TBM, escudos, pipe jacking, etc.), el método NATM o la construcción convencional de túneles

¹¹⁵AIME - Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, **“Seminario Internacional Proyecto y Construcción de Túneles y Obras Subterráneas”**, QUITO, 26-28 de Julio 2006.

no dejará de existir, por su mayor flexibilidad y menor costo, cuando no es posible amortizar equipos de gran costo.

- Han existido colapsos de túneles construidos bajo las premisas del Método NATM. Las razones de los colapsos no ponen en duda el método, pero sí la oportunidad de su aplicación o la comprensión de los criterios.

3.3.1.6 CRITERIOS PARA LA SELECCIÓN DEL MÉTODO DE EXCAVACIÓN.

Es importante para este Manual establecer los parámetros principales y los que influyen al momento de escoger el sistema óptimo de excavación para túneles.

Son varios criterios que se unen para tomar el método indicado, sin embargo los que se establecen a continuación son los más sobresalientes e influyentes al momentos de realizar los trabajos de excavación.

3.3.1.6.1 Geometría del Proyecto. - Tal como se señaló las dimensiones y la forma del proyecto son fundamentales al momento de escoger el método de excavación, puesto que para cada metodología existen límites y recomendaciones.

3.3.1.6.2 Longitud. –La longitud del túnel es un factor al momento de escoger el túnel puesto que para el avance de excavación de cada método es necesario la utilización de diferentes materiales de construcción para el sostenimiento, por tanto hay que saber cuál método no implica gastos en los materiales de acuerdo a la longitud del túnel. Ahora es importante mantener la seguridad ante todo.

3.3.1.6.3 Ubicación del proyecto. –Es importante que la metodología dependerá de la ubicación de implantación del túnel, debido a que puede encontrarse bajo una zona urbana y las edificaciones y las excavaciones a realizar en ciertos casos no se podrá realizar como comúnmente se las ejecuta para evitar el deslizamiento de la tierra y producir daños en las estructuras superficiales. Será importante realizar un levantamiento de todas las edificaciones y estructuras superficiales de manera de no afectarlas durante las excavaciones. En esta instancia se establecerá la modificación de ciertos pasos comunes de la metodología escogida incluso el aumento de material de sostenimiento de manera de prevalecer la estabilidad de estructuras ya construidas.

3.3.1.6.4 *Rendimiento en la construcción.* –Es muy importante considerar el plazo para la ejecución de las excavaciones y de la construcción en general cuando de proyectos se trata. Este factor llega a ser influyente cuando existieron problemas inesperados tal como sucedió en el sector del Intercambiador del Trébol, lugar importante para la movilidad de la ciudad de Quito, por tanto el plazo y rendimiento para la reparación de los daños son importantes.

3.3.1.6.5 *Geología del terreno.* –Es aquí donde el perfil geológico y geotécnico tan nombrado en el Capítulo II juega un papel muy importante. En todo proyecto se debe tomar en cuenta la posible respuesta del terreno luego de introducir esfuerzos, es decir movimientos de excavación. El perfil

geológico y geotécnico marcará de alguna manera diferentes factores como la deformación del terreno o el agua acumulada en el terreno que crea planos de falla en el sector de flujo de la misma. Sin duda alguna este factor es el más importante para lo cual se deberá desarrollar el perfil con las recomendaciones establecidas en el Capítulo II.

3.3.1.6.6 Flexibilidad ante cambios del terreno. - Hay que tomar en cuenta los posibles cambios del terreno durante el avance de la excavación. Cuando se esperan cambios durante la excavación, será necesario tomar un método que pueda adaptarse rápidamente a dichos cambios del terreno, tal como es el caso del método Belga o método clásico de Madrid.

Luego de todas estas recomendaciones en nuestro país la metodología comúnmente usada es el método Belga o método clásico de Madrid, el mismo que se adapta a los cambios que nuestra geología nos expone durante las excavaciones e incluso abarca de mejor manera los criterios especificados, incluso proporcionando un porcentaje menor de deslizamiento de tierra durante la excavación, tal como se muestra en la siguiente Figura (GALERA, 2008).

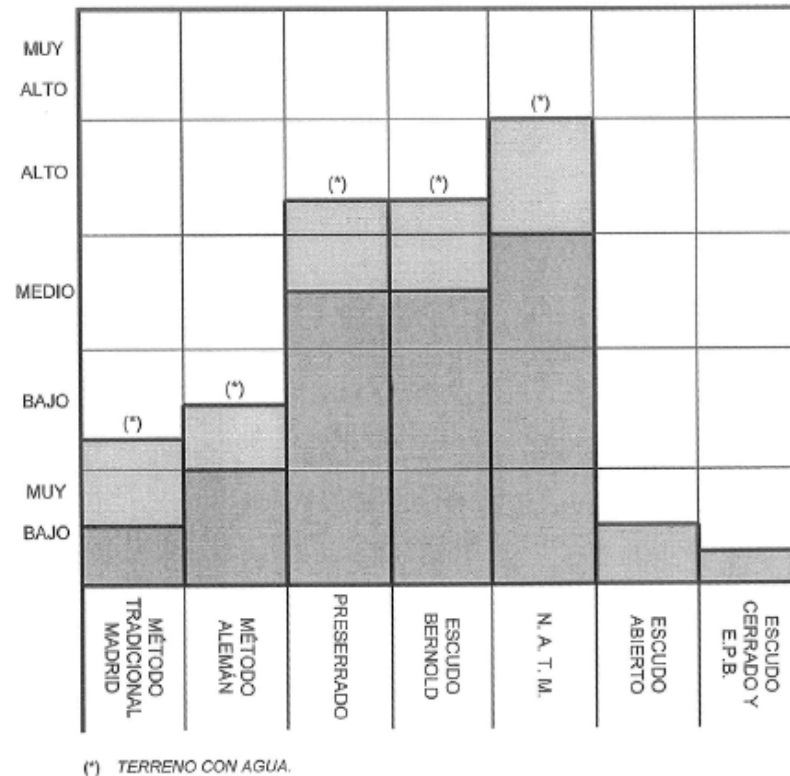


Figura No. 68 Riesgo de Inestabilidades. (GALERA, 2008)¹¹⁶

3.3.2 Métodos de Construcción de Túneles.

De acuerdo a la recopilación de varias fuentes bibliográficas, se podrá decir que los métodos constructivos se clasifican en cuatro grupos, que se describen a continuación:

3.3.2.1 Excavación con explosivos:

Durante muchos años ha sido el método más empleado para excavar túneles en roca de dureza media o alta, hasta el punto de que se conoció también como Método Convencional de Excavación de Avance de Túneles. La excavación se hace en base a

¹¹⁶ GALERA, José. “Métodos Constructivos para la excavación de túneles en suelos”. Internet. www.geocontrol.es/pdf/tunelesuelos.pdf. CHILE. 2008. Acceso: (2010-01-10).

explosivos, su uso adecuado, en cuanto a calidad, cantidad y manejo es muy importante para el éxito de la explosión y seguridad del personal, generalmente se usa dinamita. La excavación mediante explosivo se compone de las siguientes operaciones:

- Replanteo del esquema de perforación y Perforación con jumbos o carros con taladros.
- Carga de explosivo
- Disparo de la carga
- Evacuación de humos y ventilación
- Saneamiento de los hastiales y bóveda
- Carga y transporte de escombros
- Replanteo para la nueva explosión.

3.3.2.1.1 *Diagrama de perforación.*

El método de perforación y voladura es el más utilizado para túneles en roca. Es aplicado cuando la roca es muy abrasiva y muy resistente, o se encuentra en estado masivo, es decir si se trata de una roca densa.

Las zonas de un diagrama de perforación o de tiro tienen densidades de perforación y carga explosiva diferentes. En la siguiente figura se muestran estas zonas desde la ZONA A, la más importante debido a que contiene la mayor densidad de perforación y de carga explosiva, hasta la ZONA D, la misma que necesita menor densidad.

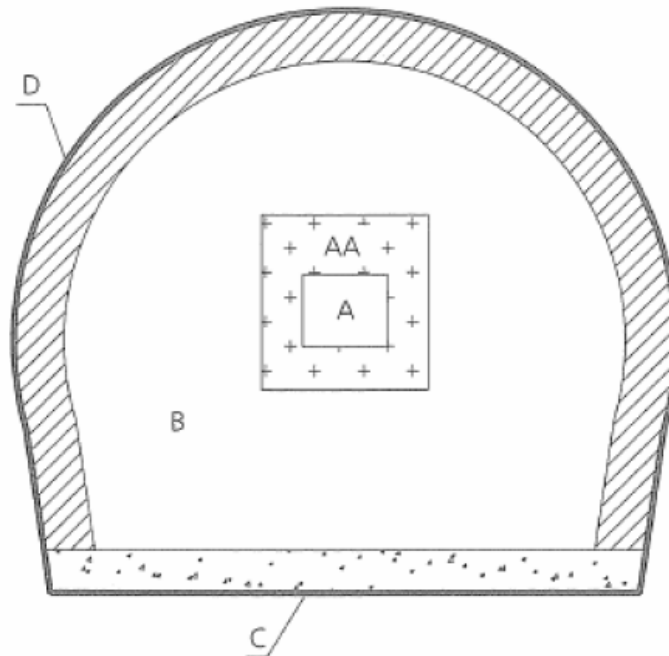


Figura No. 69 Zonas de un Diagrama de perforación o tiro.(PROF. ROJAS, 2009)¹¹⁷

3.3.2.1.2 ZONAS DEL DIAGRAMA DE PERFORACIÓN O TIRO.

- a) Cuele (Zona A) y Contracuele (Zona AA).** – Es el área del frente que se dispara primero creando una abertura que brinda superficies libres, facilitando el arranque de la roca al volar los siguientes sectores del frente. El contracuele son las caras libres que deja el cuele. Es la parte más importante de todas las etapas de voladura.
- b) Destroza (Zona b).** –Tal como ya se ha señalado en la descripción del Método Belga, la destroza viene a ser la mayor parte de la sección del túnel a ser excavada, es decir la parte central más amplia de la voladura, cuya eficacia dependerá del éxito de voladura de la zona del cuele y contracuele.

¹¹⁷PROF. ROJAS, S. **“CLASE NO.2 DE TÚNELES”**. (U. D. ANDES, Ed.) MÉRIDA, VENEZUELA. MAYO 2009.

- c) Zapateras (Zona C).** – Es la zona de la voladura situada en la base del frente, a ras del suelo. Se perforan un poco abiertos hacia afuera con el objeto de dejar espacio suficiente para la perforación del siguiente avance.
- d) Contorno (Zona D).** –Esta zona define la forma perimetral de la excavación. Las irregularidades y discontinuidades de las rocas dificulta lograr la forma de la sección del proyecto. Las perforaciones, así como los explosivos van ligeramente inclinados hacia abajo, para evitar sobre bordes. Es importante señalar que son disparados en último lugar dependiendo del estudio del diagrama de perforación o tiro.

Las gráficas siguientes son las obtenidas en base a experiencias en voladura de túneles.

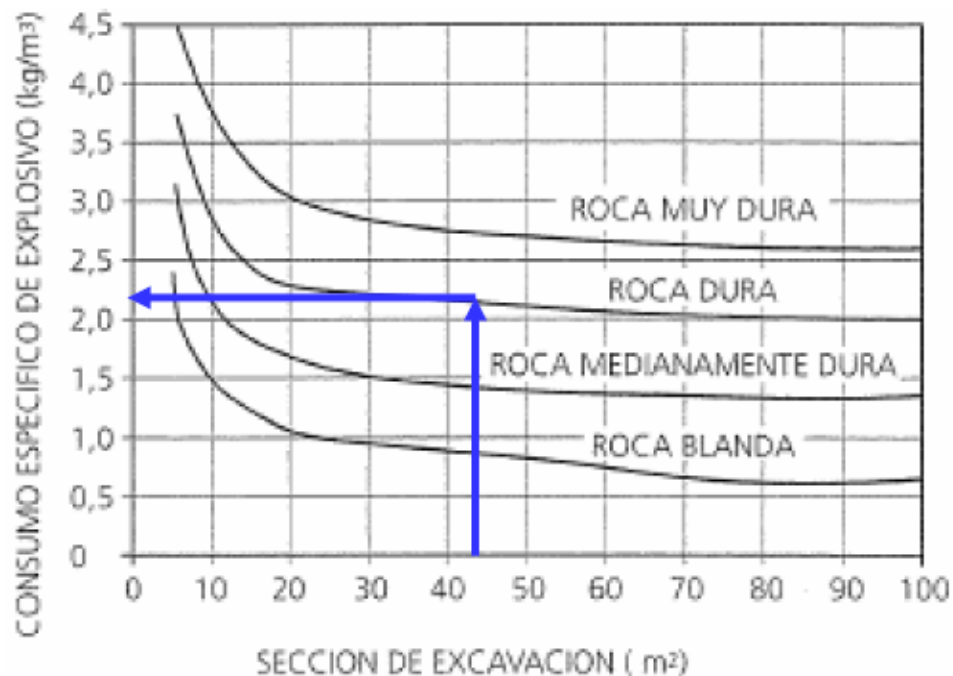


Figura No. 70 Densidad de Explosivo vs. Sección de Túnel.(PROF. ROJAS, 2009)¹¹⁸

¹¹⁸PROF. ROJAS, S. **“CLASE NO.2 DE TÚNELES”**. (U. D. ANDES, Ed.) MÉRIDA, VENEZUELA. MAYO 2009.

La Figura No.22 indica la densidad de explosivo necesaria de acuerdo a la sección del túnel y a la calidad de la roca, es decir la cantidad de kilogramos de explosivo para volar un metro cúbico de roca.

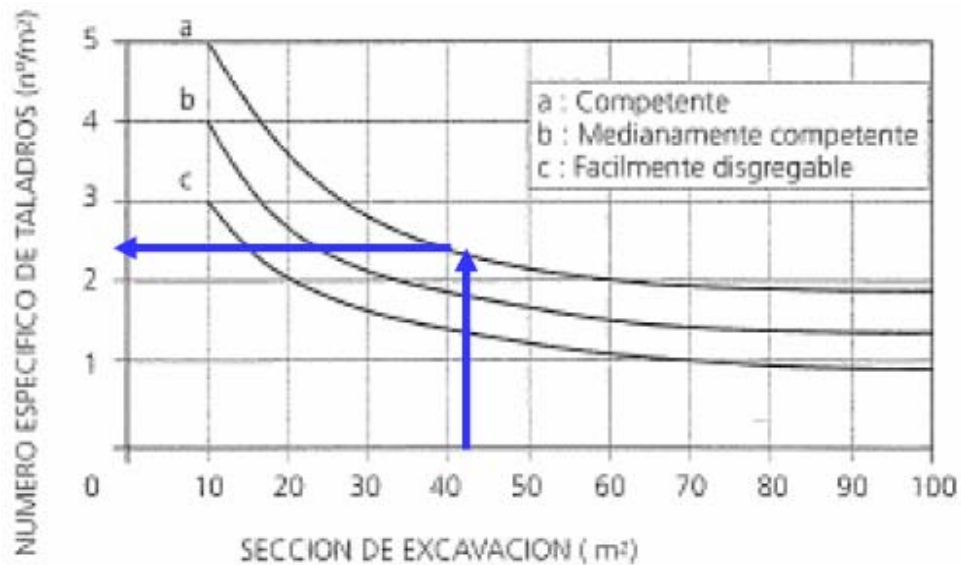


Figura No. 71 Número de perforaciones vs. Sección de Túnel.(PROF. ROJAS, 2009)¹¹⁹

La Figura No.23 señala el Número de perforaciones por metro cuadrado de acuerdo a la sección de excavación que se tenga. Es importante señalar que a medida de que la calidad de la roca sea más baja, el número de perforaciones por metro cuadrado será menor.

¹¹⁹PROF. ROJAS, S. **"CLASE NO.2 DE TÚNELES"**. (U. D. ANDES, Ed.) MÉRIDA, VENEZUELA. MAYO 2009.

3.3.2.1.3 NOTAS IMPORTANTES DEL DIAGRAMA DE PERFORACIÓN O TIRO.

- La longitud de las perforaciones deben ser entre un 5% a 10% mayores a la longitud que se desea avanzar, es decir la longitud de voladura. Es importante señalar que se si se conoce la roca, y se sabe que es un macizo uniforme, se puede tomar como medida en una roca de calidad media – buena la longitud de perforación de 3 m. a 3.5 m., para realizar un avance de 2.80 m. a 3.20 m. Sin embargo, los taladros hoy en día vienen normados, y es necesario un especialista en voladuras para realizar los trabajos de manera de establecer las longitudes de perforación. En conclusión la longitud de perforación depende muy poco de la calidad de la roca, debido a los taladros normados, dependerá básicamente del volumen de roca que se desee extraer por voladura, sin embargo la calidad de roca está íntimamente ligada a la densidad de explosivo a colocarse.
- Un esquema de tiro comprende la disposición en el frente de excavación de las perforaciones a realizarse, la carga de explosivo que se va a introducir en cada una de ellas y el número que indica el orden que se va a detonar el explosivo.
- Existen 2 técnicas para efectuar los tiros perimetrales, primeramente la técnica del precorte, donde los explosivos introducidos en las perforaciones perimetrales, son los primeros en detonar, generando una fisura que aísla y protege a la roca de las vibraciones que se van a producir por las demás explosiones, el explosivo debe ser especial y debe ser repartido uniformemente para evitar la fisuración de

la roca, su uso es especial y su ejecución es costosa aparte que es un trabajo cuidadoso. Las perforaciones perimetrales se las realiza alrededor de la sección del túnel y pueden estar separadas de 25 a 50 cm., dependiendo de la calidad de la roca.

- La otra técnica para efectuar los tiros perimetrales, es la conocida como técnica del recorte, que es la más usada cuando se trata de perforar la roca. Los tiros perimetrales en esta técnica son los últimos en detonar, y usan una carga muy pequeña o casi nula de manera de evitar que la roca se corte más allá de la sección deseada. Las perforaciones deberán ser realizadas perimetralmente y paralelamente al eje del túnel separadas entre 45 cm. a 1 metro.

3.3.2.1.4 VENTAJAS DE CONSTRUIR UN TÚNEL CON EL MÉTODO DE PERFORACIÓN Y VOLADURA.

- Adaptación a cualquier morfología de terreno rocoso, independientemente del diámetro de sección o longitud de túnel a construir.
- Se controlan las vibraciones producidas por las voladuras.
- Los explosivos de última generación adaptables a las condiciones ambientales de las obras y que no son sensibles a los posibles impactos, permiten conseguir altos niveles de seguridad en su transporte y manipulación
- Los altos niveles de rendimiento global que supone la aplicación del sistema de perforación y voladura, resulta para la construcción un sustancial ahorro económico. (Reducción de costos).

- Construcción continua del túnel, sin importar cuales sean las variaciones geológicas encontradas en el avance de obra.
- Los diseños pueden conseguir una buena fragmentación de la roca y superficie de contorno de la sección, facilitando además las labores de desescombro y saneo, además de obtener la sección deseada.
- El equipo puede ser suministro para el traslado por vía férrea o sobre carretera, con ruedas de goma.

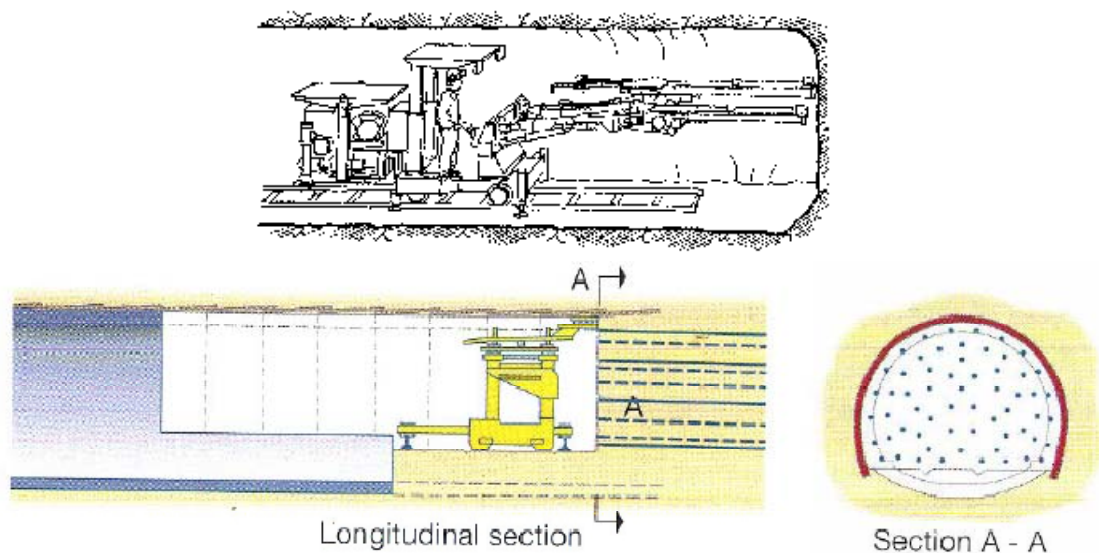


Figura No. 72 Sistema de Perforación con máquinas.(GALERA, 2008).¹²⁰

¹²⁰GALERA, José. **“Métodos Constructivos para la excavación de túneles en suelos”**. Internet. www.geocontrol.es/pdf/tunelesuelos.pdf. CHILE. 2008. Acceso: (2010-01-10).

- **Túneles de sección 6 - 20 m²:** Cuando aumenta la sección transversal de una galería es posible usar un equipo de perforación más eficiente. Atlas Copco provee tres poderosos equipos de perforación para túneles pequeños:

- RocketBoomer H 104-38 COP 1238, de un brazo, equipo pequeño para áreas de túneles de 6 a 20 m².
- Boomer H 281-38 COP 1238, de un brazo, equipo de alta capacidad para áreas de túneles de 6 a 31 m².
- Boomer H 282-38 COP 1238, de dos brazos, equipo de alta capacidad para áreas de túneles de 8 a 45 m².

- **Secuencia de disparo:** El diagrama de perforación en un área de túnel de 16,2 m². El número de perforaciones puede ser del orden 45 + 1 perforación de escariado si las paredes y el techo son cargadas con explosivo amortiguado o liviano. Para voladuras normales sin contorno amortiguado, el número de perforaciones es de 37 + 1 perforación de escariado.

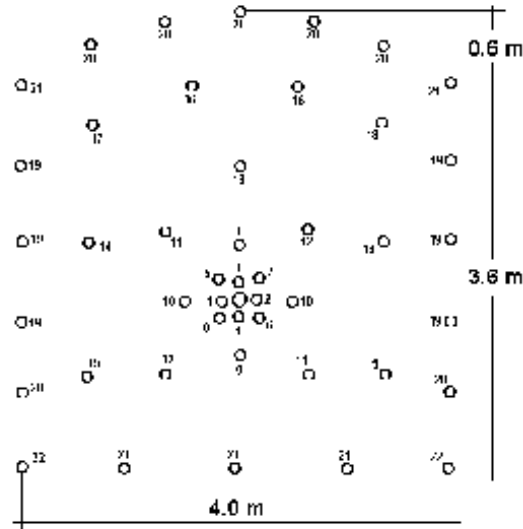


Figura No. 73 Diagrama de Tiro en un túnel de sección 4m.x4.2m. (AIME & GEOCONSULT, 2006)¹²¹

- **Explosivos apropiados:** Dinamita, emulsión o explosivos acuosos encartuchados. Para trabajos más eficientes, se puede usar ANFO o emulsión bombeable.
- **Túneles de mediana sección:** Los túneles de sección entre 20 a 60 m² son comúnmente empleados en la construcción de plantas hidroeléctricas, construcción de caminos, ferrocarriles minería cavernas o depósitos subterráneos, etc.¹²²

- Atlas Copco provee una amplia gama de equipos de perforación para el desarrollo de túneles de mediana sección.

¹²¹AIME - Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, **“Seminario Internacional Proyecto y Construcción de Túneles y Obras Subterráneas”**, QUITO, 26-28 de Julio 2006.

¹²²LOPEZ JIMENO, CARLOS. **“Manual de Túneles”**, MADRID, Editorial Entorno Gráfico, 3era. Edición. 2000. Cap. X.

- RocketBoomer 282, equipo de perforación electro hidráulico con dos brazos paralelos para secciones de túneles de 8 - 45 m².
- RocketBoomer M2, equipo de perforación electro hidráulico de alta potencia con dos brazos paralelos para secciones túneles hasta de 45m².
- RocketBoomer L2, equipo de perforación electro hidráulico de alta potencia para áreas de túneles hasta de 90 m².

- ***Diagrama de perforación y secuencia de disparo.***

- *Túneles de gran sección:*

Los túneles gran sección sobre 60 m² son comúnmente empleados para la construcción de caminos, líneas férreas, plantas hidroeléctricas, galerías de avance cavernas de almacenamiento subterráneo etc. La cobertura mayor que es posible perforar en sección completa es de 168 m², pero normalmente a ningún túnel de dicho tamaño se le vuela la sección completa debido a otros factores que limitan el área práctica, uno de los factores a considerar es el número de períodos de los sistemas de iniciación existentes. Los sistemas eléctricos normalmente poseen 12 periodos mientras que los sistemas con cargas de tubos o cordón detonante alcanzan a 25. La sección práctica de un túnel de tamaño grande es alrededor de 100 m². Las voladuras para túneles de gran sección son iguales a los métodos para túneles de mediana sección.

Si el túnel es alto, se puede volar primero una galería piloto y después un banco horizontal y banqueo vertical hasta que se obtenga la altura deseada. La razón del banqueo horizontal después de 2da galería es que normalmente no hay espacio para que

el equipo pueda perforar en la galería. En el banqueo horizontal se puede usar el mismo equipo usado para perforar la galería.

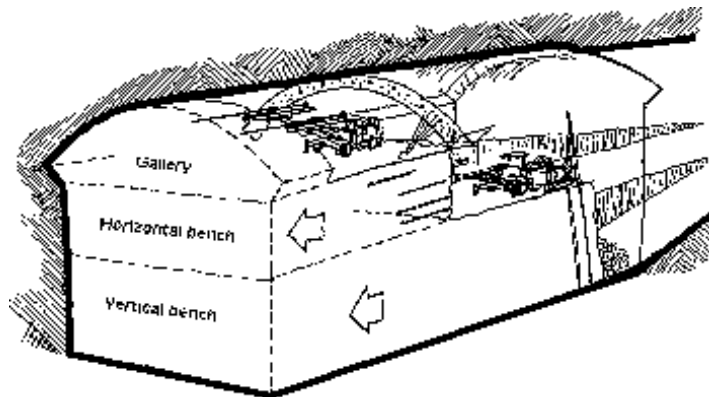


Figura No. 74 Sistema de Perforación con máquinas tuneladoras y de perforación. (LOPEZ JIMENO, 2000).¹²³

3.3.2.2 Excavaciones con Máquina:

Se consideran en este grupo las excavaciones que se avanzan con máquinas rozadoras; con excavadoras, generalmente hidráulica – brazo con martillo pesado o con cuchara, sea de tipo frontal o retro-; con tractores y cargadoras (destrozadoras) e, incluso, con herramientas de mano, generalmente hidráulicas o eléctricas.

3.3.2.3 Excavación mecánica con máquinas integrales no presurizadas:

Esta excavación se realiza a sección completa empleando las máquinas integrales de primera generación o no presurizadas. Otro rasgo común es que, en general, la sección de excavación es circular.

¹²³LOPEZ JIMENO, CARLOS. “Manual de Túneles”, MADRID, Editorial Entorno Gráfico, 3era. Edición. 2000. Cap. X.

3.3.2.4 *Excavación mecánica con máquinas integrales presurizadas:*

La baja competencia del terreno suele asociarse a casos de alta inestabilidad y presencia de niveles freáticos a cota superior a la del túnel la primera solución aplicada a los escudos mecanizados abiertos para trabajar en estas condiciones fue la presurización total del Túnel.

3.3.2.5 *Construcción en Roca*

LOPEZ JIMENO en su publicación (LOPEZ JIMENO, 2000), señala la construcción en Roca como el elemento que el ingeniero civil deberá desafiar al momento de realizar un proyecto de túneles. A continuación se realiza un resumen de los criterios más importantes a tomarse en cuenta durante la construcción en Roca, los mismos que se encuentran detallados minuciosamente en la publicación señalada.¹²⁴

La construcción de túneles tiene diferentes y variadas formas de hacerse:

- Por cambios bruscos en temperatura: este es el sistema más clásico de todos, consiste en hacer una hoguera en el frente del túnel para calentar la roca, más tarde se le aplica agua fría lo que producirá un resquebrajamiento y posibilitará una fácil remoción.
- Por perforación y voladura: La perforación en este caso se hace por medio de la colocación de tacos de dinamita para luego volar la roca y perforar de este modo, luego de la voladura se debe sacar el humo y todos los agentes que puedan causar contaminación por medio de extractores, se comienza a sacar el material

¹²⁴LOPEZ JIMENO, CARLOS. “Manual de Túneles”, MADRID, Editorial Entorno Gráfico, 3era. Edición. 2000. Cap. X.

volado, se acondiciona luego con todos los servicios y hasta que no se termine este ciclo, no se puede comenzar con el otro.

- **Perforación completa:** Se hacen con unas máquinas especiales, sólo se pueden hacer perforaciones circulares, la superficie que es excavada quedará casi completamente lista para empezar a funcionar lo que evitará las sobre excavaciones, además el material excavado se lleva a la parte posterior de la máquina por medio de bandas transportadoras manejando de ese modo una eficiencia máxima.
- **Con rozadoras:** Es un brazo hidráulico articulado con dos ruedas que poseen elementos abrasivos, este brazo se puede mover tanto horizontal como verticalmente.

3.3.2.5.1 Características y Peligros de los Distintos Tipos de Roca.¹²⁵

- **Caliza:** Fácil de excavar; consumo reducido de explosivos y barrenos. Pueden encontrarse cavernas, a veces de grandes dimensiones, y manantiales de agua importantes. No suelen hallarse gases peligrosos.
- **Arenisca:** Fácil de excavar; consumo de explosivos normalmente menor que en la caliza; mayor consumo de barrenos. No suele presentar discontinuidades ni se encuentran grandes manantiales de agua.
- **Pizarras:** De excavación fácil; según su naturaleza y de la inclinación de los estratos, suele encontrarse poco agua, aunque a veces se presentan manantiales

¹²⁵LOPEZ JIMENO, CARLOS. “Manual de Túneles”, MADRID, Editorial Entorno Gráfico, 3era. Edición. 2000. Cap. X.

importantes cuando la capa freática está sobre la excavación. Las pizarras pueden ir asociadas al yeso y al carbón; en el caso del segundo, puede existir el metano, gas explosivo muy peligroso; puede hallarse también el hidrógeno sulfurado, mortal, aunque en pequeñas cantidades.

- **Rocas graníticas:** Generalmente fáciles de excavar; no se necesita entibar y el revestimiento preciso es, normalmente, pequeño; el consumo medio de los explosivos es más del doble que en la arenisca normal; el de barrenos, depende de la naturaleza de la roca, que varía entre límites muy amplios; aunque, normalmente, las condiciones de esta roca son favorables, de vez en cuando pueden encontrarse manantiales de agua con grandes caudales.
- **Rocas volcánicas:** Las rocas volcánicas son costosas de barrenar y precisan importante consumo de explosivos; suelen encontrarse estratos de tobas descompuestas que dan lugar a grandes manantiales, como también gases peligrosos, tóxicos o explosivos.

3.3.2.5.2 *EL COSTO DE LA EXCAVACIÓN EN ROCA*

- El coste de la excavación en roca varía ampliamente con sus características, la diferencia de metros lineales de barreno precisos para excavar un metro cúbico es muy grande, de unos tipos de rocas a otras; puede ser más del doble cuando la roca parte mal; como el rendimiento por hora de la perforación también varía ampliamente de 0.5 a 5 m. Lineales, y el consumo de explosivos también es muy distinto, se comprende que la variación del coste de la excavación en roca pueda oscilar grandemente, según el tipo de roca, e incluso, dentro de la misma clase,

entre que parta bien o mal, característica que depende del número o situación de los planos de rotura. Al fijar el precio de una excavación en roca, hay que proceder, por tanto, con la máxima prudencia, y previo un reconocimiento cuidadoso del terreno.

3.3.2.6 *Estimación de Cargas*

De acuerdo con unos apiques iniciales se puede saber el perfil y el estado del macizo que se tiene en la zona que se verá afectada por el túnel, con estos apiques se pueden estimar unas cargas y tener un tipo de revestimiento para cada perfil y al comenzar a excavar se sabrá qué tipo de sección es y que revestimiento le corresponderá.

Se hace también uso del estudio geosísmico, este estudio se hace por medio de explosiones y reflejos de la onda de explosión dándose cuenta del efecto que se tendrá en el macizo y que altura tendrá el tipo del macizo necesario a la hora de construcción, la zona afectada se llamará zona descomprimida, al evaluar estas zonas podré ubicar diferentes tipos de cámara para diferentes usos, como cuarto de máquinas, de aireación, etc.

Las cargas que me van a afectar el diseño son básicamente; las producidas por la roca, las producidas por las fuerzas hidráulicas interiores y las fuerzas producidas por las hidrostáticas externas; es de alta importancia saber que en donde se crea existirá un mayor esfuerzo sobre el túnel a la hora de hacer el revestimiento se debe pensar en un determinado tipo de blindaje, para asegurar así el cumplimiento y la seguridad en el túnel.

3.4 TECNOLOGÍA Y EQUIPO DE CONSTRUCCIÓN

3.4.1 Construcción Mecanizada de Túneles

3.4.1.1 Características de la Construcción Mecanizada.

- Mejores condiciones sanitarias y de seguridad para los trabajadores;
- Industrialización del proceso de construcción (menores costos y plazos) – Avances promedio. >10m/día;
- Excavación en condiciones de subsuelo complejas y muy poco favorables en forma económica y segura;
- Mejor calidad de la construcción (menor perturbación del terreno, revestimiento, etc.)
- Limitaciones en la implementación de cambios en la técnica de construcción;

3.4.1.2 Técnicas de Excavación Mecanizada

- **Sin Sostenimiento Inmediato**
 - o Rozadoras
 - o Excavadoras
 - o TBM (Tunnel-Bore Machine): abierto con Mordazas
- **Con Sostenimiento Periférico**
 - o TBM: abierto con escudo y Mordazas
 - o TBM/Shield: abierto con escudo

- **Con Sostenimiento Periférico y Frontal**

- o TBM: frente con soporte mecánico
- o Shield: frente con aire comprimido
- o Shield: frente con suspensión especial.
- o Shield: frente con presión de lodos
- o Shield: frente tipo mixto



Figura No. 75 Construcción Mecanizada de túneles. (AIME & GEOCONSULT, 2006)¹²⁶

¹²⁶ AIME - Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, **“Seminario Internacional Proyecto y Construcción de Túneles y Obras Subterráneas”**, QUITO, 26-28 de Julio 2006.

3.4.1.2.1 *Maquinaria comúnmente usada para la perforación y excavación de túneles.*

- *Rozadoras (Road-headers)*



Figura No. 76 Rozadoras. Inicialmente diseñado para el área de Extracción de mineral de Carbón y suelo blando, fue posteriormente ampliado para uso en rocas más duras. (GALERA, 2008).¹²⁷

¹²⁷GALERA, José. “Métodos Constructivos para la excavación de túneles en suelos”. Internet. www.geocontrol.es/pdf/tunelesuelos.pdf. CHILE. 2008. Acceso: (2010-01-10).

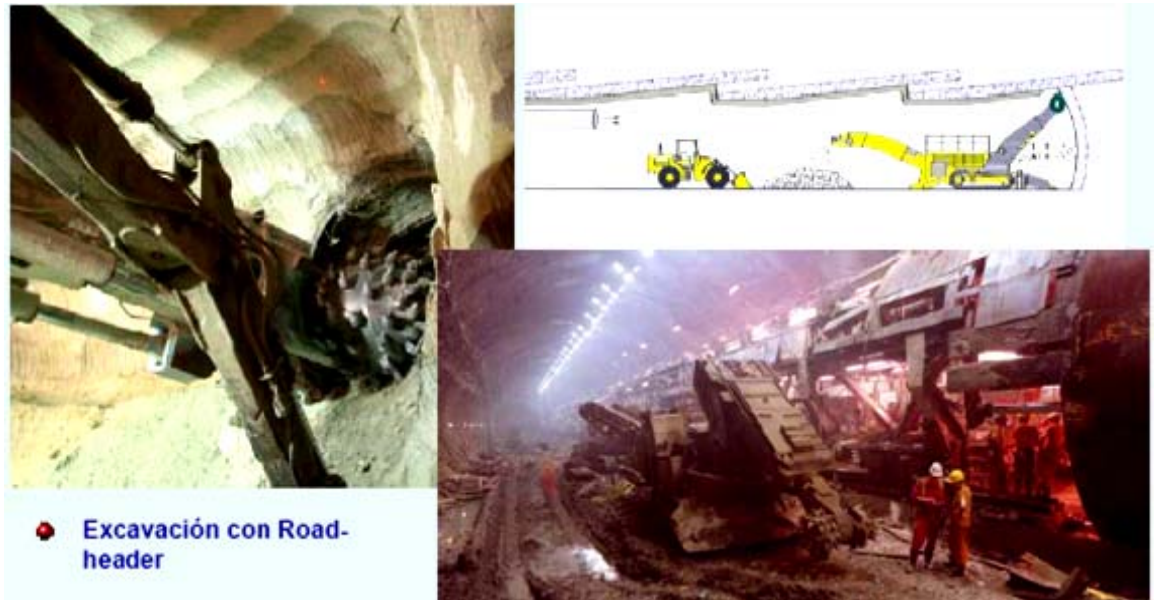


Figura No. 77 Excavación con Road-Header. (AIME & GEOCONSULT, 2006)¹²⁸

- TBM (Tunnel Bore Machine) con Perforadora Piloto.

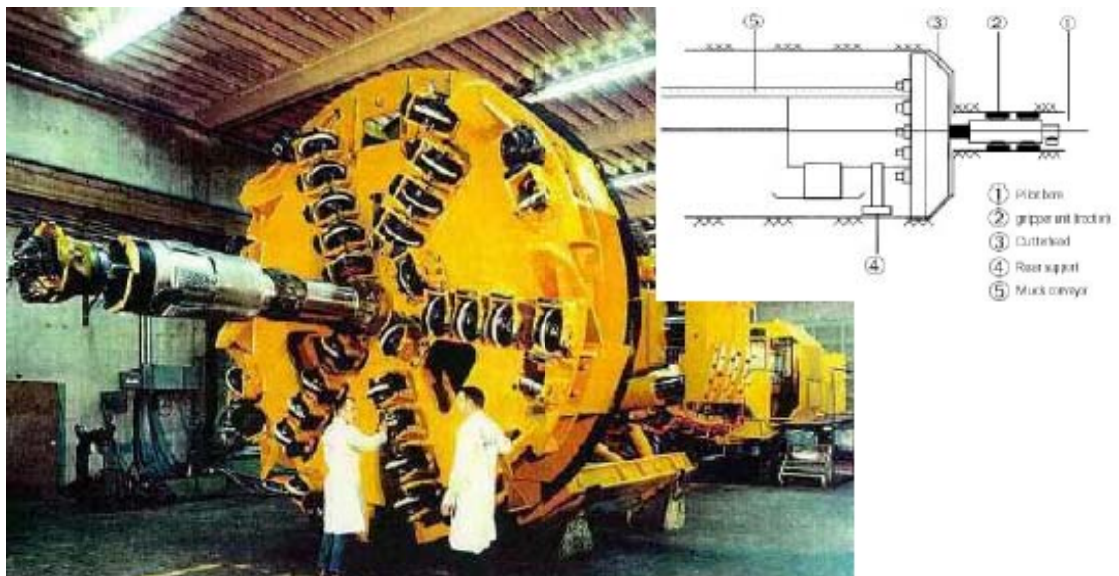


Figura No. 78 TBM con perforadora piloto, es decir un sistema de mordazas que se agarra al macizo impulsando la máquina. (AIME & GEOCONSULT, 2006)¹²⁴

¹²⁸AIME - Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, **“Seminario Internacional Proyecto y Construcción de Túneles y Obras Subterráneas”**, QUITO, 26-28 de Julio 2006.

- *TBM/Shield con Sostenimiento Periférico*

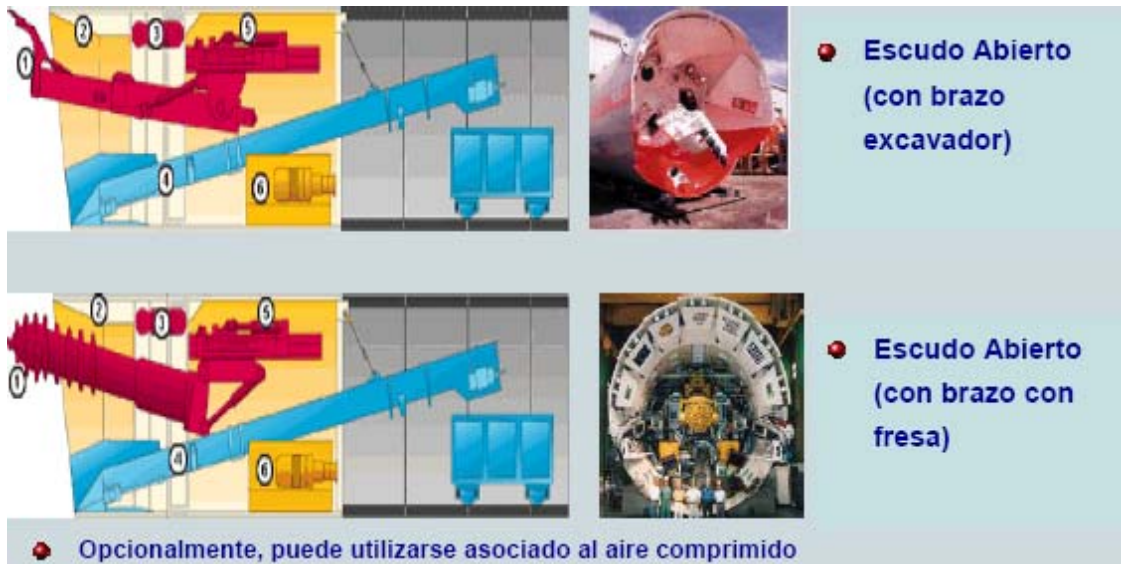


Figura No. 79 TBM con sostenimiento Periférico. (AIME & GEOCONSULT, 2006)¹²⁹

- *TBM con Sostenimiento Periférico y Frontal*

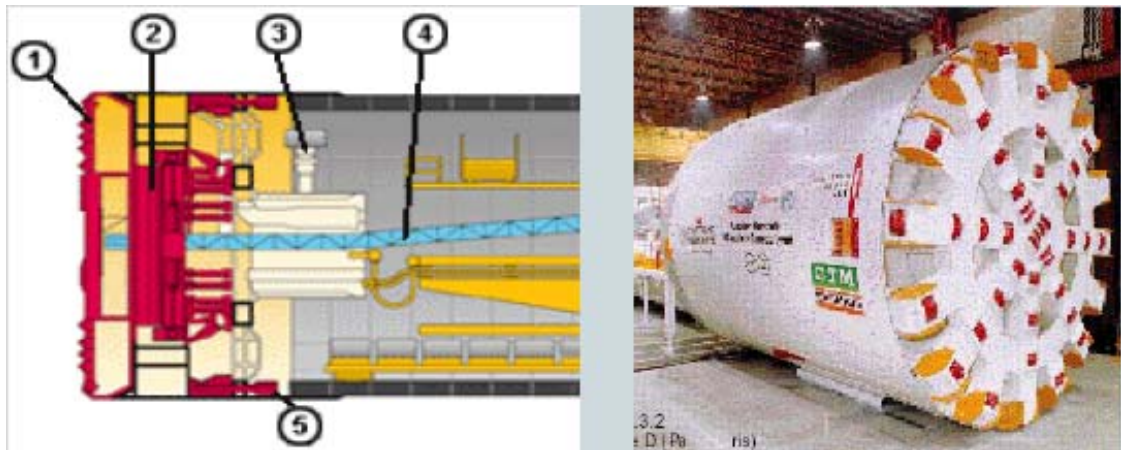


Figura No. 80 TBM con Sostenimiento mecánico del frente. No presenta presión hidrostática en el frente. (AIME & GEOCONSULT, 2006)¹²⁵

¹²⁹AIME - Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, “Seminario Internacional Proyecto y Construcción de Túneles y Obras Subterráneas”, QUITO, 26-28 de Julio 2006.

- *TBM con Sostenimiento Periférico y Frontal*



Figura No. 81 Escudo tipo Mixto (Slurry-Shield). Presenta presión hidráulica en el frente. (AIME & GEOCONSULT, 2006)³³

3.4.2 Selección de Equipos

El objetivo de este apartado es el de determinar los equipos más adecuados para la excavación de túneles, y de la misma manera buscar una optimización de costos en los procesos de construcción con equipos y maquinaria de excavación.

Para la excavación de portales y galerías es importante establecer parámetros de acuerdo a los siguientes factores:

- *Características litológicas*
- *Tramo de materiales coluviales (Cuando se trate de Roca).*
- *Sobrecapa en el portal del túnel*
- *Sostenimiento del Talud¹³⁰*

Las siguientes figuras indican los equipos y maquinaria a usarse de acuerdo al tamaño de la sección del túnel. Las secciones son para túneles tipo baúl utilizados para alcantarillado y sistema de conducción de agua en el Distrito Metropolitano de Quito. Es

¹³⁰LOPEZ JIMENO, CARLOS. **“Manual de Túneles”**, MADRID, Editorial Entorno Gráfico, 3era. Edición. 2000. Cap. VI.

importante señalar que las imágenes mostradas son recopilación del Seminario Internacional de Túneles y Obras Subterráneas (AIME & GEOCONSULT, 2006).

- Sección de Túnel 1.80 m. x 2.40 m.



Figura No. 82 Tipo Baúl 1.80m. x 2.40m. Equipos de excavación y sostenimiento. (AIME & GEOCONSULT, 2006)¹³¹

¹³¹AIME - Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, “Seminario Internacional Proyecto y Construcción de Túneles y Obras Subterráneas”, QUITO, 26-28 de Julio 2006.



Figura No. 83 Tipo Baúl 1.80m. x 2.40m. Desalojo de materiales. (AIME & GEOCONSULT, 2006)¹³²

- Sección de Túnel 3.5 m. x 2.40

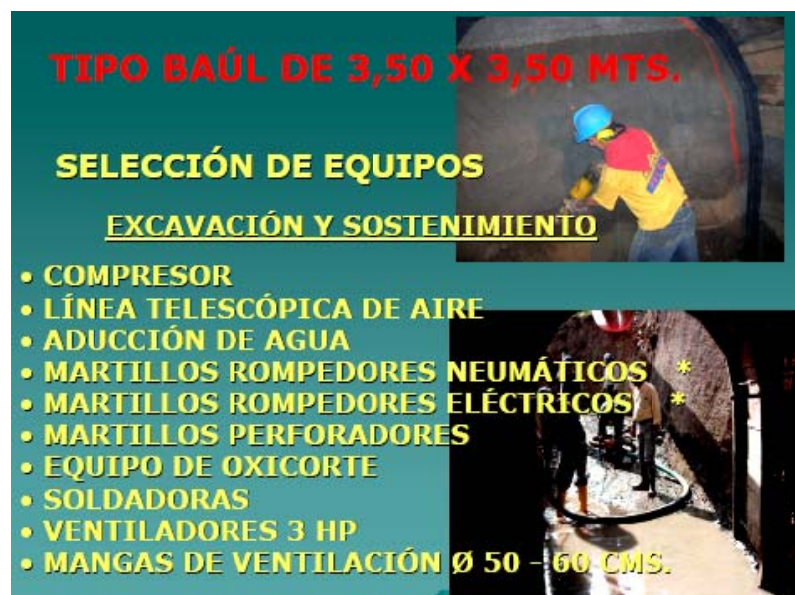


Figura No. 84 Tipo Baúl 3.50m. x 3.50m. Excavación y sostenimiento. (AIME & GEOCONSULT, 2006)¹³²

¹³²AIME - Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, “Seminario Internacional Proyecto y Construcción de Túneles y Obras Subterráneas”, QUITO, 26-28 de Julio 2006.



Figura No. 85 Tipo Baúl 3.50m. x 3.50m. Desalojo de materiales. (AIME & GEOCONSULT, 2006)¹³³

- Sección de Túnel mayores de 5m.

El equipo a usarse será Rozadoras Eléctricas, Rozadoras montadas en Retroexcavadoras, Retroexcavadoras. De la misma manera se usarán sistemas de ventilación.



Figura No. 86 Equipo de excavación para túneles mayores a 5m. (AIME & GEOCONSULT, 2006)¹³³

¹³³AIME - Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, “Seminario Internacional Proyecto y Construcción de Túneles y Obras Subterráneas”, QUITO, 26-28 de Julio 2006.



Figura No. 87 Equipo de excavación para túneles mayores a 5m. (AIME & GEOCONSULT, 2006)¹³⁴

¹³⁴AIME - Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, “Seminario Internacional Proyecto y Construcción de Túneles y Obras Subterráneas”, QUITO, 26-28 de Julio 2006.

CAPÍTULO IV

4. SOSTENIMIENTO Y REVESTIMIENTO EN TÚNELES

Cuando se habla de sostenimiento se entiende al conjunto de elementos estructurales y no estructurales que se colocan en una excavación subterránea para contribuir y ayudar a la estabilización de la misma. BARTON, LIEN Y LUNDE en su publicación (BARTON, LIEN, & LUNDE, 1974)¹³⁵ consideran que el trabajo para el cual este sostenimiento es diseñado está interrelacionado íntimamente con el reajuste tensionar, es decir el acomodo de las partículas de suelo y los esfuerzos a los cuales éstas se encuentran sometidas en el suelo, como consecuencia de la excavación. LOPEZ JIMENO en su apartado (LOPEZ JIMENO, 2000)¹³⁶ de la misma forma considera este concepto al momento de establecer la importancia del sostenimiento en los túneles. Por esta razón para entender de mejor manera la función que desempeña el sostenimiento debido, a que comprenderlo es imprescindible para poderlo diseñar, se debe tener muy claro del proceso de reajuste tensional de las partículas del suelo inmediatamente después de realizar una excavación subterránea.

En el caso explícito de los túneles y en la mayoría de excavaciones subterráneas las cuales estarán destinadas a uso civil, se suele colocar un revestimiento que asegure la calidad del acabado de la obra para la cual está destinada. Es común colocar el revestimiento una vez que la excavación ya ha sido estabilizada por el sostenimiento, por esta razón el revestimiento no resiste carga alguna. La función estructural del revestimiento brinda un margen de seguridad adicional a la obra subterránea, en el

¹³⁵BARTON, N., LIEN, R., AND LUNDE, J., "Engineering Classification of Rock Masses for the design of Tunnel Support", Rock Mechanics, Vol. 6, No. 4, 1974, p. 189-236.

¹³⁶LOPEZ JIMENO, CARLOS. "Manual de Túneles", MADRID, Editorial Entorno Gráfico, 3era. Edición. 2000. Cap. XII. Pág. 415.

*caso de que el suelo o sostenimiento diseñado presente un pequeño deterioro, o para contrarrestar fenómenos de carga que pueden presentarse durante el tiempo.*²

Al tener en cuenta y aceptar que existirá una respuesta obligatoria del terreno al momento de construir un túnel, es necesario definir la distribución de los esfuerzos cuando se producen excavaciones subterráneas. LOPEZ JIMENO así como BARTON en sus respectivas publicaciones abarcan la distribución de esfuerzos de manera completa y detallada. Debido a que se trata de un tema muy amplio y de gran complejidad que debe ser tratado de manera explícita, se va a realizar un resumen con los factores y aspectos más importantes de esta distribución de esfuerzos de manera de presentar un trabajo didáctico y de entender generalmente el tema.

4.1 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN EXCAVACIONES SUBTERRÁNEAS

El estado tensional o estado de esfuerzos del terreno cuando se realizan túneles o cualquier obra subterránea, llega a alterarse como consecuencia de sustituir, la resistencia del terreno excavado por la resistencia del sostenimiento en diseño. Esta distribución de esfuerzos resultante depende de varios factores, entre los más importantes destacan: el estado de esfuerzos existente en el suelo antes de realizar la excavación, el comportamiento mecánico del suelo, la forma de excavación, es decir el método que se empleó para realizar los trabajos de excavación, la forma de la excavación, y por supuesto el tipo de sostenimiento diseñado y la secuencia de la colocación del mismo.

En décadas pasadas era muy difícil realizar el cálculo de la distribución de esfuerzos alrededor de una excavación subterránea, y más aún cuando los proyectos salían de lo normal, es decir con formas diferentes a las circulares y con estado de esfuerzos complejos. Es a partir de los años 80, donde se desarrollan programas para facilitar, tanto analíticamente como económicamente, el cálculo numérico y análisis, de la distribución de esfuerzos alrededor de una excavación. Estos programas se han desarrollado con modelos que se basan en el teorema de elementos finitos.

Tal como se indicó anteriormente para comprender el reajuste de las partículas de suelo y la distribución de esfuerzos que este reajuste produce en el suelo, se necesitaría un trabajo recopilatorio más profundo pues se trata de un tema muy complejo, sin embargo a continuación se enumeran algunos modelos elementales y criterios que se deberán considerar al momento de analizar una distribución de esfuerzos cuando existen trabajos de excavación para la construcción de túneles y otras obras subterráneas.

Primeramente deberemos establecer el tipo de comportamiento del suelo que estamos tratando, de esa manera se podrá elegir los modelos ya establecidos para su análisis y cálculo.

- Terrenos con comportamiento elástico
- Terrenos con comportamiento Elasto – Plástico. La rotura del terreno puede verse de 2 maneras.
 - o Rotura Frágil del terreno.
 - o Rotura Dúctil del terreno.

La importancia del diseño del revestimiento y sostenimiento de un túnel va más allá de que esté mantenga estable el túnel, debido a que el túnel puede en muchos casos estar expuesto a agentes que no son propios ni de la geología ni de las cargas que soporta el túnel. Es así que muchas veces depende del servicio que se le quiera otorgar al túnel, como por ejemplo sucede con los túneles hidráulicos o de conducción, en nuestro caso a gravedad. En nuestro país ya han ocurrido colapsos, y se cita el más actual al ocurrido en la Central San Francisco, donde la gran cantidad de sedimentos llevados por el río Pastaza, causada también por la continua actividad del volcán Tungurahua y asociada a la limitada capacidad de sedimentación del desarenador de la presa de Agoyán, hasta llegar a valores máximos de concentración de sedimentos en el sistema Agoyán-San Francisco superior a 1.000 ppm (partes por millón) debió haber sido tomada muy en cuenta en el diseño de la Central de San Francisco tratando de reducir o eliminar los tramos de agua estancada a lo largo de la conducción del agua. Es así que en errores propios de la construcción y del control del proyecto sucede que el Túnel de conducción no ha sido revestido en muchos tramos en los que debería haberse revestido por razones geológicas (por lo menos 2.540 m. adicionales a los 820 m. ejecutados) con grave perjuicio a la estabilidad del Túnel mismo y la seguridad de la planta.

En el próximo capítulo se detallará lo sucedido en el colapso de este túnel, las causas y los efectos que produjo el no definir plenamente el revestimiento del túnel.

4.2 TIPOS DE SOSTENIMIENTO

La estabilidad de las obras subterráneas en general y de los túneles en particular requiere, en la mayoría de los casos, reforzar la roca o el terreno circundante, es decir

*excavado, de modo que quede garantizada su estabilidad a corto y largo plazo, así como su adecuada funcionalidad durante su vida útil.*¹³⁷

La palabra Sostenimiento tiene el significado de un refuerzo provisional del terreno durante el tiempo de ejecución de la obra subterránea, mientras que la palabra Revestimiento tiene el significado de refuerzo definitivo o final que garantice la estabilidad, la durabilidad y la adecuada funcionalidad de la obra subterránea a largo plazo. Cuando la calidad y la durabilidad de los materiales utilizados en el sostenimiento son los adecuados, éste podrá considerarse como parte integrante del revestimiento definitivo.

La tipología y las características de los sostenimientos y revestimientos deberán estar en concordancia con la calidad geotécnica de los terrenos atravesados por el túnel y con la presencia de factores de riesgo geológico como: la presencia de agua y/o gases, la presencia de fallas y la sismicidad regional.

También deberán ser tomadas en cuenta en el diseño de los sostenimientos y revestimientos, las características específicas del túnel como: dimensiones, forma y longitud así como su categoría funcional: túnel interurbano en carreteras secundarias en Autovías, túneles de Autopista, túneles urbanos, túneles hidráulicos (en lámina libre o en carga), túneles subacuáticos. Es importante recalcar esto ya que como sucedió en nuestro país con el túnel en la central hidroeléctrica San Francisco, el túnel no fue revestido de acuerdo a lo que la geología demandaba y donde se produce un colapso debido a los sedimentos que el túnel conducía durante su operación. Más adelante se

¹³⁷CORNEJO ALVAREZ, LAUREANO. “Nuevas Tendencias en los revestimientos de Túneles”, MADRID, GEOCONSULT S.A., Septiembre 2005.

mencionará más detalladamente las causas y efectos en el colapso del túnel San Francisco.

En este capítulo se indican los distintos elementos que constituyen los diversos tipos tradicionales de Sostenimiento y Revestimiento y se describen las nuevas tendencias tecnológicas que permiten utilizar, en Sostenimientos y Revestimientos, nuevos materiales con una mayor resistencia y durabilidad que los tradicionales.

4.2.1 Elementos tradicionales de sostenimiento y revestimiento en túneles

Los diferentes tipos de sostenimiento y revestimiento se configuran con la combinación de los diferentes elementos que tradicionalmente se vienen utilizando satisfactoriamente como refuerzo del terreno: Pernos o Bulones de anclaje, Hormigón proyectado (con o sin fibras), Sostenimiento con mallas, Cerchas y Chapas metálicas, así como otros refuerzos previos del terreno por delante del frente como: paraguas o bulonado del frente, los mismo que como ya se habló en el capítulo anterior mantener la estabilidad del frente es fundamental.

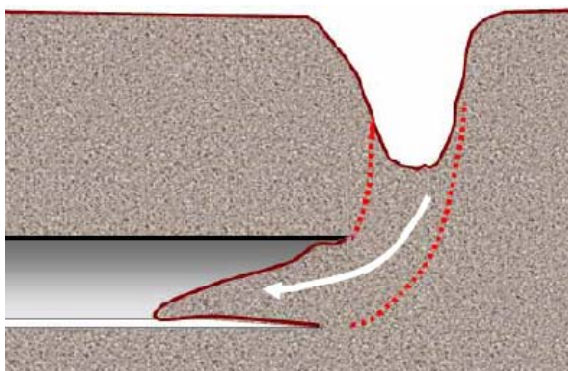


Figura No. 88 Evitar el deslizamiento del frente de excavación. Importancia del revestimiento preliminar. (GALERA, 2008)¹³⁸

¹³⁸GALERA, José. “Métodos Constructivos para la excavación de túneles en suelos”. Internet. www.geocontrol.es/pdf/tunelesuelos.pdf. CHILE. 2008. Acceso: (2010-01-10).

4.2.2 Breve Reseña Histórica

En la publicación de CORNEJO (CORNEJO ALVAREZ, 2005)¹³⁹ se presenta la historia de los principales materiales usados para revestimiento y sostenimiento. A continuación se realiza un resumen de este apartado, algunos de estos materiales han sido usados actualmente en los proyecto de túneles en nuestro país y se mantienen operativos gracias a la respuesta y resultados del terreno luego de realizada la excavación subterránea.

Breves reseñas de la evolución histórica de los principales materiales:

- A lo largo de los años, la aparición del cemento Portland (1824), la primera utilización de pernos o bulones de anclaje en el refuerzo de rocas (cantera en N. Wales 1872) o la primera utilización del hormigón proyectado (1911 en USA), los elementos de refuerzo de rocas han venido experimentando una continua evolución.
- La utilización de bulones o pernos de anclaje se incrementa notablemente en los años posteriores a la 2ª Guerra Mundial entre los años 1950 y 1955, continuando su evolución y expansión, hasta el momento presente, con nuevos tipos de bulones de mayores ventajas, con mayores longitudes, una mayor capacidad de refuerzo y una mayor resistencia a la corrosión. Paralelamente, la maquinaria y los dispositivos para realizar el bulonado o el anclaje han experimentado una

¹³⁹CORNEJO ALVAREZ, LAUREANO. “Nuevas Tendencias en los revestimientos de Túneles”, MADRID, GEOCONSULT S.A., Septiembre 2005.

gran evolución, pudiendo ser éste semi-automático o automático con unos rendimientos de colocación muy altos.

- A partir de 1950 y principalmente en los años 70, el hormigón proyectado experimenta un notable desarrollo y un incremento de utilización simultáneo.
- El año 1980 marcó un hito importante con la primera utilización del humo de sílice y la colocación del hormigón proyectado por vía húmeda.
- Así mismo, en los años 80, se desarrollaron los primeros robots proyectores de hormigón, capaces de alcanzar mayores rendimientos con menores rebotes, es decir menor desperdicio de material, con una mejor calidad del hormigón y unas condiciones de trabajo para los operarios. Los actuales robots pueden alcanzar rendimientos de hasta 30m³/h.
- Otro aspecto muy importante en la utilización del hormigón proyectado en las obras subterráneas es la aparición de las fibras metálicas como refuerzo de éste, (años 70). A partir de 1983 se planteará abiertamente como refuerzo sustitutivo de la malla electrosoldada, utilizando una adecuada densidad de fibras.
- La calidad del hormigón como material de revestimiento se ha venido mejorando, desde la aparición del cemento Portland (1824), con la utilización de diversos aditivos y plastificantes (1960) y de superplastificantes (1970) que permiten obtener hormigones de altas resistencias a compresión (>70 MPa).

4.2.3 Factores que afectan la eficacia de los sostenimientos

La eficacia del sostenimiento para mantener una estabilidad adecuada depende de varios factores como:

- a) El tiempo transcurrido desde la excavación hasta el momento en que comienza a interaccionar el sostenimiento colocado con el terreno circundante.
- b) La distancia al frente y la rapidez con la que se coloca.
- c) Los espesores y cuantías de los elementos constitutivos (hormigón proyectado, bulones o pernos, cerchas metálicas).
- d) La secuencia de colocación.
- e) La calidad de los materiales (resistencias iniciales, curva de endurecimiento del hormigón proyectado, bulones activos, bulones pasivos).
- f) En los túneles de sección grande, en rocas blandas y suelos, la estabilidad definitiva, únicamente se consigue, cuando el sostenimiento forma una estructura cerrada que aporte continuidad estructural transmitiendo y repartiendo adecuadamente los esfuerzos, principalmente, de compresión. Esta continuidad estructural del sostenimiento se consigue construyendo una contrabóveda provisional en la fase de avance y/o una contrabóveda definitiva en la fase final de la destroza o excavación.
- g) En túneles profundos en rocas blandas, en los que se generan importantes deformaciones (squeezing), el sostenimiento colocado tiene que ser lo suficientemente flexible para permitir importantes deformaciones iniciales a la vez que, posteriormente, ser suficientemente rígido para limitar estas a los

valores máximos admisibles. Para absorber las deformaciones iniciales, resulta muy eficaz dejar longitudinalmente franjas estrechas débiles en el sostenimiento, uniformemente distribuidas, que permitan unas deformaciones circunferenciales controladas.

- h) El objeto de este capítulo no es el de profundizar en el conocimiento de los elementos tradicionales de los Sostenimientos y Revestimientos sino en el conocimiento de nuevos materiales, de sus propiedades y de las ventajas que se derivan de su utilización con la consecución de Sostenimientos y Revestimientos más resistentes y seguros, más fáciles de manejar, de colocar y de una mayor durabilidad. Sin embargo se dará un espacio muy general a los tipos de revestimiento comunes para saber lo que hasta el momento se está realizando y lo que se puede mejorar.

4.3 SOSTENIMIENTO CON PERNOS O BULONES DE ANCLAJE

El sostenimiento con pernos o con bulones de anclaje, es una técnica que consiste en anclar dentro del cuerpo de las rocas o del terreno, un material resistente que aporta una resistencia a tracción y, confinando de esta manera al macizo rocoso, permitiendo aprovechar las características propias de la roca, facilitando así su sostenimiento.

En obras civiles, una de las aplicaciones más antiguas del bulonaje o anclajes por pernos por ejemplo, puede encontrarse en la tribu primitiva de los Baigas (India) quienes hincaban cañas de bambú en el terreno para prevenir los deslizamientos.¹⁴⁰

¹⁴⁰ LOPEZ JIMENO, CARLOS. **“Manual de Túneles”**, MADRID, Editorial Entorno Gráfico, 3era. Edición. 2000. Cap. XIII.

En un inicio se pensaba que los anclajes conceptualmente trabajaban como un mecanismo para suspender un estrato o nivel rocoso poco competente, sobre otro más resistente. Sin embargo Hugon y Costes (1959) en su publicación (HUGON & COSTES, 1959)¹⁴¹, hablaron sobre otro pensamiento en esa década, el cual no sólo definía al anclaje como un sistema de suspensión de rocas sueltas, sino además que funcionaba como un sistema de consolidación de terrenos descomprimidos como se puede observar en el gráfico y donde también se detalla el principio de acción de un bulón o anclaje. A partir de estos conceptos, las ideas de anclaje han ido evolucionando en la concepción de que éstos funcionen como sistemas de sostenimiento en túneles.

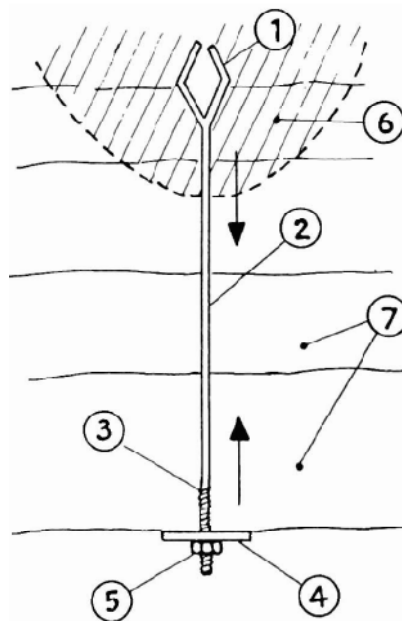


Figura No. 89 Principio de acción de un anclaje: 1. Cabeza de un anclaje, 2. Barra, 3. Extremo Roscado, 4. Placa de Reparto, 5. Tuerca de apriete, 6. Zona de terreno resistente, 7. Terreno descomprimido a soportar o consolidar. (HOEK, KAISER, & BAWDEN, "Support of underground excavations in hard rocks", 1995)¹⁴²

¹⁴¹ HUGON, A.; COSTES, A. "Lebulonnage des roches en souterrain". Eyrolles. Paris. 1959.

¹⁴² HOEK, E., KAISER, P.K. y BAWDEN, W.F. "Support of underground excavations in hard rocks". A.A. Balkema. HOLANDA. 1995

4.3.1 Anclaje de bloques de suelo inestable.

El anclaje de bloques se basa específicamente en el concepto inicial de bulones o anclajes, el cual expresa que es un sistema de sostenimiento de niveles de rocas poco competentes o inestables durante una excavación subterránea. Esto se puede observar en la Figura No.86.

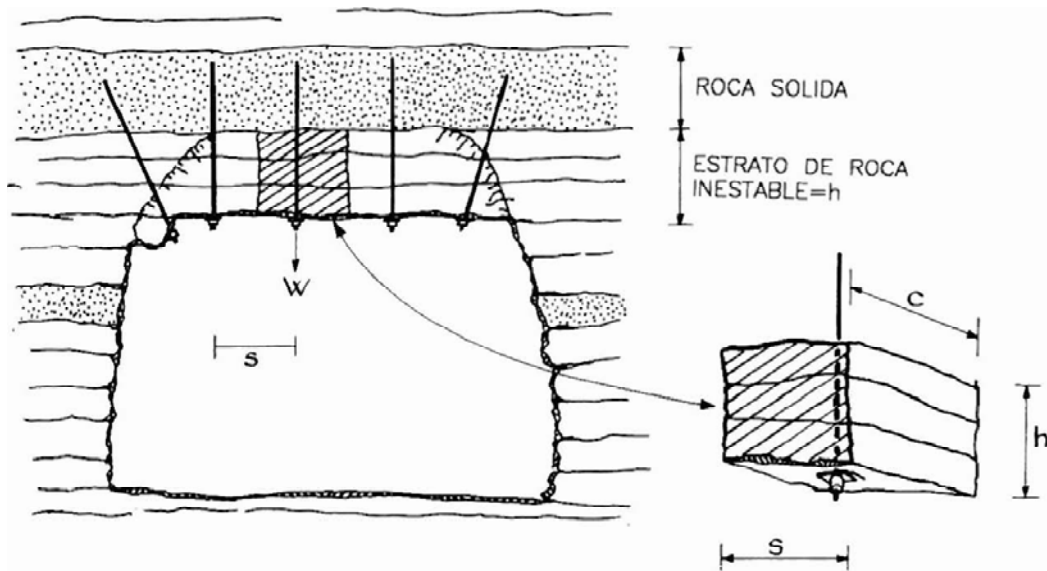


Figura No. 90 Sostenimiento de un bloque inestable anclándolo a roca sólida al techo del mismo.
(LOPEZ JIMENO, 2000)¹⁴³

El principio de este tipo de anclaje, se basa en que cada bulón debe estar anclado a lo largo de una longitud suficiente para agotar la carga axial que la barra del perno puede soportar, y su densidad que está dada por el número de anclajes o bulones por cada metro cuadrado de superficie de roca a sostener, deberá ser suficiente para equilibrar el peso de la roca que debe ser suspendida, en este caso el estrato de roca sólida de nuestra Figura. Sin embargo el caso de la Figura No.86, no es muy común y es un poco

¹⁴³LOPEZ JIMENO, CARLOS. "Manual de Túneles", MADRID, Editorial Entorno Gráfico, 3era. Edición. 2000. Cap. XII.

empírico nada más, lo más común que suele presentarse, es lo que sucede en las Figuras No.87 y No.88, donde se puede observar los dos posibles casos reales en la práctica de la ingeniería, así lo señala LOPEZ JIMENO en el capítulo No.13 de su publicación.¹³⁹

El primer modelo que suele presentarse es cuando no exista cohesión en las juntas de un bloque poco competente y otro de mayor calidad, es decir se crea una independencia de los bloques, a diferencia de un segundo modelo donde sí exista cohesión en las juntas de los dos estratos, o dos tipos de rocas. Es muy importante definir estos factores puesto que el Número de anclajes a colocar estará dado por las características mecánicas de los dos bloques, y básicamente por la cohesión en las juntas entre éstos.⁹

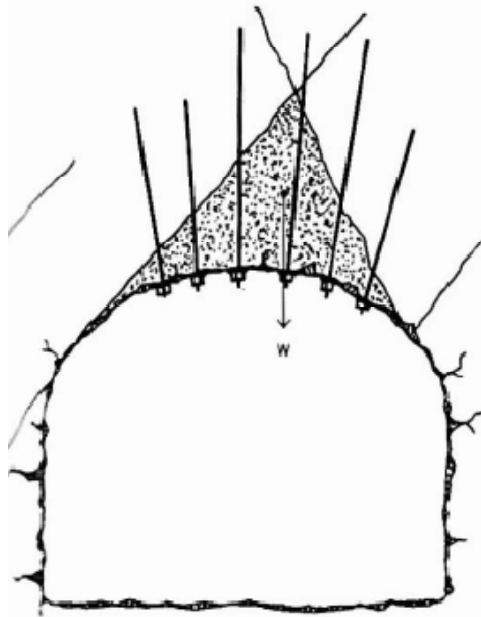


Figura No. 91 Anclaje de un bloque sin cohesión en las juntas. (LOPEZ JIMENO, 2000)¹⁴⁴

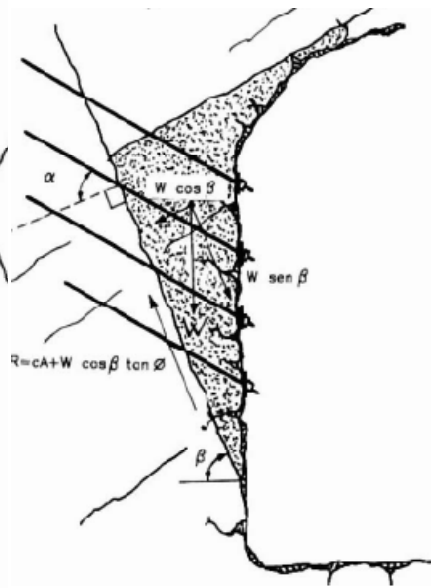


Figura No. 92 Anclaje de un bloque con cohesión en las juntas. (LOPEZ JIMENO, 2000)¹⁴⁴

En las aplicaciones reales resultará mucho más efectivo y sencillo utilizar un programa que permita realizar cálculos más complejos, que sólo calcular el número de anclajes, además que se obtendrán resultados más realistas, con mayor rapidez y eficacia.

¹⁴⁴ LOPEZ JIMENO, CARLOS. **“Manual de Túneles”**, MADRID, Editorial Entorno Gráfico, 3era. Edición. 2000. Cap. XII.

4.3.2 Anclajes en terrenos plastificados.

Cuando se habla de terrenos plastificados, se refiere a aquellos que son el resultado del reajuste de esfuerzos que sufre el suelo cuando se realiza una excavación subterránea. Es lo que en la práctica ocurrirá siempre, los terrenos se plastifican cuando se producen trabajos de excavación, en otras palabras se altera la distribución de esfuerzos original del terreno. Es muy importante establecer esta idea, ya que los anclajes se basan en este concepto y su funcionamiento está dado por esta tesis. Simplificando el tema un terreno se plastifica cuando pierde cohesión en sus partículas, y la cohesión entre partículas se pierde cuando se realiza un reajuste tensional en las mismas partículas debido a los esfuerzos a los que se le somete al terreno durante una excavación subterránea. La intensidad de plastificación que un terreno puede adquirir está directamente proporcional a la cohesión que éste pierde al momento del reajuste de esfuerzos en el suelo.

Cuando se trata de anclajes en terrenos plastificados es necesario identificar el espesor del suelo plastificado alrededor de la excavación que se desea sostener, es decir se debe identificar el tamaño de terreno plastificado que se encuentra sobre la bóveda a ser sostenido. En la mayoría de los casos el espesor de los terrenos que se plastifican debido al reajuste de esfuerzos que se genera durante la excavación de suelo para una obra subterránea, son menores a 2 metros. En estas circunstancias, este caso puede ser considerado como un terreno resistente a ser anclado o suspendido, por tanto se deberá evaluar el tipo de junta que se tiene y si en ésta existe cohesión o no entre los dos bloques tal como se indicó en el apartado 4.3.1.

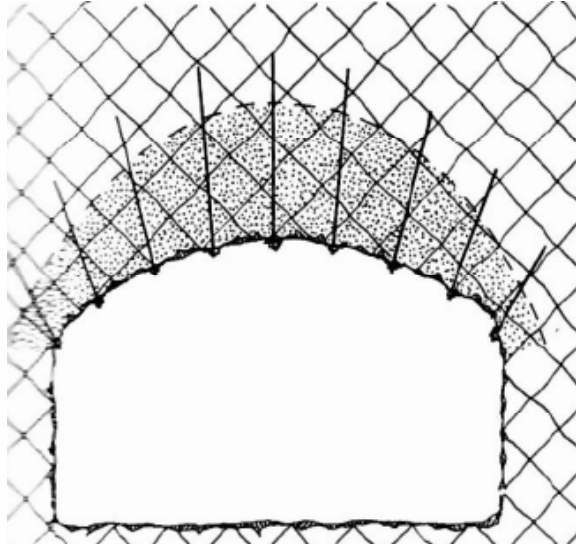


Figura No. 93 Anclajes en terrenos moderadamente plastificados. (CORDING & DEERE, 1972)¹⁴⁵

Sin embargo, en algunos casos se tendrán espesores de roca plastificada mayores a 2 metros, donde el concepto de anclaje tiene que ser muy bien identificado. La pregunta que surge cuando se tratan de grandes espesores (mayores a 2 metros), es que si se podría o no colocar un anclaje de manera que éste trabaje adecuadamente a lo largo de un terreno plastificado; la respuesta es sencillamente que sí. El trabajo que realiza el anclaje está limitado básicamente por el valor de la fuerza axial que es capaz de soportar el perno o barra de anclaje, y por la fuerza de adherencia que se genera entre la unión del anclaje con el terreno. La interacción de un anclaje y el terreno está dada por la fuerza de adherencia, la misma que está representada por el esfuerzo axial en un diagrama de Círculos de Mohr, cuando se realizan ensayos triaxiales. En un terreno con cohesión la expresión será:

¹⁴⁵CORDING, E.J., AND D.U. DEERE, "Rock Tunnel Supports and Field Measurements", Proc. Rapid Excav. Tunnel Conf., AIME, New York, 1972, p. 601-622.

$$\tau = c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \phi$$

Dónde: τ = Esfuerzo tangencial o axial. (Adherencia Bulón – Terreno)

σ = Esfuerzo cortante generado tras la apertura de la excavación.

ϕ = Angulo de rozamiento (fricción).

Por tanto en el caso más crítico de un terreno plastificado donde la cohesión sea nula, se puede conseguir una adherencia anclaje – terreno en función solamente al esfuerzo cortante existente, aunque obviamente el valor de esta adherencia será menor que la que se lograría si el terreno no se plastificara. En conclusión, para agotar la capacidad de resistencia de la barra de anclaje o bulón, la longitud de anclaje tendrá que ser mayor cuando el perno se encuentre anclado en un terreno que se plastifique en una mayor intensidad.

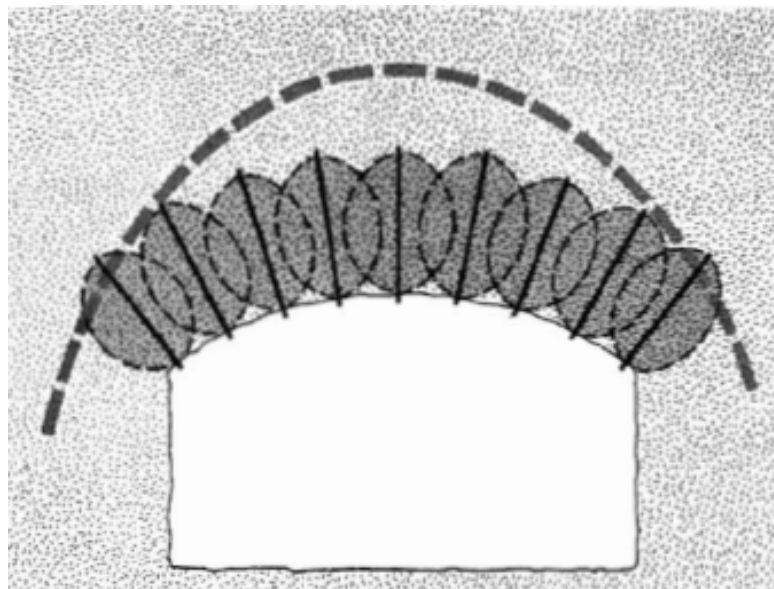


Figura No. 94 Anclaje en terrenos intensamente plastificados, que se logra formando un arco de roca plastificada alrededor de la excavación. (CORDING & DEERE, 1972)¹⁴⁶

¹⁴⁶CORDING, E.J., AND D.U. DEERE, “Rock Tunnel Supports and Field Measurements”, Proc. Rapid Excav. Tunnel Conf., AIME, New York, 1972, p. 601-622.

Para calcular los esfuerzos a los cuales los anclajes estarán sometidos en terrenos plastificados, primeramente hay que tomar en cuenta que la mayoría de las veces, los anclajes se colocan cerca del frente de excavación, por lo que hay que considerar que éste ejerce una función de sostenimiento transitorio o temporal. A medida que el frente se aleja de la sección anclado, el efecto de sostenimiento transitorio disminuye hasta desaparecer, y por consiguiente se reajustan los esfuerzos en el suelo y se van cargando los anclajes de sostenimiento.

4.3.3 Tecnología del Anclaje.

Un perno está conformado por un elemento resistente adherido al terreno por un sistema de anclaje y una placa de reparto. En los siguientes numerales se presentan las características tecnológicas de los elementos de anclaje disponibles en el mercado.

Tradicionalmente los pernos se han clasificado en función de la manera en que se anclan o sostienen el terreno, siendo ésta de 2 formas, la primera cuando el anclaje se materializa en un extremo (Anclaje Puntual), y la segunda cuando trabaja a lo largo de toda la barra del perno (Anclaje Repartido). De acuerdo al concepto y fundamento de un anclaje la evolución tecnológica ha logrado clasificar de acuerdo a los siguientes parámetros, la adherencia y la fricción.

A continuación en la Figura No.7 se puede constatar los sistemas de anclaje disponibles según los parámetros indicados.

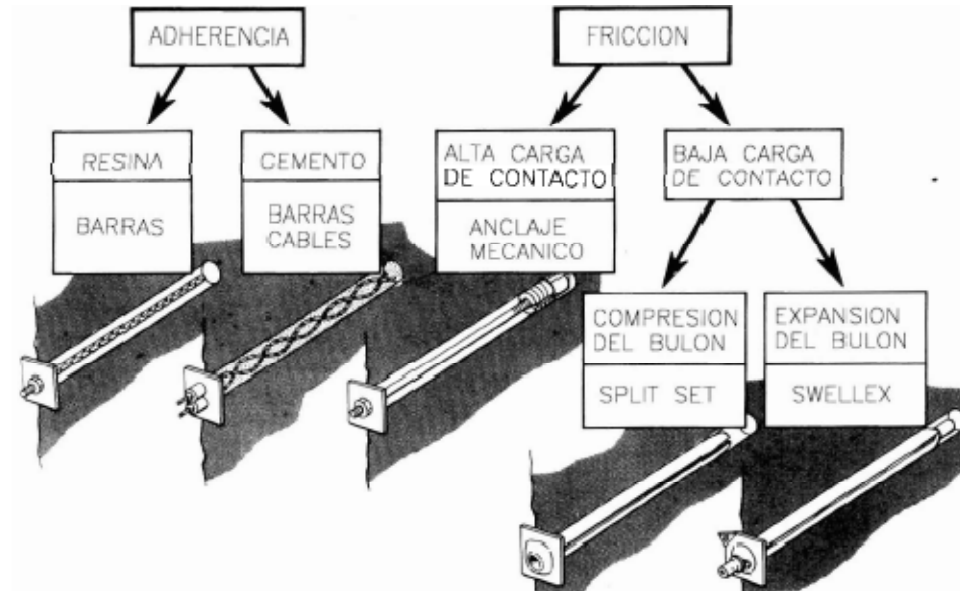


Figura No. 95 Sistemas de Anclaje según el mecanismo en el que se fundamenta, adherencia y fricción. (LOPEZ JIMENO, 2000)¹⁴⁷

4.3.3.1 ANCLAJES POR ADHERENCIA

En los anclajes que trabajan por adherencia al terreno se crea un espacio anular entre la barra del anclaje y las paredes del taladro en que se ancla, y este espacio es rellenado con un mortero que al fraguar, debe asegurar la adherencia suficiente para sostener el terreno.

- *Anclajes a base de Resina.* – Estos anclajes están fabricados con una resina de poliéster, armada con fibra de vidrio, embebida en un material inerte granular. Para que la resina inicie su fraguado es necesario ponerla en contacto con un catalizador, el mismo que está incluido en el cartucho de la resina pero en un compartimiento separado.

¹⁴⁷LOPEZ JIMENO, CARLOS. “Manual de Túneles”, MADRID, Editorial Entorno Gráfico, 3era. Edición. 2000. Cap. XII y XIII.

El anclaje mediante morteros a base de resina es eficaz en la mayor parte de las rocas y no presenta problemas operativos. Solo hay que tener la precaución de utilizar los cartuchos suficientes para rellenar todo el espacio entre la barra y el espacio anular en el taladro y asegurar el movimiento de rotación para mezclar la resina y el catalizador. Con las resinas actualmente se puede esperar un esfuerzo por adherencia de alrededor de 4 a 7 MPA. El aspecto más crítico y que debe respetarse cuando se usan estos tipos de anclaje es la diferencia entre el diámetro exterior de la barra del bulón y la pared interior del taladro que debe ser inferior a 10 mm., para evitar que se dificulte la mezcla de la resina con el catalizador.

- *Anclajes a base de cemento.* –La inyección de cemento se la puede realizar mediante una lechada, que se utiliza sobre todo cuando los pernos superan una longitud de 6 metros, o ya sea mediante cartuchos, similares a los usados con resina, pero con cemento como el agente adherente al cual se le añaden aditivos para facilitar el proceso de fraguado e hidratación del cemento.

El anclaje mediante mortero de cemento es mucho más seguro que el que se logra con cartuchos de resina, durante el proceso constructivo, ya que una vez sumergidos los cartuchos en agua el proceso de hidratación no depende del método operativo, siendo los tiempos de fraguado mayores a los logrados en anclajes en base de resina. Por otra parte en terrenos de poca competencia o de mala calidad el hecho de introducir el perno a percusión hace que un anclaje sea de mayor calidad que el que se consigue con resina. Algunas desventajas son por ejemplo que el esfuerzo de adherencia obtenido con lechada de cemento rodea valores entre 0.5 y 3 MPA, sensiblemente menores a los

compuestos con resina. En general y en la práctica, en el caso más crítico de que se trate con terrenos poco resistentes en donde lograr un buen anclaje con resina suele ser complicado, habrá que considerar que los anclajes realizados a base de mortero de resina o cemento son prácticamente iguales al momento de su funcionamiento.

4.3.3.2 ANCLAJES POR FRICCIÓN

La característica común en los anclajes por adherencia, ya sea con resina o cemento, es que el perno anclado tiene una rigidez muy superior a la del terreno circundante. Esto puede generar serios problemas, incluso llegando a producirse la rotura del perno o bulón, si la excavación sufriera una plastificación importante como consecuencia del reajuste de esfuerzos, luego de colocados los anclajes.(LOPEZ JIMENO, 2000)¹⁴⁸

Los anclajes que trabajan por fricción o también llamados anclajes mecánicos, minimizan este problema aunque también existen inconvenientes los cuales se detallan brevemente en los siguientes puntos:

- *Anclaje con elevada presión de contacto:* Son los anclajes primitivos comunes de anclaje puntual en el cual el anclaje, se consigue a base de expandir unas piezas metálicas que penetraban en el terreno. Es el anclaje más utilizado a nivel mundial, sin embargo sus usos se restringen a la minería mas no a la obra civil.

¹⁴⁸LOPEZ JIMENO, CARLOS. “Manual de Túneles”, MADRID, Editorial Entorno Gráfico, 3era. Edición. 2000. Cap. XII y XIII.

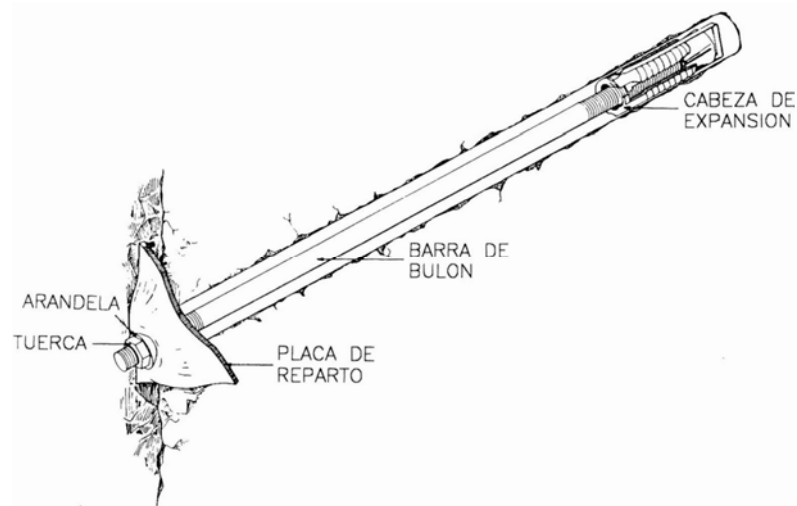


Figura No. 96 Anclaje por fricción con elevada presión de contacto.(DEERE, PECK, PARKER, MONSEES, & SCHMIDT, 1970)¹⁴⁹

- *Anclaje con baja presión de contacto:* Los anclajes de baja presión son aquellos que trabajan a lo largo del bulón o perno, es decir anclaje repartido; actualmente están representados por los tipo SPLIT-SET y SWELLEX. Ambos trabajan por fricción, lo cual permitirá mantener la carga máxima con unos desplazamientos muy importantes.

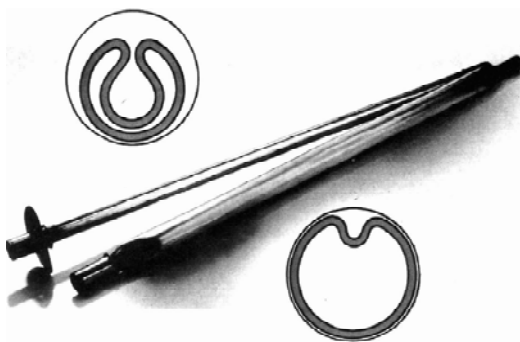


Figura No. 97 Principio del sistema SWELLEX.(HUGON & COSTES, 1959)¹⁵⁰

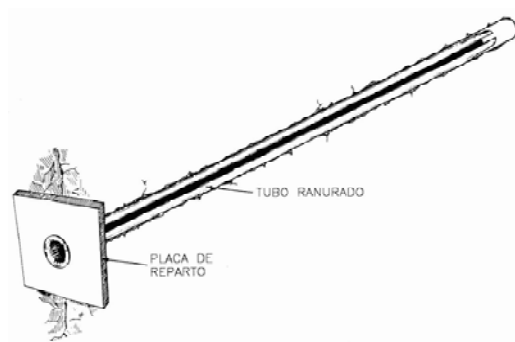


Figura No. 98 SPLIT-SET(HUGON & COSTES, 1959)¹⁵⁰

¹⁴⁹ DEERE, D.U., PECK, R.B., PARKER, H.W., MONSEES, J.E., AND SCHMIDT, B., "Design of Tunnel Support Systems", Highway Research Record, No. 339, 1970, p. 26-33.

¹⁵⁰ HUGON, A.; COSTES, A. "Lebulonnage des roches en souterrain". Eyrolles. Paris. 1959.

El sistema SPLIT-SET, contiene una ranura a lo largo del bulón y donde el diámetro de éste será menor al del taladro, para que de esta manera mediante percusión o presión el bulón entre y el suelo excedente ingrese a la ranura creando el concepto de fricción entresuelo y bulón.

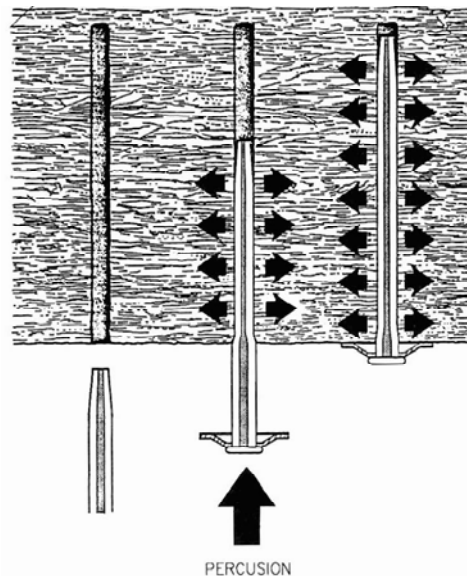


Figura No. 99 Colocación de un sistema Split-Set. (HUGON & COSTES, 1959)¹⁵¹

El sistema Swellex a diferencia del anterior, consta de doble tubo el mismo que se infla con agua a presión una vez introducido en el taladro para adaptarse a la superficie del terreno.

4.4 SOSTENIMIENTO CON CERCHAS METÁLICAS

LOPEZ JIMENO en su publicación presenta una explicación muy detallada de las estructuras metálicas como sostenimiento para túneles. Por tanto para explicar su

¹⁵¹HUGON, A.; COSTES, A. "Lebulonnage des roches en souterrain". Eyrolles. Paris. 1959.

funcionalidad y diferentes sistemas se ha tomado como base dicho libro, de esta manera se realiza un resumen explícito y claro del apartado del autor en mención.

Los elementos metálicos considerando a éstos como un sistema clásico de sostenimiento pasivo, ha resultado ser probablemente uno de los sistemas más versátiles dados los diferentes terrenos y proyectos de túneles a los cuales ha sido aplicado este sistema.

La entibación inicia con el hierro fundido para túneles en suelos no consolidados, aunque en situaciones especiales se sigue usando este método. Posteriormente el sostenimiento con acero preformado como viguetas de acero laminado con secciones H, U, u otras llegan a conformar un amplio rango de aplicaciones, ya sea como sistemas de sostenimiento temporal para túneles en roca de calidad baja y donde los bulones o anclajes con pernos se consideran no aplicables o poco efectivos, o como sostenimiento principal donde existan grandes volúmenes de rocas fracturadas.

La entibación de acero ofrece la ventaja de ser más resistente tanto a los esfuerzos de compresión como a los de tracción, y de esta manera trabajando muy bien a flexión lo cual brinda características favorables cuando el reajuste de esfuerzos en el suelo sea grande debido a la excavación. (LOPEZ JIMENO, 2000)¹⁵²

Debido a esta última ventaja, esta técnica de entibación o sostenimiento es muy conveniente para condiciones de terreno cuando exista una importante tendencia al colapso y cierre de excavación, debido a los esfuerzos progresivos que son introducidos al suelo producto de la excavación propia del túnel.

La entibación metálica con hierro fundido preformado tiene sus límites, por ejemplo a túneles circulares, debido a que su uso en terrenos no consolidados es realizado

¹⁵²LOPEZ JIMENO, CARLOS. “Manual de Túneles”, MADRID, Editorial Entorno Gráfico, 3era. Edición. 2000. Cap. XV.

generalmente en combinación con métodos de excavación con escudos, y se hace necesario un sostenimiento cerrado para brindar impermeabilización. Ocurre diferente con el sostenimiento de acero, el cual es adaptable a cualquier forma de excavación subterránea sea con una disposición cerrada (Impermeable), o abierta, esto se debe a la gran capacidad de resistencia tanto a la tracción y compresión, y por supuesto a la capacidad de moldearse del acero laminado y de acomodarse a cualquier forma de excavación.

En nuestro país ya ha sido común el uso de las estructuras metálicas para sostenimiento en los túneles, es así que se puede señalar al túnel de tráfico vehicular Guayasamín que conecta el Norte de Quito y los valles de Cumbayá, o el túnel de conducción a gravedad recién construido debajo del intercambiador El Trébol, donde se usaron sostenimientos metálicos debido a la gran complejidad geológica de las zonas. En las siguientes Figuras se puede observar el sostenimiento en dichos túneles.

Las secciones más utilizadas en túneles y galerías con sostenimiento de acero son circulares, en forma de arco/herradura y rectangular/cuadrada. En los túneles de ingeniería civil, donde se requieren paredes lisas o estéticas, el sostenimiento temporal de acero es usado comúnmente en combinación con el hormigón encofrado en el sitio, de esta manera el acero utilizado funciona para soporte de las deformaciones iniciales del terreno, y de este modo controlar los esfuerzos inducidos por la excavación y disminuir o minimizar la deformación inducida sobre el sostenimiento rígido de hormigón, es decir evitar que el hormigón se fracture debido a su mala capacidad para resistir elevados momentos flectores.



Figura No. 100 Armado del túnel de conducción a gravedad bajo el Intercambiador El Trébol. **Fotografía** tomada el 10 de marzo de 2010.



Figura No. 101 Sostenimiento con vigas tipo H, túnel vial Guayasamín. (PROAÑO, 2009)¹⁵³

¹⁵³ PROAÑO, Gastón. “**Tomas de la construcción del túnel en la ciudad de Quito**”. ESPOL. Internet. <http://www.dspace.espol.edu.ec/handle/123456789/5989>. QUITO. Julio 2009.

Sin duda el acero, con las tantas aleaciones y tratamientos, así como las formas que conforman los sistemas de sostenimiento, es sin duda el más usado para entibaciones y sostenimientos en el mundo y en los túneles realizados a nivel mundial.

4.4.1 Formas Típicas de Sostenimiento con cerchas o elementos metálicos

Los sistemas de sostenimiento o entibación están compuestos por módulos los cuales a su vez están conformados por elementos rectos o circulares dependiendo de la sección de túnel que se requiera desarrollar, ejemplo claro son los elementos usados en el túnel vial Guayasamín en la ciudad de Quito. Las siguientes geometrías son las más comunes:

- *Trapezoidal o Cuadro.* – Son los usados en las obras subterráneas destinadas para minería, como se puede observar en la Figura No. 12, consta de 3 elementos o viguetas, prácticamente trabajando como un pórtico empotrado donde sus elementos verticales podrían trabajar a flexión si aparece la presión lateral del suelo.

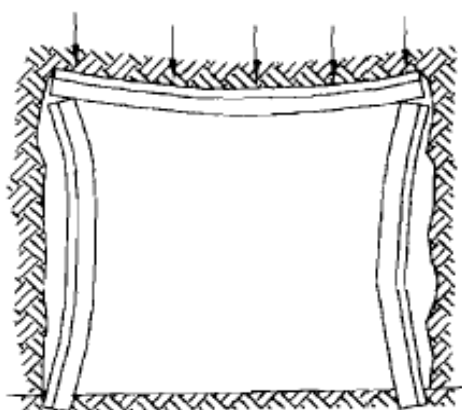


Figura No. 102 Entibación trapezoidal (Deformada del pórtico). (LOPEZ JIMENO, 2000)¹⁵⁴

¹⁵⁴ LOPEZ JIMENO, CARLOS. “Manual de Túneles”, MADRID, Editorial Entorno Gráfico, 3era. Edición. 2000. Cap. XV.

- *Curvo.* – Estas geometrías son las más utilizadas para obras civiles, están constituidas por segmentos curvilíneos formando un conjunto rígido o deslizante. Tienen una gran ventaja debido a la inducción de esfuerzos de compresión en la parte inferior del perfil resultado de los esfuerzos exteriores de la galería al momento de apoyarse en la parte convexa al terreno. Muy útiles en el caso de tener una geología complicada, la cual induce esfuerzos adicionales en el túnel. Para esfuerzos normales a las paredes y que estén uniformemente repartidos, la forma ideal sería una entibación circular cerrada. En la siguiente Figura se puede observar la variabilidad de resistencia límite de sostenimiento según la forma de entibación y para un perfil determinado de excavación.

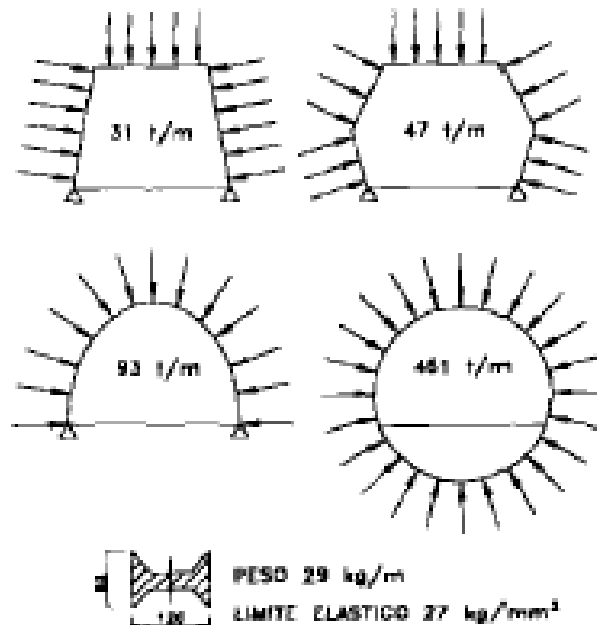


Figura No. 103 Resistencia Límite según el sostenimiento para un perfil tomado de ejemplo. (LOPEZ JIMENO, 2000)¹⁵⁵

¹⁵⁵ LOPEZ JIMENO, CARLOS. **“Manual de Túneles”**, MADRID, Editorial Entorno Gráfico, 3era. Edición. 2000. Cap. XI y XII.

La entibación en arco se distingue en el arco semicircular y en la forma de herradura, la siguiente Figura indica varias formas típicas de túneles o galerías, y los sostenimientos que son adaptables a cada una de éstas, sean rígidos o deformables.

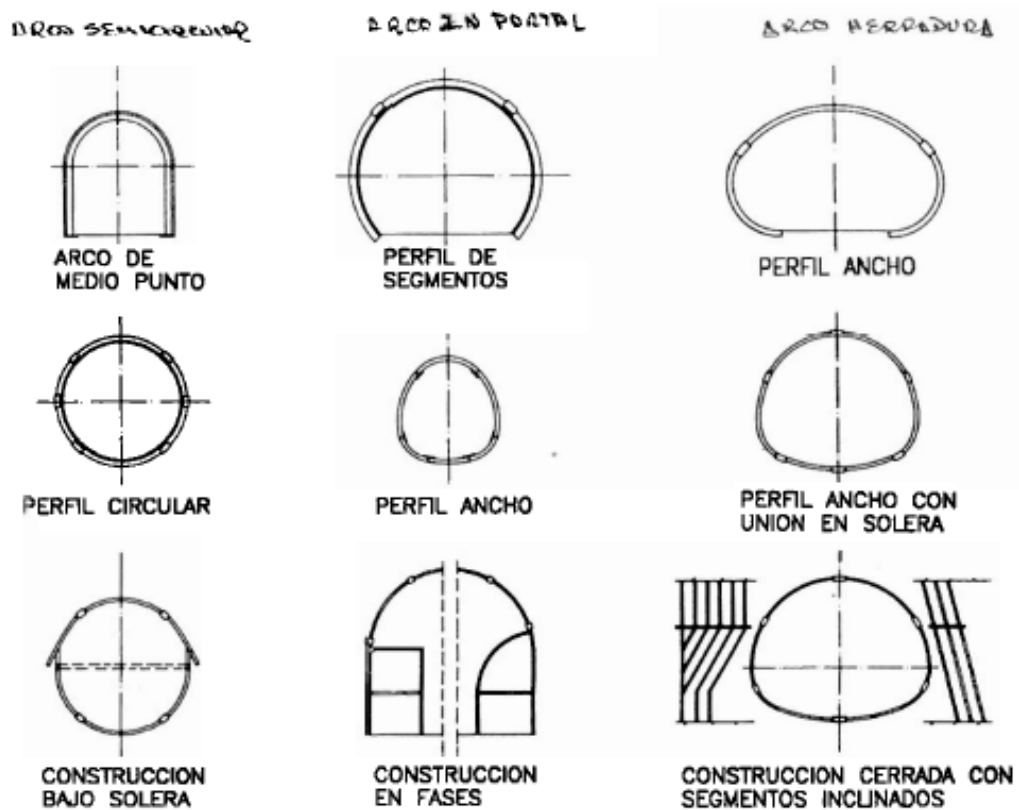


Figura No. 104 Formas comunes de sostenimiento abierto y cerrado. (LOPEZ JIMENO, 2000)¹⁵⁶

Las secciones a usarse en una entibación o sostenimiento con acero varían de acuerdo al tamaño de estructura que se esté desarrollando. Se dan ciertas recomendaciones que se pueden tomar como base (HUGON & COSTES, 1959)¹⁵⁷ por ejemplo para pequeños túneles se suele utilizar viguetas de sección ligera, como por ejemplo las I de 102 mm y

¹⁵⁶LOPEZ JIMENO, CARLOS. "Manual de Túneles", MADRID, Editorial Entorno Gráfico, 3era. Edición. 2000. Cap. XV.

¹⁵⁷HUGON, A.; COSTES, A. "Lebulonnage des roches en souterrain". Eyrolles. Paris. 1959.

103 kg/m.; las de mayor uso donde el suelo sea de presión media, y para túneles de pequeña y mediana sección, son las formadas por arcos de vigas de 102 mm, sección H; a medida que las presiones suban se deberá ir incrementando el tamaño del perfil; para túneles grandes se deberá tomar en cuenta las presiones esperadas en el terreno, las secciones deberán ser H y su tamaño variará de acuerdo a la presión del terreno calculada. La mayoría de túneles requieren sostenimiento metálico en algunos tramos, otros solamente en los portales o en zonas de roca alterada o de falla, dependerá mucho del sistema constructivo que se use.



Figura No. 105 Conjunto de arcos de acero. (HUGON & COSTES, 1959)¹⁵⁸

¹⁵⁸HUGON, A.; COSTES, A. "Lebulonnage des roches en souterrain". Eyrolles. Paris. 1959.

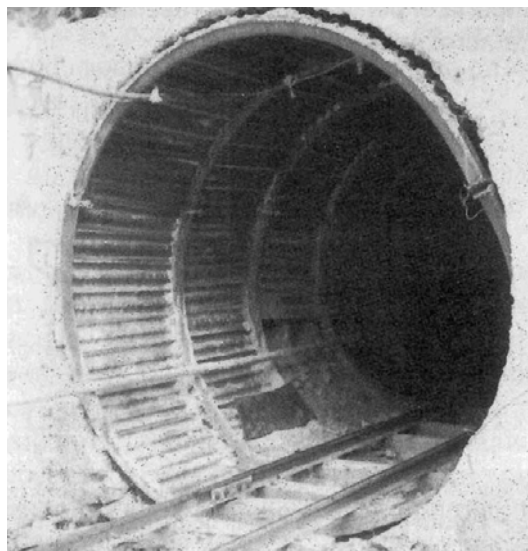


Figura No. 106 Entibación rígida de un túnel circular para conducción de aguas, con sección H. (LOPEZ JIMENO, 2000)¹⁵⁹



- Soporte inmediato en la zona de excavación
- Utilización como plantilla durante la aplicación del hormigón Proyectado.
- Ensamblaje fácil y rápido, fácil de manipular
- Adherencia optimizada e interconexión completa con el revestimiento de hormigón proyectado.
- Adaptación y ajuste simple a la geometría de la excavación
- Apoyo optimizado para pilotes y recubrimientos de acero
- Los pilotes se pueden instalar encima o a través de los marcos reticulados.

Figura No. 107 Ventajas de los Marcos Reticulados. (AIME & GEOCONSULT, 2006)¹⁶⁰

¹⁵⁹LOPEZ JIMENO, CARLOS. **“Manual de Túneles”**, MADRID, Editorial Entorno Gráfico, 3era. Edición. 2000. Cap. XV.

¹⁶⁰AIME - Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, **“Seminario Internacional Proyecto y Construcción de Túneles y Obras Subterráneas” – Revestimiento de túneles**, QUITO, 26-28 de Julio 2006. Módulo 5.

4.4.2 Aplicaciones de los Arcos Rígidos

Ya como se ha indicado los arcos rígidos se han realizado en base de perfiles H, los cuales se usan en obras de túneles en roca como sostenimiento previo, para posteriormente recubrir al conjunto de hormigón; este recubrimiento de hormigón se lo deberá realizar después de un corto periodo, en el cual las deformaciones que resultan de la excavación, ya se hayan producido y aplicado en el sostenimiento de acero.

En este caso es necesario un sostenimiento con alta resistencia al cierre, y a la vez una capacidad de deformación no destructiva para un control efectivo de las condiciones del terreno; esto se logra gracias al comportamiento propio del acero, y principalmente gracias a la característica de ductilidad del material.

Por tanto esta entibación de acero con sección H ha sido usada ampliamente en túneles de roca alterada o intensamente fracturada, como un sostenimiento previo para luego convertirlo en sostenimiento permanente como ya se explicó en el párrafo anterior. Así mismo el sostenimiento con perfiles de este tipo ha sido ideado para usarse en varias geometrías de túneles, que van desde las simples, por ejemplo secciones cuadradas, hasta las más complejas, como el sostenimiento circular cerrado.

Es muy importante notar que el comportamiento del sostenimiento de acero de sección H depende no solamente de su sección transversal sino también del tipo y colocación de los elementos auxiliares utilizados en su construcción, como por ejemplo placas o barras de unión, etc.

4.4.3 Vigas Reticuladas (Cerchas) como otro tipo de sostenimiento.

Las vigas reticuladas se usan como sostenimiento temporal y se desarrollaron básicamente por la demanda especial de las constructoras de túneles, las mismas que fueron probadas y utilizadas en muchos frentes de excavación trabajando de manera óptima y adaptándose a todas las geometrías del diseño. Este sistema es muy común en nuestro país debido nuevamente a la complejidad geológica en los diferentes sectores del país.

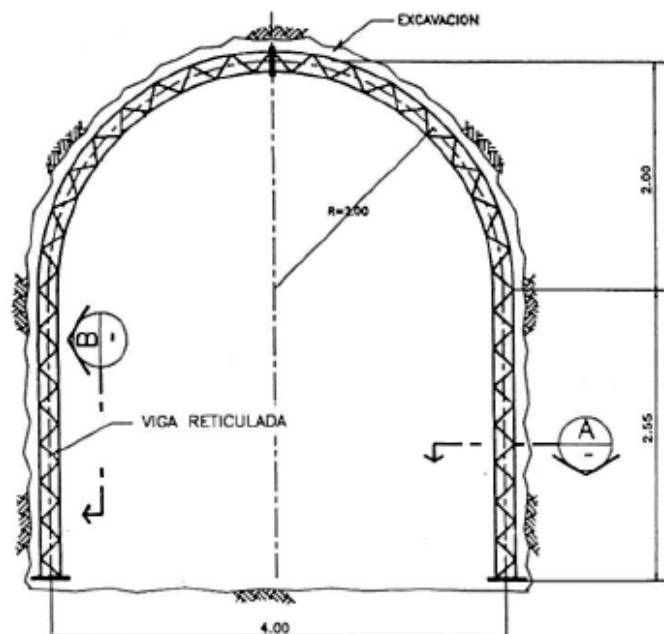


Figura No. 108 Características de una entibación reticulada. (HUGON & COSTES, 1959)¹⁶¹

Este sistema de sostenimiento es básicamente una celosía o cercha, la cual está constituida por elementos reticulados de varillas, correctamente fabricados y con material de calidad que cumplen las exigencias dadas en los proyectos de excavación.

¹⁶¹HUGON, A.; COSTES, A. "Lebulonnage des roches en souterrain". Eyrolles. Paris. 1959.

Este método se utilizó con grandes resultados en el túnel bajo el Intercambiador El Trébol, donde se colocó el sistema de armado y sostenimiento con celosías las mismas que luego serían recubiertas con hormigón proyectado y se usó un sistema de encofrado metálico con la forma de la sección del túnel. Las siguientes imágenes muestran el proceso constructivo.



Figura No. 109 Celosía en el túnel de conducción a gravedad bajo el Intercambiador El Trébol.
Fotografía tomada el 10 de marzo de 2010.

Las vigas reticuladas cumplen básicamente 2 funciones, la primera de sostener el material rocoso que se desprende y absorber las deformaciones de la roca al liberar las tensiones al momento de la excavación. Las siguientes son las razones más fuertes que hacen que las vigas reticuladas sean una buena alternativa para el sostenimiento de un túnel.

- Las vigas reticuladas bajo iguales condiciones de carga y sección de túnel son más económicas que los cuadros o arcos rígidos de perfiles H.

- Las cerchas se integran completamente al revestimiento de hormigón proyectado. Así mismo este recubrimiento será de un espesor menor.
- Cuando se requiere menor espesor de revestimiento implica una menor sobreexcavación para llegar a la sección final, y por lo tanto, menores costos de excavación y rendimiento de máquinas mayores.
- La estructura de este sostenimiento es liviana en comparación con los arcos rígidos, lo que permite su fácil y rápida instalación.
- Su fácil fabricación hace que su adquisición sea inmediata, además de su bajo costo.
- Al integrarse el revestimiento las varillas que hacen de bridas en las cerchas, pueden asumirse como parte del refuerzo del hormigón.

Los tipos de vigas reticuladas existentes y que son escogidas de acuerdo al sostenimiento que requiera el terreno, son los siguientes:

- Vigas reticuladas de 3 barras

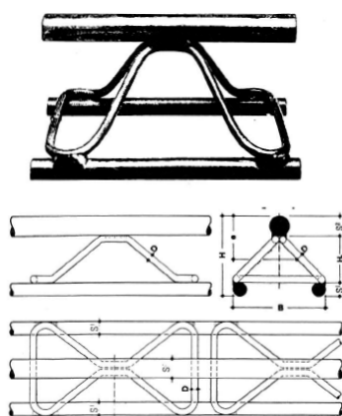


Figura No. 110 Características de una viga reticulada de 3 barras. (LOPEZ JIMENO, 2000)¹⁶²

¹⁶² LOPEZ JIMENO, CARLOS. **“Manual de Túneles”**, MADRID, Editorial Entorno Gráfico, 3era. Edición. 2000. Cap. XV.

- Vigas reticuladas de 3 barras reforzadas

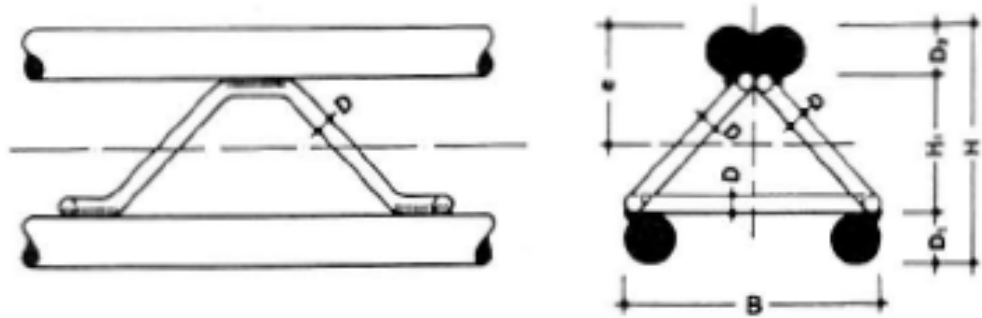


Figura No. 111 Características de una viga reforzada. (LOPEZ JIMENO, 2000)¹⁶³

- Vigas reticuladas de 4 barras

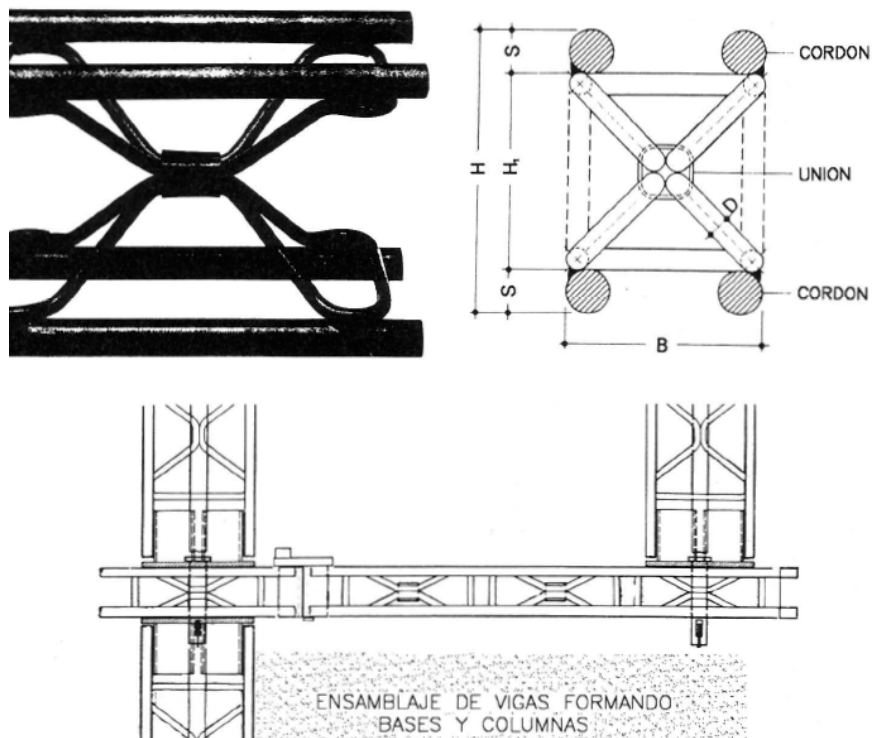


Figura No. 112 Características de una viga de 4 barras y usos complementarios. (LOPEZ JIMENO, 2000)¹⁶³

¹⁶³LOPEZ JIMENO, CARLOS. “Manual de Túneles”, MADRID, Editorial Entorno Gráfico, 3era. Edición. 2000. Cap. XI y XII.

4.5 EL HORMIGÓN PROYECTADO O LANZADO

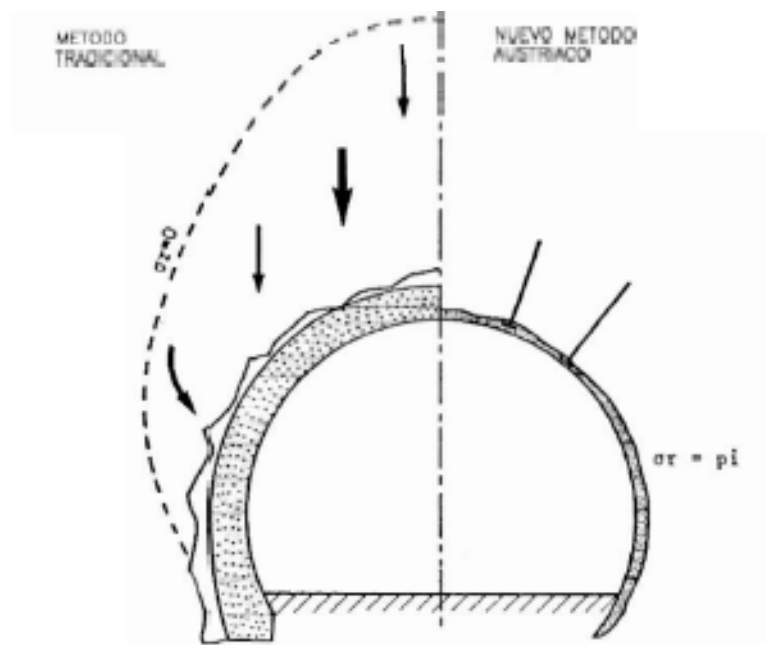


Figura No. 113 Comparación de los métodos clásico y actual de construcción de túneles. (LOPEZ JIMENO, 2000)¹⁶⁴

El hormigón lanzado o proyectado como material de sostenimiento nace desde la decisión misma de los ingenieros en iniciar una excavación, es decir perturbar al mínimo las condiciones naturales del terreno excavado. Antes de cualquier trabajo de excavación, el terreno se encuentra en estado de equilibrio natural. Debido al avance de la excavación dicho estado natural se ve notablemente trastornado por el efecto de la descompresión del terreno y del reajuste de esfuerzos que tanto se ha hablado en este trabajo; por esta razón es necesario adoptar métodos de construcción que permitan evitar y limitar ese fenómeno en el entorno de la excavación. La descompresión del terreno

¹⁶⁴LOPEZ JIMENO, CARLOS. “Manual de Túneles”, MADRID, Editorial Entorno Gráfico, 3era. Edición. 2000. Cap. XV.

está acompañada de un efecto de dilatación del terreno y una pérdida irremediable de las características mecánicas de la zona, por tanto en un terreno descomprimido será necesario un sostenimiento importante para lograr una estabilidad de conjunto del macizo o terreno.

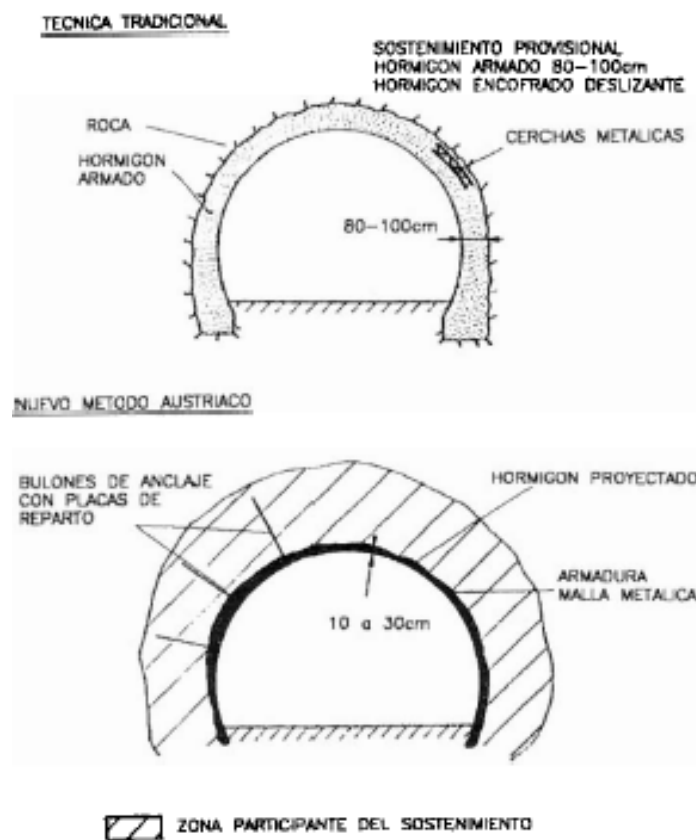


Figura No. 114 Método tradicional y Nuevo Método Austriaco de construcción de túneles. (LOPEZ JIMENO, 2000)¹⁶⁵

Cuando la excavación es mecánica, las perturbaciones y la descompresión es menor que cuando se usan explosivos, pero en una pequeña escala. Es por esto que con el

¹⁶⁵LOPEZ JIMENO, CARLOS. “Manual de Túneles”, MADRID, Editorial Entorno Gráfico, 3era. Edición. 2000. Cap. XV.

sostenimiento previo se puede asegurar y limitar estos efectos sin importar los medios de excavación y que pueden resultar peligrosos en la construcción de túneles.

De este estudio nace el Nuevo Método Austriaco de Construcción de Túneles, explicado en el Capítulo III de este trabajo.



Figura No. 115 Hormigón proyectado en túneles. (AIME & GEOCONSULT, 2006)¹⁶⁶

¹⁶⁶AIME - Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, “Seminario Internacional Proyecto y Construcción de Túneles y Obras Subterráneas” – Fortificación del Hormigón Lanzado, QUITO, 26-28 de Julio 2006. Módulo 4.

- ***Uso histórico del Hormigón Proyectado:***

- El hormigón proyectado comenzó a emplearse en forma creciente y sistemática después de la 2ª guerra mundial.
- Hasta prácticamente fines de los años 80, el hormigón proyectado cumplía con una función estructural temporal, limitada al período de construcción de los túneles.
- Siempre que un túnel requería un revestimiento duradero, éste se ejecutaba en hormigón moldeado.

- ***Nuevos Usos del Hormigón Proyectado:***

- El comienzo de uso del Hormigón Lanzado como estructura definitiva, durable, de alta calidad está asociado al desarrollo de la tecnología de aditivos.
- A partir de los años 80 comienza a diseñarse revestimientos de HP de alta calidad y durabilidad.

4.5.1 EVOLUCIÓN DEL HORMIGÓN PROYECTADO CON LA APLICACIÓN DE ADITIVOS ESPECIALES.

La evolución de la calidad del Hormigón proyectado básicamente tiene relación con la existencia de nuevos aditivos, tales como microsílíce, acelerantes libres de álcalis y superplastificantes. Pudiéndose garantizar un producto de calidad mucho más alta, por ende, también de suficiente durabilidad y de suficiente uniformidad, resultó razonable, emplear revestimientos de hormigón proyectado permanentes.

Se comenzó a usar el revestimiento primario como cáscara de función permanente, aplicando sobre ella un revestimiento secundario, también de Hormigón Proyectado.

Inicialmente, los revestimientos compuestos de Hormigón Proyectado se emplearon prioritariamente en sectores atípicos (intersecciones, túneles con forma variable, etc.), por los elevados costos de encofrados (Jubilee and Heathrow Lines, Londres). Junto con la posibilidad de construcción de cáscaras compuestas más económicas, apareció la necesidad de garantizar la durabilidad y de lograr impermeabilidad. Ello hizo más necesario el empleo de fibras, pues a través de la eliminación de armaduras (barras o mallas electrosoldadas), se reduce el riesgo de ocurrencia de nidos (oquedades).

Además del empleo más específico y planeado de los aditivos (microsílice, superplastificantes, fibras, etc.), se desarrollaron capas proyectadas impermeables.

4.5.1.1 Uso Clásico – Revestimiento Primario en Túneles

En condiciones de trabajo en que la instalación del revestimiento primario es dificultosa, el macizo ejerce grandes presiones (deformaciones) y hay fuerte ingreso de agua, se deben instalar paraguas, que cortan la cáscara, no es recomendable hacer un revestimiento primario permanente. En general, en la minería, en aquéllos túneles y cavernas, que son de uso limitado en el tiempo.



Figura No. 116 Uso Clásico de hormigón lanzado. Revestimiento primario. (AIME & GEOCONSULT, 2006)¹⁶⁷

4.5.2 REVESTIMIENTOS PERMANENTES DE HORMIGÓN PROYECTADO – CASOS CON ALTA SOLICITACIÓN.

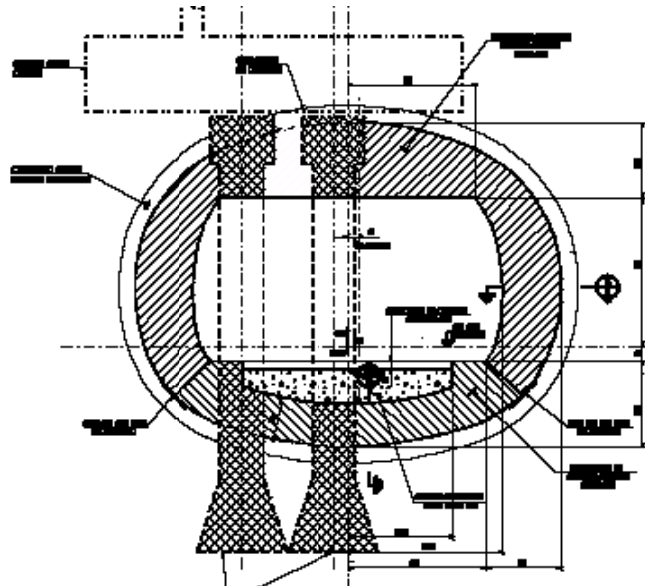


Figura No. 117 Revestimientos permanentes Metro de Santiago. (AIME & GEOCONSULT, 2006)¹⁶³

¹⁶⁷AIME - Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, “Seminario Internacional Proyecto y Construcción de Túneles y Obras Subterráneas” – Fortificación del Hormigón Lanzado, QUITO, 26-28 de Julio 2006. Módulo 4.

Caso de túnel especial, Metro Santiago ENL2; Con revestimiento primario de Hormigón Proyectado y revestimiento secundario de hormigón colado permanente, bajo estribo de un puente del Río Mapocho (acción de agua subterránea, grandes esfuerzos, necesidad de muy grandes cuantías de armadura)

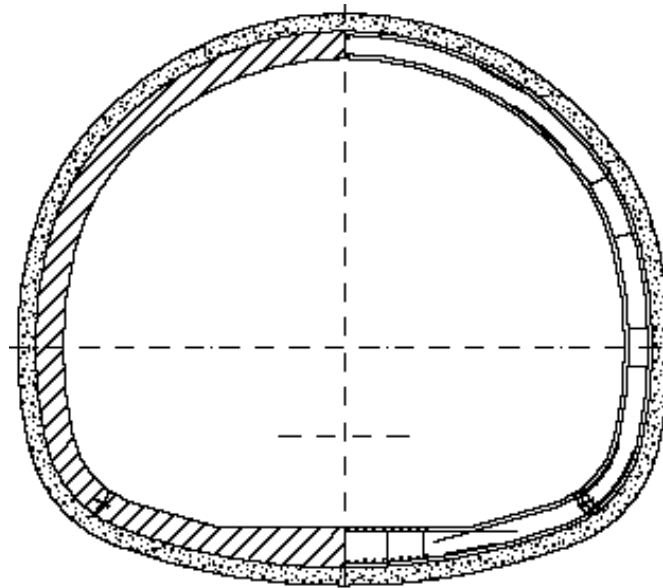


Figura No. 118 Revestimientos permanentes Metro de Santiago. (AIME & GEOCONSULT, 2006)¹⁶⁸

Caso de túnel del Metro Santiago L5 al Centro, con revestimiento primario de Hormigón Proyectado y revestimiento secundario de hormigón colado permanente, con los siguientes criterios de diseño:

- Rigidez y garantía de limitación máxima de deformaciones– falta de resultados de monitoreo

¹⁶⁸ AIME - Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, “Seminario Internacional Proyecto y Construcción de Túneles y Obras Subterráneas” – Fortificación del Hormigón Lanzado, QUITO, 26-28 de Julio 2006. Módulo 4.

- Elevada Resistencia a cargas y relajaciones futuras asociadas a edificaciones, Durabilidad y Estanqueidad.
- ***Revestimientos Compuestos Permanentes de Túneles***

Especialmente apropiado en condiciones de suelo favorables (suelo competente) y túneles poco profundos (túneles urbanos) – Ej.: Metro de Santiago (suelos muy rígidos, sin agua subterránea)



Figura No. 119 Revestimientos Compuestos permanentes de túneles.(AIME & GEOCONSULT, 2006)¹⁶⁹

¹⁶⁹AIME - Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, **“Seminario Internacional Proyecto y Construcción de Túneles y Obras Subterráneas”** – Fortificación del Hormigón Lanzado, QUITO, 26-28 de Julio 2006. Módulo 4.



Figura No. 120 Revestimientos Permanentes Túneles Metro Santiago. (AIME & GEOCONSULT, 2006)¹⁷⁰



Figura No. 121 Túnel de conducción a gravedad Intercambiador El Trébol. Fotografía tomada el 10 de marzo de 2010.

¹⁷⁰ AIME - Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, “Seminario Internacional Proyecto y Construcción de Túneles y Obras Subterráneas” – Fortificación del Hormigón Lanzado, QUITO, 26-28 de Julio 2006. Módulo 4.

4.5.2.1 CRITERIOS DE DISEÑO DEL HORMIGÓN PROYECTADO

- Reducción de espesores ($e_{tot} = 35 - 40$ cm) a través del empleo de revestimiento compuesto de Hormigón Proyectado; con ello se logran economías de 20-40% de la obra.
- Necesidad de logro de revestimiento primario de buena calidad.
- Empleo de revestimiento secundario reforzado con fibras – mayor grado de impermeabilidad.

Junto con la posibilidad de construcción de capas compuestas más económicas, apareció la necesidad de garantizar la durabilidad y de lograr impermeabilidad.



Figura No. 122 Ejemplo: Revestimiento secundario de Hormigón Proyectado aplicado sobre el primario en forma directa, previo tratamientos (hidro-lavado, instalación de medidas de impermeabilización o de captación y evacuación de aguas de infiltración). (AIME & GEOCONSULT, 2006)¹⁷¹

¹⁷¹AIME - Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, “Seminario Internacional Proyecto y Construcción de Túneles y Obras Subterráneas” – Fortificación del Hormigón Lanzado, QUITO, 26-28 de Julio 2006. Módulo 4.

4.5.2.2 *DEFINICIONES TERMINOLÓGICAS*

El Hormigón Proyectado es una mezcla de cemento, de agregados de tamaño entre 4 y 12 mm, agua y aditivos, transportado al sitio de instalación mediante transporte neumático mediante manguera, en dónde es compactado a través de una proyección a elevada presión y velocidad.

4.5.2.3 *MÉTODOS DE APLICACIÓN DEL HORMIGÓN PROYECTADO*¹⁷²

- **Vía seca:**

La mezcla seca se transporta hasta la boquilla mediante presión, en dónde se adiciona el agua a presión, con incorporación de aditivo acelerante. Con máquinas manuales se puede proyectar entre 3-15 m³/h

- **Vía húmeda:**

La mezcla de cemento, agregados, agua y aditivos plastificantes se bombea a través de una manguera hacia la boquilla, en la que se adiciona aire comprimido con aditivo acelerante líquido; se emplean máquinas manuales o robotizadas; con robots se pueden alcanzar rendimientos de hasta 30 m³/h.

- **Vía semi-húmeda:**

Término que se emplea para la incorporación del agua a la mezcla seca, dentro de la manguera, a pocos metros de la boquilla

¹⁷²AIME - Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, “Seminario Internacional Proyecto y Construcción de Túneles y Obras Subterráneas” – Fortificación del Hormigón Lanzado, QUITO, 26-28 de Julio 2006. Módulo 4.

4.5.3 FACTORES RELEVANTES EN EL DISEÑO DEL HORMIGÓN PROYECTADO DE ALTA CALIDAD (VÍA HÚMEDA)

- Desarrollo de una mezcla bien gradada, que permita óptimas condiciones de bombeabilidad, trabajabilidad, reducción de rebote y buena compactación;
- Contenido adecuado de cemento (400-500 kg/m³); el contenido de cemento (excluyendo puzolana en el caso del Ecuador) no deberá ser inferior a 350 kg/m³;
- Relación A/C < 0.45, lo que se logra mediante aditivos reductores de agua; actualmente con hiperplastificantes de última generación se logran relaciones A/C de 0,35-0,40, manteniendo un asentamiento de aproximadamente 20 cm;
- Es conveniente emplear material puzolánico.
- Uso controlado de acelerantes de fraguado, para no castigar la resistencia final; Aditivos necesarios para desarrollar adherencia, resistencia temprana y reducción de rebote.
- Es recomendable emplear un refuerzo de fibras, en particular en revestimientos de alta durabilidad, a efectos de reducir las microfisuras por debajo de los 0,2 mm; se pueden emplear fibras de acero o de polipropileno de alta densidad.
- Por razones prácticas, cuando se emplea la mezcla húmeda, es conveniente emplear aditivos de control de la hidratación, mediante los que se inhibe el fraguado (hasta por 72 horas), para luego activar la hidratación mediante el aditivo acelerante; El empleo de estos aditivos mejora adicionalmente la calidad del hormigón lanzado, porque previene pre-hidrataciones indeseadas;

- Incorporación de aditivos de curado, adicionados en planta, los que incrementan la adherencia entre capas y el substrato y que reducen al mismo tiempo la permeabilidad;

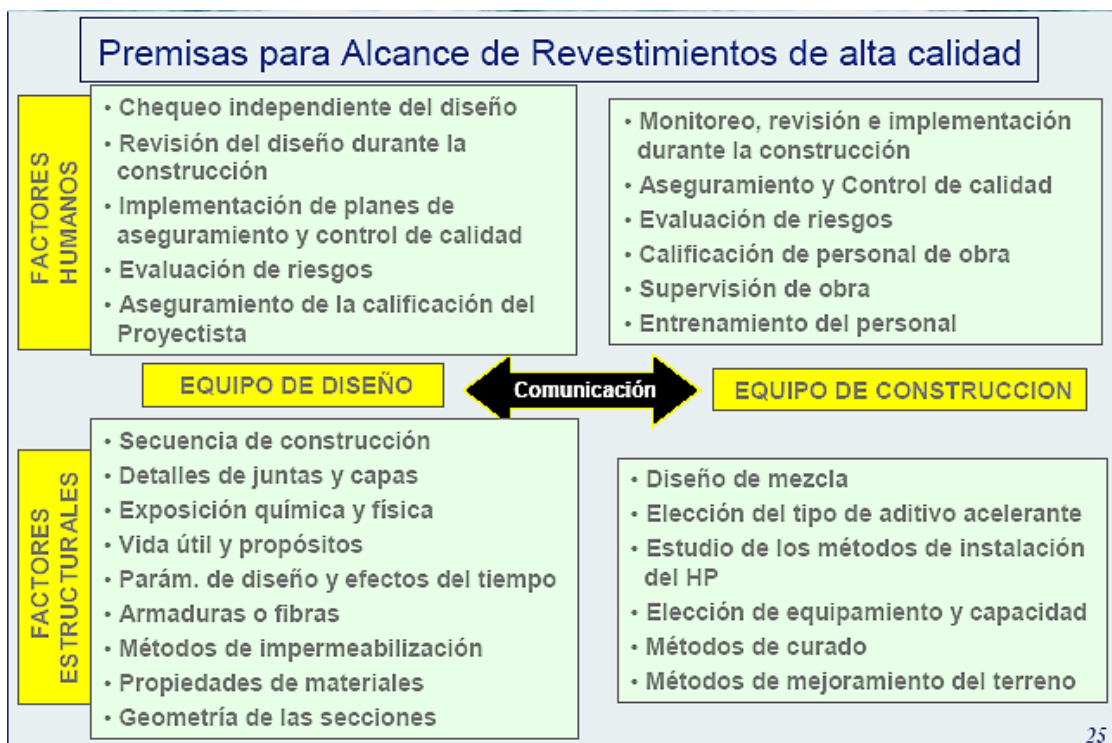


Figura No. 123 Premisas para Alcance de Revestimientos de alta calidad. (AIME & GEOCONSULT, 2006)¹⁷³

¹⁷³ AIME - Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, **“Seminario Internacional Proyecto y Construcción de Túneles y Obras Subterráneas”** – Fortificación del Hormigón Lanzado, QUITO, 26-28 de Julio 2006. Módulo 4.

4.6 NUEVAS TENDENCIAS DE REVESTIMIENTOS

LAUREANO CORNEJO en su publicación (CORNEJO ALVAREZ, 2005)¹⁷⁴ presenta las nuevas tecnologías de revestimientos en túneles utilizados a nivel mundial. Cada una de estas metodologías que se van a señalar muestran sus ventajas en comparación unas con otras, sin embargo será decisión del proyectista elegir la correcta de acuerdo a los estudios realizados y economía del proyecto. A continuación se cita un resumen de la publicación de CORNEJO, la misma que ayuda a comprender el amplio contexto de los revestimientos de túneles.

4.6.1 HORMIGONES REFORZADOS CON FIBRAS

Gracias al desarrollo de la tecnología del hormigón, en el mercado se han ido desarrollando nuevos tipos de fibras y sus utilización como refuerzo para los hormigones, lo cual permite mejorar, muy notablemente, su calidad, sus propiedades y su comportamiento a los esfuerzos y a las deformaciones que se generan en el terreno durante la construcción de una obra subterránea.

- ***Nuevos Tipos de fibras***

Los hormigones que se utilizan en la industria de la construcción, son, en sí mismo, materiales compuestos; lo cual se logra en una parte con la adición de fibras que consiguen mejorar sus propiedades, principalmente su resistencia a tracción su ductilidad y su durabilidad. Como ya se ha dicho, la utilización de estas fibras tiene una

¹⁷⁴CORNEJO ALVAREZ, LAUREANO. “Nuevas Tendencias en los revestimientos de Túneles”, MADRID, GEOCONSULT S.A., Septiembre 2005.

influencia notable en las propiedades de los hormigones como: la resistencia a tracción, el módulo de elasticidad Young y la deformación máxima hasta rotura (ductilidad).

Los hormigones en general, y los hormigones de sostenimiento y revestimiento de túneles, en particular deben tener las propiedades adecuadas siguientes:

- a) En cuanto a su resistencia
 - Resistencia a compresión simple.
 - Resistencia a tracción.
 - Resistencia a flexión.
- b) En cuanto a su comportamiento esfuerzo-deformación:
 - Tenacidad a esfuerzos de compresión.
 - Tenacidad a esfuerzos de tracción.
 - Tenacidad a esfuerzo de flexión.
 - Ductilidad.
- c) En cuanto a su durabilidad
 - Resistencia a la corrosión.
 - Resistencia a los álcalis.
 - Resistencia a los ácidos.
 - Resistencia a la fisuración.
 - Impermeabilidad.
 - Resistencia a los sismos y/o vibraciones.
 - Resistencia al fuego.

- Resistencia a las explosiones.

En cuanto a sus características resistentes, los hormigones deben tener la resistencia a compresión necesaria para soportar las cargas previstas, los esfuerzos de tracción y los momentos flectores que se deriven de los cálculos estructurales que se realicen durante la etapa del proyecto. El comportamiento tenso-deformación, medido por la energía que es capaz de absorber un hormigón determinado, tenacidad, es un factor muy importante para elegir el tipo de hormigón y el tipo de refuerzo que debe utilizarse, en los hormigones proyectados y en los colocados “in situ”.¹⁷⁵

La tenacidad del hormigón que se diseñe, tiene que ir de acuerdo con el nivel de tensiones y deformaciones que vaya a tener que soportar a corto y largo plazo. Esto es especialmente importante en el diseño de dovelas de revestimiento prefabricado en túneles profundos en terrenos deformables.

La durabilidad de los hormigones es también un concepto fundamental, ya que éstos tienen que garantizar la estabilidad del túnel durante toda su vida útil en las circunstancias específicas de cada túnel (zonas sísmicas, túneles subacuáticos, incendios, explosiones, agresividad del agua subterránea).

La durabilidad de los revestimientos afecta a la seguridad del túnel y a la economía de su explotación, pudiendo afectar notablemente a los costos de mantenimiento, reparaciones y explotación.

- ***Propiedades de los Hormigones con fibra***

El hormigón tiene un buen comportamiento a los esfuerzos de compresión pero no así a los esfuerzos de tracción; esta limitación del hormigón se subsana con la adición de

¹⁷⁵CORNEJO ALVAREZ, LAUREANO. **“Nuevas Tendencias en los revestimientos de Túneles”**, MADRID, GEOCONSULT S.A., Septiembre 2005.

fibras. Las fibras metálicas se vienen utilizando como refuerzo del hormigón desde hace más de 40 años y se han convertido como el gran reemplazo para el acero estructural. Sin lugar a duda el tema de las fibras es muy amplio y dependerá de cada proyectista introducirse en el tema de manera de disminuir costos y mantener una seguridad alta en un proyecto de túneles.

4.6.2 NUEVOS HORMIGONES USADOS PARA REVESTIMIENTOS DE TÚNELES.

4.6.2.1 HORMIGONES PROYECTADOS ECOLÓGICOS.

Dentro del programa europeo Brite-Euram, se ha desarrollado y patentado un nuevo hormigón proyectado que no necesita acelerante de fraguado, producto generalmente contaminante de las aguas subterráneas y del terreno.

Se puede conseguir un hormigón proyectado de muy alta calidad y más económico que el tradicional.

Este tipo de hormigón proyectado se ha utilizado ya, satisfactoriamente en los más importantes proyectos de túneles en Alemania y Austria.¹⁷⁶

A) COMPONENTES

- Cemento con mínimos contenidos de yeso y sulfatos.
- Sin acelerante de fraguado.
- Aditivo no alcalino para retrasar el fraguado 2-3 minutos que permite proyectar el hormigón e incrementar su adherencia.
- Superplastificantes para reducir la relación agua-cemento.

¹⁷⁶CORNEJO ALVAREZ, LAUREANO. “Nuevas Tendencias en los revestimientos de Túneles”, MADRID, GEOCONSULT S.A., Septiembre 2005.

- Puzolanas: microsílíce, cenizas volantes muy reactivas con el agua y el carbonato cálcico del cemento que incrementa su poder cementante.
- Agregados lavados y dentro del uso granulométrico especificado.
- Agua.
- Fibras.

B) PROPIEDADES

- Fraguado rápido.
- Mayores resistencias iniciales y finales (50% mayores que los tradicionales).
- Más densos.
- Mayor adherencia con la roca o terreno.
- Más impermeables.
- Mayor durabilidad.
- Más ecológicos por ausencia del acelerante contaminante.
- Más económicos.
- De igual calidad que un buen hormigón encofrado para revestimientos.
- Con las propiedades adicionales conferidas por las fibras utilizadas.

C) CAMPO DE UTILIZACIÓN

- En hormigones proyectados en sostenimientos del terreno, cuyos espesores pueden considerarse como parte integrante del revestimiento, en sustitución de los hormigones proyectados, con acelerante de fraguado contaminantes del terreno y de las aguas subterráneas.

- En refuerzos y reparaciones de hormigones.

4.6.2.2 *HORMIGONES AUTOCOMPACTANTES (AUTO-NIVELANTES)*

Estos hormigones comúnmente se usan en la construcción de puentes y elementos prefabricados. En revestimiento de túneles se utilizan desde 1990. Entre las ventajas destacan una mejor calidad, durabilidad del hormigón con menores costos de colocación, ya que no necesita ser vibrado.



Figura No. 124 Revestimiento con Hormigón Autocompactante.(AIME & GEOCONSULT, 2006)¹⁷⁷

A) PROPIEDADES

- Auto-compactación sin necesidad de vibrado.
- Fluye con facilidad entre las armaduras.
- Alta resistencia a la segregación de los áridos.

¹⁷⁷AIME - Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, “Seminario Internacional Proyecto y Construcción de Túneles y Obras Subterráneas” – Fortificación del Hormigón Lanzado, QUITO, 26-28 de Julio 2006. Módulo 4.

- Garantía de llenado; ausencia de huecos y vacíos-
- Más denso y compacto.
- Mejor calidad del hormigón.
- Mayor durabilidad.
- Textura superficial uniforme.
- La adición de fibras, les confiere las propiedades específicas de éstas.

B) VENTAJAS ADICIONALES

- Reduce el tiempo de colocación.
- Reduce la mano de obra.
- Elimina los ruidos de vibrado.
- Reducción de costes de mantenimiento y reparaciones.

C) CAMPO DE UTILIZACIÓN

- Se usan en túneles desde 1990.
- En revestimientos de túneles en Europa; Proyecto SodraLanKen en Estocolmo.
- Hasta el momento presente se viene usando preferentemente en la construcción de puentes y elementos prefabricados.

D) CONSIDERACIONES SOBRE SU FABRICACIÓN Y COLOCACIÓN

- Exige un mayor cuidado en su fabricación y manipulación que los hormigones convencionales.
- El personal debe estar entrenado en su fabricación y manejo.

- Exige realizar un mayor número de ensayos específicos, que los hormigones convencionales.
- Necesita un tiempo de amasado mayor.
- Es más sensible al contenido total de agua de la mezcla. Antes de añadir el agua de amasado hay que tener en cuenta el agua de los áridos y de los aditivos.
- Es más sensible a la temperatura durante el endurecimiento.
- La amasadora debe estar limpia y sin agua.

4.6.2.3 *HORMIGONES DE ALTA RESISTENCIA*

Son hormigones con resistencia a compresión simple a 28 días comprendida entre 50 y 100MPa. Se usa en revestimientos especiales y en revestimientos prefabricados de dovelas.

Sus principales características son:

- Permite reducir los tiempos de descimbrado
- Aumenta la rigidez del conjunto matriz-árido
- Ofrece un mayor rendimiento de los materiales, lo que contribuye a un mayor ahorro económico.
- Ofrece una mayor compacidad (24kN/m^2), y por tanto mayor durabilidad en ambientes agresivos.
- Sufre menor retracción y fluencia, con una menor abertura de fisuras antes y después de entrar en carga.

- Tiene un mejor comportamiento a fatiga, aunque sufre una importante pérdida de resistencia por exposición al fuego (mejora con la adición de fibras de polipropileno).

4.7 RECOMENDACIONES DE SOSTENIMIENTO PARA TÚNELES

ROMANA RUIZ en su publicación trata sobre el estudio del sostenimiento para túneles según varios autores quienes han estudiado al suelo de manera detallada (ROMANA RUIZ, 2000)¹⁷⁸, tal es el caso de BIENIAWSKI entre otros. Las clasificaciones geomecánicas se han convertido en una herramienta habitual para el reconocimiento de los macizos rocosos en los que van a construirse obras de ingeniería y especialmente túneles y obras subterráneas.

Existen opiniones diferentes sobre las clasificaciones geomecánicas y los parámetros para clasificar a un macizo rocoso:

- En contra
 - o No tienen base científica, son meras compilaciones empíricas.
 - o Simplifican excesivamente los problemas reales.
 - o Son peligrosas porque personas sin la adecuada formación pueden pensar que, con una simple aplicación del método clasificatorio, han resuelto un proceso complejo.
- A favor
 - o Todo el mundo las usa.

¹⁷⁸ROMANA RUIZ, MANUEL. “Recomendaciones para sostenimiento de túneles”, MADRID, Revista de Obras Públicas., Julio 2000.

- o Permiten cuantificar hechos naturales complejos.
- o Establecen un lenguaje técnico común.

*En cualquier caso las clasificaciones constituyen una herramienta válida más. BIENIAWSKI (1997) recomienda que las clasificaciones se usen en el contexto de un proceso global de diseño ingenieril, además indica que deben usarse solo en fases preliminares y/o de planeamiento, pero no para definir el diseño.*¹⁷⁹

La clasificación Q de Barton (en la que se basa el llamado Método Noruego de Túneles) es bastante rígida en la definición de las medidas de sostenimiento de túneles, que se aplican directamente en obra sin más comprobación ni cálculo. Las condiciones geológicas de Noruega son muy diferentes de las de Ecuador y quizá por eso esta clasificación Q se emplea mucho menos en nuestro país, aunque puede tener interés para algún caso específico.

En Ecuador la clasificación geomecánica más usada es la de BIENIAWSKI (1976,1979 y 1989) que proporciona unas recomendaciones de sostenimiento en función del índice RMR (Rock mass rating), tal como se indicó en el Capítulo II de este manual. Estas recomendaciones no corresponden con la situación ecuatoriana actual y suelen matizarse en cada caso concreto. En esta parte del capítulo se proponen unas nuevas recomendaciones de excavación y sostenimiento de túneles, basadas en lo que podríamos llamar los usos y las costumbres actuales del medio ecuatoriano de la construcción en este momento y teniendo en cuenta los desarrollos previsibles.

¹⁷⁹ROMANA RUIZ, MANUEL. **“Recomendaciones para sostenimiento de túneles”**, MADRID, Revista de Obras Públicas., Julio 2000.

4.7.1 RECOMENDACIONES DE BIENIAWSKI (1989)

La tabla siguiente recoge las recomendaciones de Bieniawski (versión 1989, que no ha sido modificada después) que incluyen los siguientes puntos:

- a) Excavación: Partición de la sección, longitud de pase y tiempo y distancia de construcción del sostenimiento
- b) Bulonado o Pernos: Situación, longitud, espaciamiento y uso de malla.
- c) Hormigón proyectado: Situación y espesores.
- d) Cerchas metálicas: Requerimiento, tipo y espaciamiento. Necesidad de forros, paraguas y contrabóvedas.

CLASE	RMR	EXCAVACIÓN (PASE)	SOSTENIMIENTO		
			BULONES (Longitud en m)	HORMIGÓN PROYECTADO	CERCHAS METÁLICAS
I Muy buena	81-100	Sección completa (3 m)	Ocasionalmente	No necesario	No necesarias
II Buena	61-80	Sección completa (1-1.5 m). Sostenimiento terminado a 20 m del avance	Localmente en clave. L = 3 m. Espaciados a 2.5 m con mallazo ocasional	50 mm en clave donde sea necesario	No necesarias
III Media	41-60	Avance y destroza (1.5-3 m en avance) Sostenimiento empezado en el frente y terminado a 10 m del frente	Sistemáticamente en clave y hastial. L = 4 m. Espaciados 1.5 a 2.0 m. Mallazo en clave.	50-100 mm en clave. 30 mm en hastiales.	No necesarias
IV Mala	21-40	Avance y destroza (1.0-1.5 m en avance) Sostenimiento empezado simultáneamente con la excavación y hasta 10 m del frente	Sistemáticamente en clave y hastiales. L = 4 a 5 m. Espaciados a 1.0-1.5 m. Con mallazo.	100-150 mm en clave. 100 mm en hastiales.	Ligeras a medias, espaciadas a 1.5 m donde sea necesario
V Muy mala	1-20	Galerías múltiples. (0.5-1.5 m en avance) Sostenimiento simultáneo con la excavación. Hormigón proyectado inmediatamente después de la voladura.	Sistemáticamente en clave y hastiales. L = 5-6 m. Espaciados a 1.0-1.5 m. Con mallazo. Bulonar la contrabóveda.	150-200 mm en clave. 150 mm en hastiales. 50 mm en el frente.	Medias a pesadas, espaciadas a 0.75 m, con forro y longarinas donde sea necesario. Contrabóveda

Figura No. 125 Recomendaciones indicativas para la excavación y el sostenimiento de túneles excavados en Roca (BIENIAWSKI 1989. NOTAS DE BIENIAWSKI: SECCIÓN DE TUNEL EN HERRADURA. ANCHO 10m. TENSIÓN VERTICAL <25 Mapa. EXCAVADO POR VOLADURA. (ROMANA RUIZ, 2000)¹⁸⁰

¹⁸⁰ ROMANA RUIZ, MANUEL. “Recomendaciones para sostenimiento de túneles”, MADRID, Revista de Obras Públicas., Julio 2000.

4.7.2 COMENTARIOS SOBRE LAS RECOMENDACIONES DE SOSTENIMIENTO

ROMANA RUIZ señala ciertos comentarios sobre las recomendaciones establecidas por BIENIAWSKI. A continuación se hace un resumen de los mismos para definir ideas generales pero importantes para tomar en cuenta sobre el sostenimiento en túneles. Es importante señalar que el diseño del sostenimiento de un túnel viene dado por el estudio de cada proyectista y por supuesto por los estudios realizados para ejecutar el proyecto. Sin embargo las recomendaciones establecidas en este apartado y los comentarios de las mismas son una guía que se encuentra muy cercana a los diseños definitivos.

- *Ritmo de Construcción del Sostenimiento*

Es importante y dependiendo de la calidad del macizo rocoso y del tipo de roca, esperar para completar el sostenimiento en una distancia de alrededor de 10 m. a la boca final del túnel. Es frecuente que los empujes y convergencias al final del túnel se produzcan en una distancia de 20 a 40 m. o entre 2 a 3 anchos del túnel¹⁸¹. Por tanto se debe mantener el sostenimiento antes de finalizarlo en la distancia mencionada durante un tiempo para que trabaje completamente y los esfuerzos y empujes disminuyan. Se trata de un tema que debe estudiarse analíticamente (mediante el método de las curvas características o métodos similares) y comprobarse en obra mediante instrumentación.

¹⁸¹ ROMANA RUIZ, MANUEL. “Recomendaciones para sostenimiento de túneles”, MADRID, Revista de Obras Públicas., Julio 2000.

– **Bulonado o Anclajes**

En Ecuador muchos técnicos cuestionan la eficacia del anclaje o bulonado para macizos rocosos de calidad geotécnica muy mala o pésima. Además es poco frecuente utilizar en túneles bulones o pernos de más de 5 a 6 m de longitud.

El Perno más usado es el de acero corrugado de 25 mm de diámetro. El método de adherencia puede ser la resina o el mortero.

Pero es creciente el uso de los bulones de expansión mecánica. Sin entrar en la polémica sobre su durabilidad podemos indicar que presentan ventajas para valores altos del RMR (por su mecanización fácil) y en los valores muy bajos (porque pueden adaptarse a perforaciones irregulares).¹⁸²

Sin embargo hay que considerar que su resistencia es menor, por lo que hay que aumentar la densidad de los anclajes.

Cuando el sostenimiento es provisional o temporal y luego será demolido (por ejemplo en túneles piloto), los bulones o pernos más adecuados son los de fibra de vidrio o los de expansión mecánica, porque en ambos casos se cortan fácilmente.

- **Hormigón Proyectado**

El número de capas incluye la capa inicial de sellado, la cual no es necesaria para macizos rocosos de buena calidad. Los espesores de cada capa no deben exceder de 10 cm. para evitar problemas de adherencia. Los espesores reales dependen de la precisión de la excavación. Si se deben rellenar las sobreexcavaciones, o cubrir las cerchas, los espesores reales pueden ser mucho mayores en algunos puntos. Por lo menos es tan

¹⁸²ROMANA RUIZ, MANUEL. “Recomendaciones para sostenimiento de túneles”, MADRID, Revista de Obras Públicas., Julio 2000.

frecuente utilizar fibras metálicas como malla para armar el hormigón proyectado, tal como se indicó en el apartado de Nuevas Tendencias de Revestimiento para túneles.

Se sugiere el uso de fibras metálicas para macizos de calidad media a buena y el de malla para macizos de calidad mala a muy mala.

*Cuando no es necesario el hormigón proyectado (en macizos de calidad muy buena) puede ser conveniente el uso ocasional de malla como protección contra la caída de cuñas rocosas aisladas.*¹⁸³

- **Cerchas.**

Es frecuente en Ecuador el uso de cerchas en macizos rocosos de calidad media (RMR<50). El tipo de cercha o celosía depende tanto de la calidad del macizo rocoso como del ancho del túnel.

*En todos los casos las cerchas se deben arriostrar entre sí mediante tresillones. El uso de forros de entibación (mediante chapas continuas o pequeñas tablestacas) es poco frecuente en Ecuador, donde se prefiere sustituirlos por mallas cuando es necesario en macizos de calidad mala a muy mala.*⁵⁰

¹⁸³ ROMANA RUIZ, MANUEL. “Recomendaciones para sostenimiento de túneles”, MADRID, Revista de Obras Públicas., Julio 2000.

CAPÍTULO V

5. EL PROYECTO DE TÚNELES. EJEMPLOS Y COMENTARIOS GENERALES.

5.1 ESQUEMA FUNCIONAL PARA EL DISEÑO DE OBRAS SUBTERRÁNEAS (TÚNELES VIALES Y TÚNELES DE CONDUCCIÓN A GRAVEDAD). – MODELO MATEMÁTICO.

En este manual se ha dado a los 4 puntos importantes en el proyecto de túneles, los mismos que abarcan las características del proyecto con ciertas recomendaciones, la relevancia e importancia de la geología y geotecnia, con los estudios a realizarse de manera de obtener un perfil geológico casi real, los métodos de excavación y construcción y así también la importancia del revestimiento y sostenimiento de túneles. Sin embargo para que el proyecto de un túnel sea eficaz y eficiente, todos estos aspectos deben interactuar entre ellos, lo mismo que se logra realizando un estudio detenido de los aspectos señalados a lo largo de este manual.

A continuación se realiza un esquema funcional para realizar el diseño de una obra subterránea. Primeramente lo que se busca es la viabilidad del proyecto mediante un modelo matemático que se logra interrelacionando 3 ámbitos bases: Geología, Geotecnia – Geomecánica, e Ingeniería. En el esquema mostrado se establece la metodología para lograr un modelo matemático adecuado que permita establecer parámetros adecuados de cálculo de sostenimientos, revestimientos, rendimientos de equipos, etc., y de esta manera realizar un proyecto óptimo de un túnel. Es importante señalar que cada ámbito

requiere un estudio especial y se deberá remitir a los capítulos anteriores para su entendimiento puntual.

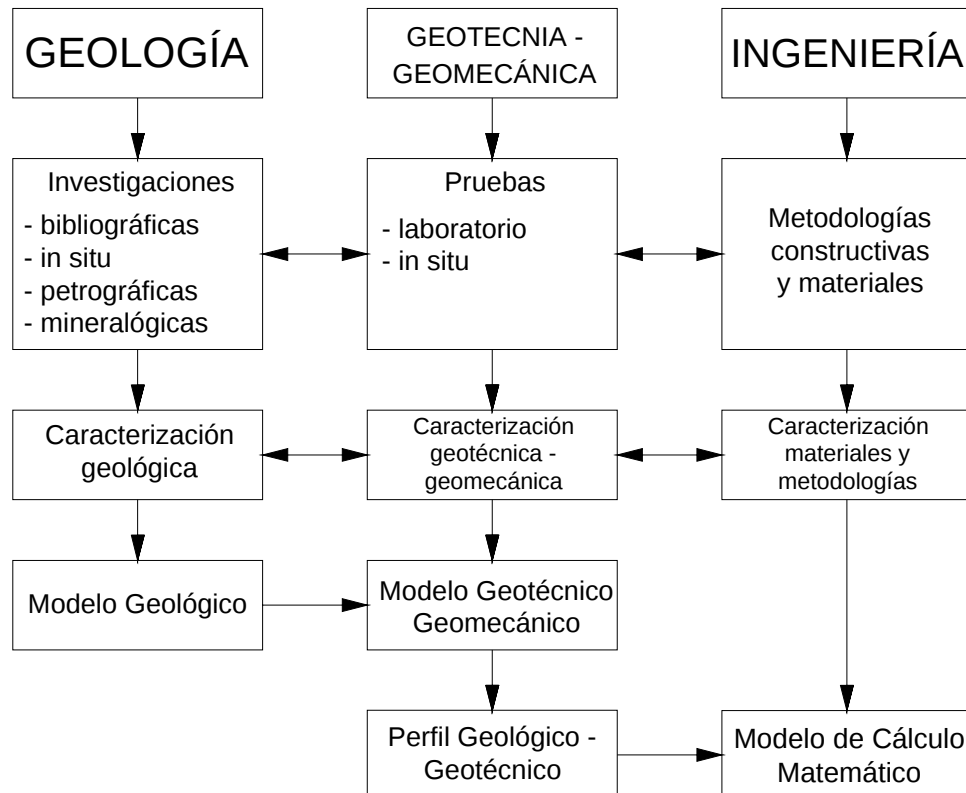


Figura No. 126 Esquema para llegar al modelo matemático. (CABALLERO, 2010).

5.2 EJEMPLOS DE TÚNELES EN EL ECUADOR

Los túneles en el Ecuador han ido desarrollándose a través del tiempo de acuerdo a las necesidades tal como se explicó en la Historia de Túneles del Capítulo No.1. En primera instancia se intensifica la construcción de los túneles hidráulicos tanto de conducción a gravedad como aquellos de presión direccionados en la construcción de centrales hidroeléctricas.

Se han ejecutado túneles de gran importancia en nuestro país como aquellos que se han destinado para la descarga de aguas pluviales y servidas. Siendo en nuestra ciudad de Quito un problema la descarga de aguas y debido al paso de varias quebradas en su topografía original fue necesario crear pasos para el flujo de agua debajo de la ciudad, siendo los túneles una solución para el problema. Este problema ha sido pluralizado en el Ecuador y a medida de que la demanda de población crecía era necesario un sistema de evacuación de las aguas pluviales y servidas en todas las ciudades. Pero no solo la evacuación o sistemas de abastecimiento de aguas era indispensable, empieza a surgir la necesidad de generación eléctrica, y gracias a la hidrología presente en nuestro país se han podido generar proyectos hidroeléctricos a gran escala de manera de abastecer de energía a la población, donde los túneles han sido obras secundarias importantes para la operación de estos proyectos. Adicionalmente la vialidad en nuestro país se intensifica y es así que surgen ideas para reducir el tráfico en las ciudades creando lazos de comunicación con sectores importantes de la ciudad y del país, es así que se nombran los túneles de la Av. Occidental, el túnel Guayasamín, túnel desde Baños hacia el Puyo, túneles bajo el cerros Santa Ana en Guayaquil y demás que han ido creando enlaces y uniendo pueblos gracias a las grandes ideas de retar a los suelos y las rocas y atravesarlas con el fin de cumplir las necesidades.

5.2.1 Túnel “Colector bajo el Intercambiador el Trébol” – QUITO.

Quito se encuentra atravesado por grandes quebradas que cruzan la desde este a oeste, y la ciudad ha ido creciendo sobre ellas. Para poder conectar la ciudad de Norte a Sur se ve la necesidad de construcción de avenidas longitudinales para lo cual los colectores en

sentido transversal (ESTE – OESTE) han sido fundamentales para permitir el flujo normal de las aguas de las quebradas. Es así donde nace la idea y la construcción del colector bajo el intercambiador de El Trébol, el cual fue concebido para captar las aguas de la quebrada que atraviesa ese sector, cuya sección fue determinada para que el túnel trabaje a presión cuando la crecida de las aguas sea crítica, sin embargo fue una gran error desde el punto de vista hidráulico. Es así que el 31 de marzo de 2009 en una fuerte lluvia en la ciudad, el túnel colector colapsa creando un caos vehicular en la ciudad de Quito.

Los entes encargados de la reparación del colector ven la necesidad de crear un canal o acueducto a gravedad, y que, aún en su crecida máxima, éste trabaje a gravedad y no a presión como inicialmente fue concebido el túnel. Primeramente se tuvo que desvíar el Río para lo cual se crea un dique en la entrada del colector anterior desviándolo por un túnel piloto, el cual tuvo el tiempo como el gran enemigo para su ejecución debido a que se trataba de que el río no afecte más el deslizamiento producido.

El túnel colector nuevo proyectado consta de una sección de 12 metros de radio en su bóveda y en su solera, el mismo que casi triplica la capacidad del colector colapsado. Su metodología de excavación se realizó utilizando el método Belga, el cual que ya fue explicado en el Capítulo III de este manual. Se utilizó un sostenimiento en base a marcos metálicos y hormigón lanzado o proyectado, con un encofrado especial que se adaptaba a la sección deseada. La destroza se lo realizó con excavadoras y el desalojo con volquetas. Las siguientes figuras muestran su construcción.



Figura No. 127 Túnel colector nuevo, bajo el intercambiador El Trébol. **Imagen tomada el 10 de marzo de 2010.**

La imagen muestra la sección del colector, adicionalmente la manga de ventilación que es un tema muy importante en la ejecución de un proyecto de obras subterráneas.



Figura No. 128 Ejecución de la Destroza del Túnel. Método Belga de Excavación. **Imagen tomada el 10 de marzo de 2010.**



Figura No. 129 Cerchas utilizadas para crear marcos de sostenimiento. **Imagen tomada el 10 de marzo de 2010.**



Figura No. 130 Acabado del túnel. Frente de excavación inicial. **Imagen tomada el 10 de marzo de 2010.**

La imagen muestra la sección del colector, adicionalmente la manga de ventilación que es un tema muy importante en la ejecución de un proyecto de obras subterráneas.

5.2.2 Túnel de Conducción Central San Francisco – PASTAZA.

Con las consideraciones ya establecidas en el inicio de este Capítulo, fueron estudiados y desarrollados proyectos hidroeléctricos en varios ríos del Ecuador, entre ellos el río Pastaza. A lo largo del río Pastaza se construyó una presa que alimenta la planta hidroeléctrica de Agoyán de 156 MW. Inmediatamente aguas abajo del proyecto Agoyán, se podría decir que en cascada, se había previsto la construcción del proyecto San Francisco que generaría alrededor de 230 MW con todas las obras secundarias en subterráneo. El túnel de conducción de esta central colapsa durante su operación y las causas son muy evidentes, luego de realizar una inspección y auditoria por profesionales indicados. Las causas son varias, van desde el punto de vista del diseño hidráulico de la central, hasta los diseños de sostenimiento, estudios geológicos, construcción y control de la misma. Debido a la gran cantidad de sedimentos que el río Pastaza acarrea durante su trayecto, agravado también por la continua actividad del volcán Tungurahua y sobretodo asociada a la limitada capacidad de sedimentación del desarenador de la presa de Agoyán (falla del diseño hidráulico), el cual llego a valores máximos de concentración de sedimentos en el sistema Agoyán-San Francisco superior a 1000 ppm (partes por millón), debía ser tomado muy en cuenta en consideración en el diseño de la central, de manera de reducir o eliminar los tramos de agua estancada a lo largo de la conducción del agua en el túnel.

Desde el punto de vista geológico – geotécnico de la zona del proyecto, es un sector de roca muy frágil y macizo complicado, por tanto los ensayos en investigaciones de campo como de laboratorio debieron ser muy completos y detallados (Capítulo II) y con una inspección del contexto geológico del túnel durante las excavaciones, se debió considerar las medidas necesarias para asegurar la estabilidad del túnel.

Pero las causas influyentes en la estabilidad del túnel de conducción y lo que provoca la falla también de la Chimenea de equilibrio, son debidos a las siguientes causas.

- El túnel de conducción no fue revestido en varios tramos en los que debería haberse revestido por las razones geológicas que los estudios arrogaban, (por lo menos 2540 m. adicionales a los 820 m. de túnel que fueron revestidos.
- El revestimiento en hormigón lanzado no se puede considerar como sistema de revestimiento simple, sino que debió haberse colocado doble malla de acero interpuesta, lo que no fue realizado, por tanto es un revestimiento provisional y no definitivo y mucho menos para la funcionalidad del túnel en el futuro.
- De acuerdo al sistema de sostenimiento, el problema radica en el número de pernos de anclaje y en el sistema utilizado que no estuvo acorde a los requisitos de las Especificaciones Técnicas, se instalaron solamente 1225 pernos con relación a los más de 10000 que debieron ser instalados a lo largo del túnel. De acuerdo al sistema de anclaje, no se puede instalar pernos de anclaje en una roca fisurada o fracturada, siendo un problema para la estabilidad del túnel, lo cual ocasiona que la roca fracturada caiga por gravedad. Refiriéndonos al Capítulo No.4, anclaje con bloques estables de roca, es lo que se debió haber realizado, es

decir los pernos de anclaje debieron ser lo suficientemente largos de manera de anclarse en una roca no fracturada. Sin embargo debido a la geología complicada y además de que se trata de una zona donde atraviesan fallas geológicas, es complicado saber el tipo de roca a lo largo de todo el túnel, es decir la seguridad de tener roca no fracturada en el macizo superior no es preciso determinarlo, por tanto se debió utilizar otro tipo de sostenimiento permanente.

- No se efectuó la limpieza del túnel, operación que se debe realizar una vez concluida la obra, antes de la entrega de la misma, lo que ocasiono que los sedimentos chocarán contra las paredes del túnel.
- La chimenea de equilibrio no fue revestida en los tramos donde atraviesan las fallas, revestimiento que es indispensable y necesario en estas zonas, y de no realizarlo se pone en riesgo la estabilidad de la obra.
- No se resanado las sobreexcavaciones del piso, las mismas que debieron ser cubiertas de hormigón para evitar la deposición de los sedimentos. Es decir el acabado del túnel y la concepción de sostenimiento fue de mala calidad y no siguió los diseños requeridos para dar la funcionalidad al túnel.



Figura No. 131 Reparación de hastiales en túnel San Francisco. INTERNET, 2010.¹⁸⁴



Figura No. 132 Reparaciones de túnel de conducción San Francisco. INTERNET, 2010.¹⁸⁵

¹⁸⁴ DIARIO HOY. **“Central San Francisco no operará hasta marzo”**. INTERNET. <http://www.hoy.com.ec/noticias-ecuador/la-hidroelectrica-san-francisco-esta-en-reparacion-442514.html>. Noviembre 2008. Acceso 2010/09/14.

¹⁸⁵ LA NOTICIA AL INSTANTE. **“Hidroeléctrica San Francisco Pérdida de 24 millones”**. INTERNET. <http://www.lanoticiaalinstante.com/index.php?sec=not&idnot=11447>. Noviembre 2010. Acceso 2010/11/16.



Figura No. 133 Macizo Rocoso en el túnel San Francisco. INTERNET, 2010.¹⁸⁶

5.2.3 Túnel vial Guayasamín. Quito – Cumbayá.

La ciudad de Quito conectaba con los valles de Tumbaco y Cumbayá por medio de una vía de dos sentidos, sin embargo debido a los problemas geológicos y calidad de suelo en ese sector, se producen deslizamientos por la escorrentía y filtración de agua proveniente de las lluvias. A pesar de implementar ciertos métodos de contención de taludes para evitar los deslizamientos, el problema no se encontraba en una zona puntual, es así que el terreno en general era un problema por el tipo de suelo, y las fallas que atraviesan por el sector.

Luego de producirse un gran deslizamiento, se decide cerrar la vía e implementar ideas para desarrollar una nueva ruta que conecte estos dos importantes puntos de encuentro. Es así que nace la idea de construir un túnel y de esta manera retar al flojo y pobre

¹⁸⁶ DIARIO EL COMERCIO. “**Central San Francisco no funcionará 4 meses**”. INTERNET. <http://www4.elcomercio.com/2010-11-04/Noticias/negocios.aspx>. Noviembre 2010. Acceso 2010/09/14.

terreno en el sector. Se realizan los estudios necesarios, y finalmente se afirma lo pensado, es decir se trataba de un terreno de baja calidad y para implementar un túnel se tendría que tomar en consideración todos los aspectos señalados en este Manual.

Se decide tomar la sección semicircular en lugar de herradura para su construcción y de esta manera evitar la concentración de esfuerzos los hastiales.



Figura No. 134 Sección Semicircular. (PROAÑO, 2009).¹⁸⁷

¹⁸⁷ PROAÑO, Gastón. **“Tomas de la construcción del túnel en la ciudad de Quito”**. ESPOL. Internet. <http://www.dspace.espol.edu.ec/handle/123456789/5989>. QUITO. Julio 2009.



Figura No. 135 Sección Semicircular. (PROAÑO, 2009)¹⁸⁸



Figura No. 136 Obras adicionales para estabilizar taludes. (PROAÑO, 2009)¹⁸⁸

¹⁸⁸ PROAÑO, Gastón. **“Tomas de la construcción del túnel en la ciudad de Quito”**. ESPOL. Internet. <http://www.dspace.espol.edu.ec/handle/123456789/5989>. QUITO. Julio 2009.



Figura No. 137 Sostenimiento de hormigón lanzado, armado con malla y marcos rígidos. (PROAÑO, 2009)¹⁸⁹

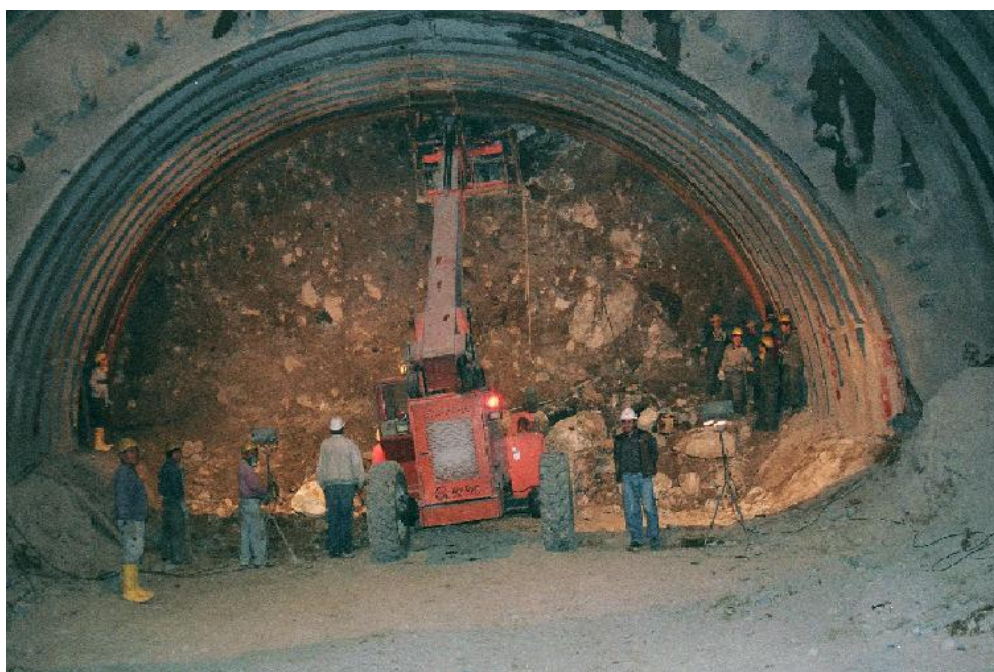


Figura No. 138 Sostenimiento de hormigón lanzado, armado con malla y marcos rígidos. (PROAÑO, 2009)¹⁸⁹

¹⁸⁹ PROAÑO, Gastón. **“Tomas de la construcción del túnel en la ciudad de Quito”**. ESPOL. Internet. <http://www.dspace.espol.edu.ec/handle/123456789/5989>. QUITO. Julio 2009.

Debido a que se trataba de un macizo rocoso débil se tuvo que diseñar un diagrama de perforación que primeramente se debió probar en campo abierto para de esta manera establecer el sistema de corte, es decir precorte o recorte, finalmente luego de varias pruebas se opta por la técnica del recorte, es decir la voladura perimetral se realiza al final, tal como se explicó en el Capítulo III de este Manual. En la figura No. 13 se puede observar la perforación con máquina de acuerdo al diagrama de perforación elegido.

Luego de la excavación, se realiza el sostenimiento, el cual consistió de armadura de acero estructural y adicionalmente marcos rígidos de forma de la sección del túnel cada 2 metros aproximadamente, los mismos que luego eran revestidos de hormigón lanzado y encofrados con la máquina encofradora metálica, la cual se adaptaba a la forma del túnel; esta máquina también se utilizó para realizar el encofrado en el Túnel de conducción (Colector) bajo el Intercambiador El Trébol.

5.2.4 Túnel de conducción (COLECTOR ANGLO FRENCH) – QUITO.

El colector Anglo French ubicado en la ciudad de Quito servirá para tratar las aguas servidas y la lluvia de gran parte de los barrios del centro norte de la ciudad, el mismo que descargará las aguas al Río Machángara. A finales del 2008 se empezaron los trabajos, y consistía de trabajos especiales debido a las construcciones superficiales a lo largo del túnel, incluso ha ocasionado problemas generales puesto que es un colector que atraviesa transversalmente la ciudad y se han tenido que crear varias bocas de acceso en sectores claves de acuerdo a la programación del proyecto. De acuerdo al diseño hidráulico, su capacidad máxima es de 45.72 m³ por segundo.

El túnel se ha dividido en grupos para su construcción, entre ramales nuevos y ramales existentes que se debieron adecuar y acoplar al nuevo sistema. Consiste de un sistema complejo de túneles y obras subterráneas que captan las aguas que rebasan la capacidad de la red de alcantarillado existente en el sector norte de la ciudad de Quito. Cubren un área de 8.2 km², (se debe tener muy en cuenta cuando se proyectaron los trabajos debido a las construcciones superficiales), de los cuales 2.6 km² corresponden a la zona principal y tiene una longitud de 4.45 km, con secciones de hasta 3.6 x 4.0 m. tipo baúl de hormigón armado.

Principales Indicadores

- Área de servicio: 820 ha
- Longitud del colector principal: 4.450 m
- Longitud de colectores secundarios: 5.500 m
- Caudal máximo de diseño: 47,7 m³/s



Figura No. 139 Quebrada Anglo French. INTERNET. 2010.¹⁹⁰

¹⁹⁰ CAMINOSCA S.A. “**Sistema de Alcantarillado y Agua potable ANGLO FRENCH**”. INTERNET. http://www.caminosca.com/index.php?option=com_content&view=article&id=88%3Acolector-anglo-french&catid=43%3Aagua-potable-y-alcantarillado&Itemid=37. Quito, 2008. Acceso 2010-10-18

El sostenimiento se lo realizará con hormigón lanzado tal como se indica en los planos adjuntos, con un espesor de 5 a 10 cm en toda la sección excepto en la solera del túnel. El armado del túnel será con fibra de acero o malla metálica para luego recubrirlo con hormigón lanzado, y adicionalmente se realizará un sostenimiento con marcos metálicos embebido en el hormigón proyectado o lanzado cada 1 metro. Se realiza también sostenimiento con pernos de anclaje embebido en el hormigón proyectado, con una perforación de alrededor de 1.50 m. tal como se indican en el plano adjunto proporcionado por la Consultora CAMINOSCA S.A. (VER ANEXOS)

5.2.5 Túnel de carga “Proyecto Hidroeléctrico OCAÑA” – CAÑAR.

Sin tratarse de un túnel de conducción a gravedad sino de un túnel de conducción a presión, es importante destacar el sistema constructivo del túnel de carga del proyecto hidroeléctrico OCAÑA, debido a la complejidad geológica y tecnología usada en el mismo. La conducción desde la obra de toma hasta los reservorios de regulación se hará por medio de dos túneles con 6.39 km de longitud con un diseño convencional de sección de 2.8 m. a 3.2 m. El proyecto de excavación de túneles se planta en la orilla del Río Cañar lo cual es factible por la presencia de rocas de alta y media calidad (>80%) que conforman las unidades geológicas presentes. El sistema de sostenimiento utilizado fue mediante pernos de anclaje separados en la bóveda superficie exterior 1.25 m., además se recomendó colocar anclajes en los hastiales donde las condiciones del macizo rocoso sea de baja calidad. El tipo de bulones o anclajes a usarse fue el perno con anclaje de resina, y reforzado con marcos reticulados de acero W 6x15.5 (Según AISC) de espesor 0.15 m. y separados a lo largo del túnel cada 1.50 m. Tratándose de un túnel

de conducción a presión su revestimiento debe ser mucho mayor, por tanto se reviste con hormigón lanzado $f'c$ 210 kg/cm², reforzado de igual manera con una malla electrosoldada.

Es importante señalar que se realizaron 2 perforaciones de 10 m. y 75 mm de diámetro en la bóveda para la construcción de drenes ocasionales.

El diseño estuvo a cargo de la empresa consultora CAMINOSCA S.A., quien ha brindado su ayuda y cooperación para la realización de este manual con la aportación de información técnica y planos técnicos de detalle, los mismos que se adjuntan en este manual para sustentar y apoyar lo expresado en este trabajo. (VER ANEXOS).



Figura No. 140 Trabajos en el túnel. INTERNET. 2010.¹⁹¹

¹⁹¹ ELECAUSTRO. **“Proyecto Hidroeléctrico OCAÑA. Boletín Informativo No.2010-01”**. INTERNET. <http://www.elecaustro.com.ec/fotos/menus/elecaustro/bolocal3.pdf>. Quito, 2008. Acceso 2010-12-21.



Figura No. 141 Concepción del túnel. INTERNET. 2010.¹⁹²

5.2.5 Túneles Viales Cerro SAN EDUARDO – GUAYAQUIL.

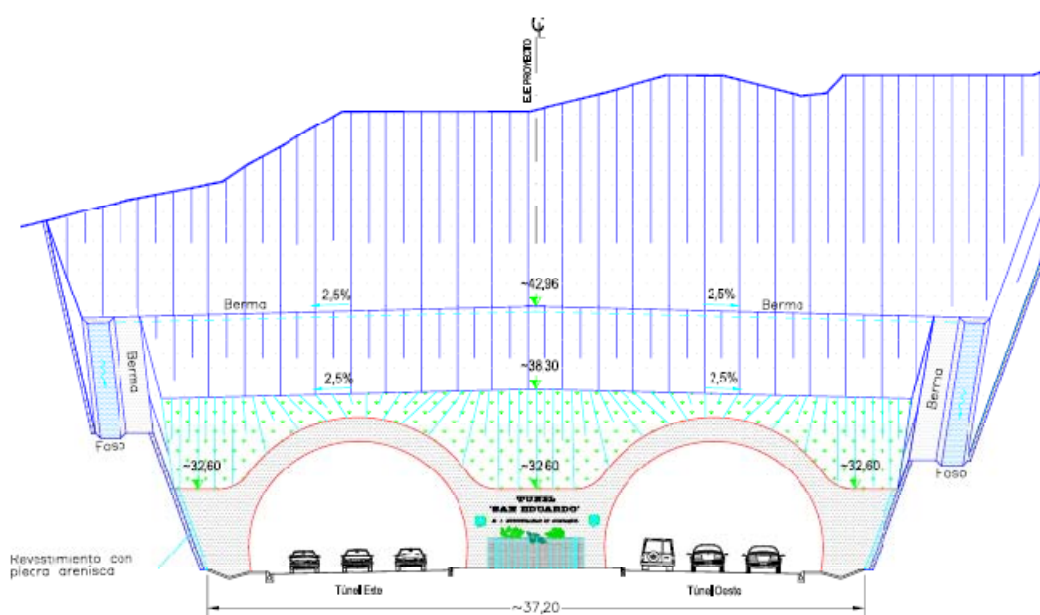


Figura No. 142 Diseño de los túneles bajo el cerro San Eduardo - Guayaquil. (CONSULSÍSMICA, CONYFIS, & LAHMEYER INTERNATIONAL)¹⁹³

¹⁹² ELECAUSTRO. “Proyecto Hidroeléctrico OCAÑA. Boletín Informativo No.2010-01”. INTERNET. <http://www.elecaustro.com.ec/fotos/menus/elecaustro/boloca13.pdf>. Quito, 2008. Acceso 2010-12-21.

¹⁹³ CONSULSÍSMICA, CONYFIS, LAHMEYER INTERNATIONAL. “Diseños definitivos Túneles San Eduardo. Resumen Ejecutivo”. INTERNET. <http://www.ventilacion->

El proyecto vial general consta de 7 tramos para su construcción, donde en uno de ellos se contempla la construcción y proyección de los túneles bajo el cerro San Eduardo. El proyecto consta de dos túneles paralelos cada uno de 3 carriles, la separación entre túneles será de aproximadamente 13.5 m. La sección de excavación para cada túnel será de 103 m². aproximadamente. Se ha realizado un revestimiento con hormigón lanzado y adicionalmente otro revestimiento interior impermeable con hormigón in situ debido a la gran presencia de niveles freáticos en el macizo rocoso. Como es lógico los túneles atraviesan el macizo rocoso del cerro San Eduardo, por lo cual es importante el estudio del mismo, el cual ha sido facilitado por el afloramiento de los estratos del macizo en sus laderas donde se puede observar afectación por procesos de meteorización, pero al interior del macizo rocoso, la calidad de la misma mejora de manera substancial, he ahí la importancia de los estudios por la variabilidad de la geología en la proyección de túneles. Luego de la obtención del perfil geológico y geotécnico, cuya importancia y metodología se explicó en el Capítulo II de este manual, se identificó los diferentes tipos de roca, el rumbo y buzamiento de la estratificación, fallas y diaclasas. Sin embargo se realizaron calicatas y perforaciones profundas en diferentes sectores del proyecto, las cuales confirmaron datos obtenidos del perfil y adicionalmente se obtuvieron datos más exactos de la litografía del sector. Adicionalmente se hicieron controles piezométricos para obtener datos sobre los niveles freáticos.

De acuerdo al sistema constructivo, los trabajos de perforación de los túneles San Eduardo requirieron el uso de maquinaria robotizada y por supuesto el uso de

tuneles.es/casos_practicos/tuneles_de_cerro_san_eduardo/resumen_ejecutivo_del_tuneles.pdf. Guayaquil. Julio 2005.

explosiones controladas luego de la obtención de un diagrama de perforación proporcionado por un especialista. Para el sostenimiento y revestimiento se utilizan básicamente dos tipos de estructuras metálicas, tal como se puede observar en la Figura, una funciona como andamio, la cual facilita el trabajo de los obreros que configuran el acero estructural de acuerdo a los planos técnicos a lo largo de todo el contorno de la sección del túnel. La otra estructura metálica utilizada sirve como encofrado, la cual tiene un peso de 18 toneladas y está provisto de capas movibles que se activan a través de un sistema hidráulico la misma que se acopla de acuerdo a la sección del túnel y permite fundir segmentos de hormigón de 12 metros y 40 centímetro de espesor. Este sistema también fue utilizado para el encofrado del túnel bajo el Intercambiador El Trébol en la ciudad de Quito. Cada túnel tiene 1279 m. de longitud y en ciertos puntos específicos se colocó una geomembrana para aislar a los túneles de las filtraciones de aguas freáticas o subterráneas que se detectaron en los estudios, las mismas que se colocaron antes de las mallas metálicas y el hormigón.



Figura No. 143 Diseño de los túneles bajo el cerro San Eduardo - Guayaquil. INTERNET 2010.¹⁹⁴

¹⁹⁴ ALVARADO JOSÉ. “Hormigón final cubre 384 metros de túneles”. INTERNET. <http://es.5wk.com/viewtopic.php?f=31&t=119937&start=0>. Guayaquil. Febrero 2008. Acceso 2010/12/10.

5.2.6 Túnel de Desvío – PROYECTO HIDROELÉCTRICO PAUTE-MAZAR.

El Túnel de Desvío del proyecto hidroeléctrico Paute – Mazar constituye una de las obras indispensables para el funcionamiento del mismo. La estructura tiene 1.2 km. de longitud y 12 metros de diámetro, túnel que se encuentra a la orilla izquierda del río Paute. El túnel, tanto en su sección, sostenimiento y revestimiento está calculada para una descarga de 1500 m³/s, que corresponden a una crecida con un tiempo de retorno de 50 años.



Figura No. 144 Armado de túnel – Portal de Entrada del túnel de desvío. MAZAR. INTERNET 2010.¹⁹⁵

¹⁹⁵ HCC (HERDOIZA CRESPO CONSTRUCCIONES & IMPREGILO **“REPRESA DE MAZAR”**). INTERNET. http://constructoramazar.com.ec/?q=gallery&g2_itemId=377. Acceso 2010-03-21.

El sistema de excavación para el túnel de desvío se lo realizó mediante equipos mecánicos, con el desarrollo previo de un diagrama de perforación o de tiro. A medida de que se ejecutaba el avance de excavación y debido al macizo de poca competencia que se estaba perforando se ejecutaron trabajos de sostenimiento del túnel, cuya estructura consistió en el desarrollo de un sistema combinado, entre bulones o pernos de anclaje, reforzado con marcos rígidos separados alrededor de 1.50 metros entre ellos y recubiertos con hormigón lanzado de 5 centímetros de espesor. En las imágenes se muestran los sistemas de sostenimiento y su construcción dentro del túnel.



Figura No. 145 Armado de revestimiento de túnel – Portal de Entrada del túnel de desvío. MAZAR. INTERNET 2010.¹⁹⁶

¹⁹⁶ HCC (HERDOIZA CRESPO CONSTRUCCIONES & IMPREGILO **“REPRESA DE MAZAR”**. INTERNET. http://constructoramazar.com.ec/?q=gallery&g2_itemId=377. Acceso 2010-03-21.



Figura No. 146 Sostenimiento con anclajes y hormigón lanzado. – Armado de marcos rígidos para el revestimiento final en la parte posterior de la imagen. MAZAR. INTERNET 2010.¹⁹⁷

Es importante señalar que debido al funcionamiento y a la funcionalidad propia del túnel, el revestimiento del mismo se conformó con una estructura de hormigón armado de manera de contener los esfuerzos del río cuando éste sea desviado por el túnel.

Se utilizó un sistema de encofrado metálico y mecánico el mismo que se acoplaba a la sección dada del túnel de manera de dar un acabado completamente liso al túnel, y de esta manera trabaje hidráulicamente bien durante su operación.

¹⁹⁷ HCC (HERDOIZA CRESPO CONSTRUCCIONES & IMPREGILO **“REPRESA DE MAZAR”**. INTERNET. http://constructoramazar.com.ec/?q=gallery&g2_itemId=377. Acceso 2010-03-21.



Figura No. 147 Sistema de encofrado del túnel. MAZAR. INTERNET 2010.¹⁹⁸



Figura No. 148 Sostenimiento mediante anclajes en la parte delantera de la imagen. Sección de túnel final construida en la parte trasera de la imagen. INTERNET 2010.¹⁹⁸

¹⁹⁸ HCC (HERDOIZA CRESPO CONSTRUCCIONES & IMPREGILO **“REPRESA DE MAZAR”**. INTERNET. http://constructoramazar.com.ec/?q=gallery&g2_itemId=377. Acceso 2010-03-21.



Figura No. 149 Construcción del revestimiento del túnel. Sostenimiento previo con pernos de anclaje y hormigón lanzado. MAZAR. **INTERNET 2010.**¹⁹⁹

¹⁹⁹ HCC (HERDOIZA CRESPO CONSTRUCCIONES & IMPREGILO **“REPRESA DE MAZAR”**. INTERNET. http://constructoramazar.com.ec/?q=gallery&g2_itemId=377. Acceso 2010-03-21.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6. CONCLUSIONES

- o Como ya se ha hablado a lo largo de todo este manual, el Proyecto de Túneles llega a constituirse en una obra de arte que ha ido desarrollándose en base a las necesidades creadas por el hombre a lo largo del tiempo, como son la vialidad, la comunicación, creación de energía, captación de agua, entre otras. Es importante concluir que este arte conlleva todos los estudios minuciosos para obtener resultados muy favorables durante la operación de un túnel y al decir que se trata de un arte, se refiere a la alta capacidad de los ingenieros para retar a un macizo, ya sea de roca o terreno blando, para atravesar con un circuito de comunicación.
- o La historia de los túneles va más allá de las necesidades del hombre. Es importante concluir que el hombre a través del tiempo se da cuenta que puede escarbar la tierra al igual que los animales para satisfacer sus necesidades. Entonces, el origen de los túneles está en el origen de satisfacer necesidades de los animales, y el hombre con su capacidad desarrolla la metodología animal y empieza abrirse camino en la implementación de túneles.
- o De acuerdo a los estudios a realizarse en un Proyecto de Túneles, ya sea un proyecto vial o un proyecto hidráulico, se llega a concluir finalmente que este tipo de proyectos difieren de las demás obras civiles, en cuanto a la cantidad y calidad de estudios geológicos y geotécnicos que deberán realizarse en el sector donde se implante el túnel. Es importante recalcar que primeramente se deberán realizar los estudios de factibilidad del proyecto, analizando los resultados obtenidos de los

estudios preliminares de los que se habló en el Capítulo II de este Manual, buscando la mejor alternativa, con los estudios de cartografía geológica y geotécnica.

- o Tal como se señaló en el Capítulo II de este Manual, la importancia de establecer un buen perfil geológico geotécnico será fundamental al momento de proyectar un túnel sobre un área determinada, por tanto los sondeos para los estudios deberán ser tales que sean representativos de las zonas, y así también deberá realizarse los estudios en situ y los estudios en laboratorio, sin dejar a un lado los estudios visuales y fotográficos (Fotogeología) en sectores importantes del proyecto.
- o En este manual se ha dado vital importancia a los estudios geológicos geotécnicos, tal como fue uno de los objetivos al iniciar la elaboración de éste. De igual manera se ha dado la tipología de las obras subterráneas, centrando las hipótesis y los temas en los túneles, examinando la problemática general de su planificación, excavación y construcción, brindando las posibles soluciones a los problemas comunes y ofreciendo ciertas recomendaciones como soluciones, las mismas que fueron usadas en construcciones alrededor del mundo. Es necesario señalar que la construcción de túneles en ningún lugar del planeta será la misma, siempre se tendrá que confrontar diferentes tipos de problemas, por lo que el criterio del diseñador, constructor y demás personas involucradas deberá ir ligada a las recomendaciones expuestas en este Manual.
- o Uno de los objetivos fundamentales de este Manual, fue el de establecer la metodología de excavación y construcción de túneles. Se ha dado importancia a las metodologías existentes, las mismas que han sido utilizadas en proyectos de túneles

en el Ecuador y en el Mundo tal como se ha ejemplarizado a lo largo de todo el texto. La metodología a usarse se define básicamente en base a la calidad del suelo, y con los parámetros indicados en el Capítulo II, donde la seguridad durante el proceso de excavación y construcción será prioridad. Adicionalmente es importante concluir la influencia de la metodología sobre el costo de la excavación, puesto que el proceso de excavación está directamente relacionado con los rendimientos de la maquinaria.

- O La conclusión más importante de este manual va contemplada al sostenimiento y revestimiento de túneles, pues son las razones que repercuten tanto en la funcionalidad del túnel como en la economía del proyecto. Entonces el sostenimiento deberá ser tal que sea seguro y lo más económico para el proyecto, y de esta manera garantizar la operación del túnel, para la cual fue concebido. Sin lugar a duda el revestimiento deberá ir acorde a la funcionalidad que se ha destinado al túnel, pero de igual forma se lo deberá realizar de acuerdo a las recomendaciones del diseño. Se ha dado un ejemplo claro de la falta de control, y una pobre construcción en el Túnel hidráulico San Francisco, donde el tema de revestimiento y sostenimiento no fue abarcado de acuerdo al diseño lo que provocó el colapso del túnel.
- O El sostenimiento en suelos plastificados es posible, no se debe pensar que en suelos, donde se ha perdido cohesión por la distribución de esfuerzos ocasionado por la propia excavación, no se puede realizar un sostenimiento adecuado, el mismo que será posible ejecutarlo con una longitud mayor de anclaje como se analizó en el

Capítulo IV. Sin embargo el sostenimiento en este tipo de suelos, así como en otros suelos, no solo va marcado por un solo sistema de sostenimiento, es decir deberá ir complementado con un sistema de marcos rígidos o vigas reticuladas, y de esta manera garantizar la estabilidad de la excavación tanto en etapa de construcción como en la de operación.

- o Sin lugar a duda se deberá estudiar más a fondo las nuevas tecnologías tanto de hormigones como la de reforzamiento de los mismos, en este Manual se ha dado una idea general de estas tendencias, sin embargo por tratarse de un tema de gran complejidad se deberá analizar detenidamente al momento de escoger una de éstas como la alternativa como revestimiento de túneles.

7. RECOMENDACIONES

- o Se recomienda en un 100% realizar los estudios geológicos y geotécnicos en un proyecto de túneles, no se debe dudar, por más lógico y conocido que parezca el lugar, siempre se deberá realizar estudios comprobatorios que muestren la realidad del macizo. Los ensayos tanto de laboratorio como in situ, suelen tener un alto costo sobre el presupuesto del proyecto, sin embargo desde el punto de vista de la seguridad y del ahorro posterior en el caso de encontrar problemas durante trabajos de excavación y construcción, son totalmente justificados.
- o El sostenimiento de los túneles, sin importar la metodología de avance, se deberá realizar a medida que avanza la excavación y de esta manera siempre mantener la estabilidad del frente. Son medidas de seguridad que se toman para preservar la vida de los trabajadores y por supuesto el proyecto.

- o La ventilación e iluminación tanto en etapa de construcción como en operación deberá ser obligatoria. Son aspectos que no se han hablado en este manual, sin embargo el primero en mención, es muy importante, para lo cual las mangas de aire a colocarse deben ser debidamente supervisadas tanto en la instalación y operación, y por tanto se convierte en un factor determinante al momento de establecer conclusión y recomendación. De la misma forma sucede con el otro aspecto, la iluminación, la misma que debe ir acorde a los trabajos que se ejecuten dentro del túnel. Por tanto la seguridad industrial y salud ocupacional de un proyecto de túneles debe ser concebida de manera especial y no será la comúnmente usada en otras obras civiles.
- o Se recomienda realizar un control de calidad de la construcción, partiendo desde los ensayos de suelos hasta los ensayos del hormigón colado en la obra, de tal manera de estar seguros del macizo a excavar y de los materiales a usarse ya sea en el sostenimiento o en el revestimiento del túnel.
- o El drenaje durante la construcción es muy importante, aspecto que deberá ser controlado con obras secundarias, y por supuesto como ya se explicó en el Capítulo I de este texto, el avance del túnel se lo deberá realizar contra pendiente para evitar acumulación de agua en el portal de excavación.
- o Con respecto al uso de este texto, es importante señalar que se trata de una guía para la construcción de túneles, sin embargo existen temas complejos y amplios, para lo cual cada lector y proyectista que de uso de este Manual, deberá ampliar más a fondo la investigación para obtener los propósitos de investigación y estudio.

BIBLIOGRAFÍA

Capítulo I

- AIME - Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, **“Seminario Internacional Proyecto y Construcción de Túneles y Obras Subterráneas”**, QUITO, 26-28 de Julio 2006.
- ARNAIZ, Manuel. **“Problemas de inestabilidad en terrenos arenosos en la ampliación del metro de Madrid”**. Revista de Obras Públicas, No. 3429, (Enero) Madrid, 2003.
- BICKEL J.O. **“Tunnel Engineering Handbook”**. EEUU, Ed. Chapman & Hall, Ed. 2da. Edición, 1996.
- ESTEFANIA, S. **“Criterios para proyectos de túneles de carreteras”**. Madrid, Gobierno Vasco, 1989.
- HOEK, Evert. **“Excavaciones Subterráneas en Roca”**, México, Ed. McGraw Hill, 1980.
- LOPEZ JIMENO, CARLOS. **“Manual de Túneles y Obras Subterráneas”**, MADRID, Editorial Entorno Gráfico, 3era. Edición. 2000.
- MERRIT, Frederick. **“Manual del Ingeniero Civil”**. México, Ed. McGraw Hill, ed. Tercera, 1993.

Capítulo II

- ARVEY J.C. **“Geología para Ingenieros Geotécnicos”**. Editorial LIMUSA. 1987.
- BICKEL J.O. **“Tunnel Engineering Handbook”**. Chapman & Hall. Segunda Edición. 1996.
- CÁCERES, Víctor Hugo, **“APLICACIÓN DE LA MECANICA DE ROCAS EN EL DISEÑO DE TUNELES (SEGÚN BARTON Y BIENIAWSKI)”**. Universidad Técnica de Oruro. Facultad Nacional de Ingeniería. Bolivia. <http://www.arqhys.com/contenidos/mecanica-tuneles.html>. INTERNET.
- GOODMAN R.E. **“Engineering Geology. Rock Engineering Construction”**. Wiley International Editions. 1993.

- HOEK, Evert. **“Excavaciones Subterráneas en Roca”**. México, Ed. McGraw Hill, 1980.
- HUNT, R.E. **“Geotechnical Engineering Techniques and Practices”**. McGRAW-HILL, 1986
- WHITTAKER, B.N & FRITH, R.C. **“Tunneling Design, Stability and Construction”**. The Institution of Mining and Metallurgy. 1990.

Capítulo III

- AIME - Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, **“Seminario Internacional Proyecto y Construcción de Túneles y Obras Subterráneas” – Construcción mecanizada de túneles**, QUITO, 26-28 de Julio 2006. Módulo 4.
- AIME - Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, **“Seminario Internacional Proyecto y Construcción de Túneles y Obras Subterráneas” – Selección de equipos para la excavación**, QUITO, 26-28 de Julio 2006. Módulo 4.
- ARNAIZ, M. **“Sistemas constructivos en obras en ejecución para la ampliación del Metro de Madrid”**. Consejería de Transportes de la Comunidad de Madrid. 1990-1993.
- BARQUEROS, Isidro. **“Los túneles en Madrid: Métodos Clásicos”**. 11/12/2009. INTERNET. <http://ecomovilidad.net/madrid/tuneles-madrid-metodos-clasicos>. Acceso: (2010-01-10).
- ESTEFANIA, S. **“Criterios para proyectos de túneles de carreteras”**. Madrid, Gobierno Vasco, 1989.
- GALERA, José. **“Métodos Constructivos para la excavación de túneles en suelos”**. Internet. www.geocontrol.es/pdf/tunelesuelos.pdf. CHILE. 2008. Acceso: (2010-01-10).
- GOBIERNO DE CHILE. **“Métodos de Excavación de Túneles”**. Internet. <http://www.vialidad.gov.cl/areasdevialidad/tuneles/Paginas/M%C3%A9tododeExcavaci%C3%B3n.aspx>. Acceso: (2010-04-10).
- KROCHIN, Sviatoslav. **“Diseño Hidráulico”**. Quito, Ed. Escuela Politécnica Nacional, ed. 2da, 1978.

- MELIS, Manuel. Selección de los métodos a utilizar. Internet. <http://www.madrid.org/metro/info.html>. Acceso (2010-01-10).
- TRABADA, J. “Comparación de resultados Cut and Cover. Método Belga Precorte y perspectivas de Nuevas Tendencias”. Curso sobre Excavaciones Urbanas. Colegio de Ing. de Caminos, Canales y Puertos. Madrid. 1996.
- WORLD TUNNEL CONGRESS/STUVATAGUN’95. “Geotechnical criteria for double shield tunnel boring machines”. Mayo 1995.

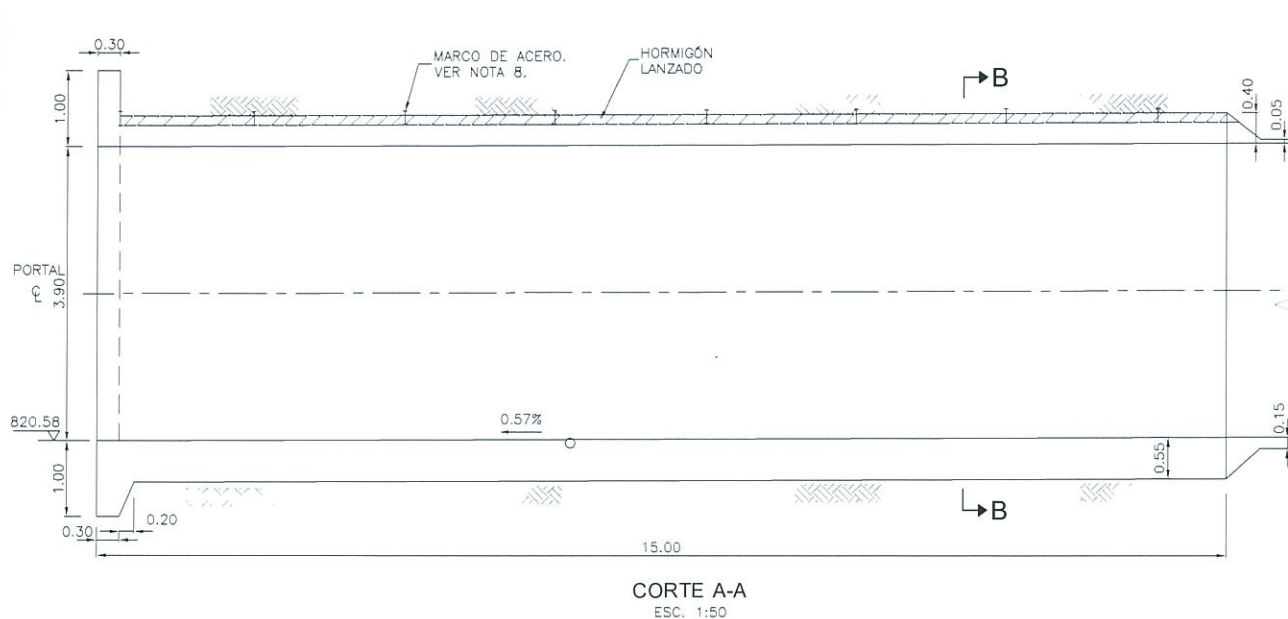
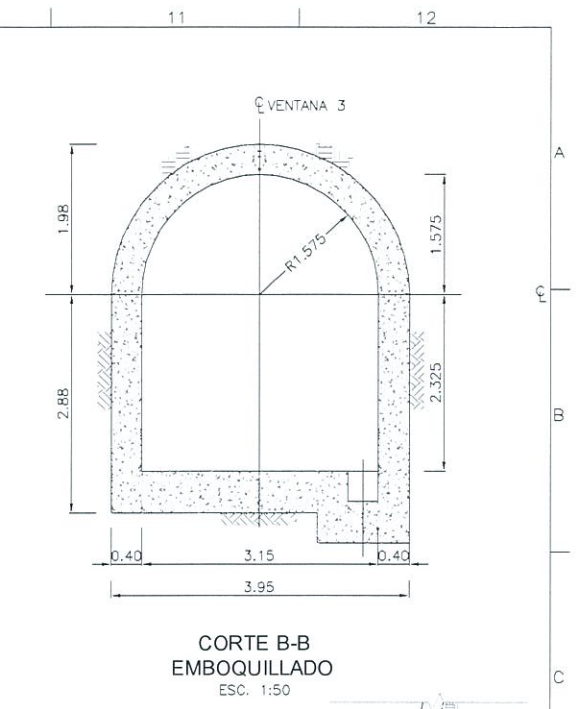
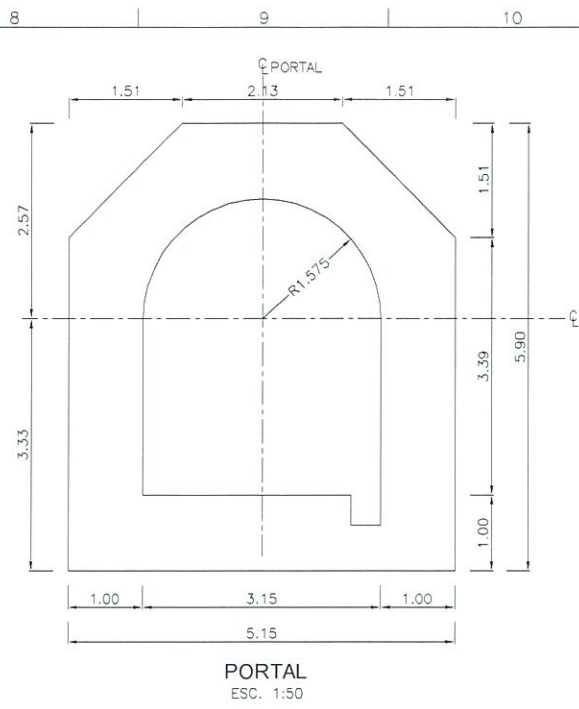
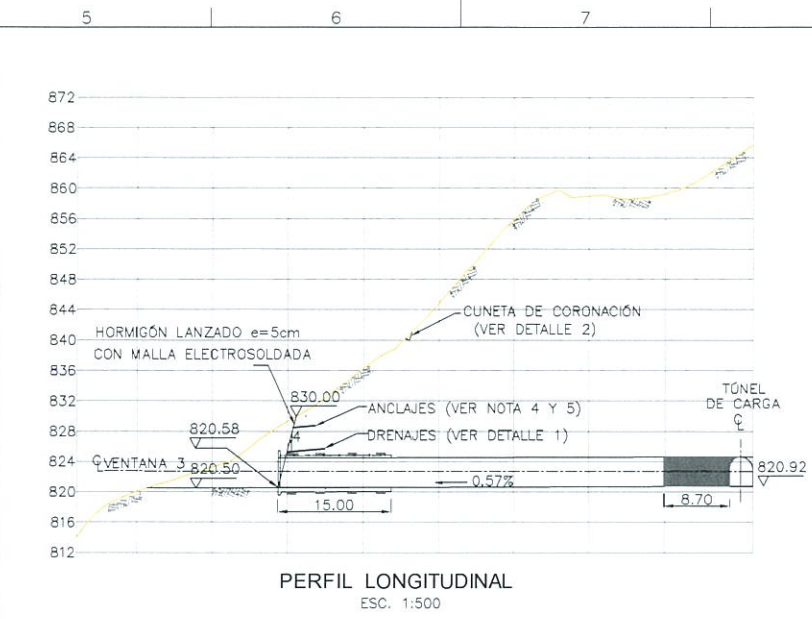
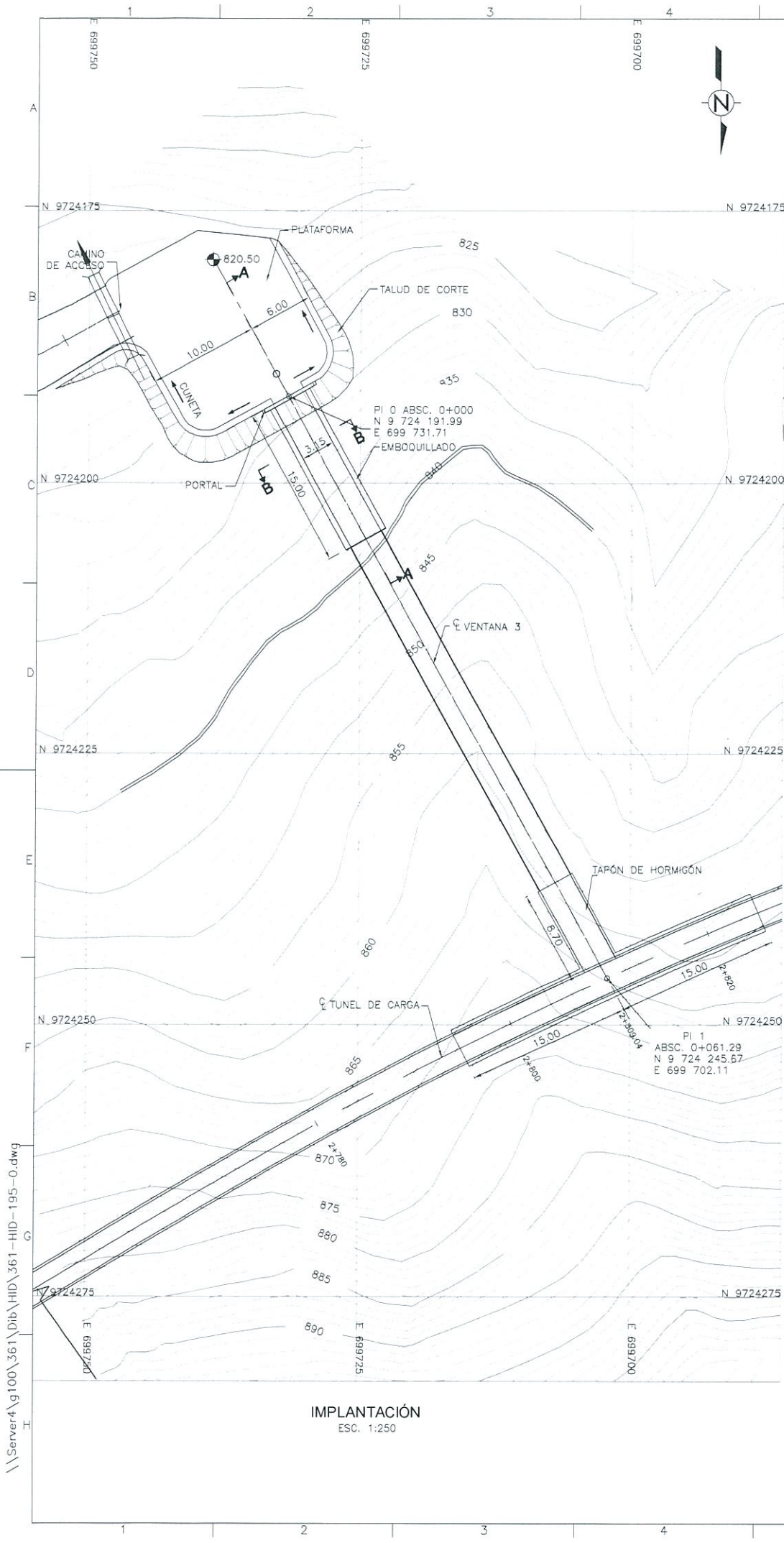
Capítulo IV

- AIME - Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, “Seminario Internacional Proyecto y Construcción de Túneles y Obras Subterráneas” – Fortificación del Hormigón Lanzado, QUITO, 26-28 de Julio 2006. Módulo 4.
- AIME - Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, “Seminario Internacional Proyecto y Construcción de Túneles y Obras Subterráneas” – Revestimiento de túneles, QUITO, 26-28 de Julio 2006. Módulo 5.
- BARTON, N., LIEN, R., AND LUNDE, J., “Engineering Classification of Rock Masses for the design of Tunnel Support”, Rock Mechanics, Vol. 6, No. 4, 1974, p. 189-236.
- BIENIAWSKI, Z.T. (1973). “Engineering Classification of Jointed Rock Masses.” Trans. South African Inst. of Civil Engineers. Vol. 15, No. 12, Pág. 335-344.
- CONSULSÍSMICA, CONYFIS, LAHMEYER INTERNATIONAL. “Diseños definitivos Túneles San Eduardo. Resumen Ejecutivo”. INTERNET. http://www.ventilacion-tuneles.es/casos_practicos/tuneles_de_cerro_san_eduardo/resumen_ejecutivo_del_tuneles.pdf. Guayaquil. Julio 2010.
- CORDING, E.J., AND D.U. DEERE, “Rock Tunnel Supports and Field Measurements”, Proc. Rapid Excav. Tunnel Conf., AIME, New York, 1972, p. 601-622.

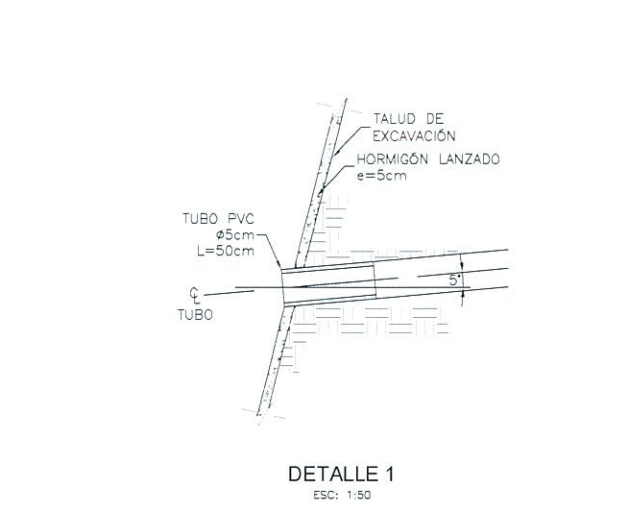
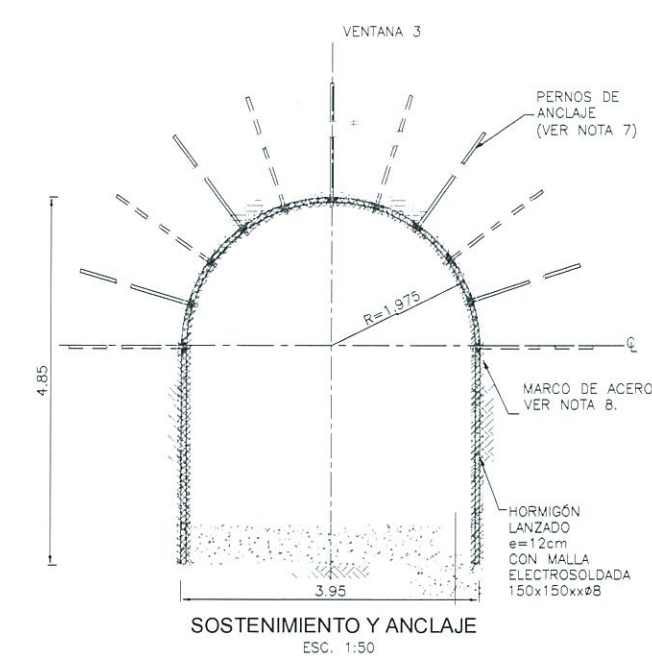
- CORNEJO ALVAREZ, LAUREANO. **“Nuevas Tendencias en los revestimientos de Túneles”**, MADRID, GEOCONSULT S.A., Septiembre 2005.
- DEERE, D.U., PECK, R.B., PARKER, H.W., MONSEES, J.E., AND SCHMIDT, B., **“Design of Tunnel Support Systems”**, Highway Research Record, No. 339, 1970, p. 26-33.
- HOEK, E., KAISER, P.K. y BAWDEN, W.F. **“Support of underground excavations in hard rocks”**, A.A. Balkema. HOLANDA. 1995
- HOLMBERG, M. **“The mechanical behaviour of untensioned grouted rockbolts”**, Royal Institute of Technology. Stockholm, Sweden. 1991.
- HUGON, A.; COSTES, A. **“Lebulonnage des roches en souterrain”**, Eyrolles. Paris. 1959.
- LOPEZ JIMENO, CARLOS. **“Manual de Túneles”**, MADRID, Editorial Entorno Gráfico, 3era. Edición. 2000. Cap. XI y XII.
- PECK, R.B. **“Deep Excavations and tunneling in soft ground”**, AA. BALKEMA, MEXICO, 1969.
- PROAÑO, Gastón. **“Tomas de la construcción del túnel en la ciudad de Quito”**. ESPOL. Internet. <http://www.dspace.espol.edu.ec/handle/123456789/5989>. QUITO. Julio 2009.
- PROF. ROJAS, S. **“CLASE NO.2 DE TÚNELES”**. (U. D. ANDES, Ed.) MÉRIDA, VENEZUELA. MAYO 2009.
- RIVERA F., & VITTERI, J. **“Sostenimiento temporal para túneles en base a vigas reticuladas construidas con varillas corrugadas de construcción”**. II Simposium Nacional de Perforación y Voladura de Rocas. PERÚ, 1992.
- ROMANA RUIZ, MANUEL. **“Recomendaciones para sostenimiento de túneles”**, MADRID, Revista de Obras Públicas., Julio 2000.
- RYAN, T.F. **“Concreto Lanzado”**. México, Ed. Limusa, 1980.
- WHITTAKER. B.N.; FRITH. R.C. **“Tunneling. Design. Stability and Construction”**. Londres. The Institution of Mining and Metallurgy, 1990.

ANEXOS

8. TÚNEL DE CONDUCCIÓN PROYECTO HIDROELÉCTRICO OCAÑA



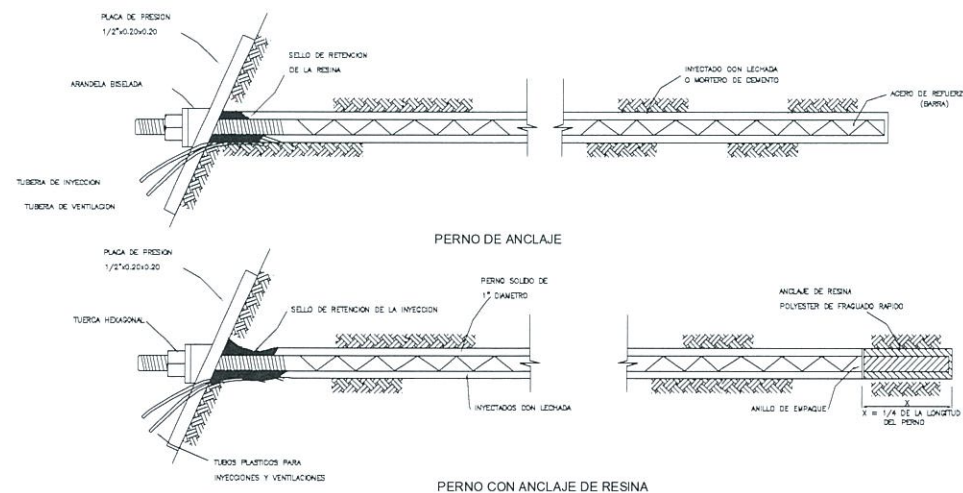
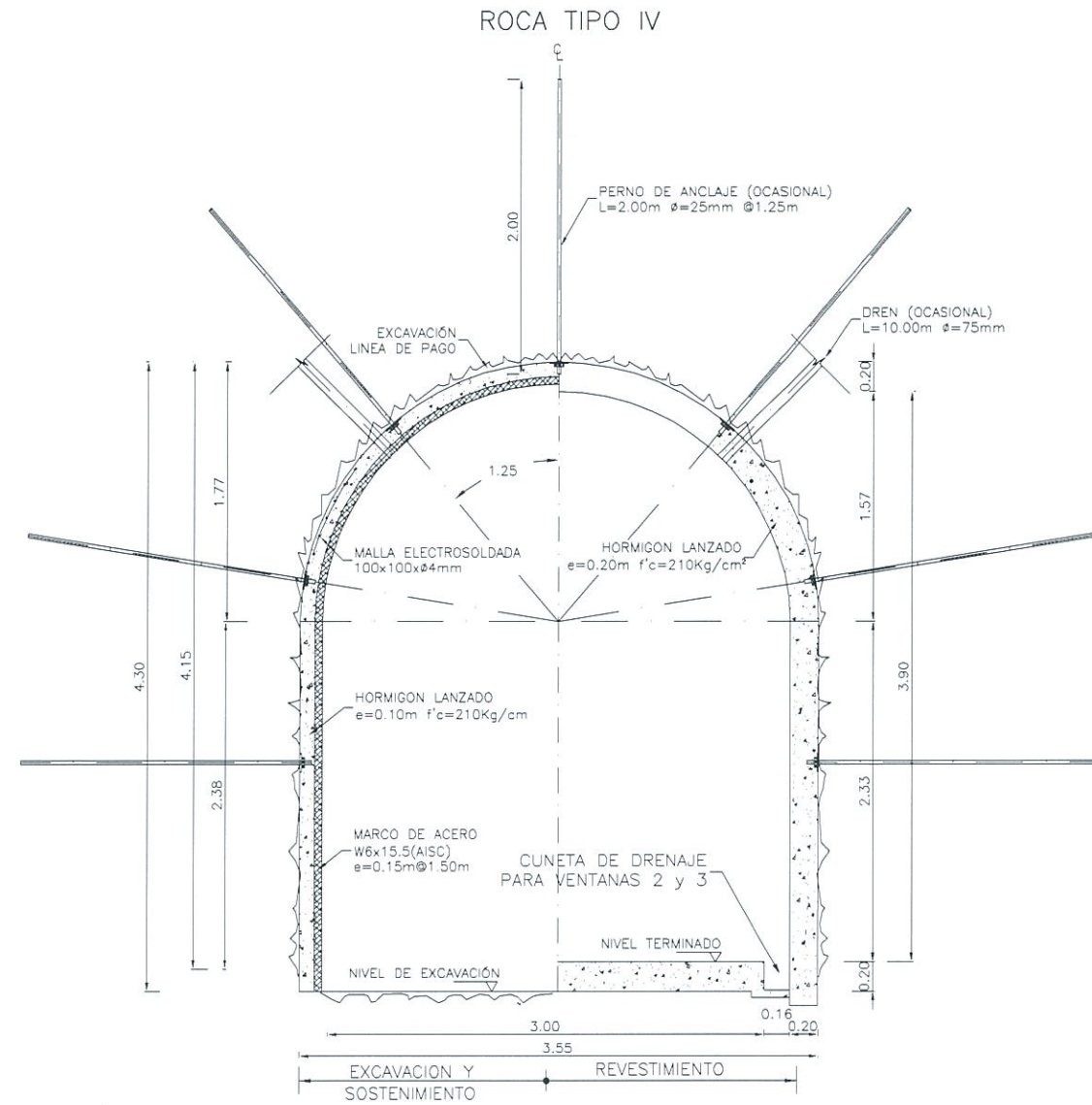
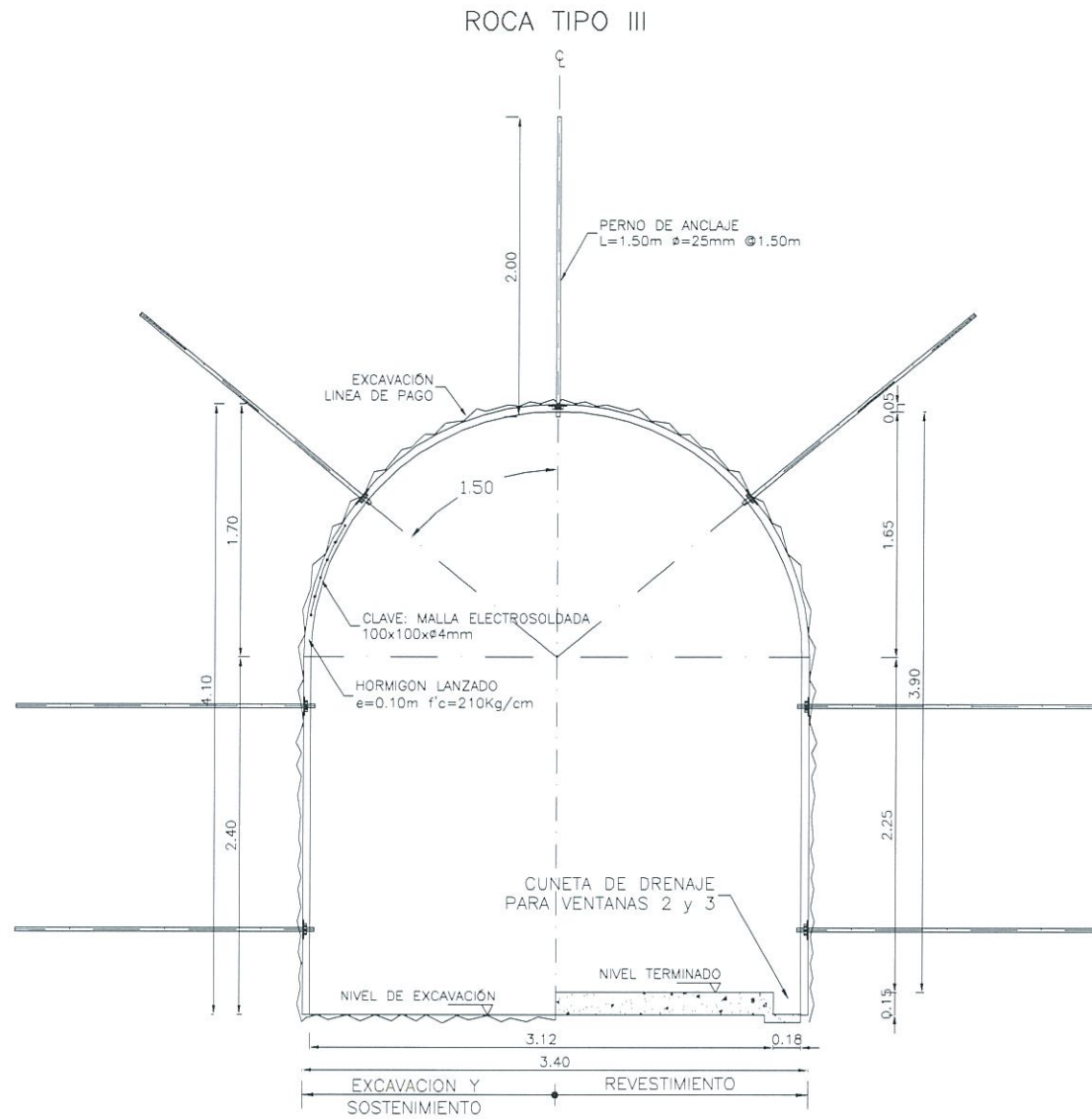
- NOTAS:**
- PARA CONFORMAR EL TALUD SE DEBERÁ EXCAVAR CON EXPLOSIVOS, UTILIZANDO LA TÉCNICA DEL PRECORTE CON BARRENOS DE CONTORNO SEPARADOS MÁXIMO 50 cm.
 - EL HORMIGÓN LANZADO DE 5 cm DE ESPESOR SE COLOCARÁ EN LOS TALUDES CON ROCA FRACTURADA Y MATERIALES SUELTOS.
 - EN LOS TALUDES REVESTIDOS DE HORMIGÓN LANZADO SE REALIZARÁN PERFORACIONES DE DRENAJE Ø 5 cm Y 5 m DE LONGITUD, SEPARADAS 2 m EN TRESBOLILLO.
 - LA INSTALACIÓN DE PERNOS DE ANCLAJE DE LOS TALUDES ESTÁ SUJETA A LAS CONDICIONES ESTRUCTURALES QUE PRESENTE EL MACIZO ROCOSO AL MOMENTO DE LA EXCAVACIÓN, PREVIA LA APROBACIÓN DE LA FISCALIZACIÓN.
 - LOS PERNOS DE ANCLAJE DE 3 m DE LONGITUD DE LOS TALUDES TENDRÁN UNA ORIENTACIÓN Y SEPARACIÓN SEGÚN LA GEOMETRÍA Y TAMAÑO DE LAS CUÑAS Y BLOQUES DE ROCA.
 - LAS DESCARGAS DE LAS CUNETAS SERÁN DEFINIDAS POR LA FISCALIZACIÓN.
 - LOS PERNOS DE ANCLAJE EN LA BÓVEDA DEL EMBOQUILLADO SE COLOCARÁN SISTEMÁTICAMENTE CON UNA SEPARACIÓN DE 1.25 m EN TRESBOLILLO. SEGÚN LAS CONDICIONES DEL MACIZO ROCOSO SE ESTABLECERÁ LA NECESIDAD DE COLOCAR ANCLAJES EN LOS HASTIALES, PREVIA AUTORIZACIÓN DE LA FISCALIZACIÓN.
 - EL EMPLEO DE MARCOS DE ACERO ES EVENTUAL, SUS DIMENSIONES Y SEPARACIÓN SERÁN DETERMINADAS SEGÚN LAS CONDICIONES DEL MACIZO ROCOSO, PREVIA APROBACIÓN DE LA FISCALIZACIÓN.



		EMPRESA ELECTRO GENERADORA DEL AUSTRO S.A.	
PROYECTO HIDROELECTRICO OCAÑA DISEÑOS DE CONSTRUCCION			
CONTIENE: TUNEL DE CARGA VENTANA 3			
DIBUJO: CAMINOSCA		PLANO No. 361-HID-195-0	
DISEÑO: ING. GUSTAVO LEDO FRANGO		HOJA No. 1 DE 1	
REVISADO POR: ING. GUILLERMO CORDOVA CALDERON		FECHA: 15/12/2008	
POR CAMINOSCA:		ESCALA: H: INDICADAS V: INDICADAS	
ING. RICARDO ARMANDO BUTRON AGUIRRE		REVISIÓN: 0	
APROBADO PARA CONSTRUCCION		15/12/2008	
DESCRIPCION		FECHA	
POR		DIBUJO	
REVISADO		APR.	



COMPAÑIA CONSULTORA.
CAMINOS Y CANALES S. LTDA.
QUITO - ECUADOR



TIPOS DE PERNOS DE ANCLAJE

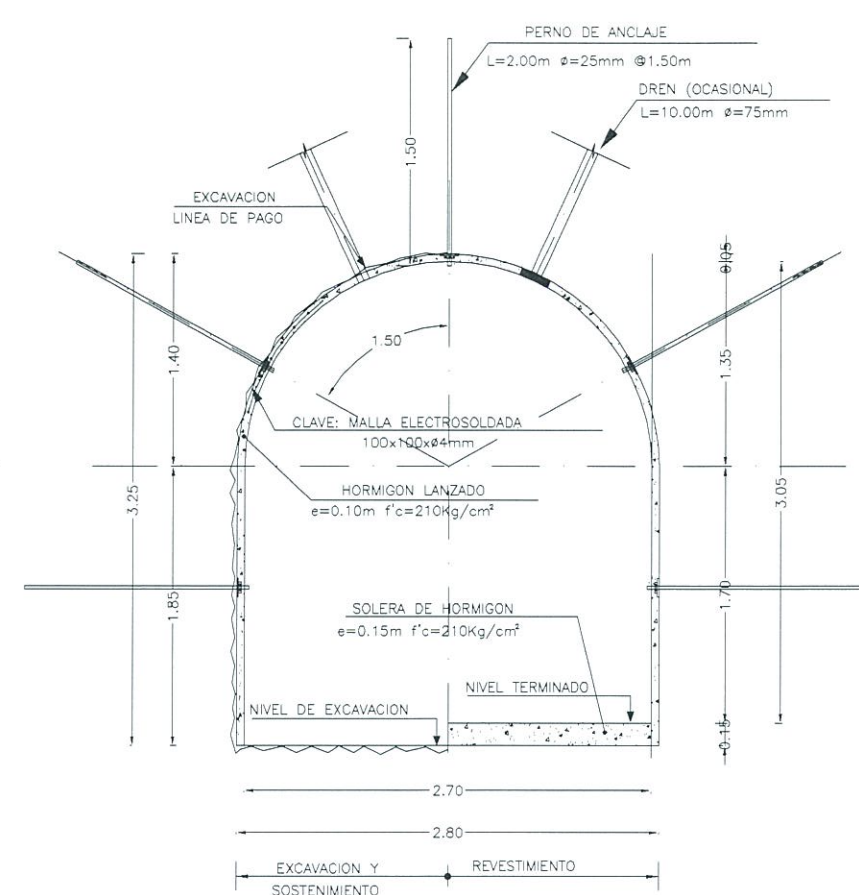
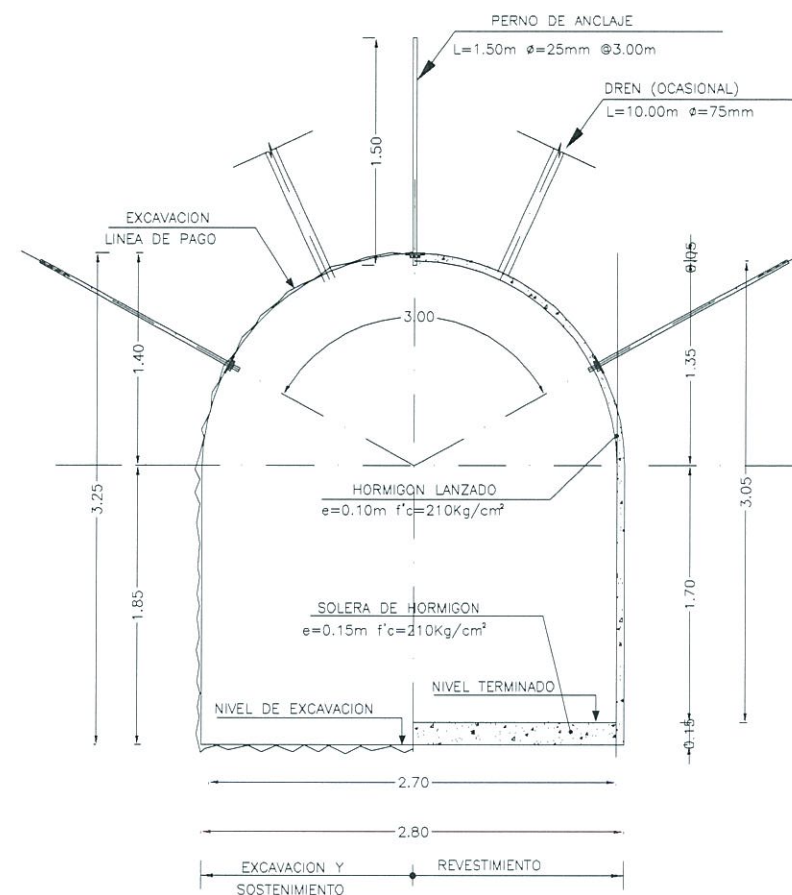
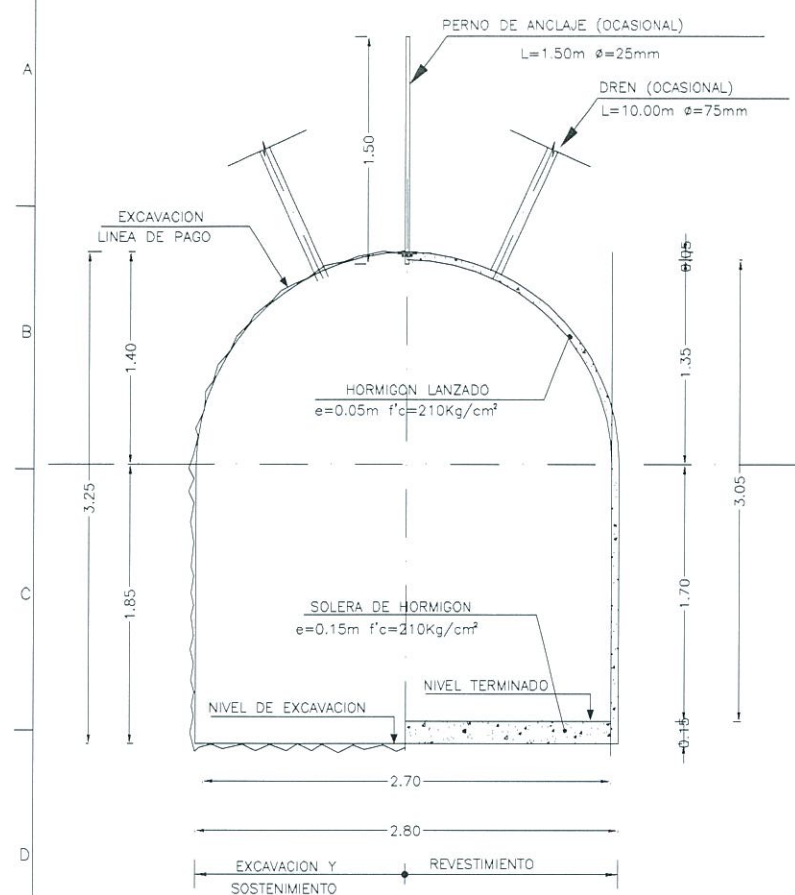
 EMPRESA ELECTRO GENERADORA DEL AUSTRO S.A.	
PROYECTO HIDROELECTRICO OCAÑA DISEÑOS DE CONSTRUCCION	
CONTIENE: SECCIONES DE VENTANAS EXCAVACIÓN Y SOSTENIMIENTO - REVESTIMIENTO.	
DIBUJO: CAMINOSCA	PLANO No. 361-HID-205-0
DISEÑO: ING. JORGE WASHINGTON MORENO CAZAR	HOJA No. 1 DE 1
REVISADO POR: ING. CARLOS ALFONSO LATORRE PONCE	FECHA: 15/12/2008
POR CAMINOSCA:	ESCALA: H: INDICADAS V: INDICADAS
ING. RICARDO ARMANDO BUTRON AGUIRRE	REVISION: 0

REV.	DESCRIPCION	FECHA	POR	DIBUJO	REVISADO	APR.
0	APROBADO PARA CONSTRUCCION	15/12/2008	JMO	CYC	CLP	RBA

ROCA TIPO I

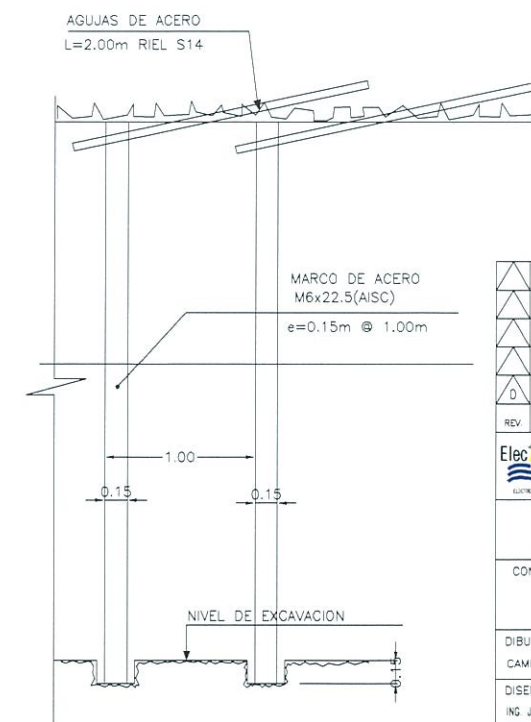
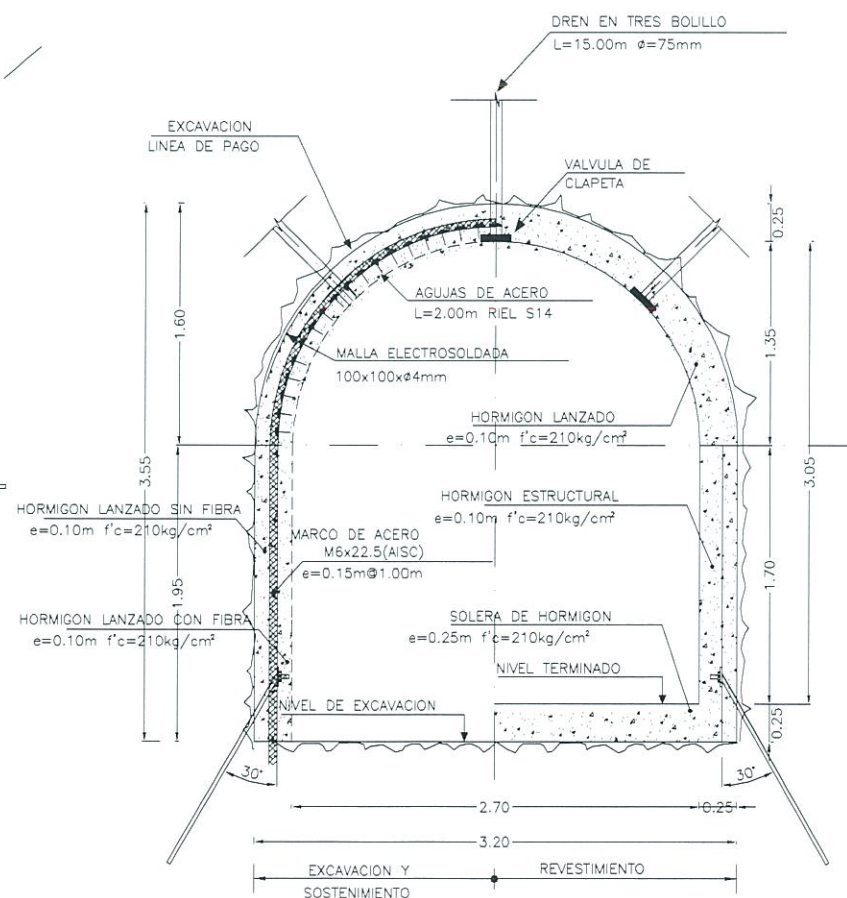
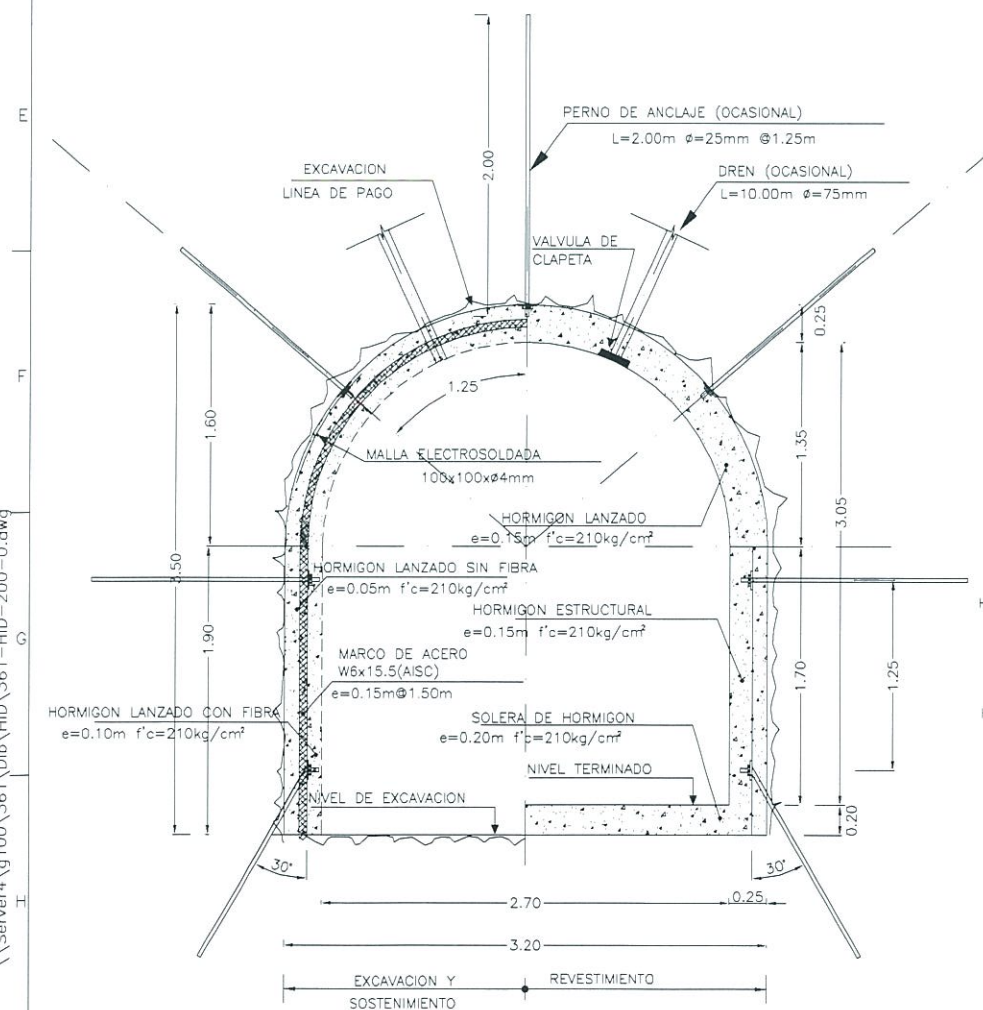
ROCA TIPO II

ROCA TIPO III



ROCA TIPO IV

ROCA TIPO V



D	APROBADO PARA CONSTRUCCION	15/12/2008	JMO	CYC	CLP	RBA
REV	DESCRIPCION	FECHA	POR	DIBUJO	REVISADO	APR


EMPRESA ELECTRO GENERADORA DEL AUSTRO S.A.

PROYECTO HIDROELECTRICO OCAÑA
DISEÑOS DE CONSTRUCCION

CONTIENE: SECCIONES DE TÚNEL:
EXCAVACIÓN Y SOSTENIMIENTO-REVESTIMIENTO.

DIBUJO: CAMINOSCA	PLANO No. 361-HID-200-0
DISEÑO: ING JORGE WASHINGTON MORENO CAZAR	COMPANIA CONSULTORA.
REVISADO POR: ING CARLOS ALFONSO LATOURRE PONCE	 Caminosca CAMINOS Y CANALES S. LTA. QUITO - ECUADOR
POR CAMINOSCA: ING RICARDO ARMANDO BUTRON AGUIRRE	HOJA No. 1 DE 1 FECHA: 15/12/2008 ESCALA: H: INDICADAS V: INDICADAS REVISION: 0

9. TÚNEL COLECTOR ANGLO FRENCH

