

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLÁN

INCENDIO EN TÚNELES

TESIS

PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

Rodolfo Meza García

Tutor:

Dr. Ricardo Enrique Ortiz Hermosillo

Octubre 2015

Santa Cruz Acatlán, Naucalpan, Estado de México



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

INDICE

Capítulo 1 Antecedentes	2
1.1 Antecedente histórico de los túneles	4
1.2 Clasificación de túneles	7
1.3 Ubicación	10
1.3.1 Cadenas montañosas	10
1.3.2 Túneles subacuáticos	10
1.3.3 Túneles urbanos	11
1.3.4 Pasos a desnivel para peatones y ciclistas	11
1.3.5 Túneles para ferrocarriles	13
1.3.6 Sistemas de transporte subterráneo	13
1.3.7 Túneles para carreteras	14
1.3.8 Conducción de agua	17
1.3.8.1 Túneles para canales	17
1.3.8.2 Abastecimientos urbanos	18
1.3.8.3 Túneles para riego	19
1.3.8.4 Energía hidroeléctrica	19
1.3.8.5 Túneles de desvío en las presas	21
1.3.8.6 Túneles para agua de enfriamiento	22
1.3.9 Sistema de alcantarillado	22
1.3.10 Túneles de servicio	24
1.3.11 Otros tipos de túneles	25
1.4 Estudios previos	27
1.4.1 Planificación	27
1.4.2 Topografía	30
1.4.3 Investigación “in situ”	30
1.4.4 Estudios Geotecnicos	31
1.4.5 Impacto ambiental	33
Capítulo 2 Consideraciones previas	35
2.1 Formación de los suelos	36
2.1.1 Fases del suelo	38
2.1.2 Propiedades índice de los suelos	39

2.1.3	Clasificación de suelos	40
2.1.4	Plasticidad	42
2.2	Características de macizos rocosos	44
2.2.1	Discontinuidades	45
2.2.2	Características y orientación de las discontinuidades	45
2.2.3	Resistencia al corte de las discontinuidades	50
2.3	Clasificaciones geomecánicas	55
2.3.1	Terzaghi	56
2.3.2	Deere	58
2.3.3	Bieniawski	59
2.3.4	Barton	61
Capítulo 3	Métodos de exploración	66
3.1	Métodos directos	69
3.1.1	Piezómetro	69
3.1.2	Gato Plano	72
3.1.3	Placa de carga	73
3.1.4	Gato Goodman	75
3.1.5	Phicometro	76
3.1.6	Presiómetro	78
3.1.7	Dilatómetro	78
3.1.8	Ensayo de roseta de deformación	80
3.2	Métodos indirectos (Métodos geofísicos)	83
3.2.1	Refracción sísmica	88
3.2.2	Reflexión sísmica	91
3.2.3	Up hole y down hole	92
3.2.4	Cross hole	93
3.2.5	Petit sismique	94
3.2.6	Tubo Denison	83
3.2.7	Tubo Shelby	83
3.2.8	Ensayo de penetración estándar (SPT)	84
3.3	Ensayes de permeabilidad	97
3.3.1	Pruebas Lefranc	100

3.3.2	Pruebas Lugeon	101
3.3.3	Prueba Matsuo Akai	103
3.3.4	Prueba Gilg- Gavard	104
Capítulo 4.	Procesos constructivos	105
4.1	Parámetros típicos del suelo para el diseño del túnel.	106
4.2	Procesos constructivos	113
4.2.1	Método tradicional	116
4.2.2	Método tradicional (uso de explosivos)	116
4.2.3	Método del escudo TBM	117
4.2.4	Método del Pre- corte mecánico	120
4.2.5	Nuevo Método Austriaco	120
4.2.6	Aire comprimido	124
4.3	Métodos de revestimiento	125
4.3.2	Dovelas	130
4.3.3	Concreto Lanzado	132
4.4	Investigación y control de aguas subterráneas	136
4.4.1	Impermeabilización	138
4.5	Instalaciones en tuneles.....	139
4.7	Instrumentación en tuneles	143
Capítulo 5	Riesgos en túneles.....	149
5.1	Riesgos en obras subterráneas	150
5.1.2	Análisis de riesgos	155
5.1.3	Gestión de riesgos	156
5.2	Causas de los incendios	158
5.2.1	Magnitud de incendios	159
5.2.2	Reacción de los materiales al fuego	161
5.2.3	Daños en la infraestructura del túnel	162
5.2.4	Riesgos para la vida humana	164
5.3	Comportamiento del humo	164
5.3.1	Comportamiento de Ventilación	165
5.3.2	Control de ventilación	167
5.3.3	Comportamiento del sistema de ventilación en incendios	168

5.4	Modelización de incendios: aplicación en túneles.....	171
5.4.2	Clasificación de los modelos de incendios.....	175
5.4.3	Etapas generales de los modelos de incendios	177
5.4.4	Técnicas de tratamiento de la turbulencia	179
5.4.4.1	Modelos DNS	179
5.4.4.2	Modelos RANS.....	179
5.4.4.3	Modelos LES	181
5.5	Modelos de combustión	182
5.5.1	MODELO k-ϵ-g.....	182
5.5.2	Modelo “EDDY BREAK-UP”	184
5.6	Protección contra incendios	186
5.6.1	Concreto resistente al fuego	189
5.6.2	Detectores de incendios y extintores	193
5.6.3	Resistencia de los equipamientos al fuego.....	195
	CONCLUSIONES.....	196
	REFERENCIAS.....	197

Objetivo general:

Describir los posibles riesgos que se presentan en túneles que no dependen de los procesos constructivos, como los incendios, así como la probabilidad de ocurrencia en las que se pueden presentar, la descripción de su comportamiento así como la descripción de sus mecanismos de ataque y recomendaciones para su prevención.

Capítulo 1 Antecedentes.

Objetivo:

Conocer los antecedentes históricos de los túneles y reconocer su importante aportación para el desarrollo de las actividades humanas, como el uso de túneles para carreteras y los que se usan para actividades de servicio como es el sistema de alcantarillado. Así como su clasificación de acuerdo a su uso o al lugar en que se ha construido y los estudios previos que se tienen que considerar antes de su construcción.

Introducción

Los túneles son diferentes a cualquier otro tipo de estructuras de ingeniería, por ejemplo, en la construcción de edificios o puentes los materiales de construcción se han definido y se han comprobado sus propiedades como pueden ser su resistencia, deformación y dimensiones, mientras que éste no es el caso de la construcción de túneles debido a que el comportamiento del suelo depende de las propiedades de cada sitio y calidad de los materiales. En la tabla 1.1 se ilustra algunos de los problemas asociados con diseño del túnel en comparación con los proyectos de construcción por encima del suelo.

Tabla 1.1 Comparación entre túnel y proyectos de construcción por encima del suelo (D. Chapman, 2010).

	Construcción sobre el suelo	Construcción del túnel
Material de construcción	Las propiedades definidas de los materiales de construcción están garantizadas por los procedimientos de control de calidad durante el proceso de producción, incluyendo la prueba de control.	El terreno, con toda su incertidumbre y la incapacidad general para influir en sus propiedades (sin perjuicio de las técnicas de mejora de tierra) es el material construcciones.
Cargas	Las cargas para que el análisis estructural se lleva a cabo en su mayoría son conocido	Solo por hacer hipótesis se puede estimar las posibles cargas, que significa que la magnitud de la carga se basa en suposiciones y es así básicamente desconocido.
Seguridad	Porque las propiedades de los materiales de construcción y las cargas son conocidos, el factor de seguridad relativo al fracaso se puede determinar	Debido a la cantidad de incertidumbres relacionadas con las cargas y propiedades del material, no es posible calcular un factor cuantitativo respecto a la seguridad de la construcción del túnel

Cabe señalar que las expectativas de vida de los túneles son significativamente más largas que las de otras instalaciones, tales como puentes o carreteras.

La estructura del túnel a menudo necesita los sistemas de apoyo formados por concreto y acero, ya que aunque el suelo es la parte principal de la estructura, esto puede servir tanto apoyo como de carga. La clave para la construcción del túnel de forma exitosa, es entender este material, en particular sus características de resistencia y estabilidad (características del suelo y parámetros geotécnicos), así como conocer las condiciones del terreno juega un papel importante en la elección de las técnicas de construcción. El objetivo de la investigación es reproducir un modelo tridimensional del sitio, y exponer el impacto asociado (riesgo) a los trabajos realizados en túneles sobre el medio y también los posibles riesgos para las obras complementarias del túnel en sí mismo. Estos riesgos entonces pueden ser evaluado y mitigando utilizando técnicas apropiadas de construcción.

Los resultados de la investigación del sitio puede ser una influencia clave en las decisiones del proceso constructivo así de como de los métodos de sostenimiento. No importa qué parte del suelo se ensaya en la investigación preliminar del sitio, ni cuántos pozos de sondeo se toman para las pruebas en el laboratorio, sólo se puede ensayar una pequeña fracción del total de suelo a ser afectado por la construcción del túnel. Por lo tanto, le corresponde al ingeniero determinar las condiciones del terreno pertinentes y sus propiedades asociadas. Gran parte de esta evaluación se basa en juicio y experiencia.

A menudo, la suposición es que el suelo actúa como un todo continuo y permite la redistribución de esfuerzos en tres dimensiones alrededor del túnel.

Ninguna construcción nueva de túneles es la misma que la anterior. Es importante que durante la construcción de un túnel escuchar a los trabajadores y utilizar su experiencia para responder a los distintos comportamientos del suelo al excavar el túnel. La clave es entender que un túnel no es una ciencia discreta con respuestas definitivas.

La experiencia y el juicio de ingeniería ayuda para tomar una decisión informada y considerada, pero las mediciones continuas durante la construcción son esenciales para comparar el comportamiento real con los predichos.

1.1 Antecedente histórico de los túneles.

Ha habido un desarrollo considerable de las técnicas de construcción de túneles en los últimos 200 años, especialmente desde que Marc Brunel famoso por ser el primero que uso un escudo (tuneleadora) al construir el primer túnel bajo el río Támesis en Londres en 1825. Sin embargo, si Marc o su hijo Isambard Kingdom Brunel llegaron a ver los métodos tuneleadores de hoy verían ciertas similitudes con las técnicas utilizadas en sus días, particularmente la perforación, voladura e incluso tuneleadoras (Tunnel Boring Machines; TBM). El propósito principal de las "TBM" es proporcionar estabilidad en el frente y el suelo circundante, lo que mejora la seguridad para los excavadores, tal como el propio Brunel lo hizo usando un escudo en el túnel del Río Támesis. Aunque también es importante resaltar los grandes avances en la tecnología en túneles alrededor del mundo.

Sin embargo, algunas construcciones de túneles que marcaron las principales novedades de un túnel moderno son las siguientes:

- El primer uso registrado de la pólvora como una herramienta de construcción de un túnel fue en el canal "Du Midi", un canal construido a través de Francia en los años 1666-1681 que conecta el Océano Atlántico con el mar mediterráneo. El túnel principal en esta ruta fue de 157 m de longitud con una sección transversal rectangular de 6.5 m por 8 m, y fue construido durante los años 1679 a 1681.
- La carrera de Ingeniería Civil en el Reino Unido creó en gran medida el desarrollo del sistema de canales, que en sí era parte de la Revolución Industrial del siglo XVIII. Dos túneles importantes de esta época incluyeron el túnel Harecastle de 2090 m, construida usando la pólvora como parte del canal "Grand Trunk", durante la década de 1770; y el túnel en Standedge el 5000 m de largo. Este último tardó 17 años en completarse y se inauguró en 1811.
- El primer túnel debajo de una vía fluvial navegable fue túnel bajo el río Támesis en Londres, entre Rotherhithe y Wapping. Esto implicó el uso de un escudo, conocido como "Escudo de Brunel", diseñado por Marc Brunel. La construcción de este túnel revestido comenzó en 1825 y se inauguró en 1842. La función principal de este escudo fue apoyar el frente y proporcionar seguridad para los mineros. El escudo estaba hecho de hierro fundido (80 toneladas), fue de 11.6 m de ancho y 6.8 m de altura, estaba compuesta por 12 marcos paralelos, cada una de 0.9 m de ancho. Además, había una plataforma de trabajo móvil en la que los mineros arrojaron el despojo, y que también fue utilizado por los albañiles para construir el revestimiento de ladrillo.

- Una cantidad considerable de un túnel se llevó a cabo en el Reino Unido como consecuencia de la llegada de los ferrocarriles, que comenzó con el ferrocarril de Liverpool a Manchester y su apertura fue en 1830. El agua era un problema importante para muchos de los proyectos de túneles. Entre 1830 y 1890 se llevaron a cabo la construcción más de 50 vías férreas y los túneles excedían una milla (1,61 km) de longitud. Isambard Brunel fue nombrado ingeniero del Gran Ferrocarril del Oeste en 1833, a la edad de 26 años, y planeó la ruta de Bristol a Londres. Un túnel importante en esta ruta fue el túnel de "caja" con una longitud de 2937 m. El Agua era un problema importante en varias secciones de este túnel, pero se abrió con éxito en 1841.
- En 1857 se dio el inicio de la construcción del primer túnel principal en las regiones alpinas de Europa. El túnel de "Fréjus" involucró la construcción de dos portales, uno en 1344 m. sobre el nivel del mar de "Bardonnèche" y el otro de 1202 m en "Fourneaux", con la distancia entre portales de 12 221 m.
- Más o menos al mismo tiempo que se construían los primeros túneles alpinos, se inició el túnel "Hoosac" en Massachusetts, E.U.A. (1855-1876). Esto se conoció como "el gran agujero". Era de 7.44 Km. de largo y fue construido principalmente a través de esquisto y gneis. El ritmo de construcción era muy lento, 0.32 m por día, pero ésta mejoró con la introducción de los taladros de roca de aire comprimido de aproximadamente 1.65 m por día en 1873.
- 1869 fue un año importante, ya que marcó la conclusión con éxito del metro "Tower" (túnel subacuático) en Londres usando un escudo (diseñado por J. H. Greathead) y utilizado un revestimiento de hierro. El escudo utilizado es el antepasado de casi todos los escudos de túneles (era circular en comparación con el escudo rectangular de Brunel utilizado en el túnel Támesis). Inclusive incorpora lechada detrás del revestimiento de hierro fundido para llenar el vacío. El sistema era muy eficiente y permitió el avance de 3 m por día. El túnel era de 2.18 m. de diámetro y 402 m. largo.
- Greathead hizo una serie de nuevos avances en la tecnología de escudos, que incluye un protector de frente cerrado, el cual rompe el suelo y los despojos se eliminan en forma de suspensión, Isambard Kingdom Brunel el precursor de este tipo de escudo con suspensión. (El primer escudo que utilizó en 1871 en New Cross en Londres, Reino Unido).
- El primer uso de gatos hidráulicos para propulsar un escudo delantero fue diseñado por Beach en 1869 y utilizado en Broadway, E.U.A.
- Hubo una serie de evolución de tuneladoras con frente rotativos como parte de los diversos intentos en el "túnel del canal" del Reino Unido en la década de 1880.
- El aire comprimido fue utilizado como un medio para evitar la entrada de agua en la construcción del túnel en el río Hudson en Nueva York, terminado en

1910. Casi al mismo tiempo que el túnel “Elbtunnel” bajo el río Elba en Hamburgo en el cual también se utilizó aire comprimido durante la construcción entre 1907 y 1911. En 1909 sufrió una explosión en el cual se pudo observar una fuente de agua de 8 m de altura.

- La primera vez que se usó una combinación de un escudo y la técnica del aire comprimido (junto con hierro fundido dovelas) fue usado en ciudades y en el Ferrocarril al Sur de Londres, completado en 1890 (ahora parte de la línea norte en el sistema de metro de Londres). Los túneles eran tubos individuales con un diámetro de 3.1 a 3.2 m y fueron construidos a través de arcilla principalmente, pero también se encontró grava.
- Probablemente el primer túnel de carretera que utilizó el método de “tubo sumergido” fue para la construcción del túnel de “Posey” en California, el cual fue inaugurado en 1928. Utilizó 62 m de longitud de acero revestido de concreto.
- El túnel que va de Liverpool a Birkenhead bajo el río Mersey, se construyó en Reino Unido entre 1925 y 1933, fue en su momento el mayor túnel submarino jamás construido, con una longitud de 2 millas y 3.49 km, lo suficientemente amplio para cuatro carriles.

1.2 Clasificación de túneles.

Existen distintos criterios para clasificar los túneles, que pueden ser los aspectos geotécnicos, dimensiones y usos, así como el tipo de construcción, en la Figura 1.1 se observa la clasificación de acuerdo a las dimensiones.

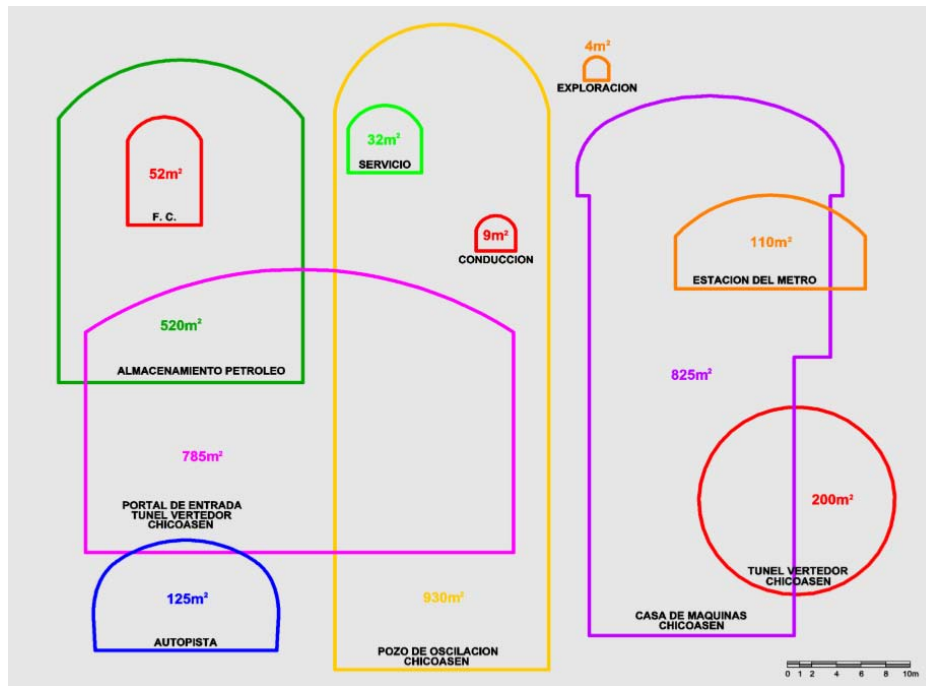


Figura 1.1 Clasificación de túneles (A. Rábago, 2011).

Desde el punto de vista geotécnico, la clasificación más útil de las excavaciones subterráneas se refiere al grado de estabilidad o seguridad que se exige de la roca que circunda una excavación. Esto, a la vez depende del uso que se pretende dar a la excavación. Barton, Lien y Lunde (1974) proponen las siguientes categorías de excavaciones subterráneas:

- A. Minas provisionales.
- B. Tiros verticales.
- C. Minas permanentes, túneles de conducción de agua para proyectos hidroeléctricos, túneles de exploración, galerías y cortes parciales de grandes excavaciones.
- D. Cámaras de almacenamiento, plantas de tratamiento de agua, túneles para carreteras secundarias o ferrocarriles, pozos de oscilación y túneles de acceso en proyectos hidroeléctricos.
- E. Casas de máquinas subterráneas, túneles grandes para carreteras o ferrocarril, refugios de defensa civil, portales y cruces de túneles.
- F. Estaciones nucleoelectricas subterráneas, estaciones de trenes, instalaciones deportivas y públicas, fabricas subterráneas.

Otro tipo de clasificación considera el uso de los túneles, por consiguiente, sus dimensiones, forma y revestimiento. En el proyecto y la construcción, los factores importantes que se deben analizar en relación a la función abarcan: localización, tipo de suelo, dimensiones, geometría, la forma estructural, el método de construcción y el equipo permanente (revestimiento).

1. La localización para un túnel puede ser a través de una montaña o una colina, estar sumergido o ser urbano.
2. El terreno puede ser desde un limo blando hasta roca dura uniforme, lo que abarca un campo muy amplio en lo que respecta al comportamiento en una excavación: el agua puede representar una parte importante. Cualquier elección que se haga del terreno implica cambios en la geometría, la forma estructural y el método de construcción.
3. Las dimensiones y geometría son las del túnel terminado: ancho, altura y longitud, junto con los niveles, pendientes y curvas. Los límites especificados podrán ser muy reducidos u ofrecer un amplio campo de posibilidades.
4. La forma estructural podrá ser un círculo, herradura, rectángulo o cualquier otra forma que incorpore hierro colado, concreto, albañilería, concreto lanzado, etc., para soportar la carga impuesta. La naturaleza del terreno y el método de construcción influirán de un modo decisivo sobre la forma estructural.
5. Los métodos constructivos varían desde la perforación por barrenos y explosivos, o por una máquina excavadora de túneles, con o sin un escudo, hasta el corte y relleno en diversas secuencias, e incluyendo los túneles prefabricados sumergidos.
6. El equipamiento del túnel terminado incluye las calzadas o las vías de ferrocarril, iluminación, ventilación, sistema de control, acabados decorativos y funcionales.

Las principales funciones que tienen los túneles, dejando a un lado los túneles de minas, abarcan:

- A. Transporte.
 1. De personas y mercancías (carreteras, ferrocarriles, pasos a desnivel para peatones y ciclistas).
 2. De agua (canales, abastecimientos urbanos, irrigación, energía hidroeléctrica, sistemas de enfriamiento).
 3. Sistemas de alcantarillado.
 4. Servicios por cables y tuberías.
- B. Almacenamiento y plantas.
 1. Estacionamientos para coches.
 2. Almacenamiento del petróleo en depósitos subterráneos.

-
3. Estaciones subterráneas de energía.
 4. Instalaciones para usos militares.
 5. Eliminación de los residuos radioactivos.
- C. Protección de las personas.
1. Refugios.
 2. Puestos de control.

1.3 Ubicación.

La razón de construir túneles para transporte es la de hacer factible el paso por obstáculos que pueden ser cadenas de colinas o montañas, ríos o mares, las calles de una ciudad y los edificios u otras estructuras.

1.3.1 Cadenas montañosas.

Si el obstáculo es una cadena montañosa, el paso a través de la misma por medio de un túnel puede representar un ahorro considerable en tiempo y energía, ciertamente, facilita el paso que de otra manera exigiría pendientes y curvas totalmente inaceptable para dicho fin.

Si se planea trazar una ruta superficial subiendo por un valle que tenga un paso o puente en la cima que se desea cruzar, es de esperar una dificultad progresiva en la ascensión según va llegando al paso y el valle se hace más estrecho e inclinado. Solo se podría determinar la pendiente dominante del ferrocarril o la carretera tratando de ascender tan rápidamente como sea permisible, desde el punto de partida, utilizando las laderas del valle y cortando de un modo uniforme a través de las curvas de nivel.

1.3.2 Túneles subacuáticos.

La selección de un túnel en lugar de un puente para atravesar un río depende de los factores peculiares para cada situación. Cuando se desean tener numerosas vías para el tráfico y cuando las condiciones de cimentación hacen posible claros moderados, el puente podrá ser muy bien la alternativa menos costosa, pero el costo de claros muy largos en un puente aumenta de manera desproporcionada, si las condiciones de la cimentación son desfavorables, si la navegación requiere claros largos y una considerable altura libre, el túnel es la mejor selección. Aunque los grandes claros de los puentes pueden ser estéticamente extraordinarios, los largos accesos a un nivel elevado dentro de la ciudad, no son agradables por regla general y pueden generar un grave obstáculo para la circulación del tráfico y la utilización del suelo al nivel del terreno.

Otra ventaja de la excavación de túneles es la posibilidad de realizar su construcción por etapas.

Una de las obras de ingeniería de túneles más sobresalientes y que presenta un buen ejemplo gráfico de este tipo de túneles es el que se encuentra en Japón, llamado “Trans Tokio Bay”, se muestra en la Figura 1.2.



Figura 1.2 Trans Tokio bay, Japón.

1.3.3 Túneles urbanos.

La construcción de túneles por debajo de las calles de la ciudad son en la actualidad una actividad común para casi todos los tipos de transporte listados, con excepción de los canales, pero los largos túneles urbanos se utilizan principalmente para ferrocarriles subterráneos, abastecimientos de agua y sistemas de alcantarillado. Se requieren túneles más cortos para los pasos inferiores de las carreteras y los pasos subterráneos para peatones, construido principalmente por el método de corte y relleno. Se sugieren a veces túneles más largos para carreteras, pero los problemas de acceso y ventilación aumentan las dificultades y el costo.

1.3.4 Pasos a desnivel para peatones y ciclistas.

Los pasos a desnivel para peatones constituyen, por diversas razones, los túneles con menos restricciones, quizá sean también los más simples, debido a que el peatón es capaz de bajar y subir escaleras así como pendientes muy inclinadas y doblar abruptamente las esquinas. Las limitaciones absolutas en lo que a los túneles se refiere son por consiguiente pocas, pero la mayoría de los modernos pasos a desnivel para peatones tienen por objeto ofrecer una atractiva alternativa al uso de la superficie, como atravesar una calle y, por lo tanto, van más allá de las especificaciones mínimas.

Los pasajes subterráneos de poca profundidad se construirán probablemente por corte y relleno, pero para los pasajes de enlace en las estaciones del ferrocarril subterráneo, a niveles más profundos, será necesaria la perforación de túneles.

Deberá haber drenaje adecuado para la peor tormenta utilizando el almacenamiento y el bombeo si fuera necesario. Las emergencias, como las avenidas de mareas y

la ruptura de las tuberías maestras de agua deberán examinarse y considerarse en la etapa de diseño, cuando menos en el grado necesario para prevenir grandes catástrofes.

La iluminación deberá ser de la mayor calidad posible y de construcción resistente y, si fuera posible, a prueba de vandalismo en los lugares expuestos.

Existe en algunos sistemas de carreteras la necesidad de construir instalaciones necesarias para ciclistas. Si los ciclistas utilizan los carriles principales puede ser peligroso y obstaculizar la circulación. Se puede construir un pasaje subterráneo en los cruces de las calles, pero con pendientes no mayores al 10% y, por supuesto, sin escalones.

Se presenta un requisito especial en el caso de que se construya un túnel subacuático para sustituir un transbordador en un área industrial, donde es importante el transporte en bicicleta.

Un ejemplo de estos dos últimos tipos de túneles de manera combinada es el que se muestra en la Figura 1.3, el cual se realizó bajo el río Tyne en Inglaterra.



Figura 1.3 Túneles para peatones y ciclistas bajo el Río Tyne, Inglaterra.

1.3.5 Túneles para ferrocarriles.

Las situaciones típicas para la línea principal de los ferrocarriles son las cadenas montañosas, colinas y cruces subacuáticos. Existe la posibilidad de encontrar toda clase de terrenos. En las cadenas montañosas, los complejos patrones de plegamientos y fallas presentan buzamiento de los diversos estratos, formando cualquier ángulo, incluyendo rocas desintegradas y alteradas.

El túnel típico de ferrocarril tiene aproximadamente 5 m de ancho por 7 m de alto para un túnel de un solo carril, y de alrededor de 8.5 m por 7 m para las vías gemelas, dependiendo de la selección del volumen de tráfico y de los problemas de soporte de las rocas en un túnel ancho. Lo que rige el perfil longitudinal de todos los túneles de ferrocarril es una pendiente aceptable. Se prefiere una pendiente menor de 1%, pero pueden adaptarse pendientes más pronunciadas en muchos casos. La capacidad de volver a arrancar un tren en una pendiente ascendente constituye una necesidad de operación. Los factores de control fundamentales son la potencia locomotriz y la adhesión al riel. El otro factor geométrico principal es la curvatura, la que está regida por reglas muy semejantes a las de una línea de aire libre en lo que se relaciona con la velocidad.

La forma estructural más común para los túneles de ferrocarril es probablemente de herradura, protegiendo y soportando el terreno mediante un revestimiento. En túneles modernos, el concreto lanzado, las nervaduras de acero de los arcos y el concreto colado *in situ*, son los de uso más común con las rocas en buen estado. Cuando el túnel atraviesa arcilla, se puede temer la presencia de un lento movimiento plástico, por lo que es preciso proteger el fondo con un arco invertido. En algunos casos se ha llegado a construir una forma circular completa de concreto segmentado, o hasta con hierro fundido.

Los métodos constructivos no son exclusivos para las obras de ferrocarriles, excepto en el caso en que se adopte el acceso y transporte por rieles en lugar de la carretera.

1.3.6 Sistemas de transporte subterráneo.

Este tipo de túneles difieren significativamente en muchos aspectos de las líneas principales de los ferrocarriles. El túnel y el equipo rodante están diseñados como un sistema integrado, o deberían serlo, si es que es razonablemente autónomo.

Los túneles para el transporte subterráneo (tren subterráneo) son intrínsecamente urbanos, pero incluyen frecuentes secciones subacuáticas debido a que son pocas las grandes ciudades que no tienen ríos que cruzar, y muchas son puertos. También se encuentran, en menor escala, túneles construidos en colinas. En general, los

túneles para los trenes subterráneos son tan poco profundos como sea posible, debido a la importancia de un fácil y rápido acceso hasta la superficie y desde ella.

Las pendientes pueden ser más pronunciadas que los túneles de las líneas principales, debido a que el sistema no tiene que conducir trenes cargados con mercancías pesadas, sino que se pueden equipar con coches relativamente ligeros accionados por motores múltiples. En contraste con algunos túneles de las líneas principales, se consideran generalmente como esenciales los revestimientos impermeables; por consiguiente, los rieles están suficientemente secos para dar una buena adhesión. Son aceptables las pendientes de 3.5% y, en realidad, eran inevitables en algunas ciudades, como por ejemplo Toronto, donde todo el terreno asciende con una pendiente aproximadamente igual, desde las orillas del Lago Ontario. En Montreal, un terreno más abrupto requería pendientes hasta de 6.3% y se adoptaron llantas neumáticas con el fin de mejorar la adhesión y por lo tanto, la aceleración, así como para tener una marcha suave.

A veces, es conveniente un deliberado perfil de zigzag, para que los trenes suban hasta las estaciones, que la pendiente ayude al frenado y que reabsorba la energía cinética, en tanto que un descenso con ayuda de la aceleración es útil para salir de las estaciones. Se podría obtener una ventaja adicional al hacer menos profunda la estación, pero no sería práctico una mayor profundidad de excavación por el método de corte y relleno entre las estaciones.

Con los procedimientos de corte y relleno, los carriles gemelos se ajustan usualmente a una caja rectangular de concreto reforzado con un muro central o líneas de columnas. Las dimensiones y los espacios libres pueden seguir los principios normales de los ferrocarriles, adaptados al equipo rodante suministrado y a cualquier carga normal que pueda ser especificada.

En los sistemas profundos, los túneles en las estaciones son mucho mayores que los túneles de recorrido; se pueden perforar o se pueden construir en pozos profundos operando desde la superficie. Se exigen normas estrictas de impermeabilización con revestimiento, acabados e iluminación estéticamente aceptables.

1.3.7 Túneles para carreteras.

Al incorporarlos con las líneas principales de los ferrocarriles, se detecta una diferencia muy importante: la pendiente permisible, que puede ser cuando menos tres veces más pronunciada. Una pendiente de 3.5% a 4.5% es normal y, en condiciones especiales, como en el túnel del Clyde en Glasgow, Escocia (Figura 1.4), las cortas rampas de acceso en un espacio restringido pueden justificar una pendiente hasta de 6.5%. Se notará que un descenso de 30 m a 3% requiere una

longitud de 1000 m, en gran parte dentro del túnel, mientras que una pendiente de 6% divide en dos esta longitud.



Figura 1.4 Túnel Clyde, Escocia.

A pesar de que las pendientes abruptas son aceptables para los vehículos de carretera, hay tres factores que los hacen progresivamente más indeseables. En una larga subida de 1 a 30, los vehículos pesados muy cargados pueden mantener usualmente una velocidad moderada, pero si el ascenso es más pronunciado, muchos de ellos tendrán que cambiar a baja velocidad y retardarán todo el tráfico a quizá 15 KPH o menos, con lo que se reduce la capacidad del túnel. Al tomar las pendientes pronunciadas, la producción de gases dañinos, el CO₂ (monóxido de carbono) de la gasolina y el humo de los motores diésel, aumentan de un modo desproporcionado y demanda mayor ventilación, la tercera objeción a una pendiente abrupta es el peligro que un vehículo descienda fuera de control.

Las curvas horizontales pueden ser más cerradas que las del ferrocarril, si fuera necesario, aunque para la construcción y el uso es preferible evitar la excavación de un túnel en una curva muy cerrada. Un radio de 400 m no es difícil para la construcción o el tráfico, y se puede tener curvas todavía más cerradas.

Las curvas verticales en túneles cumplen las mismas consideraciones que las curvas verticales en carreteras al aire libre. Un radio de 1000 m proporciona un perfil razonable para la carretera, especialmente cuando no se permiten altas velocidades.¹

Las dimensiones de los túneles para carreteras o autopistas han aumentado con el constante desarrollo de los automóviles. Ha sido una práctica común tener cuando

¹ Megaw, T. (1988). Túneles, planeación, diseño y construcción. Vol. 1. Ed. Limusa, Noriega Editores.

menos dos carriles para el tráfico, y no un solo carril en un túnel con una sola dirección; en este caso, sería muy difícil tener la seguridad de fácil acceso si sucediera un accidente.

En todos los túneles, el aumento del ancho impone el aumento del costo, no solamente en proporción directa, sino también por las consecuencias estructurales del aumento en los claros de la clave. En los túneles circulares, el diámetro vertical se aumenta de manera similar al área excavada. Es necesario aumentar la resistencia del revestimiento y por consiguiente, su espesor.

Son estos factores los que llevan a la construcción de unidades de dos carriles y no alientan la construcción de calzadas más anchas, las que a veces se recomiendan por ser seguras al evitar el paro total cuando se descomponga un vehículo.

Los túneles con unidades de sección rectangular son mucho menos sensibles a los aumentos a lo ancho; es posible acomodar en una sola estructura carriles más amplios y tantos como estén justificados por las necesidades del tráfico.

No se puede obligar al tráfico de carretera a que corra sobre una vía exacta como en el tráfico sobre rieles, y por consiguiente es esencial permitir tolerancias adecuadas al decidir las dimensiones del túnel. La construcción deberá seguir, con la mayor exactitud posible, las líneas y dimensiones del túnel.

El drenaje presenta dos aspectos importantes: en primer lugar, el drenaje del agua subterránea que entra al túnel a través del revestimiento y, en segundo lugar, el agua superficial que entra en los portales llevada por los coches, quizá en forma de nieve y la inundación causada por la ruptura de tuberías de agua o por el uso de las mangueras de incendio. La filtración del agua subterránea se hace mínima aplicando técnicas de impermeabilización durante la construcción y es probable que no constituya un grave problema de operación en un túnel bien construido, aun en el caso de que se extraiga deliberadamente el agua del revestimiento para impedir el levantamiento de la presión.

Otras características específicas de los túneles para carretera son los sistemas del tráfico, las medidas y arreglos tomados contra incendios, averías y accidentes. Todos estos sistemas se deben proyectar para que operen en conjunción con una muestra aleatoria del público, parte del cual puede no estar familiarizado con el tipo de túnel. Una de las importantes características con las que se deberá contar es la de poder detener rápidamente el tráfico e impedir la entrada al túnel si un accidente o cualquier otra situación peligrosa obstaculiza la entrada.

1.3.8 Conducción de agua.

Los túneles que conducen agua potable o las aguas negras tienen varias características en común. Las principales características que debe tener el túnel son: que sea liso e impermeable, pero su importancia varía. Existen importantes diferencias entre los túneles que se necesitan sólo para determinar el flujo del agua a una baja presión (a menudo sin que la perforación esté llena), como son los túneles de descarga libre y aquéllos en los que el agua está sometida a una alta presión, como en la alimentación de turbinas o en un acueducto de abastecimiento urbano que pase por el fondo del valle.

La importancia que se le debe dar a un revestimiento no rugoso depende de la velocidad de agua y de la longitud del túnel. El revestimiento liso es relativamente poco importante en un canal donde es mínimo el movimiento del agua, pero puede ser fundamental para maximizar el flujo o para hacer mínima la pérdida de carga hidrostática en el aprovechamiento de la energía eléctrica.

La impermeabilidad depende también en parte de la presión, interna o externa. Los túneles a alta presión deberán estar extremadamente bien sellado para evitar las pérdidas de agua, las cuales pueden originar una severa erosión. Además, en los drenajes, las pérdidas de agua generan una peligrosa contaminación y hasta las fugas muy pequeñas se pueden ampliar por la acción química. Los abastecimientos de agua potable deben protegerse contra la contaminación por infiltraciones cuando corren a baja presión.

Otro requerimiento general para los túneles que transportan agua es que tengan medios de acceso para la inspección, mantenimiento y reparación. Se deberá diseñar cualquier sistema de conductos de alimentación de turbinas o presas teniendo esto en mente.

1.3.8.1 Túneles para canales.

Los requerimientos absolutos para el túnel de un canal son: un túnel a nivel, retención del agua y un espacio para el paso de las barcazas. Esto en cuanto a los canales de transporte. En los canales que alimentan los proyectos hidroeléctricos, la mínima pérdida de carga hidrostática puede ser la consideración predominante. Que el túnel esté a nivel es, fundamental, de donde se concluye que los túneles para canales sólo sirve para cruzar crestas y no pueden pasar por debajo de un río. Por supuesto que las secciones de un canal de irrigación o abastecimiento se pueden conectar mediante tuberías de sifón invertido o túneles debajo de los obstáculos.

La retención del agua puede ser muy importante, ya que los túneles para canales son más comunes en las partes más altas, donde es muy difícil obtener un adecuado abastecimiento de agua. El revestimiento del piso del canal con arcilla amasada constituye un procedimiento adicional junto con el uso de ademes, pueden ser necesarios otros tipos de revestimiento como por ejemplo la albañilería.

1.3.8.2 Abastecimientos urbanos.

El abastecimiento de agua potable a las ciudades por medio de los acueductos es una necesidad que se remonta a tiempos muy antiguos y que demanda a menudo la construcción de túneles. Los problemas de recolección y almacenamiento en las áreas montañosas son más o menos los mismos, ya sea que se destine el agua para el abastecimiento de las ciudades, la irrigación o la energía hidroeléctrica. Los acueductos desde una presa hasta las ciudades pueden estar constituidos por tuberías aéreas o que corran sobre la superficie o en una zanja; pero los túneles son necesarios cuando es preciso cruzar crestas o sean económicos. Por lo general, el agua no está a muy alta presión en dichos túneles y pueden hasta fluir parcialmente llenos. Los principales requerimientos que deben de cumplir los acueductos son: un gradiente hidráulico descendente de extremo a extremo de acuerdo con el volumen y la velocidad del agua requerida, una perforación lisa y sin obstrucción, y un revestimiento impermeable.

La fórmula de Manning (Ec. 1.1), combina la velocidad del agua, la rugosidad del túnel (k), el radio hidráulico medio (R) y el gradiente hidráulico (S). K es el factor de rugosidad que varía desde un valor de 100 para un túnel de grandes dimensiones con paredes excepcionalmente lisas, hasta un valor extremadamente bajo de 25 para un túnel sin revestimiento perforado en la roca. Para un túnel revestido de concreto se tendrá un valor promedio aproximadamente de 80. Con dichas cifras se podrá determinar el valor para un revestimiento liso, que se ajuste a condiciones especiales.

$$v = kR^{2/3}S^{1/2} \qquad \text{Ec. 1.1}$$

Se determinan las dimensiones de los túneles para conducir el volumen necesario, utilizando el gradiente disponible y se especifican los tipos de revestimiento para que cumplan tres funciones principales:

1. Que se utilice cualquier soporte necesario del suelo excavado.
2. Que sea una perforación adecuadamente lisa.
3. Impermeabilidad en ambas direcciones.

Como existe un diámetro práctico mínimo de aproximadamente 2 m, el tamaño del túnel será a veces mayor de lo necesario. Son fundamentales el control

mediante tubos de alimentación y las instalaciones para la inspección y el mantenimiento; y tal vez sea necesario incluir pozos de alivio. Es probable que los gastos sean mucho más uniformes en el abastecimiento urbano que en los túneles hidroeléctricos o en los sistemas de riego.

1.3.8.3 Túneles para riego.

Se requieren túneles en la mayor parte de las etapas de los proyectos de riego: para la captación del agua, desviaciones en las presas, transferencia del agua y su distribución. Los requisitos y problemas relacionados con la irrigación son muy semejantes a los de los abastecimientos para las ciudades. Existen diseños que combinan los dos, como el importante proyecto de los ríos Orange y Fish, en África del Sur. También son numerosos los proyectos combinados de irrigación y energía hidroeléctrica.

1.3.8.4 Energía hidroeléctrica.

Varias de las modernas estaciones generadoras hidroeléctricas son subterráneas en las áreas montañosas y cada vez es más frecuente encontrar incorporados en el diseño los sistemas de almacenamiento por bombeo. La construcción de túneles se vuelve muy complicada.

Además de los túneles de acceso y los que conducen cables, existen por lo menos tres tipos de túneles funcionales e independientes en términos de especificaciones para los mismos. Estos son:

- De descarga libre.
- Túneles para agua a alta presión que alimenta las turbinas.
- En salas de máquinas y salas de transformadores, en cavernas excavadas en la roca sólida.

Túneles de descarga libre.

Es necesaria la construcción de túneles para la captación del agua desde valles cercanos o lejanos. Su función es sencillamente conducir el agua disponible de la manera más directa hasta el depósito principal. En lo que respecta a las consideraciones sobre el diámetro, gradiente y revestimientos, son muy semejantes a las que se utilizan en el abastecimiento de agua; no es probable que las pequeñas fugas tengan en sí mucha importancia.

Entre los depósitos y el pozo de presión, el túnel estará siempre lleno, pero a una presión relativamente baja. La pérdida mínima aceptable de carga hidrostática determinará el diámetro y la rugosidad adecuados; además es común tener un

gradiente suave para que sea posible vaciar el túnel para la inspección y el mantenimiento.

Los túneles de descarga para los canales de desfogue deberán ser adecuados para conducir la máxima descarga de la turbina sin contrapresiones que obstruyan. Como las turbinas se colocarán a un nivel bajo con el fin de aprovechar la máxima carga hidrostática del agua, el gradiente del canal de desfogue deberá ser tan plano como sea posible. Por consiguiente, será importante tener un área adecuada y una perforación sin rugosidad. También será necesario tener protección contra la abrasión y la erosión del revestimiento bajo cualquier condición de descarga. En algunos casos, estos túneles de descarga se diseñan para operar bajo presión y se necesitan entonces pozos de alivio o tiros de ventilación.

Túneles de alta presión.

Los turbogeneradores, por estar situados a un nivel bajo, deberán estar alimentados con agua a alta presión por la línea más directa posible, haciendo mínima la pérdida de carga por fricción, en las curvas y en los cambios de sección. Es común un pozo muy empinado o vertical. Las presiones hidrostáticas a nivel de las turbinas son muy altas y además, hay presiones por ondas de choque y por oleajes que se originan cuando se cierran o abren los tubos de alimentación de las turbinas para tener diferentes gastos de acuerdo con la demanda. Estas presiones se mantienen dentro de ciertos límites con el uso de tiros o cámaras de alivio. El sistema hidrodinámico que comprende los túneles, tuberías y turbinas se deben diseñar en conjunto, con el fin de manejar la energía tan alta de la masa de agua en movimiento. En las estaciones más antiguas, era común que las tuberías de acero a presión bajaran por la ladera de la montaña hasta la estación, pero ahora los túneles a presión y los tiros revestidos de acero toman a menudo el lugar de las tuberías.

Las necesidades particulares de estos túneles a presión son por consiguiente: un gradiente muy pronunciado que requiere las técnicas de perforación de pozos y un revestimiento capaz de resistir altas presiones y mantenerse impermeable.

A grandes profundidades en la roca, es necesario considerar la roca natural inalterada como si estuviera sometida hidrostáticamente a esfuerzos debido a su propio peso. Después de la relajación de este esfuerzo en virtud de la excavación, la carga puede elevarse lentamente de manera que la estructura del túnel quede sometida a esfuerzos elevados. Para hacerle frente a esta condición, se puede diseñar la estructura del túnel para que abarque no sólo el revestimiento, sino toda la parte de la roca circundante que se pueda integrar con él mediante métodos de construcción.

El revestimiento de concreto y también la roca circundante constituyen un soporte sustancial para la placa de acero contra la presión interna; pero contra la presión externa, el acero deberá anclar de manera adecuada al concreto.

Salas de máquinas.

Se requieren espacios muy grandes para las estaciones generadoras subterráneas. Es preciso acomodar todo el equipo: turbogeneradores, transformadores, controles para el interruptor principal y las líneas de alimentación a las turbinas y proporcionar el acceso para la operación, mantenimiento y reparación. Además, el tendido de los cables y la ventilación requerirán también túneles o tiros.

Las salas principales son usualmente demasiado amplias para poder efectuar en una sola operación la excavación del frente. La cámara puede tener paredes verticales y el techo en arco, a veces con un claro de 15 a 30 m, toda la cámara puede tener una sección en herradura. El procedimiento típico en su forma más simple consiste en excavar los frentes a lo largo de las secciones medias del arco, seguido por el colado, para luego excavar y construir el mismo, cuya protección podrá seguir el resto de la excavación. El espesor del revestimiento depende obviamente de la calidad de la roca, pero a menos que ésta sea razonablemente sólida es poco probable que se construya este tipo de estación. Puede ser necesaria la construcción en secuencias más complejas, dependiendo de los tipos de roca y estructura, de la interacción de las diversas partes del proyecto.

1.3.8.5 Túneles de desvío en las presas.

Al construir una presa, el problema de controlar el flujo del agua a través de la línea de la presa, tanto durante la construcción como en uso subsiguiente, se resuelve frecuentemente excavando un túnel en terreno firme a un lado del sitio de la presa. Se puede desviar el río de su curso normal mientras se colocan las cimentaciones de las presas en condiciones relativamente secas. Si los túneles tienen el tamaño suficiente para recibir al río en su mayor crecida, el trabajo podrá continuar durante un año sin interrupción. Se tiene además la ventaja adicional de que se puede construir la presa como una estructura continua sin aberturas temporales que se tengan que cerrar posteriormente.

Ya sea que se utilicen o no los túneles de desvío en la construcción, sí se necesitan túneles para eliminar el agua. Del mismo depósito se puede usar el agua necesaria para riego o generación de energía, y lo mejor es que salga el agua de las crecidas. Los túneles separados en paralelo pueden servir para todos estos fines. Excepto en el caso de la generación de energía, no es necesario que las paredes del túnel sean totalmente lisas, pero se pueden esperar velocidades y turbulencias muy altas al

enfrentarse con las crecidas, de manera que el túnel deberá revestirse en forma adecuada a menos que la roca sea absolutamente compacta.

1.3.8.6 Túneles para agua de enfriamiento.

Las plantas generadoras térmicas y nucleares necesitan también un abastecimiento considerable de agua para la eficiente operación de los condensadores y con frecuencia, los túneles se construyen para el sistema de agua de enfriamiento. Las características ideales que son comunes, como la baja velocidad, paredes lisas en la excavación y la ausencia de curvas abruptas o cambios de sección, se aplican a estos túneles de manera que los costos de bombeo se puedan mantener dentro de un mínimo económico.

Los túneles se perforan en condiciones muy variables y a veces, extremadamente difíciles cuando las plantas de energía están situadas muy cerca de los ríos y se encuentra una variedad de depósitos aluviales. Es preciso establecer tomas y descargas en aguas profundas por debajo del nivel inferior de la marea, lo que implica uniones difíciles entre el túnel y el pozo. Es necesario trabajar frecuentemente con el aire comprimido.

1.3.9 Sistema de alcantarillado.

Toda el agua que se suministra a una ciudad se tiene que volver a descargar a un sistema fluvial y debido a que las alcantarillas se inician como tubos por debajo del nivel del terreno, la presión disponible para la descarga está normalmente muy limitada. En cualquier caso, deberá haber un gradiente descendente y continuo a lo largo de cada alcantarilla nada más con la pendiente necesaria para conducir el flujo. Los túneles son necesarios cuando la profundidad de los tubos es demasiado grande para excavar zanjas o cuando no se puede tolerar la modificación de la superficie. Otro factor que hace que los túneles sean necesarios es cuando ya no se permiten las descargas de viejas alcantarillas a un río o al mar, y se deberán construir nuevas alcantarillas maestras colectoras para llevar el flujo a las plantas de tratamiento. Las salidas que descargan al mar cantidades limitadas de aguas negras sin tratar se consideran todavía satisfactorias, pero será necesario llevarlas mucho más allá de la línea de mareas para que se puedan utilizar túneles.

Lo primero que se necesita en un túnel para el sistema de alcantarillado es un gradiente exacto, paredes lisas, impermeabilidad, resistencia a la corrosión y a la erosión.

El flujo en el drenaje variará considerablemente desde el flujo en época de secas hasta el de épocas de lluvias y el gradiente debe ser tal que se mantenga en todo momento a una velocidad adecuada para poder acarrear los sólidos y evitar el

asentamiento de arena y arenisca. La capacidad deberá ser tal que pueda conducir el flujo máximo producido por una tormenta; para mantener la velocidad cuando el flujo sea mínimo, se pueda diseñar un túnel largo con un pequeño canal semicircular en el piso, o si no con una sección ovoide. Deberá haber siempre ventilación para evitar la acumulación de gases nocivos.

La importancia de la impermeabilización es obvia, antes se ocupaba mucho la albañilería de alta calidad; hoy en día es más común el uso del concreto. Si se utilizara el hierro colado en el revestimiento estructural, es probable que se tuviera un revestimiento interior de ladrillo y de concreto. Los ladrillos de arcilla vitrificada para drenaje proporcionan un piso con superficie dura y lisa; resistente a la corrosión. A veces, tienen que circular desechos muy corrosivos provenientes de las fábricas o pueden ser descargados accidentalmente. La abrasión producida por las arenas y areniscas provoca severa erosión a menos que el piso sea duro. En los climas cálidos, especialmente cuando la escases de agua producen un flujo lento de aguas negras concentradas, las bacterias y los ácidos atacan fuertemente los revestimientos por arriba del nivel del agua.

La menor dimensión práctica para excavar un túnel es aproximadamente 0.7 m de ancho por 1.2 m de alto, dentro del cual se podrá tender una tubería aproximadamente de 0.5 m de diámetro. Se comprenderá que un hombre apenas si podrá trabajar con dificultad en un espacio tan restringido y que un túnel tan pequeño podrá difícilmente prolongarse más allá de una cierta distancia. Se ha introducido un sistema de construcción de túneles con un escudo de 1m de diámetro, seguido por un revestimiento con anillos de concreto formados por tres segmentos circulares.

En las condiciones urbanas, no se tiene a menudo mucha importancia para seleccionar la ruta de un sistema del alcantarillado y prácticamente ninguna para el gradiente; por consiguiente, se deberá excavar a través de cualquier material que se encuentre y es probable que los estratos inmediatamente debajo de una ciudad sean muy variables.

Las dificultades que se experimentan con los terrenos de mala calidad aumentan de un modo desproporcionado en los grandes túneles, de manera que el tamaño relativamente pequeño de los túneles del sistema de drenaje compensa en cierto grado las dificultades que se encuentran en el terreno. También se restringe la utilización de los equipos mecanizados, pero es posible utilizar máquinas excavadoras para las grandes alcantarillas maestras en los casos en que el diámetro sobrepase los 3 m.

Tiene ventajas llevar por medio de túneles las descargas más allá de la marca de la marea baja, donde las líneas de tuberías, ya sea sobre el lecho marino o en una zanja, serían vulnerables a las tempestades y estarán sometidas las condiciones altamente corrosivas causadas por la exposición a las mareas.

Otra necesidad de los túneles de los sistemas de alcantarillado es proporcionar medios de acceso para la inspección, limpieza y mantenimiento.

1.3.10 Túneles de servicio.

Es cada vez mayor la utilización de túneles que llevan cables y servicios mediante tuberías, ya sea bajo los ríos o en las ciudades. Cuando los cables eléctricos llevan mucha energía producen calor, el cual se debe disipar. En algunos casos es adecuado el enfriamiento por aire, pero puede ser necesario el enfriamiento por circulación de agua.

Se ha considerado la operación de cables a temperaturas cercanas a cero absoluto para aprovechar la superconductividad que elimina toda la resistencia eléctrica y las consiguientes pérdidas de calor. Estos cables requieren instalaciones muy especiales para la refrigeración y una calidad muy alta de aislamiento térmico, lo que hace casi inevitable al transporte por medio de túneles.

Las redes telefónicas en las ciudades utilizan también los túneles en escala adecuada, que permite el acceso para tender, inspeccionar y espacio para la expansión, al igual que da protección contra los peligros de tener los ductos tendidos sobre el terreno.

Las tuberías de gas se acomodan fácilmente en túneles especialmente preparados para el servicio individual. Es necesario tomar precauciones contra las fugas y comprobar cualquier escape que pudiera provocar la formación de una atmósfera tóxica o explosiva. Se ha propuesto utilizar los túneles para el almacenamiento y suministro combinados a alta presión y bajas temperaturas. Un solo kilómetro en un túnel de 3 m podría proporcionar una gran cantidad de almacenamiento y reducir considerablemente la necesidad de almacenamiento superficial.

Entre los problemas especiales de interferencia mutua de los servicios se tienen los siguientes; inundaciones provocadas por fugas o rupturas de las tuberías maestras de agua, riesgo de explosión por fugas de gas, corrientes eléctricas inducidas que intervienen con los circuitos telefónicos o que causen corrosión electrolítica y efectos provocados por el calor de los cables que conducen corrientes eléctricas elevadas. Todos estos problemas, así como los detalles de los puntos de entrada de cada uno de los servicios al túnel y los planes para la preparación así como los de mantenimiento, necesitan un cuidadoso estudio y planificación no solo para un

túnel que lleve varios servicios, sino de un modo similar para aquellos servicios que se deban llevar por un túnel de carretera. En un largo túnel de carretera, los riesgos de explosión de una tubería maestra de gas a muy alta presión son totalmente aceptables.

1.3.11 Otros tipos de túneles.

Túneles de abastecimiento.

El almacenamiento subterráneo es una práctica que viene de antaño. Es probable que, en la actualidad, su mayor uso sea para almacenar el petróleo crudo en grandes cantidades, teniendo las ventajas de la seguridad contra daños e incendios y sin que se rompa con el paisaje en zonas en donde se considere importante éste. En estratos apropiados, es posible el almacenamiento profundo en cavernas sin revestimiento; el petróleo que se extrae se sustituye temporalmente por agua a fin de mantener un equilibrio de presión hasta que se abastece de nuevo el petróleo crudo. También se ha usado ampliamente el almacenamiento en túneles para proteger los explosivos y otros suministros para la defensa y constituye un posible método para eliminar los residuos radioactivos.

Los estacionamientos subterráneos para automóviles pueden ser considerados como almacenamientos o como una faceta del transporte. Se construyen por lo general en las ciudades, generalmente como sótanos de edificios o bajo los parques.

Túneles para protección.

Los gobiernos siempre se han preocupado por tener espacios subterráneos como defensa contra las armas nucleares. Los túneles como refugio y los centros de control tienen méritos evidentes, en particular si es accesible en un macizo rocoso. Los problemas especiales no son quizá los referentes a las excavaciones de los túneles, sino los que se refieren a la resistencia estructural a los explosivos, la preservación de la vida humana y la actividad durante un largo periodo en un medio sellado.

Túneles para usos militares.

Los métodos actuales para la excavación de túneles son sustancialmente los que indican excavar frentes, con el ademado necesario. Durante la primera Guerra Mundial se construyeron túneles a través de cimas en Francia. En época más reciente se ha informado desde Corea la construcción de túneles militares.

Túneles para la explotación de minas.

Además de las operaciones verdaderas de la minería, se requieren muchos túneles y tiros de acceso en la operación de las minas de carbón y de minerales. Los métodos y la maquinaria desarrollada son apropiados para las excavaciones de túneles con otros fines.

1.4 Estudios previos.

Los estudios geológicos-geotécnicos son absolutamente necesarios para poder proyectar y construir una obra subterránea, en la Figura 1.5 se describe la metodología básica para la realización de estos estudios, cuyos objetivos son los siguientes:

- Condiciones geológicas, geotécnicas e hidrogeológicas del trazado.
- Identificación de puntos singulares o zonas de mayor complejidad geológica, hidrológica o geotécnica.
- Clasificación y sectorización geomecánica, propiedades y parámetros de diseño del macizo rocoso.
- Criterios geomecánicos para el cálculo de sostenimientos y métodos de excavación.
- Emplazamientos, excavación y estabilización de lumbreras y accesos intermedios.
- Recomendaciones para la excavación, sostenimientos y proceso constructivo de túnel.
- Tratamientos del terreno para la estabilización, refuerzo, drenaje o impermeabilización del terreno.

Las investigaciones geotécnicas son fundamentales para una adecuada planificación de un túnel. La selección de la alineación, la sección transversal, y los métodos de construcción se ve influenciada por las condiciones geológicas y geotécnicas, así como las limitaciones del sitio.²

1.4.1 Planificación.

Antes de que un túnel se pueda planear en líneas generales y diseñar en detalle, se deberá reunir información sobre los aspectos físicos del proyecto, además de los estudios económicos, los cuales tienen una relación directa. La necesidad de una detallada y extensa investigación es probablemente más importante para la mayoría de los otros tipos de construcción. La construcción de túneles es necesariamente costosa, pero constituye una falsa economía ahorrar en la información requerida para poder hacer la mejor selección de la línea, nivel y métodos. En la Figura 1.6 se observa de manera general los estudios previos a la realización del túnel, estos puntos se verán de manera más detallada en los capítulos posteriores.

² Vallejo, L. (2004). Ingeniería Geológica. Ed. Pearson Educación, S.A. Madrid, España.

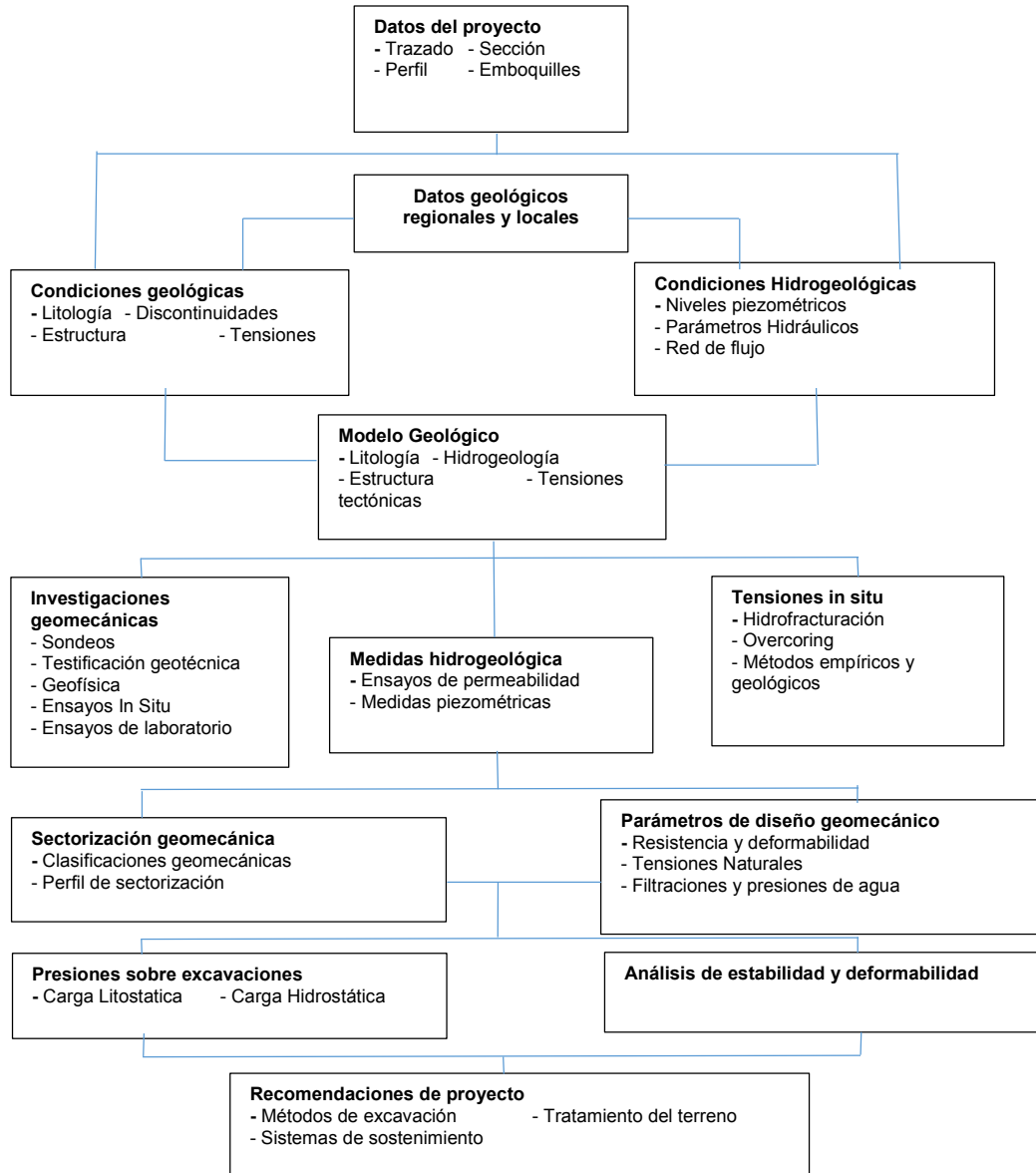


Figura 1.5 Metodología de los estudios geológico-geotécnicos para túneles (L. Gonzales, 2004).



Figura 1.6 Estudios Geotécnicos, determinación de parámetros geotécnicos y clasificaciones geomecánicas (A. Rábago, 2011).

Se deberá contar con la topografía del área en cuestión, junto con los antecedentes de cualquier alteración importante del terreno, así como los datos geológicos y geotécnicos. Por supuesto que el grado y alcance de la investigación dependerá de la magnitud del proyecto, del conocimiento y de la experiencia que se tenga de las características del terreno, basándose en las excavaciones y trabajos previos. No importa cuán excelentes sean los registros anteriores, cada nuevo proyecto se beneficiará con las perforaciones adicionales y otras exploraciones del lugar.

Las investigaciones para un túnel deberán ser una actividad continua durante su proyecto, diseño y construcción. En la medida en que se va utilizando cada pieza de información, aparecen nuevos y más detallados problemas, por lo que son necesarias investigaciones adicionales.

Al proyecto general de las posibles rutas y niveles basados en la topografía le sigue un examen detallado de las posibles alternativas hasta el punto en que se pueda seleccionar el alineamiento más favorable y evidente. Aún en una etapa muy posterior se puede cambiar considerablemente el nivel o el alineamiento, por ejemplo, donde se localiza una roca más conveniente o un terreno más adecuado para el equipo que se utiliza. En cualquier caso, la información adicional y más completa sobre la estructura del terreno por donde se tiene que perforar el túnel seguirá siendo un requisito continuo; es probable que se necesiten otras pruebas más adelante en el frente del túnel, cuando se tengan dudas sobre las variaciones del terreno.

1.4.2 Topografía.

El primer enfoque se refiere al estudio de los mapas existentes a la mayor escala disponible, que incluyan curvas de nivel o cualquier otra información sobre los niveles. Sería aconsejable una inspección del sitio en las primeras etapas y después, tan a menudo como sea posible con el objeto de apreciar el significado de la topografía que aparece en el mapa y los diferentes detalles importantes del área. Desde las primeras rutas tentativas del túnel que se trazan en el mapa se hace evidente la necesidad de un levantamiento topográfico más detallado.

Estos levantamientos se enlazan generalmente con la retícula nacional o cualquier otro sistema de referencia e incluso una red de triangulación o una poligonal cerrada para establecer un sistema de coordenadas para el túnel, junto con los detalles que establece el trazo preliminar. Es fundamental la selección de puntos permanentes de referencia en lugares en los que no se vaya a construir durante toda la obra.

Las especificaciones variarán considerablemente según sean los fines para los que se destina el túnel y el tipo de terreno.

Se puede realizar la obra en un espacio abierto, montañoso o aluvial, en un centro urbano con grandes e importantes edificios, en una área suburbana o en una zona industrial. El levantamiento es necesario para tener la exacta localización de los túneles ya existentes, ya sea para evitar la interferencia o unirlos entre sí. Para la construcción de las estaciones del ferrocarril subterráneo, es de vital importancia, así como para los trabajos de alcantarillado.

Un levantamiento fotogramétrico tiene gran valor, tanto por la rapidez como por la exactitud en el registro de los detalles. Es bien sabido que el campo puede revelar a veces la presencia inesperada de obras antiguas. La retícula del levantamiento puede utilizarse como base de un registro total y preciso de las construcciones, incluyendo especialmente las partes que permanecen ocultas hasta el final, como son las lumbreras y galerías temporales o cualquier zona de excesiva excavación en el túnel o las excavaciones temporales que se hayan rellenado.

1.4.3 Investigación “in situ”.

Con frecuencia, es importante en las zonas mineras e industriales que se conozcan los antecedentes del lugar. Se han abandonado con frecuencia las explotaciones mineras sin haber incorporado los detalles a los mapas, pero a veces existen registros de diversos archivos en las escrituras relativas a la compra del terreno, de donde se podrá determinar o cuando menos sospechar la existencia de pozos abandonados. A menudo se encuentra que las canteras han sido rellenada después de haberlas agotados; es en un lugar como este donde se encuentra que un túnel

que se disponía excavado en la roca se halla inesperadamente con un relleno blando. Los pozos constituyen también un riesgo, especialmente en algunas zonas urbanas que están sobre acuíferos confiables. Aún una perforación anterior puede ser causa de problemas sino esta adecuadamente sellada, ya que puede proporcionar un paso para el agua o para la salida del aire comprimido.

Otro peligro inusitado en los túneles de poca profundidad es la contaminación del suelo por desechos industriales cuando los contaminantes se han infiltrado hasta los estratos subyacentes durante un largo periodo. Se tiene registros de este tipo de efectos contaminantes en los suelos, por ejemplo, en el túnel de Blackwall, en el suelo que está debajo del terreno se encuentra una antigua fábrica de gas que estaba contaminando fuertemente con residuos alquitranosos. En otro caso, en un túnel que conducía cables a través de estratos de yeso a una profundidad de unos 20 m, se encontró ácido sulfhídrico disuelto en el agua subterránea. Bajo el terreno de una planta de acero, el ácido sulfúrico agotado que se había desechado en cárcamos ciegos en otro tiempo, hizo necesario el uso de revestimientos especiales resistentes a los ácidos.

1.4.4 Estudios Geotécnicos.

Los levantamientos geológicos y los estudios geotécnicos son fundamentales en el proyecto, diseño y construcción. La estratigrafía, petrografía y tectónica son importantes, pero los detalles de las estructuras y las variaciones son más necesarios en el caso de los túneles que los estudios geológicos. Los estudios de mecánica de suelos y de roca se apoyan en la geología básica para lograr los pronósticos del comportamiento mecánico del suelo durante la excavación y su interacción con el ademe temporal y permanente.

La información geológica se puede obtener de los mapas y memorias publicadas, los cuales se complementan detalladamente con los registros no publicados. En los mapas se muestran los depósitos aluviales, terrenos de acarreo y tipos de rocas que se encuentran en la zona y su interrelación, pero la localización exacta de la interfaz, los cambios de textura y resistencia son muy importantes en la construcción de túneles, por lo que se deben hacer más exploraciones para establecer dichos puntos. Cualquier registros de perforaciones anteriores es de gran valor. Casi siempre vale la pena la inspección de canteras, pozos, tiros, minas, acantilados y el lecho de las corrientes fluviales así como cualquier tipo de excavaciones. Se deberán buscar los registros de los túneles anteriores, pozos y cimentaciones profundas. Entre los puntos importantes de la información requerida sobre geología y geotécnica se incluyen:

1. Descripción geológica con detalles de la litología.
2. Ubicación y orientación de las discontinuidades, planos de debilitamiento relativos a la excavación del túnel: planos de estratificación, juntas, fallas, zonas de corte.
3. Esfuerzos en el lugar.
4. Propiedades geomecánicas.
5. Agua subterránea.

Influencia de las condiciones geológicas.

Al excavar un túnel se pueden encontrar tres tipos de condiciones naturales que dan lugar a la pérdida de resistencia del macizo rocoso y, por tanto a problemas de estabilidad:

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

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

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

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

La respuesta del macizo rocoso ante las acciones naturales e inducidas determinan las condiciones de estabilidad del túnel y como consecuencia, las medidas de sostenimiento a aplicar. Por otro lado, el proceso constructivo también depende de la estabilidad de las rocas, que asimismo es función de la resistencia, dureza y abrasividad, entre otros factores. La estructura geológica es uno de los factores que más influye en la estabilidad de una excavación subterránea. En rocas plegadas y estratificadas la orientación de los estratos condiciona diferentes modos de comportamiento frente a la estabilidad de un túnel, influyendo los siguientes factores:

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

1.4.5 Impacto ambiental.

Los túneles son medios viables para minimizar el posible impacto ambiental, tales como la congestión del tráfico, el movimiento de peatones, la calidad del aire, la contaminación acústica, o la intrusión visual; para proteger áreas de especial valor cultural o histórico, como la conservación de los barrios, edificios o propiedades privadas; o por otros motivos de sostenibilidad que se evite el impacto en el hábitat natural o reducir la perturbación a la superficie de la tierra. Aunque los túneles son generalmente considerados estructuras ecológicas, ciertos impactos ambientales a corto plazo durante la construcción son inevitables. Los impactos a largo plazo del propio túnel, portales, ventilación, ejes y planteamientos en las comunidades locales, sitios históricos, zonas húmedas, y otros aspectos de tipo estético, ambiental y zonas ecológicamente sensibles deben ser identificados e investigados a fondo durante las etapas de planificación y factibilidad del proyecto. La investigación y resolución de los problemas ambientales a tiempo son un objetivo esencial para cualquier proyecto subterráneo ya que las condiciones no previstas descubiertos más tarde durante el diseño o construcción potencialmente podría poner en peligro el proyecto.

Los datos ambientales específicos necesarios para un proyecto subterráneo dependen en gran medida del entorno geológico y geográfico y los requisitos funcionales de la instalaciones subterráneas. Algunos problemas comunes se pueden indicar en los siguientes puntos:

- La infraestructura existente, los obstáculos subterráneos y los que se encuentran por encima.
- Estructuras de la superficie dentro de área de influencia.
- Propiedad del suelo y usos (públicas y privadas).
- Impactos en el hábitat de los ecosistemas.
- El suelo o el agua subterránea se encuentre contaminada.
- Impactos a largo plazo a niveles de aguas subterráneas, los acuíferos y la calidad del agua.
- El suelo o el agua subterránea presente gases nocivos.
- Restricciones de acceso para los sitios potenciales de trabajo y rutas de transporte.
- Sitios para transporte y eliminación de lodos.

-
- El ruido y las vibraciones de las operaciones de construcción y de tráfico futuro.
 - La calidad del aire durante la construcción y en portales, ventilación en los ejes.
 - Mantenimiento de líneas de tráfico vehicular y de tránsito durante la construcción.
 - El mantenimiento de los servicios públicos y otras instalaciones existentes durante la construcción.
 - El acceso a las propiedades residenciales y comerciales.
 - El control de plagas durante la construcción.
 - Impactos en la comunidad a largo plazo.
 - Los impactos del tráfico a largo plazo.
 - Seguridad contra incendios en túneles.
 - Restricciones legales y ambientales, numeradas en declaraciones medioambientales o informes.

Capítulo 2

Consideraciones previas.

Objetivo:

Proporcionar la descripción global del comportamiento del macizo rocoso así como el comportamiento del suelo a partir de observaciones en campo y ensayos sencillos, lo cual da una estimación de la calidad, propiedades y parámetros de resistencia.

Introducción.

La construcción de un túnel conlleva el planteamiento de una serie de problemas relacionados con las disposiciones a adoptar en las obras, ya sea con los métodos de ejecución, los sistemas y sus equipos. Las posibles soluciones dependerán especialmente de la naturaleza y composición del terreno, de su resistencia y de la presencia de agua. Teniendo estas herramientas se da una visión muy amplia del tipo de mecanismo a utilizar así como el método de sostenimiento.

La construcción de túneles y obras subterráneas, es uno de los mercados más costosos en la industria de la construcción, debido a la necesidad de realización de investigaciones iniciales tanto geológicas como geofísicas del terreno, así como a las predicciones empíricas de los costes de perforación.

En la selección del trazado del túnel debe tomar en consideración las limitaciones específicas del sitio, tales como la presencia de materiales contaminados, edificios existentes, las instalaciones en superficie y servicios públicos existentes, etc. Si ciertas limitaciones del sitio no se pueden evitar, deben ser proporcionadas metodologías de construcción.

2.1 Formación de los suelos.

La corteza terrestre está compuesta por dos tipos de materiales que genéricamente se denominan roca y suelo. La mecánica de suelos como su nombre lo indica, se dedica al estudio de la segunda categoría, y naturalmente, es necesario algún índice que sirva de elemento separador para poder entender de qué se trata cuando hablamos de roca y de suelo.

Terzaghi define el suelo como un conglomerado de partículas unidas por fuerzas cohesivas de poca potencia.

Fundamentalmente, en la formación de los suelos como descomposición de la roca madre, se pueden diferenciar en grandes rasgos la Erosión o Degradación que a su vez puede ser Física como también Química. Dentro de los efectos producidos por la erosión física, podemos diferenciar dos tipos:

1.1.a) Erosión in-situ

a.1) Cambios de temperatura. Los efectos del sol en la superficie de la roca actuando sobre la misma durante varias horas del día, hace que la temperatura de la misma se incremente en varios grados y que dicha temperatura además penetre en la masa rocosa. Posteriormente cuando cae el sol la temperatura de la superficie baja en forma brusca, haciendo que entre la parte superficial de la misma y la parte interna, se produzcan un gradiente de temperatura que dilata la roca en distintas magnitudes generando esfuerzos internos de gran magnitud que por una acción repetitiva (varios años) fatiga a la roca y finalmente la rompe.

a.2) Crecimiento de cristales. Las acciones que se producen en las rocas agrietadas, o micro fisuradas es la penetración del agua libre que luego por la acción de un cambio de temperatura puede congelarse, provocando grandes esfuerzos de compresión en la grieta que la contiene, logrando con ello ensanchar y desgastar a las paredes de la misma.

a.3) Tensiones de la corteza terrestre. Derivan en la formación de partículas de menor tamaño, son todos los movimientos que se generan tales como los terremotos y que, además, provocan la formación de diaclasas, plegamientos, etc.

a.4) Efectos de la gravedad. Las roturas y desprendimientos de macizos rocosos sin contención lateral, que son arrastrados por acción de la gravedad cayendo de alturas considerables y que por efectos del golpe generan partículas de menor tamaño.

1.1.b) Erosión por transporte. La erosión por transporte, tiene una importancia fundamental en la formación de suelos, resulta como la acción repetitiva

de muchos años (miles) sobre la misma partícula hasta que la misma se deposita. Dentro de la erosión por transporte podemos mencionar:

- Al agua como transporte fluvial y/o marítimo.
- Al viento con su acción de transporte eólico.
- A los glaciares con su acción de transporte y de grandes presiones.

1.1. c) Erosión química: La erosión química es la gran generadora de suelos finos y fundamentalmente de las partículas de arcilla. Dentro de este tipo de acción podemos mencionar a las siguientes:

1) Hidratación: Resulta como consecuencia de la adición de agua a un compuesto químico para formar otro compuesto químico, por ejemplo si a la “Anhidrita” le adicionamos agua habremos formado el yeso con un incremento de volumen de 1 a 1.6 veces y desarrollando presiones del orden de los 20 Kg/cm^2 si se impide el aumento de volumen.

2) Hidrólisis: Es la descomposición química de una sustancia a consecuencia del agua en el medio, se produce como efecto del agua libre de los climas tropicales de intensa pluviosidad, donde las rocas están formadas fundamentalmente de Silicatos y Óxidos de Hierro y Aluminio, el agua libre afloja estos elementos y provoca su descomposición.

3) Disolución: Aun cuando la disolución es un fenómeno físico en la erosión de los suelos y rocas, actúa casi siempre acompañado de una importante combinación y transformación química, por lo tanto, se lo encuadra en este tipo de fenómenos. Si bien las formaciones calcáreas (roca caliza) son en general poco solubles en agua, (0.065 g/litros) cuando en el agua que está en contacto contiene anhídrido carbónico, el carbonato de calcio es disuelto lentamente en forma de bicarbonato de calcio que puede llegar a una concentración en agua de 160 g/litros.

4) Oxidación: La oxidación que sufren los óxidos ferrosos liberados debido a la hidrólisis, los lleva a transformarse en óxidos férricos. Una evidencia de este accionar se da en la erosión química que sufren los basaltos que primeramente se descomponen en Sapolitos de color amarillo y posteriormente por una fuerte oxidación debido al oxígeno disuelto que aportan las lluvias, se transforman en Lateritas con un fuerte color rojo.

2.1.1 Fases del suelo.

En el suelo se distinguen tres fases constituyentes: fase sólida, fase líquida y fase gaseosa. La fase sólida está formada por las partículas minerales del suelo; la fase líquida por el agua, aunque en los suelos pueden existir otros líquidos de menor significación; la fase gaseosa comprende sobre todo el aire, si bien pueden estar presentes otros gases.

Las fases líquidas y gaseosa del suelo suelen comprenderse en el volumen de vacíos, mientras que la fase sólida constituye el volumen de los sólidos.

La siguiente figura 2.1 representa una muestra típica del suelo en el que aparecen las fases principales, así como los conceptos de uso más común:

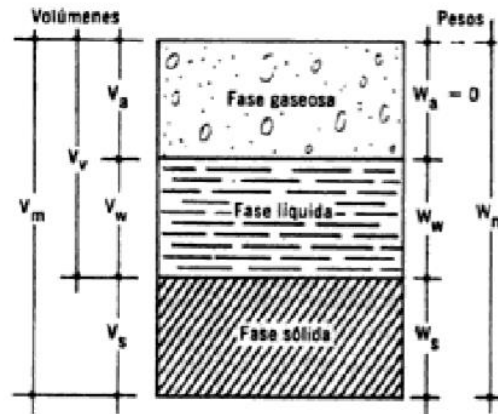


Figura 2.1 Fases del suelo (E. Juárez, 2004).

Donde:

V_m = Volumen total de la muestra de suelo (volumen de la masa).

V_s = volumen de la fase sólida de la muestra (volumen de sólidos).

V_v = volumen de los vacíos de la muestra de suelos (volumen de vacíos).

V_w = volumen de la fase líquida contenida en la muestra (volumen de agua).

V_a = volumen de la fase gaseosa de la muestra (volumen de aire).

W_m = Peso total de la muestra del suelo (peso de la masa).

W_s = Peso de la fase sólida de la muestra (peso de los sólidos).

W_w = Peso de la fase líquida de la muestra (peso del agua).

W_a = Peso de la fase gaseosa de la muestra, convencionalmente considerado como nulo.

2.1.2 Propiedades índice de los suelos.

- **Relación de vacíos (e).** Es la relación entre el volumen de vacíos y el de los sólidos de un suelo. Todos los huecos del suelo ósea la parte que no es ocupada por la parte sólida, se le denomina volumen de vacíos, esta es la suma del volumen que ocupa la fase líquida y el volumen de la fase gaseosa. La relación de vacíos se representa con la siguiente expresión.

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad \text{Ec. 2.1}$$

- **Porosidad (n).** Es la relación entre el volumen de vacíos del suelo y el volumen de su masa. Se expresa en porcentaje.

$$n(\%) = \frac{V_v}{V_m} \times 100 \quad \text{Ec. 2.2}$$

- **Grado de Saturación (Gw).** Es la relación entre el volumen de agua de un suelo y el volumen de sus vacíos. Suele expresarse en porcentaje.

$$G_w(\%) = \frac{V_w}{V_v} \times 100 \quad \text{Ec. 2.3}$$

- **Contenido de agua (w).** Es la relación entre el peso de agua contenida en el suelo y el peso de su fase sólida. Suele expresarse en porcentaje.

$$w(\%) = \frac{W_w}{W_s} \times 100 \quad \text{Ec. 2.4}$$

- **Grado de Saturación (Ga).** Es una magnitud de escasa importancia práctica, respecto a las anteriores. Se define como la relación entre el volumen del aire que está presente en el suelo y el volumen de sus vacíos. Suele expresarse en porcentaje.

$$G_a(\%) = \frac{V_a}{V_v} \times 100 \quad \text{Ec. 2.5}$$

Existen relaciones muy útiles que entre pesos y volúmenes, los cuales se denominan como pesos específicos:

- **Peso específico de la masa.** Es el peso de la masa entre el volumen que es ocupado por la masa.

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{W_s + W_w}{V_m} \quad \text{Ec. 2.6}$$

- **Peso específico del agua**

$$\gamma_w = \frac{W_w}{V_w} = 1 \text{ gr} / \text{cm}^3 \quad \text{Ec. 2.7}$$

- **Peso específico seco.** Corresponde al peso solamente de la parte sólida o sea sin el peso del agua, dividido entre el volumen de la masa de suelo.

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m} \quad \text{Ec. 2.8}$$

- **Peso sumergido.** Es el peso del suelo bajo el agua.

$$\gamma' = \gamma_m - \gamma_w \quad \text{Ec. 2.9}$$

- **Peso específico relativo de la fase sólida:** se expresa como:

$$S_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_0} = \frac{W_s}{V_s \gamma_0} \quad \text{Ec. 2.10}$$

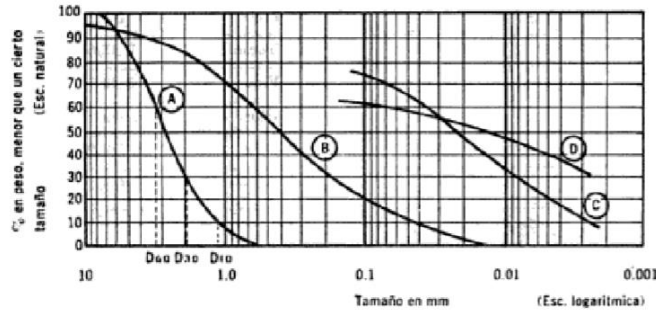
2.1.3 Clasificación de suelos.

Para conocer la proporción de cada material que tiene un suelo se realizan análisis granulométricos, utilizando la vía seca para partículas de tamaño superiores a 0.075 mm, y la granulometría por sedimentación mediante el hidrómetro para tamaños iguales o inferiores a 0.075 mm.

El primer método determina los límites de tamaño de las partículas que constituyen un suelo, ofrecen un criterio obvio para una clasificación descriptiva del mismo. Originalmente, el suelo se dividía únicamente en tres o cuatro fracciones. Posteriormente, se utilizaba el sistema de cribado, debido a esto, fue posible efectuar el trazo de curvas granulométricas.

En la siguiente tabla 2.1 se muestra curvas granulométricas de algunos suelos.

La gráfica granulométrica suele dibujarse con porcentajes como ordenadas y tamaños de las partículas como abscisas. Las ordenadas se refieren a porcentaje, en peso, de las partículas menores que el tamaño correspondiente. La representación en escala semilogarítmica resulta preferible a la simple representación natural, pues en la primera se dispone en mayor amplitud en los tamaños finos y muy finos.



- A) Arena muy uniforme, de Ciudad Guauhtémoc, México.
- B) Suelo bien graduado, Puebla, México.
- C) Arcilla del Valle de México (curva obtenida con hidrómetro).
- D) Arcilla del Valle de México (curva obtenida con hidrómetro).

Tabla 2.1 Curva granulométrica (E. Juárez, 2004).

Para una mejor definición de la granulometría de un suelo se utilizan 2 coeficientes:

- El de uniformidad C_u , que es la relación entre el diámetro correspondiente al tamiz por el que pasa un 60% del material y el diámetro correspondiente al tamiz por el que pasa el 10%.
- El contenido de finos, llamado así al porcentaje de suelo que pasa por el tamiz No. 200 de la serie A.S.T.M (0.075). Este porcentaje indica la proporción de arcilla y limo que contiene el suelo, y está relacionado con la posibilidad de retención de agua.

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad \text{Ec. 2.11}$$

En donde:

D_{60} : Tamaño tal, que el 60%, en peso, del suelo, sea igual o menor.

D_{10} : Diámetro efectivo; es el tamaño tal que sea igual o mayor que el 10%, en peso del suelo.

Los suelos con $C_u < 3$ se consideran muy uniformes para arenas y $C_u < 4$ para gravas.

Como dato complementario, necesario para definir la graduación, se define 1 coeficiente de curvatura del suelo con la expresión:

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} * D_{10}} \quad \text{Ec. 2.12}$$

D_{30} Se define análogamente que los D_{10} y D_{60} anteriores. Esta relación tiene un valor entre 1 y 3 en suelos bien graduados, con amplio margen de tamaños de partículas y cantidades apreciables de cada tamaño intermedio.

2.1.4 Plasticidad.

La granulometría proporciona una primera aproximación a la identificación del suelo, pero a veces queda poco claro, por lo que se utilizan índices, derivados de la agronomía, que definen la consistencia del suelo en función del contenido de agua, a través de la determinación de la humedad: peso del agua del suelo dividido por el peso del suelo seco.

$$\omega(\%) = \frac{W\omega}{W_s} \times 100 \quad \text{Ec. 2.13}$$

A este respecto, Atterberg definió tres límites: el de retracción o consistencia que separa el estado de los sólidos seco y el semisólido, el límite plástico, que separa el estado semisólido del plástico y el límite líquido, que separa el estado plástico del semilíquido: estos dos últimos se determinan con la parte del suelo que pasa por el tamiz No. 40.

- **Límite Líquido (W_L).** Es el contenido de agua que tiene el suelo cuando presenta una resistencia al esfuerzo cortante de 25 g/cm². Este contenido se obtiene cuando en la copa de Casagrande se cierra la abertura una longitud de 1/2" a los 25 golpes.
- **Límite Plástico (W_p).** Es el contenido de agua que tiene un rollito de suelo formado con la palma de la mano cuando alcanza un diámetro de 32 mm y se observa si la muestra se agrieta y se desmorona.
- **Límite de Contracción.** Es el contenido de agua que presenta el suelo con el cual ya no cambia de volumen al secarse (es decir el volumen permanece constante)

Determinados W_L y W_p se puede obtener un punto representativo de cada muestra de suelo en la carta de plasticidad de Casagrande (Figura 2.2), representando la relación del límite líquido, W_L , con el índice de plasticidad I_p ,

$$I_p = W_L - W_p \quad \text{Ec. 2.14}$$

A partir de diversos estudios prácticos, Casagrande definió que los suelos con límite líquido (W_L) > 50 son de alta plasticidad; por debajo de este valor los suelos se consideran de baja plasticidad. También definió una línea A que resulta paralela a la dirección con que, en esa carta, se ordenan las muestras del mismo terreno.

Utilizando la línea A y el criterio de baja y alta plasticidad, en la carta de Casagrande se definen varias zonas según los estudios del citado autor los suelos limosos y con apreciable contenido orgánico tienen un intervalo de humedad menor para pasar del estado semisólido a semilíquido, situados por debajo de la línea A, mientras que

las arcillas están por encima de dichas línea. Se definen, así, varios tipos de suelos: arcillas de baja plasticidad (CL), arcillas de alta plasticidad (CH), limos y suelos orgánicos de baja plasticidad (ML-OL) y limos y suelos orgánicos de alta plasticidad (MH-OH).

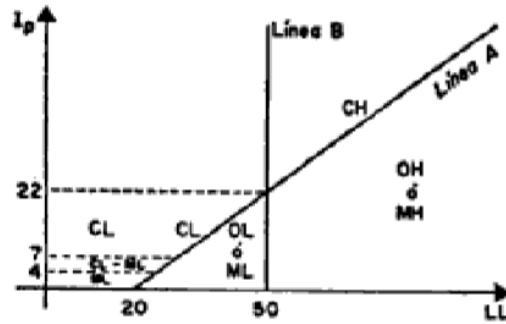


Figura 2.2 Carta de plasticidad (E. Juárez, 2004).

Casagrande completó este sistema de identificación con datos de granulometría y definió el sistema unificado de clasificación de suelos, muy usado en la práctica.

2.2 Características de macizos rocosos.

Las masas rocosas se presentan en la naturaleza afectadas por una serie de planos de discontinuidades o debilidades que separan bloques de matriz rocosa, formando los macizos rocosos. Para el estudio del comportamiento mecánico del macizo rocoso deben estudiarse las propiedades tanto de la matriz como de las discontinuidades.

La matriz rocosa es el elemento rocoso exento de discontinuidades, o los bloques de “roca intacta” que quedan entre ellas. La matriz rocosa, a pesar de considerarse continua, presenta un comportamiento heterogéneo y anisótropo, ligado a su fábrica y a su microestructura mineral. Mecánicamente queda caracterizada por su peso específico, resistencia y deformabilidad.

El estudio de la mecánica de sólidos asume generalmente un comportamiento homogéneo, continuo, isótropo, elástico y lineal que los materiales rocosos no presentan. La gran variabilidad de las características, propiedades físicas y mecánicas se refleja tanto a escala de matriz rocosa como de macizo rocoso fracturado.

La diferente composición química de los agregados heterogéneos de cristales y partículas amorfas que forman las rocas presenta la escala más pequeña en el estudio de la variabilidad de las propiedades. También la alteración y meteorización por procesos físicos y químicas modifica la composición de las rocas, apareciendo nuevos minerales con propiedades diferentes.

Aunque por lo general a escala de macizo, la matriz rocosa suele considerarse como un material isótropo y continuo, los aspectos anteriores son importantes en el estudio de determinados tipos de materiales rocosos.

Existe una serie de parámetros que se emplean para la identificación y descripción cuantitativa de las propiedades básicas de las rocas y permiten establecer una primera clasificación con fines geotécnicos. Estas propiedades, denominadas propiedades índice, serán las que determinen en primera instancia, junto con la composición mineralógica y la fábrica, las propiedades y el comportamiento mecánico de la matriz rocosa.

La descripción geológica de la roca incluye su nombre, mineralogía, textura, tipo de cementación y grado de alteración.

El agua, como “material” geológico, coexiste con las rocas e influye en su comportamiento mecánico y su respuesta ante las fuerzas aplicadas. Los efectos más importantes son:

- Juega un papel importante en la resistencia de las rocas blandas y de los materiales meteorizados.
- Reduce la resistencia de la matriz rocosa en rocas porosas.
- Rellena las discontinuidades de los macizos rocosos e influye en su resistencia.
- Las zonas alteradas y meteorizadas superficiales, las discontinuidades importantes y fallas son caminos preferentes para el flujo de agua.
- Produce meteorización química y física en la matriz rocosa y en los macizos rocosos.
- Es un agente erosivo.
- Produce reacciones químicas que pueden dar lugar a cambios en la composición del agua.

2.2.1 Discontinuidades.

Las superficies o planos de discontinuidades de los macizos rocosos condicionan de una forma definitiva sus propiedades y comportamiento resistente, deformacional e hidráulico. Las discontinuidades imprimen un carácter discontinuo y anisótropo a los macizos, haciéndolos más deformables y débiles, lo que supone una gran dificultad para evaluar el comportamiento mecánico de los mismos frente a las obras de ingeniería. Las discontinuidades representan planos preferentes de alteración, meteorización y fractura, y permiten el flujo de agua. Su reconocimiento, descripción y caracterización es fundamental para el estudio del comportamiento mecánico e hidráulico del macizo rocoso. La estabilidad de las excavaciones y de las cimentaciones en roca, por ejemplo depende de la orientación y de la resistencia de las discontinuidades.

El término discontinuidad hace referencia a cualquier plano de separación en el macizo rocoso, pudiendo tener origen sedimentario, como las superficies de estratificación o laminación, tectónico, como las diaclasas o las fallas.

2.2.2 Características y orientación de las discontinuidades.

Las discontinuidades condicionan de una forma definitiva las propiedades y el comportamiento resistente, deformacional e hidráulico de los macizos rocosos. La resistencia al corte de las discontinuidades es el aspecto más importante en la determinación de la resistencia de los macizos rocosos duros fracturados, y para su estimación es necesario definir sus características y propiedades de los planos de discontinuidad. La descripción y medida de estos parámetros para cada familia debe ser realizada en campo (Figura 2.3):

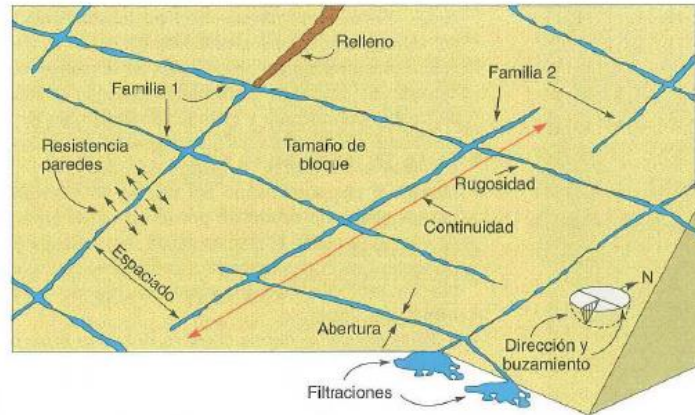


Figura 2.3 Representación esquemática de las propiedades geomecánicas de las discontinuidades (Hudson, 1989).

- **Orientación.** La orientación de una discontinuidad en el espacio queda definida por el buzamiento y por su dirección de buzamiento. La determinación de la orientación media de cada familia se establece a partir de valores estadísticos representativos. La representación gráfica de las discontinuidades o de su orientación permite una visión general de la geometría de los conjuntos rocosos (Figura 2.4). Los bloques diagrama representan tridimensionalmente la distribución de los planos, y se puede visualizar de una forma sencilla la orientación de la fracturación con respecto a una obra o estructura. La orientación generalmente no puede determinarse en sondeos, siendo necesarias técnicas especiales, utilizadas de forma muy ocasional.

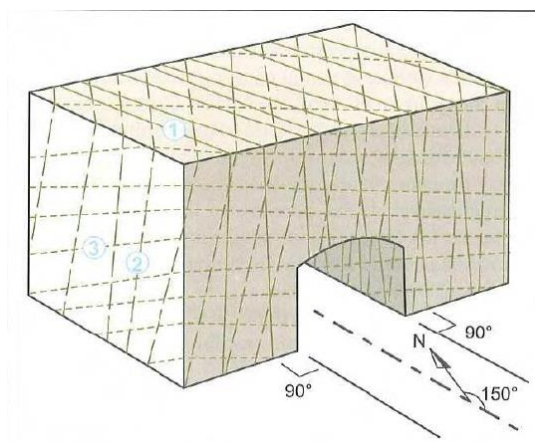


Figura 2.4 Representación de las familias de discontinuidades mediante un bloque diagrama (ISRM, 1981).

- **Espaciado.** Es la distancia media perpendicular entre los planos de discontinuidades de una misma familia. Influye en el comportamiento global de macizo rocoso y define el tamaño de los bloques de matriz rocosa que forman las diferentes familias. Si los espaciados son pequeños, la resistencia del macizo rocoso disminuye de forma considerable, pudiendo en casos extremos presentar un comportamiento semejante al de materiales granulares sin cohesión. El espaciado entre discontinuidades juega un papel importante en la permeabilidad del macizo rocoso. En general, la conductividad hidráulica referida a una determinada familia y es inversamente proporcional a su espaciado, siempre que la abertura de las discontinuidades individuales sea comparable. En la tabla 2.2 se muestra una clasificación de acuerdo al espaciamiento.

Tabla 2.2 Clasificación de discontinuidades (L. Gonzales, 2004).

Descripción	Espaciado
Extremadamente junto	<20 mm
Muy junto	20 – 60 mm
Junto	60 – 200 mm
Moderadamente junto	200 – 600 mm
Separado	600 – 2000 mm
Muy separado	2000 – 6000 mm
Extremadamente separado	> 6000 mm

- **Continuidad o persistencia.** Es la extensión del plano de discontinuidad. Define en gran parte si la matriz rocosa va a estar involucrada o no en los procesos de rotura del macizo rocoso, y en qué grado condiciona los parámetros resistentes globales del mismo. La continuidad se puede representar mediante esquemas o diagramas (Figura 2.4).

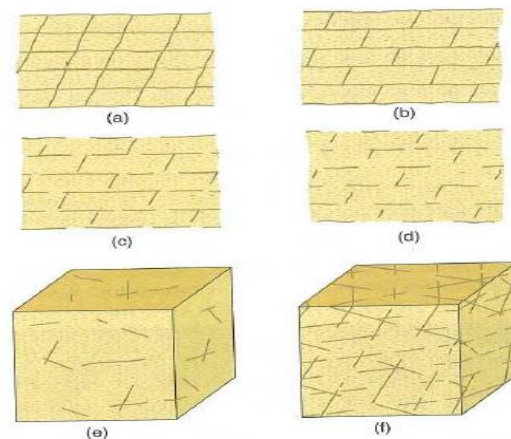


Figura 2.4 Diagramas mostrando distintos modelos de continuidad o persistencia de varias familias de discontinuidades (ISRM, 1981).

- **Rugosidad.** La rugosidad en un plano de discontinuidad determina su resistencia al corte. A mayor rugosidad mayor es la resistencia. La presencia de irregularidades dificulta el movimiento durante los procesos de desplazamiento tangencial por corte a favor de las discontinuidades. La ondulación y las rugosidades en los planos pueden controlar las posibles direcciones de desplazamiento, y definen la resistencia al corte para las distintas direcciones; la resistencia puede ser muy variable según la dirección de movimiento coincida con la de las rugosidades o sea transversales a ella. La figura 2.5 presenta una escala descriptiva comunmente utilizada para clasificar el tipo de rugosidad.

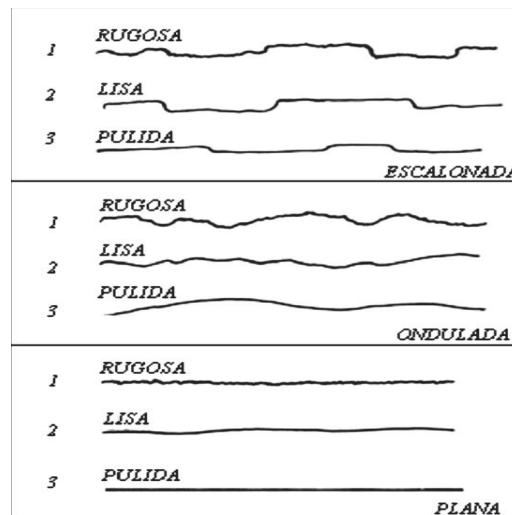


Figura 2.5 Escala descriptiva de observación para determinar la rugosidad (Hoek, 1981).

- **Resistencia de las paredes.** Este tipo de resistencia depende del tipo de matriz rocosa, de la existencia o no de relleno y del grado de alteración de las paredes, influye en la resistencia al corte y en la deformabilidad del plano de discontinuidad, sobre todo si no presenta relleno. Esta resistencia suele ser menor que la de la roca intacta por la alteración superficial.
- **Abertura.** Es la distancia perpendicular que separa las paredes de la discontinuidad cuando no existe relleno. Este parámetro puede sufrir gran variación en diferentes zonas del macizo rocoso: mientras que en superficie la abertura puede ser elevada, al aumentar la profundidad esta se reduce, pudiendo llegar a cerrarse. La influencia de la abertura en la resistencia al corte es importante incluso en discontinuidades muy cerradas, al modificar las tensiones efectivas que actúan sobre las paredes. En la tabla 2.3 se muestra una clasificación de acuerdo a la apertura.

Tabla 2.3 Descripción de la abertura (L. Gonzales, 2004).

Abertura	Descripción
< 0.1 mm	Muy cerrada
0.1 – 0.25 mm	Cerrada
0.25 – 0.5 mm	Parcialmente abierta
0.5 – 2.5 mm	Abierta
2.5 – 10 mm	Moderadamente ancha
> 10 mm	Ancha
1 – 10 cm	Muy ancha
10 – 100 cm	Extremadamente ancha
> 1 m	Cavernosa

- **Relleno.** En ocasiones las discontinuidades aparecen con relleno de materiales blandos arcillosos o con material rocoso de naturaleza distinta a la de las paredes. Las propiedades físicas y mecánicas del relleno, como la resistencia al corte, deformabilidad y permeabilidad, pueden ser muy variables, y controlan el comportamiento de la discontinuidad; en el caso de materiales blandos o alterados, la resistencia puede sufrir variaciones importantes a corto plazo si varía el contenido en humedad del relleno o si tiene lugar desplazamiento a lo largo de las juntas.
- **Filtraciones.** Tanto si existe relleno como si no, las discontinuidades son el camino preferente para las filtraciones de agua en el macizo rocoso (permeabilidad secundaria). El agua rebaja la resistencia al corte al disminuir las tensiones efectivas actuantes sobre los planos de discontinuidades. Es por ello que se creó una breve clasificación considerando estas características (Tabla 2.4).

Algunos de estos parámetros, como la rugosidad, resistencia de las paredes apertura y relleno, determinan el comportamiento mecánico y resistencia al corte de las discontinuidades.

Para la caracterización global del macizo rocoso a partir de datos de afloramiento, además de la descripción de sus componentes, la matriz rocosa y las discontinuidades, deben ser consideradas otros factores representativos del conjunto, como son:

- Número y orientación de las familias de discontinuidades.
- Tamaño de bloque e intensidad de fracturación.
- Grado de meteorización.

Tabla 2.4 Descripción de las filtraciones de discontinuidades. (ISRM, 1981).

Clase	Discontinuidades sin relleno	Discontinuidades con relleno
I	Junta muy plana y cerrada. Aparece seca y no parece posible que circule agua.	Relleno muy consolidado y seco. No es posible el flujo de agua.
II	Junta seca sin evidencia de flujo de agua.	Relleno húmedo pero sin agua libre.
III	Junta seca pero con evidencia de haber circulado agua.	Relleno mojado con goteo ocasional.
IV	Junta húmeda pero sin agua libre.	Relleno que muestra señales de lavado, flujo de agua continuo (estimar el caudal en l/min.).
V	Junta con rezume, ocasionalmente goteo pero sin flujo continuo.	Relleno localmente lavado, flujo considerable según canales preferentes (estimar el caudal en l/min.).
VI	Junta con flujo continuo de agua (estimar el caudal en l/min. y la presión).	Rellenos completamente lavados, presiones de agua elevadas.

2.2.3 Resistencia al corte de las discontinuidades.

La resistencia al corte de una discontinuidad sin presencia de material de relleno está regida por la orientación y rugosidad de la junta. Por el contrario en discontinuidades con presencia de material de relleno como las arcillas, limos o arenas, el comportamiento de la resistencia al corte se ve afectada por el espesor del material de relleno. El hecho de que el material del relleno afecta la resistencia al corte en función del espesor de este, y al mismo tiempo depende del tipo de material de relleno (arcilla, limo o arena).

Para la evaluación de la resistencia al corte de una discontinuidad con rugosidad, se pueden utilizar dos mecanismos cinemáticos que permiten estudiar el comportamiento de la junta; estos son la dilatación y la fractura de las irregularidades o rugosidades, el primero se da cuando un bloque se desplaza hacia arriba aumentando el volumen del espécimen. Este mecanismo se produce en esfuerzos normales pequeños sobre la superficie de la discontinuidad. El segundo da como resultado una superficie plana, y se genera en esfuerzos normales grandes sobre la superficie de la discontinuidad.

La estabilidad general de un macizo rocoso está fuertemente influenciada por las características de las discontinuidades presentes en el mismo, por lo tanto el análisis de las discontinuidades es uno de los aspectos más estudiados en mecánica de rocas. Es necesario analizar las relaciones entre el grado de rugosidad de la discontinuidad y los parámetros que permiten estimar su resistencia al corte.

Debido a que la envolvente definida por Mohr no tiene un desarrollo matemático, el criterio de Coulomb-Navier se ha definido una aproximación de dicha envolvente suponiendo que esta es una recta dada por la siguiente ecuación (Ramírez, 1991).

$$\tau_{\theta} = (S_0 + \sigma_{\theta} \tan \phi) \quad \text{Ec. 2.15}$$

Esta recta es llamada recta de Coulomb. La cohesión del material es representada por la variable S_0 , y está definida por el punto de corte de la envolvente de falla con la ordenada en el plano esfuerzo cortante-esfuerzo normal, y el ángulo de fricción interno ϕ , es el ángulo que se forma entre la envolvente de falla y la horizontal. La rugosidad es una medida de la forma de las superficies que forman la discontinuidad. Una clasificación cualitativa de la rugosidad se basa en la observación de la superficie en dos escalas descriptivas. La escala intermedia (varios metros) que se divide en tres grados: escalinada, ondulada y plana y una escala paqueña (varios centímetros) que divide cada grado de la escala intermedia en: rugosa, lisa y pulida.

Las escalas cuantitativas están basadas en las medidas de los cambios de inclinación tomadas con discos de diferentes diámetros colocados sobre la superficie de la discontinuidad (Hoek, 1985). Helin (2001) propone el uso de la teoría fractal para caracterizar la rugosidad de la junta. Otra técnica utilizada actualmente es la fotogrametría digital y el procesamiento de imágenes (Unal y Unver, 2004).

La resistencia al corte es un factor fundamental que se debe considerar en el estudio de las propiedades mecánicas de las discontinuidades. Los elementos más importantes que influyen en el comportamiento de las discontinuidades frente a un esfuerzo cortante son (Ramírez, 1991):

- Esfuerzos normales al plano de corte.
- Rugosidad de las superficies de contacto.
- Grado de alteración y resistencia de la superficie de la discontinuidad.
- Velocidad del movimiento de corte.
- Orientación del desplazamiento.

En la tabla 2.5 se han agrupado de manera muy general los diferentes tipos de discontinuidades.

Tabla 2.5 Tipos de Discontinuidades (L. Gonzales, 2004).

Discontinuidades	Sistemáticas	Singulares
Planares	Plano de estratificación	Fallas
	Planos de laminación	Diques
	Diaclasas o juntas	Discordancias
	Planos de esquistosidad	
Lineales	Intersecciones de discontinuidades Planares	Ejes de pliegues
	Lineaciones	

Las diaclasas o juntas son los planos de discontinuidad más frecuente en los macizos rocosos, y corresponden a superficies de fracturación o rotura de la roca a favor de las cuales no ha habido desplazamiento o han sido muy pequeño. Afectan a cualquier tipo de roca. Dependiendo de su origen se distinguen 3 tipos:

- Diaclasas de origen tectónico asociadas a plegamientos y a fallas.
- Diaclasas en rocas ígneas formadas por contracción durante o después del emplazamiento del cuerpo ígneo.
- Diaclasas de relajación debidas a una reducción de la carga litostática.

Existe otro tipo de clasificación de discontinuidades que depende del tipo de rugosidad.

Discontinuidades planas. Una discontinuidad plana, se presenta sin rugosidad ni ondulación; el ángulo de fricción representa el incremento del esfuerzo de corte debido a la fricción producida entre las superficies de las discontinuidades al aumentar el esfuerzo normal. En una discontinuidad plana, cerrada y sin relleno, la resistencia de corte τ depende del esfuerzo normal (σ_n) y el ángulo de fricción básico (ϕ_b)

$$\tau = \sigma_n \tan(\phi_b) \quad \text{Ec. 2.16}$$

Discontinuidades dentadas. Para iniciar el estudio del comportamiento mecánico de una discontinuidad que no es plana, el modelo teorico que puede utilizarse es el de una discontinuidad, cuya superficie está conformada por dientes triangulares que encajan perfectamente entre si.

En la figura 2.6 se presenta este modelo de discontinuidad. Patton fue quizás el primero en cuantificar los efectos de las rugosidades en la resistencia al corte de las discontinuidades. En rugosidades que tienen un ángulo de inclinación (i) uniforme, y se encuentra en la dirección de corte, la resistencia al corte se puede calcular de acuerdo con las siguiente ecuación:

$$\tau = \sigma_n \tan(\phi_b + i) \quad \text{Ec. 2.17}$$

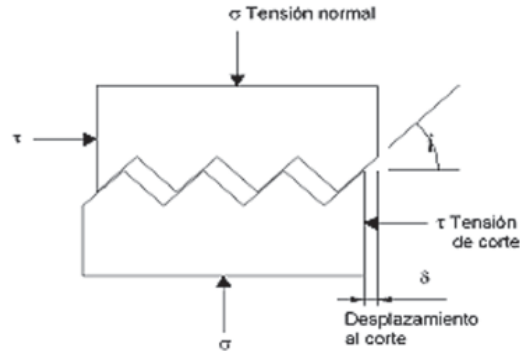


Figura 2.6 Modelo de discontinuidad conformada por diente con ángulo uniforme (Ayala, 1987).

Discontinuidades con perfiles de rugosidad. Barton y Choubey (1974), desarrollaron un modelo empírico para poder estimar la envolvente de la resistencia al corte para discontinuidades con cualquier tipo de rugosidad. Este criterio es una forma sencilla para poder estimar la resistencia al corte de una discontinuidad mediante ensayos relativamente simples. Se basa en la siguiente expresión:

$$\tau = \sigma_n \left(\tan(\phi_b + JRC) \log_{10} \left(\frac{JRC}{\sigma_n} \right) \right) \quad \text{Ec. 2.18}$$

Donde JRC es el coeficiente de rugosidad de la discontinuidad y JCS es la resistencia a compresión simple de las paredes en la discontinuidad. El valor de JRC depende del grado de rugosidad de la discontinuidad y varía desde cero para superficies lisas, creciendo conforme el perfil de rugosidad aumenta. La figura 2.7 presenta una calificación de varios tipos de rugosidad.

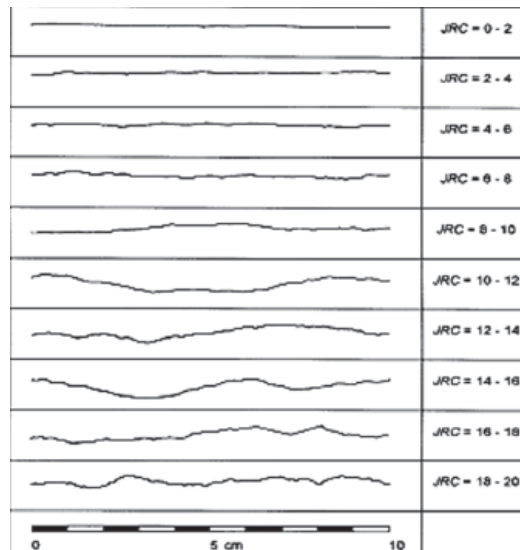


Figura 2.7 Perfiles de rugosidad y el valor atribuido al coeficiente de rugosidad de la discontinuidad JRC (Hoek, 2007).

Esfuerzos en discontinuidades.

El ensayo para determinar el estado de esfuerzos consiste en someter un cilindro a un estado triaxial de esfuerzos como se observa en la figura 2.8, se puede calcular el esfuerzo normal (σ_n) y cortante (τ_n) en el plano de la discontinuidad mediante las siguientes expresiones, respectivamente:

$$\sigma_n = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) - \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\cos 2\beta \quad \text{Ec. 2.19}$$

$$\tau = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\sen 2\beta \quad \text{Ec. 2.20}$$

Donde σ_1 representa el esfuerzo principal mayor, σ_3 esfuerzo principal menor y β es el ángulo entre el plano de discontinuidad y el eje principal mayor.

También se representan los esfuerzos principales y los esfuerzos en el plano de la discontinuidad.

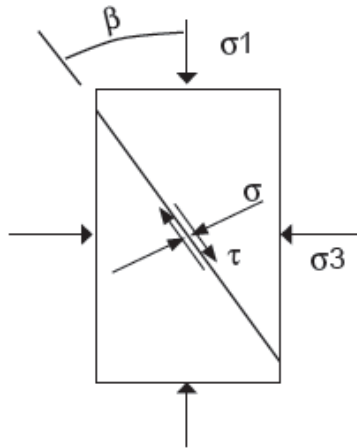


Figura 2.8 Relación entre los esfuerzos principales y los esfuerzos en el plano de discontinuidades (Hoek, 1985).

2.3 Clasificaciones geomecánicas.

Las clasificaciones geomecánicas constituyen actualmente un método fundamental para la caracterización de los macizos rocosos, ya que permiten obtener parámetros de resistencia y deformabilidad del macizo con lo cual se puede estimar el sostenimientos de un túnel.

Las clasificaciones geomecánicas más utilizadas en túneles son el RMR (Bieniawski) y el Q (Barton), ambas fueron desarrolladas para estimar el tiempo de sostenimiento.

La descripción, las características, los parámetros del macizo rocoso, propiedades de la matriz rocosa y de las discontinuidades, proporcionan los datos necesarios para la evaluación geomecánica global del macizo. A partir de estos datos, la aplicación de las clasificaciones geomecánicas permite estimar la calidad y los parámetros resistentes aproximados del macizo.

Los propósitos que pueden alcanzar las clasificaciones geomecánicas poseen los siguientes atributos:

- Simple, fácil de recordar y entender.
- Con una terminología ampliamente aceptada.
- Que incluya únicamente las propiedades de los macizos rocosos más significativas.
- Se base en parámetros medibles, que puedan ser determinados mediante pruebas apropiadas, rápidas y económicas en el campo.
- Que sea funcional mediante el suministro de información cuantitativa para el diseño del soporte del túnel.
- Que sea lo suficientemente general como para que un macizo rocoso posea la misma clasificación, independientemente de que vaya a ser usada para un túnel, un talud o una cimentación.

Los sistemas de clasificación que se describirán dan lineamientos para la selección del soporte primario (también llamado soporte temporal). Este siempre se coloca muy próximo al frente de avance y generalmente lo componen anclas, concreto lanzado y marcos de acero.

La función del soporte primario es mantener abierta la excavación hasta que pueda colocarse el soporte definitivo, generalmente integrado por un recubrimiento grueso de concreto hidráulico.

Debe recordarse que probablemente el soporte primario sea capaz de resistir todas las acciones actuantes en el túnel y por supuesto que los materiales con los que actualmente se construye no se deterioran. Para túneles carreteros y ferroviarios un

revestimiento de concreto puede no servir más que con fines estéticos, para satisfacer la necesidad psicológica de seguridad de los usuarios.

Para completar la caracterización global del macizo rocoso es también necesario evaluar otros aspectos que, en gran manera, influyen en su comportamiento mecánico, como son:

- Resistencia y deformabilidad.
- Comportamiento hidrogeológico.
- Estado tensional.

Estos factores no pueden ser cuantificados a partir de datos de afloramiento, pero si pueden ser realizadas observaciones que permitan conocer, al menos de una forma cualitativa, las características correspondientes de los macizos rocosos.

2.3.1 Clasificación de Terzaghi.

El sistema de “carga de Roca”, propuesto por Terzaghi ha probado ser muy útil en la construcción de túneles con marcos de acero. En la figura 2.9 se presenta esquemáticamente este modelo de Terzaghi.

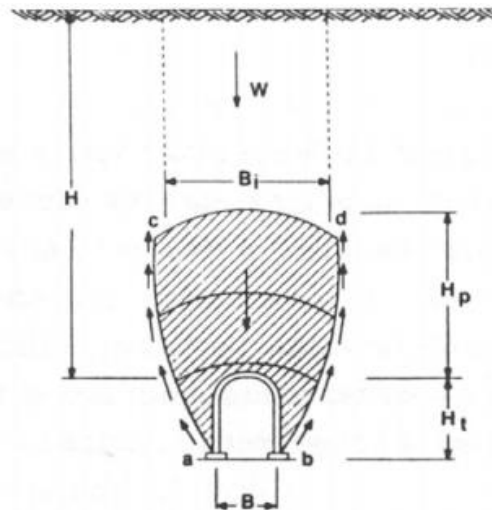


Figura 2.9 Modelo de Terzaghi (Terzaghi, 1946).

En la tabla 2.6 se presenta una traducción libre del “sistema de clasificación de carga de roca para túneles soportados por marcos de acero” originalmente propuesto por Terzaghi.

Tabla 2.6 Sistema de clasificación de carga de roca. (Terzaghi, 1946).

Condiciones de la roca	RQD	Carga de la roca (H_r)	Notas
1. Dura e intacta	95-100	Cero	Según Terzaghi (1946)
2. Estratificada dura o esquistosa	90-99	0-0.5 B	* * "
3. Masiva, no duramente diaclasada	85-95	0-0.25 B	* * "
4. Moderadamente en bloques y plegada	75-85	0.25- B-0.20 (B + H_r)	Tipos 4, 5 y 6 reducidos un 50% de los valores Terzaghi
5. Muy en bloques y plegada	30-75	0.20 -0.60 (B + H_r)	
6. Completamente triturada, químicamente intacta	3-30	(0.60-1.10) (B + H_r)	
6a. Arena y grava	0-30	(1.10-1.40) (B + H_r)	
7. Roca fluyente, profundidad moderada	NA'	(1.10-2.10) (B + H_r)	Según Terzaghi (1946)
8. Roca fluyente, gran profundidad	NA'	(2.10-4.50) (B + H_r)	* * "
9. Roca expansiva	NA'	Hasta 75m. independ. de (B + H_r)	* * "

El mérito de Terzaghi estriba en haber propuesto, hace más de 30 años, un método de estimación de cargas en túneles soportados por marcos de acero; el método más usado durante los últimos 50 años; sin embargo, este método ya no es tan adecuado para sistemas modernos de soporte, como anclas y concreto lanzado.

También, se considera actualmente que el método es demasiado general como para permitir una evaluación obtenida de la calidad de la roca y que no provee información cuantitativa acerca de las propiedades de las masas rocosas.

Algunas de las formaciones rocosas más comunes contienen capas de esquistos. Si una formación rocosa está formada por una secuencia de estratos horizontales de areniscas o calizas y de formación esquistosas, que no alcanzan aun el grado de roca, la excavación del túnel esta comúnmente asociada con una compresión gradual de la roca en ambos lados del túnel, involucrando esto un movimiento descendente del techo.

Una de las principales desventajas serias del este método es la dificultad para clasificar un cierto macizo rocoso, así como la sensibilidad de los resultados obtenidos, respecto a dicha clasificación.

2.3.2 Clasificación de Deere.

En 1964, Deere propuso un índice cuantitativo, basado en la longitud de los fragmentos de núcleos de roca extraídos mediante broca de diamante, en el que únicamente se suman las piezas mayores de 10 cm y se divide esta suma entre la longitud perforada. La relación entre RQD y la calidad ingenieril del macizo rocoso propuesto por Deere fue como se muestra en la tabla 2.7:

Tabla 2.7 Índice de calidad RQD (Deere, 1964).

<25	Muy mala
25 – 50	Mala
50 – 75	Regular
75 – 90	Buena
90 – 100	Muy buena

En la figura 2.10 se observa de forma gráfica en la que se analiza la muestra para obtener el valor del RQD.

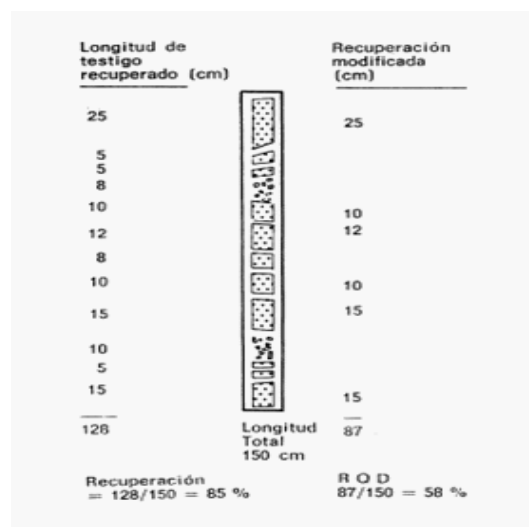


Figura 2.10 Análisis de muestra para la obtención del RQD (Deere, 1964).

Las limitaciones del RQD más importantes son:

- No considera los rellenos delgados de arcilla de las discontinuidades.
- No toma en cuenta la orientación de las discontinuidades respecto al túnel.
- No toma en cuenta la abertura de las discontinuidades.
- No considera la geometría y rugosidad de las discontinuidades.

Por lo anterior, no se considera que el RQD sea suficiente por sí mismo para describir un macizo rocoso.

2.3.3 Clasificación de Bieniawski.

Fue desarrollada por Bieniawski en 1973, con actualizaciones en 1979 y 1989. Fue desarrollada especialmente para la ingeniería de rocas y constituye un sistema de clasificación de macizos rocosos que permite a su vez relacionar índices de calidad con parámetros geotécnicos del macizo, de la excavación y sostenimiento en túneles.

Uno de los aspectos más importantes es que utiliza seis parámetros:

- a. Resistencia a la compresión simple de la roca intacta.
- b. RQD.
- c. Espaciamiento de discontinuidades.
- d. Orientación de discontinuidades.
- e. Características de discontinuidades.
- f. Condiciones hidráulicas.

La incidencia de estos parámetros en el comportamiento geomecánico de un macizo rocoso se expresa por medio del índice de calidad RMR (rock mass rating).

Para aplicar la clasificación RMR se divide el macizo rocoso en zonas o tramos que presenten características geológicas más o menos uniformes de acuerdo con las observaciones hechas en campo, en las que se lleva a cabo la toma de datos y medidas referentes a las propiedades y características de la matriz rocosa y las discontinuidades. Para calcular el índice RMR correspondiente a cada una de las zonas se sigue el procedimiento que se explica a continuación y sus parámetros se definen como se muestra en la tabla 3.8:

- a. Se divide el túnel en regiones.
- b. Se determina el valor de cada uno de los seis parámetros mediante observaciones de campo, para cada una de las regiones. El método proporciona una descripción detallada para la calificación de cada parámetro.
- c. Se asigna una calificación para cada uno de los primeros 5 parámetros y se obtiene la suma para obtener la “calificación básica” del macizo en cada región.
- d. Se toma en cuenta la influencia del rumbo y hechado de las discontinuidades del macizo, donde se da un tratamiento diferente según se trate de un túnel, una cimentación o un talud. La calificación, según la orientación, es cualitativa.
- e. Finalmente se obtiene la clasificación del macizo rocoso.

Esta clasificación es cualitativa y sus parámetros van de 0 a 100. Consiste en hacer una sumatoria basándose en los parámetros que se muestran en la siguiente tabla 2.8 y en la tabla 2.9 se muestra la clasificación.

Tabla 2.8 Parámetros del RMR (Bieniawski, 1973).

Parámetro		Rango de valores							
1	Resistencia de la roca intacta	Ensayo carga puntual	> 10 MPa	4-10 MPa	2-4 MPa	1-2 MPa			
		Compresión simple	> 250 MPa	100-250 MPa	50-100 MPa	25-50 MPa	5-25 MPa	1-5 MPa	< 1 MPa
	valor		15	12	7	4	2	1	0
2	RQD		90-100%	75-90%	50-75%	25-50%	<25%		
	valor		20	17	13	8	3		
3	Espaciado de las discontinuidades		> 2 m	0,6-2 m	0,2-0,6 m	6-20 cm	< 6 cm		
	valor		20	15	10	8	5		
4	Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m		
		Valor	6	4	2	1	0		
		Abertura	Nada	< 0.1 mm	0.1 - 1.0 mm	1 - 5 mm	> 5 mm		
		Valor	6	5	3	1	0		
		Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave		
		Valor	6	5	3	1	0		
		Relleno	Ninguno	Relleno duro < 5 mm	Relleno duro > 5 mm	Relleno blando < 5 mm	Relleno blando > 5 mm		
		Valor	6	4	2	2	0		
		Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta		
		valor	6	5	3	1	0		
5	Flujo de agua en las juntas	Relación Pagua / Pprinc	0	0-0,1	0,1-0,2	0,2-0,5	> 0,5		
		Condiciones Generales	Completamente secas	Ligeramente húmedas	Húmedas	Goteando	Agua fluyendo		
	valor		15	10	7	4	0		

Tabla 2.9 Calidad del macizo rocoso con relación al índice RMR (Bieniawski, 1973).

CLASE	CALIDAD	VALORACIÓN RMR	COHESIÓN	ÁNGULO DE ROZAMIENTO
I	Muy buena	100-81	>4 Kg/cm ²	> 45°
II	Buena	80-61	3 - 4 Kg/cm ²	35° - 45°
III	Media	60-41	2 - 3 Kg/cm ²	25° - 35°
IV	Mala	40-21	1 - 2 Kg/cm ²	15°- 25°
V	Muy mala	< 20	< 1 Kg/cm ²	<15°

A partir de RMR puede estimarse la longitud de base, que es la longitud de avance sin sostenimiento propuesto por Bieniawski (Figura 2.11).

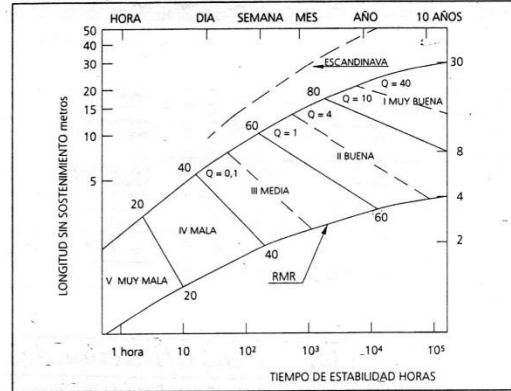


Figura 2.11 Gráfica longitud sin sostenimiento – Tiempo de estabilidad (Bieniawski, 1973).

2.3.4 Clasificación de Barton.

Esta clasificación fue desarrollada por Barton, Lien y Lunde en 1974 en el Instituto Noruego de Geotecnia, a partir de un gran número de túneles, constituye un sistema de clasificación de macizos rocosos que permite estimar parámetros geotécnicos del macizo y diseñar sostenimientos para túneles y cavernas subterráneas.

Este índice utiliza 6 parámetros que son:

- RQD.
- Número de familias de diaclasas (J_n).
- Rugosidad de la familia de diaclasas más desfavorables (J_r).
- Grado de alteración o relleno de las diaclasas más desfavorables (J_a).
- Flujo de agua hacia el túnel (J_w).
- Coeficiente que tiene en cuenta la influencia del estado tensional del macizo rocoso (SRF).

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

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \cdot \frac{J_r}{J_a} \cdot \frac{J_w}{SRF} \quad \text{Ec. 2.21}$$

Los tres factores de la expresión representan:

$\frac{RQD}{J_n}$: El tamaño de los bloques

$\frac{J_r}{J_a}$: La resistencia al corte entre los bloques

$\frac{J_w}{SRF}$: La influencia del estado tensional

Al igual que Bieniawski, Barton a partir de su valor Q propone de manera gráfica el tipo de sostenimiento y propone una serie de categorías de sostenimiento como se muestra en la Figura 2.12.

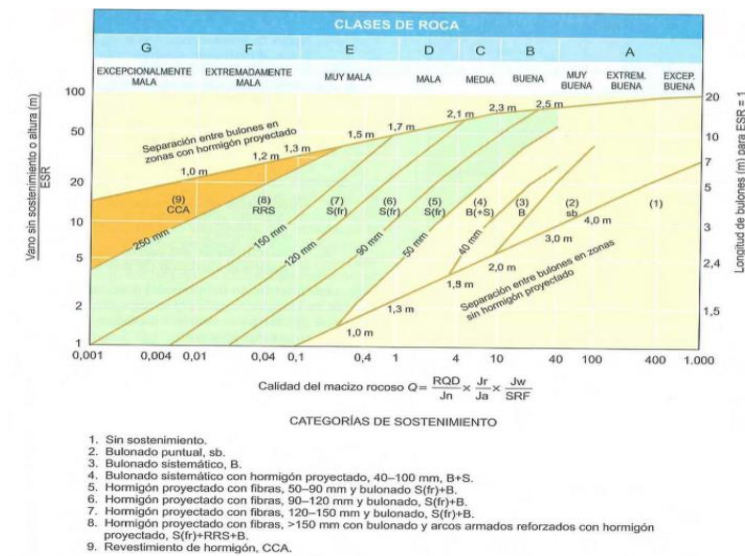


Figura 2.12 Sostenimiento según el índice Q (Barton, 2000).

2.3.5 Clasificación de Hoek.

Más que una clasificación el criterio de Hoek y Brown es un criterio de ruptura válido para macizos rocosos isótropos, y tiene en cuenta los factores que determinan la rotura de un medio rocoso a gran escala, como son la no linealidad con el nivel de tensiones, la influencia del tipo de roca y del estado del macizo, la relación entre la resistencia a la compresión y a la tracción, la disminución del ángulo de rozamiento con el aumento de la tensión de confinamiento, etc.

El criterio fue desarrollado inicialmente para su aplicación a macizos rocosos fracturados, sin alterar la matriz rocosa resistente, asumiendo que los bloques de roca están en contacto unos con otros y que la resistencia del macizo está controlada por la resistencia de las discontinuidades. La resistencia del macizo rocoso queda definida por la expresión:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \sqrt{m \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s} \quad \text{Ec. 2.22}$$

Donde:

σ_1 y σ_3 Son los esfuerzos principales mayor y menor en rotura.

σ_{ci} Es la resistencia a compresión simple de la matriz rocosa.

m y s Son constantes adimensionales que dependen de las propiedades del macizo rocoso, del tipo de roca y características de las discontinuidades.

El valor de σ_{ci} debe obtenerse en ensayos de compresión simple de laboratorio o, en su defecto, puede estimarse a partir del ensayo de carga puntual o de índices de campo. Los valores de m y s pueden obtenerse a partir del índice RMR:

- Para macizos rocosos sin alterar y no afectados por voladuras:

$$m = m_i \exp \frac{RMR-100}{28} \quad \text{Ec. 2.23}$$

$$s = \exp \frac{RMR-100}{9} \quad \text{Ec. 2.24}$$

- Para macizos rocosos alterados o afectados por voladuras:

$$m = m_i \exp \frac{RMR-100}{14} \quad \text{Ec. 2.25}$$

$$s = \exp \frac{RMR-100}{6} \quad \text{Ec. 2.26}$$

Donde m_i es el valor correspondiente a la matriz rocosa, que se obtiene en ensayos de compresión triaxial. Si el medio rocoso está completamente sano (RMR= 100) se consideran valores de $m = m_i$ y $s = 1$. La tabla 2.12 incluye los valores para las constantes m y s en función del tipo de roca y calidad del macizo rocoso. Incluye los valores para macizos rocosos sanos alterados.

Tabla 2.12 Valores de las constantes m y s (L. Gonzales, 2004).

Relaciones aproximadas entre la calidad de los macizos rocosos y los valores de las constantes m y s						
Criterio de rotura empírico $\sigma_1 = \sigma_2 = \sqrt{m \sigma_c \sigma_3 + s \sigma_c^2}$ σ_1 y σ_2 : esfuerzos principales mayor y menor σ_3 : esfuerzo compresivo uniaxial de la matriz rocosa m y s : constantes empíricas del macizo rocoso	Constantes del macizo m y s	Roca discontinuidades: craquelas, calizas y fisuras.	Roca arcillosa: calizas, calizas, hallas y fisuras.	Roca arenosa: arenas y cuarcitas	Roca ligera arenas, calizas, dolomitas, dólmicos y rocas.	Roca cristalina ligera granitos y intrusivos: cuarcitas, pánfilos, rocas y metamórficas.
Muestras de roca intacta Muestras de tamaño de probeta de laboratorio sin discontinuidades. RMR = 100 Q = 500	m s m s	7.0 1.0 1.0 1.0	10.0 1.0 1.0 1.0	15.0 1.0 1.0 1.0	17.0 1.0 1.0 1.0	25.0 1.0 1.0 1.0
Macizo rocoso de muy buena calidad Bloque de roca sana. Juntas sin meteorizar y con espaciado de 1 a 3 m. RMR = 85 Q = 100	m s m s	2.40 0.082 4.10 0.189	3.43 0.082 5.85 0.189	5.14 0.082 8.78 0.189	5.82 0.082 9.95 0.189	8.56 0.082 14.63 0.189
Macizo rocoso de calidad buena Bloques de roca sana o ligeramente meteorizada, con juntas espaciadas de 1 a 3 m. RMR = 65 Q = 10	m s m s	0.575 0.00293 2.066 0.0205	0.821 0.00293 2.865 0.0205	1.231 0.00293 4.298 0.0205	1.395 0.00293 4.871 0.0205	2.052 0.00293 7.163 0.0205
Macizo rocoso de calidad media Varias familias de discontinuidades moderadamente meteorizadas con espaciados de 0.3 a 1 m. RMR = 44 Q = 1	m s m s	0.128 0.00009 0.947 0.00198	0.183 0.00009 1.353 0.00198	0.275 0.00009 2.030 0.00198	0.311 0.00009 2.361 0.00198	0.458 0.00009 3.383 0.00198
Macizo rocoso de calidad mala Numerosas juntas meteorizadas con algo de relleno. Brechas compactas sin relleno. Espaciado de 0.03 a 0.5 m. RMR = 23 Q = 0.1	m s m s	0.029 0.000003 0.447 0.00019	0.041 0.000003 0.639 0.00019	0.061 0.000003 0.959 0.00019	0.069 0.000003 1.087 0.00019	0.102 0.000003 1.598 0.00019
Macizo rocoso de calidad muy mala Numerosas juntas intensamente meteorizadas con relleno. Espaciado < 0.05 m. Brechas con relleno arcillosos. RMR = 3 Q = 0.01	m s m s	0.007 0.0000001 0.219 0.00002	0.010 0.0000001 0.313 0.00002	0.015 0.0000001 0.469 0.00002	0.017 0.0000001 0.532 0.00002	0.025 0.0000001 0.782 0.00002

Con el fin de ampliar el rango de aplicación del criterio generalizado, sobre todo a macizos rocosos de mala calidad, y emplear parámetros geológicos para la evaluación de su resistencia, Hoek ha propuesto un índice geológico de resistencia, GSI (geological strength index), que evalúa la calidad del macizo rocoso en función del grado y las características de la fracturación, estructura geológica, tamaño de los bloques y alteración de las discontinuidades, como se observa en las siguientes tablas 2.13 y 2.14:

Tabla 2.13 Caracterización de macizos rocosos en base a su grado de fracturación y estado de las juntas (Hoek y Brown, 1997).

CARACTERIZACIÓN DEL MACIZO ROCOSO PARA ESTIMAR SU RESISTENCIA		CONDICIÓN DEL FRENTE				
<p>Basándose en el aspecto de la roca elegir la categoría que mejor describa las condiciones del macizo previo a la excavación. Tener en cuenta que las voladuras pueden crear una impresión falsa sobre la calidad del macizo rocoso, en cuyo caso será necesario realizar algún tipo de ajuste por los debidos a voladuras; la observación de testigos de sondeos y de frentes de roca en zonas afectadas y no afectadas por voladuras puede ser de ayuda. Para la definición del grado de fracturación (blockiness) debe considerarse la relación entre el tamaño del bloque y la dimensión del frente de excavación.</p>		MUY BUENA (MB) Superficies muy rugosas sin alterar	BUENA (B) Superficies rugosas ligeramente alteradas, con patrones de oxidación	MEDIA (M) Superficies suaves moderadamente alteradas	POBRE (P) Superficies suaves muy alteradas con rellenos compactos conteniendo fragmentos rocosos	MUY POBRE (MP) Superficies de cavala muy alteradas con rellenos arcillosos
ESTRUCTURA						
BLOQUES REGULARES (BR) Macizo rocoso sin alterar. Bloques en contacto de forma cúbica formados por tres familias de discontinuidades ortogonales, sin relleno.		BR/MB	BR/B	BR/M	BR/P	BR/MP
BLOQUES IRREGULARES (BI) Macizo rocoso parcialmente alterado. Bloques en contacto de forma angular formados por cuatro o más familias de discontinuidades con rellenos con baja proporción de finos.		BI/MB	BI/B	BI/M	BI/P	BI/MP
BLOQUES Y CAPAS (BC) Macizo alterado, plegado y fracturado con múltiples discontinuidades que forman bloques angulosos y con baja proporción de finos.		BC/MB	BC/B	BC/M	BC/P	BC/MP
FRACTURACIÓN INTENSA (FI) Macizo rocoso muy fracturado formado por bloques angulosos y redondeados, con alto contenido de finos.		F/MB	FVB	FVM	F/P	F/MP

Tabla 2.14 Estimación del índice GSI en base a descripciones geológicas (Hoek y Brown, 1997).

ÍNDICE GEOLÓGICO DE RESISTENCIA GSI (geological strength index)		CONDICIÓN DEL FRENTE				
<p>A partir de la clasificación obtenida en la Figura 3.94 seleccionar el cuadro correspondiente en este abaco y obtener el valor medio del índice GSI.</p>		MUY BUENA (MB) Superficies muy rugosas sin alterar	BUENA (B) Superficies rugosas ligeramente alteradas, con patrones de oxidación	MEDIA (M) Superficies suaves moderadamente alteradas	POBRE (P) Superficies suaves muy alteradas con rellenos compactos conteniendo fragmentos rocosos	MUY POBRE (MP) Superficies de cavala muy alteradas con rellenos arcillosos
ESTRUCTURA						
BLOQUES REGULARES (BR) Macizo rocoso sin alterar. Bloques en contacto de forma cúbica formados por tres familias de discontinuidades ortogonales, sin relleno.		80	70			
BLOQUES IRREGULARES (BI) Macizo rocoso parcialmente alterado. Bloques en contacto de forma angular formados por cuatro o más familias de discontinuidades con rellenos con baja proporción de finos.			60	50		
BLOQUES Y CAPAS (BC) Macizo alterado, plegado y fracturado con múltiples discontinuidades que forman bloques angulosos y con baja proporción de finos.				40	30	
FRACTURACIÓN INTENSA (FI) Macizo rocoso muy fracturado formado por bloques angulosos y redondeados, con alto contenido de finos.					20	
					10	

Capítulo 3

Métodos de exploración.

Objetivo

Conocer los métodos, herramientas y ensayos con los cuales se pueden saber las características del sitio como es litología, estratigrafía, resistencia, nivel en el que se encuentra el agua y el valor de resistencia en las que se puede encontrar el material.

Introducción.

Un túnel es comúnmente una estructura de material compuesto formada por el revestimiento del túnel y el material circundante, aunque hay túneles de roca desnuda que no necesitan un revestimiento.

Para emitir un juicio acerca de la estabilidad del túnel, al igual que con cualquier diseño de la Ingeniería civil, las características de los "materiales de construcción" se deben conocer, esto incluye tanto el revestimiento del túnel y el suelo circundante. Existe una gran dificultad para determinar los parámetros del terreno sobre todo cuando hay fallas, falta de homogeneidad y la intemperie. Experimentos de laboratorio y campos se pueden llevar a cabo para dar una idea de la estabilidad del suelo y roca.

La investigación de sitio se define como la investigación global asociado con una construcción del túnel.

Es importante conseguir la información de investigaciones anteriores del sitio, esto se debe de fijar en el inicio de los proyectos. Para cualquier proyecto, existen una serie de diferentes tipos de investigación del sitio (investigación preliminar, investigación de diseño e investigación de control). Éstos pueden llevarse a cabo durante las diferentes etapas del proyecto y con objetivos diferentes. El punto principal de la investigación es evaluar la idoneidad general del sitio y comparar diferentes alineaciones, con la debida consideración a terceros. El objetivo principal de las investigaciones de diseño es proporcionar la información necesaria para el diseño del túnel, incluyendo el método de construcción. Además, las investigaciones de control pueden ser necesarias durante la construcción o la ejecución del proyecto, e incluyen, por ejemplo, comprobar las características del terreno y las condiciones de las aguas subterráneas.

El estudio teórico es una etapa muy importante de cualquier investigación del sitio, el cual, si se hace bien, puede ahorrar un tiempo considerable, y por lo tanto dinero. El objetivo del estudio teórico es evaluar el modelo conceptual desarrollado para el

sistema de túnel utilizando todos los registros disponibles de la zona en la que el esquema propuesto se llevará a cabo. Los estudios teóricos abarcan todos los aspectos del sitio, incluyendo el uso actual, las estructuras adyacentes, uso histórico y la geología.

También debe proporcionar tanta información como sea posible para ayudar a la planificación de las etapas posteriores de la investigación del sitio, cosa que en el caso de proyectos de túneles suele ser la ubicación, profundidad y tipo de pozos.

En la mayoría de los países existen numerosas fuentes de información disponibles que pueden ayudar a un estudio teórico, por ejemplo, mapas geológicos, memorias geológicas, antiguos y nuevos mapas topográficos, las fotografías de área, registros de la empresa de servicios públicos, base de datos de investigación y los consejos locales.

También es importante la utilización de empresas de investigación del sitio que están familiarizados con la zona, así como la experiencia previa puede ser muy valiosa.

El elemento de estudio de la investigación del sitio se debe planificar en base a los resultados del estudio teórico y el reconocimiento del sitio.

El estudio del suelo debe dar información sobre su estratigrafía. Es importante llevar a cabo la descripción, clasificación y las pruebas, determinar las propiedades y los parámetros del suelo. Los parámetros generales son la clave para el diseño de túnel incluyen los esfuerzos para evaluar la estabilidad y la carga en el revestimiento, los valores de módulo tales como el módulo de Young (E), las deformaciones provocadas por incrementos y reducciones de esfuerzos, las condiciones del agua y permeabilidad del suelo, ya que el agua puede influir en la estabilidad y hacer la construcción túnel difícil. Considerar el agua es extremadamente importante cuando se realiza la construcción subterránea y cualquier investigación debe incluir la determinación del nivel de las aguas subterráneas, la presión del agua, los acuíferos confinados y la química del agua (con respecto a qué tan agresivo es con el concreto). Otros aspectos incluyen la determinación de las propiedades y/o arcillas expansivas, cavidades (karst) y las características de abrasividad.

Esto puede parecer sencillo. Sin embargo, el suelo es generalmente muy variable y sus parámetros pueden cambiar a través de distancias relativamente cortas. Por tanto, es a menudo un desafío para desarrollar un modelo del suelo y de los riesgos asociados a lo largo de la ruta de un túnel potencial, y el establecimiento de los parámetros de diseño necesarios rara vez es sencillo.

La decisión en cuanto a qué técnicas se deben utilizar durante el estudio del suelo debe ser cuidadosamente considerada y en relación con el presupuesto y los objetivos requeridos. Es importante identificar los objetivos de investigación con el fin de evitar la pérdida de tiempo y, en consecuencia, el dinero.

Una variedad de técnicas de investigación puede ser empleada como parte de la investigación del suelo. Estos incluyen métodos invasivos y no invasivos (también llamados métodos directos e indirectos). Una combinación de varios métodos suele ser el mejor enfoque.

Los métodos intrusivos permiten la inspección y se pueden realizar pruebas del suelo con muestras representativas. Los métodos no invasivos se pueden utilizar para determinar información adicional sobre el suelo e incluyen métodos geofísicos. Los métodos geofísicos se pueden utilizar para obtener información sobre un área relativamente grande del suelo debajo de la superficie, y por lo tanto se pueden utilizar para ayudar a localizar pozos de sondeo, proporcionar información sobre la naturaleza y la variabilidad de la superficie entre pozos existentes, o pueden ser utilizados donde el acceso para los métodos intrusivo no es posible y por lo general requiere pozos de sondeos para correlacionar los resultados.

3.1 Métodos directos.

La exploración intrusiva se utiliza para la obtención de muestras o núcleos del suelo para los exámenes visuales y pruebas de laboratorio, así como para la realización de ensayos in situ para determinar las características del terreno y las condiciones de esfuerzo primarias.

3.1.1 Piezómetro.

En todos los sondeos deben de instalarse piezómetros cuyo tipo dependerá de las condiciones hidrogeológicas del terreno. De manera general se puede decir que la altura que mide el piezómetro de tubo abierto en cualquier punto del terreno es igual a la presión de agua en dicho punto, dividida por el peso específico del agua.

Para conocer las presiones actuando sobre la superficie de falla, estos deben instalarse en el plano de deslizamiento o inmediatamente por encima.

La presencia de agua cerca de una cimentación afecta considerablemente la capacidad de carga y asentamiento de ésta, entre otras cosas. El nivel del agua cambia con las estaciones. En muchos casos puede ser necesario establecer los niveles máximo y mínimo posibles del agua durante la vida de un proyecto.

Si se halla agua en un barreno durante una exploración de campo, tal hecho debe ser registrado. En suelos con alta permeabilidad, el nivel del agua en un barreno se estabilizará aproximadamente 24 horas después de terminada la perforación. La profundidad del nivel del agua entonces se determina por medio de una cinta o cadena graduada.

En estratos altamente impermeables, el nivel del agua en un barreno no se estabiliza durante varias semanas. En tales casos, si se requieren niveles del agua muy precisos, se usan otras técnicas, que consiste básicamente en una piedra porosa o en un tubo vertical perforado con una bureta de plástico unida a él. La figura 3.1 muestra la localización de un piezómetro en un barreno.

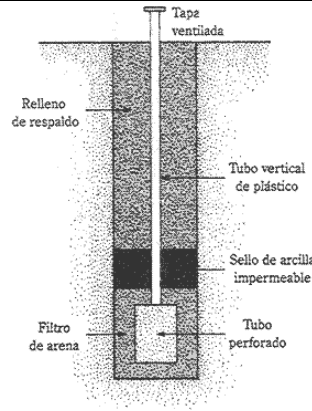


Figura 3.1 Principios de muestreo (<http://ingenieriaciviltips.blogspot.mx>, 2010).

Para suelos limosos, Hvorslev (1949) propuso una técnica para determinar el nivel del agua (Figura 3.2) que implica los siguientes pasos:

1. Vacíe el agua del barreno hasta un nivel por debajo del nivel freático estimado.
2. Observe los niveles del agua en el barreno en los tiempos

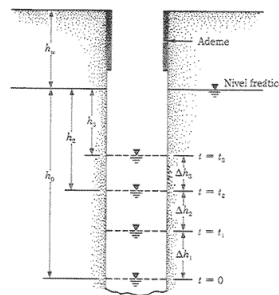


Figura 3.2 Principios de muestreo (<http://ingenieriaciviltips.blogspot.mx>, 2010).

Existen 3 maneras en las que se miden los niveles piezométricos:

Tubería piezométrica ranurada.

Consiste en la instalación de una tubería de PVC, ranurada y abierta en sus dos extremos, colocada a lo largo de todo el sondeo. En el interior de la tubería se mide la altura que alcanza el agua, generalmente varias horas después de la perforación y a lo largo de días o periodos más largos.

El control del nivel del agua en sondeos es de gran importancia y su medida, tanto durante la perforación como a lo largo del proyecto, permite obtener información muy significativa sobre el tipo de acuífero y sus implicaciones en la permeabilidad del terreno y otros problemas hidrogeológicos y geotécnicos.

La altura medida representa la profundidad del nivel freático, que corresponderá a la altura piezométrica solo si el terreno atravesado es un acuífero libre, en régimen estacionario, de alta permeabilidad, homogéneo e isótropo. Deben tenerse en cuenta estas condiciones con el fin de no interpretar erróneamente niveles freáticos y piezométricos

Piezómetro abierto.

Este dispositivo consiste en aislar un tramo de sondeo, mediante tapones bentónicos, e instalar una tubería ranurada, exclusivamente en el citado tramo y abierta en su extremo superior, midiendo la altura del agua correspondiente ha dicho tramo o altura piezométrica del mismo.

Piezómetro cerrado.

El procedimiento consiste en instalar un sistema de lectura o transductor en un punto previamente aislado de un sondeo, registrándose la presión intersticial en dicho punto que se transmite a una unidad de lectura situada en el exterior del sondeo.

El transductor puede ser neumático, de resistencia eléctrica o cuerda vibrante. Los neumáticos, situados entre el sensor y la unidad de lectura, están indicados para distancias menores de 200 metros siempre que no se requiera automatizar el proceso de medida. Los transductores de resistencia eléctrica pierden precisión con las variaciones de temperatura. Los de cuerda vibrante permiten transmitir la señal a distancias de más de 1000 metros sin pérdida de precisión.

Este tipo de piezómetros se utilizan en terrenos poco permeables debido a que su tiempo de respuesta es corto. Permiten, además, la lectura de las presiones intersticiales en varios tramos o niveles dentro del mismo sondeo. Tienen la ventaja de quedar menos afectados por los posibles movimientos del terreno. Sin embargo, suponen un mayor coste que los piezómetros mayores.

En la figura 3.3, se observan los 3 tipos de piezómetros, así como la presión que utilizan y las condiciones en las que se encuentran los sondeos.

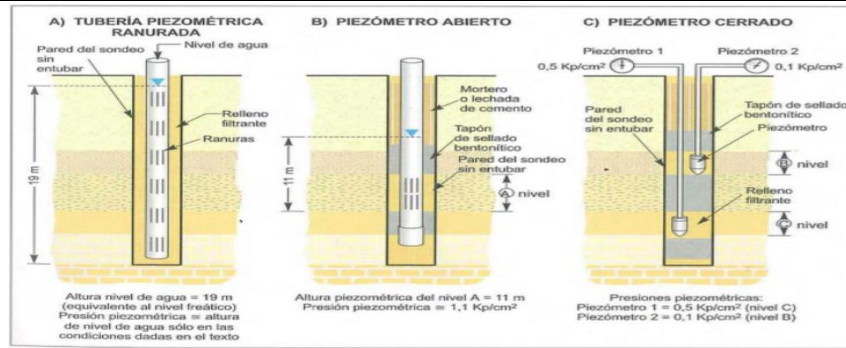


Figura 3.3 Tipos de Piezómetros (L. Gonzales, 2004).

3.1.2 Gato Plano.

Este ensayo se realiza sobre una pared del macizo rocoso, siendo necesario acceder a su interior.

El método permite conocer la tensión en la dirección perpendicular al gato plano instalado en una hendidura realizada en la pared. Para determinar el estado tensional del macizo es necesario efectuar varios ensayos en hendiduras con orientaciones diferentes, y es también necesario conocer la distribución probable de las tensiones en la zona, a efectos de comprobar los resultados obtenidos como se observa en la figura 3.4. Esta técnica es sencilla y permite estimar, además, el módulo de deformación de la roca afectada por el ensayo, mientras que en los otros métodos descritos su valor ha de determinarse en ensayos de laboratorio.

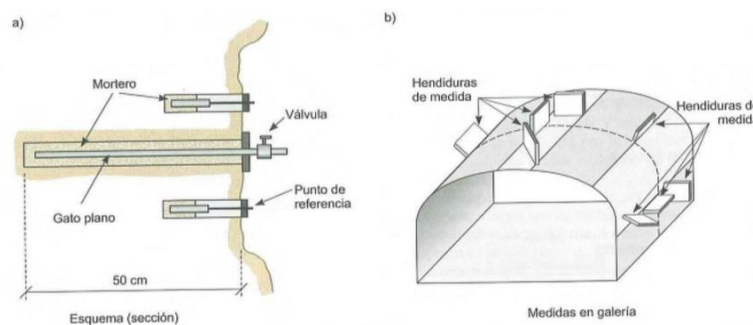


Figura 3.4 a) Se observa el esquema del ensayo de gato plano b) Las medidas en galería con distintas orientaciones (L. Gonzales, 2004).

Este ensayo, realizado en las paredes de excavaciones, galerías, túneles, permita estimar el modelo de deformaciones en macizos rocosos duros y continuos, y medir el estado tensional de la roca. Sus resultados pueden considerarse representativos hasta una distancia de unos pocos metros hacia el interior del macizo rocoso a partir de la superficie en la que se realiza el ensayo.

Antes de comenzar el ensayo se fijan en la pared rocosa unos clavos o puntos de referencia y se mide su separación, así como se observa en la figura 3.5 y 3.6, la cual muestra el proceso previo.

Después se efectúa una ranura en la roca entre los puntos de referencia, con una sierra o mediante perforación de taladros, lo que provoca un acercamiento entre los puntos al tender a cerrarse la ranura por liberación de los esfuerzos existentes en el macizo rocoso; se miden estas deformaciones inmediatamente después de realizar la hendidura y algún tiempo después, entre uno y tres días. Se introduce entonces un gato plano en la ranura y se aplica presión hasta que las distancias entre los puntos de referencia sean iguales a las primitivas; esta presión aplicada se considera igual a la tensión inicial de la roca, antes de realizar la hendidura, en la dirección perpendicular al gato plano. Durante el ensayo se registran las presiones aplicadas y se miden las deformaciones producidas, a partir de las cuales se obtienen el módulo de deformación elástica del macizo rocoso.

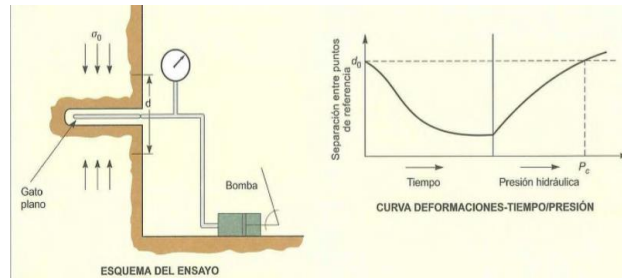


Figura 3.5 Esquema de ensayo y curva Deformaciones-Tiempo-Presión (L. Gonzales, 2004).

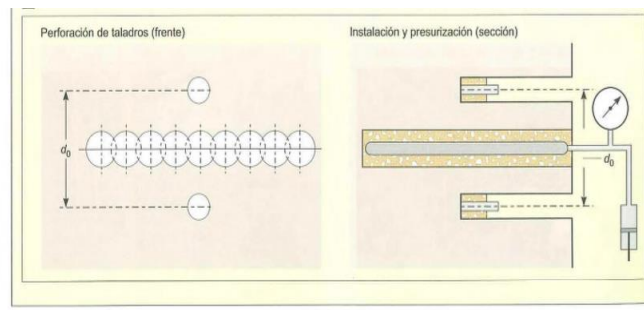


Figura 3.6 Perforación de taladro, instalación y presurización (L. Gonzales, 2004).

3.1.3 Placa de carga.

Este tipo de ensayo suele realizarse en el interior de galerías excavadas en roca. Los parámetros que se miden son las cargas, los asentamientos o desplazamientos en un tiempo determinado, lo que permite obtener el módulo de Young (E). Este

ensayo se emplea regularmente para el estudio de cimentaciones en roca en casos muy concretos, como presas de concreto.

El ensayo consiste en colocar una placa de carga sobre la roca y medir los desplazamientos que se producen al aplicarse cargas conocidas. La orientación de la carga puede ser horizontal o vertical, aplicándose mediante un gato y una bomba hidráulica para poder alcanzar mayores presiones, utilizando como carga de reacción las paredes opuestas de la galería (Figura 3.7).

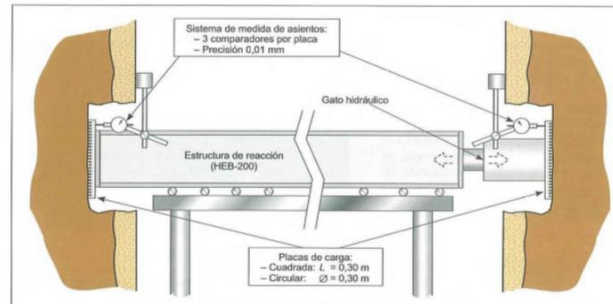


Figura 3.7 Dispositivo en galería del ensayo de placa de carga en roca (L. Gonzales, 2004).

El área de carga suele variar desde 0.3 x 0.3 m hasta 1.0 x 1.0 m, habitualmente los macizos rocosos obliga muchas veces a emplear una placa más pequeña. En cada ensayo se efectúan varios ciclos de carga y descarga (Figura 3.8), obteniendo el módulo de Young tanto en ramas de carga como de descarga según las siguientes expresiones:

$$E = [qL(1 - v^2)]/z \quad \text{Para placa cuadrada} \quad (\text{Ec. 3.1})$$

$$E = [\pi qd(1 - v^2)]/4z \quad \text{Para placa circular} \quad (\text{Ec. 3.2})$$

Siendo v el coeficiente de Poisson, q la carga aplicada, z el hundimiento de la placa, y d y L el diámetro y el ancho de la placa respectivamente.

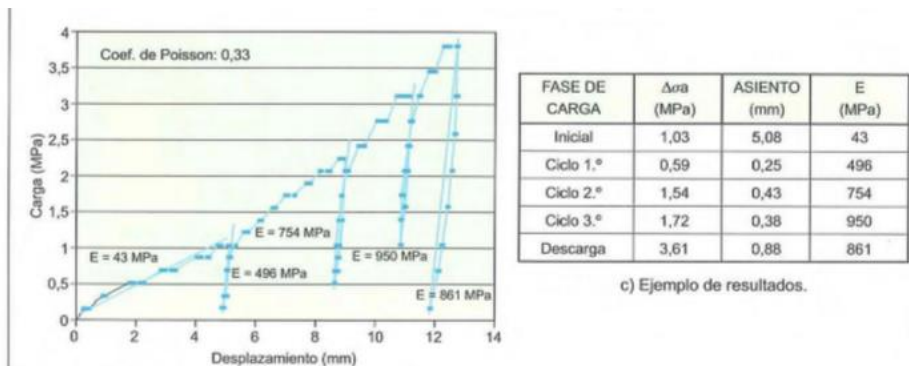


Figura 3.8 Dispositivos en galerías de ensayo de placa de carga en roca y ejemplo de curva de carga-descarga (L. Gonzales, 2004).

3.1.4 Gato Goodman.

El gato Goodman (Figura 3.9) es una herramienta utilizada para estimar la capacidad de deformación de macizos rocosos *in situ*. Está diseñado para ser utilizado en pozos de sondeo de 3 " (76 mm).



Figura 3.9 Dispositivo del Gato Goodman (<http://www.slopeindicator.com> ,2010).

Hay dos modelos disponibles: un modelo de doce pistones el cual se utiliza para roca dura, y un modelo de tres pistones para la determinación de las propiedades de consolidación de roca blanda, el suelo y las arcillas rígidas.

El gato Goodman se compone de un gato hidráulico con placas de apoyo curvado, sensores LVDT, un indicador de desplazamiento, una bomba hidráulica con manómetro, manguera hidráulica, cable eléctrico y un acoplador de barra de perforación.

La operación de este dispositivo consiste en que el conector este fijado a la varilla de perforación y se inserta en el pozo del sondeo. Una bomba de mano se utiliza para crear la presión hidráulica en las líneas conectadas a la toma, lo que a su vez activa los pistones y produce un uniforme campo de tensión unidireccional en la placa de apoyo. La presión hidráulica aplicada se mide con un manómetro de tipo Bourdon estándar. La deformación de la roca se mide por dos transformadores diferenciales lineales variables (LVDT) y los datos son mostrados por el indicador que aparece en la superficie. Después de la prueba, las placas de apoyo se retraen por pistones invertidos y el conector se retira del pozo.

El módulo de deformación se calcula mediante fórmulas derivadas empíricamente a partir de los factores de corrección de pruebas y las desarrolladas *in situ*.

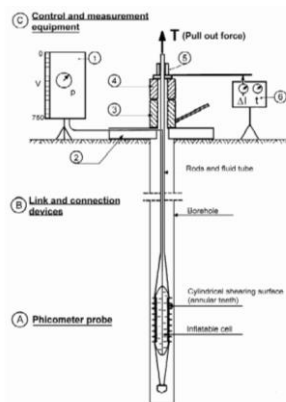
3.1.5 Phicometro.

Por lo general, la resistencia al corte de los suelos se mide en laboratorio utilizando ensayos triaxiales o pruebas de corte directo llevado a cabo en muestras de campo. Esta medida sólo tiene sentido si el muestreo efectuado así como la conservación y preparación hacen que sea posible considerar las muestras como no remodelada, por lo tanto las probetas se consideran como suficientemente representativas.

Muchas condiciones y materiales no permiten cumplir con estas condiciones. Entre ellos, se pueden citar un medio semi-granular a arenas gruesas, suelos movedizos (cretas tiernas, areniscas), suelos gruesos y heterogéneos así como otros diversos materiales como rellenos, los residuos sólidos urbanos, escombros, escorias, etc.

En el caso de este tipo de suelos y materiales, el ensayo de corte *in situ* del phicometro permite una muy útil medición de la resistencia límite al corte y la determinación de los parámetros habituales de corte.

La descripción del phicometro, incluye tres partes principales (figura 3.10):



1. Controlador de presión-volumen
2. Placas de apoyo
3. Conector hueco
4. Medidor de la fuerza
5. Dispositivo de bloqueo
6. Control de velocidad de cizalla

Figura 3.10 Diagrama del dispositivo del phicometro (<http://www.alios.fr>, 2008).

- La sonda phicométrica (A), que consiste en un tubo cilíndrico hueco ranurado incluye una célula radialmente expansible. Una serie de dientes anulares en la parte central de la sonda para formar la superficie cilíndrica de corte. El diámetro inicial en reposo de la sonda (estado desinflado) es de 58 mm. La superficie de corte durante la prueba varía, pero se mantiene cerca de 500 cm².

- Dispositivos de conexión (B) de la sonda phicométrica al equipo de control y medición, situada en la superficie del suelo, tales como varillas y tubos para inyectar fluido celular.

- El equipo de control y de medición (C) situado en la superficie del suelo que incluye un controlador de presión-volumen para medir el volumen de la celda inflable

y controlar la presión aplicada al suelo a través de la superficie cilíndrica de corte de la sonda del phicometro, dos cojinetes planos y un conector hueco para ejercer el esfuerzo de corte y un dispositivo medidor de fuerza. La velocidad de corte se mantiene constante a 2 mm/min. El ensayo consiste en la introducción de la sonda phicométrica a una profundidad definida, en un pozo de sondeo previamente realizada, para inflar esta sonda se tiene que hacer penetrar los dientes anulares en el material en la pared de la perforación. Para cortar el material es necesario tirar lentamente hacia afuera la sonda de la superficie del suelo. Durante una extracción hacia afuera, la presión en la sonda se mantiene constante.

Se realizan varias pruebas en las etapas sucesivas con un aumento de presión de corte, dando así la relación entre la presión normal aplicada y la correspondiente resistencia al corte del material ensayado. Después se determinan, la relación entre el volumen de la celda de medición, el diámetro externo de la superficie de corte de la sonda, la relación dada la pérdida de presión de la sonda y la reducción de los datos de las mediciones se lleva cabo como se describe de aquí en adelante, siguiendo los parámetros define en la figura 3.11.

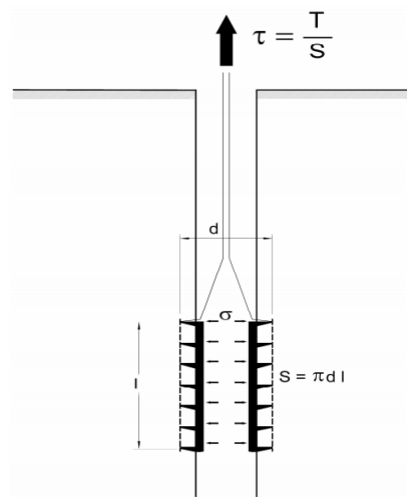


Figura 3.11 Principio de prueba del phicometro y parámetros (<http://www.alios.fr>, 2008).

En virtud de mantener la presión s , el área de la superficie de corte está dada por:

$$S = P \cdot d / L \quad (\text{Ec. 3.3})$$

Cuando d es el diámetro externo dependiendo el volumen celular, L es la longitud de corte superficial y P es la presión aplicada. La resistencia límite de corte, t , es dada por:

$$t = T / S \quad (\text{Ec. 3.4})$$

Donde T es la fuerza de extracción máxima medida. Por lo tanto, las parejas de valores (S, T) se determinan para cada fase de carga. Un ajuste lineal se hace a continuación, en las parejas significativas de valores para determinar los parámetros c y j de corte correspondiente al ángulo de la cohesión y la fricción de la envolvente de Coulomb. Son parámetros "a corto plazo" de tipo de la que es posible obtener los parámetros de corte de diseño habituales (Philipponnat y Zerhouni, 1993).

3.1.6 Presiómetro.

Con este instrumento se determina las deformaciones (figura 3.12). Este ensayo se realiza en el interior de un sondeo de diámetro convencional y consiste en aplicar escalonadamente una presión radial, mediante una sonda dilatante en el interior del sondeo, midiendo el desplazamiento que se induce en el terreno circundante. Una vez alcanzada la presión máxima admisible se procede a descargar el presiómetro, midiendo las deformaciones durante la descarga. La presión se aplica a través de una camisa de caucho por medio de agua o gas. La mayor parte de los equipos trabaja con presiones menores de 10 MPa pero algunos permiten alcanzar hasta 20 MPa.



Figura 3.12 Presiómetro antes de su uso, geotecnia, estudios geotécnicos (www.igeotest.com, 2010).

Dependiendo del tipo y características del terreno ensayado se obtiene la curva de esfuerzo-deformación, en la que se distingue una fase inicial (cuando se pone en contacto la sonda con las paredes del sondeo), una fase elástica lineal que representa el comportamiento elástico del suelo, y una plástica o deformación irre recuperable hasta llegar a la rotura del suelo.

3.1.7 Dilatómetro.

Un dilatómetro es un dispositivo que mide la deformación, se utiliza como una prueba de carga en roca y/o suelo, en perforaciones con un diámetro definido. El objetivo de la prueba es determinar el módulo de deformación del suelo y el esfuerzo horizontal. El dilatómetro consiste en una célula de presión cilíndrica que

mide la deformación dentro de una membrana de caucho, que es presionado hidráulicamente contra la pared del pozo. Las paredes de la perforación se cargan y descargan, haciendo que las paredes de la perforación se deformen, lo que permite una estimación del módulo de deformación del material. Mediante la realización de la prueba en diferentes direcciones dentro del suelo, es posible determinar el módulo de deformación en diferentes direcciones y por lo tanto obtener información sobre la anisotropía en el suelo. Como en todos los experimentos *in situ* la validez de los resultados son potencialmente limitados porque sólo se llevan a cabo en pequeñas áreas o secciones del terreno que se prueban. Existen problemas en la validación de los resultados, esto pueden ocurrir si el terreno tiene muchas fracturas, la pared del pozo no es uniforme o cuando el pozo no es estable y la roca se está derrumbando al momento de hacer el pozo. En estos casos, es necesario para asegurar los lados de la perforación o suavizar los contornos para permitir que el experimento se llevó a cabo. Esto se suele hacer con concreto o cemento en suspensión, pero puede conducir a posibles resultados falsos de la prueba.

El ensayo dilatométrico constituye una adaptación del presiómetro para su aplicación en rocas y, en consecuencia, funciona bajo su mismo principio, realizándose igualmente en el interior de sondeos. Como resultado del ensayo se obtienen unas curvas carga-desplazamiento, a partir de las cuales se determina el módulo de deformación dilatométrico. Sin embargo, a diferencia de los suelos, los macizos rocosos son discontinuos y anisótropos, lo que condiciona en gran medida su deformabilidad, por lo que el ensayo dilatométrico suele medir la deformación en seis direcciones a lo largo de tres diámetros.

El ensayo consiste en aplicar presiones crecientes a través de una camisa elástica alojada en el interior de un sondeo. Una vez que se obtiene un tramo lineal en la curva carga-desplazamiento, se realiza una descarga de la presión aplicada. Este ciclo suele repetirse entre una y tres veces por ensayo, alcanzando, en cada uno de los ciclos sucesivos, presiones más elevadas en función de las características resistentes y deformaciones del terreno. Como resultado del ensayo se obtienen unas curvas presión-desplazamiento (figura 3.13) en las que se pueden distinguir las siguientes etapas de deformación: adaptación de la camisa al sondeo, deformación elástica, uno o varios ciclos de carga y descarga, deformación plástica y rotura. El módulo de deformación dilatométrico E_D del terreno, se determina tanto en carga como en descarga, viene dado por la siguiente expresión:

$$E_D = (1 + \nu)Mr \quad \text{Ec. 3.5}$$

Donde ν es el coeficiente de Poisson, M es la rigidez del terreno, correspondiente a la pendiente del tramo elástico de la curva dilatométrica del ensayo, y r es el radio de la perforación.

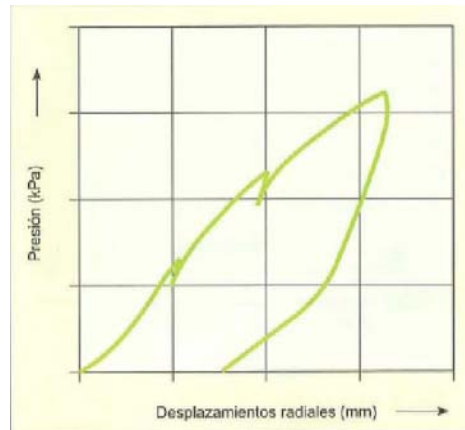


Figura 3.13 Ejemplo de curva del ensayo dilatométrico (L. Gonzales, 2004).

Este ensayo es muy útil en macizos rocoso muy fracturados, rocas blandas o deformables y, en general, donde la obtención de muestras es difícil o imposible y es preciso obtener las propiedades elásticas de la roca *in situ*.

3.1.8 Ensayo de roseta de deformación.

Una roseta de deformación es un arreglo de tres galgas extensiométricas utilizado para medir el estado de deformaciones de un material en el plano, lo cual implica medir la deformación normal en x (ϵ_x), la deformación normal en y (ϵ_y) y la deformación cortante en el plano (γ_{xy}). Debido a que una galga sólo puede medir la deformación normal, a veces resulta más conveniente utilizar una roseta de deformación.

Las deformaciones unitarias son medidas únicamente en el plano en el que se encuentran las galgas extensiométricas, los medidores pueden estar sometidos a esfuerzos planos, pero no a deformación plana. La línea que es normal a la superficie libre es un eje principal de deformación, ese eje no puede ser medido por la roseta de deformación. Esta deformación unitaria hace que haya un desplazamiento en el plano, sin embargo no afecta las medidas obtenidas.

Aunque pueden crearse infinidad de combinaciones para el arreglo de galgas, existen dos que son las más utilizadas: la roseta rectangular y la roseta delta.

Para nombrar a cada una de las galgas se usan las primeras letras del abecedario, comenzando por la roseta horizontal y siguiendo el sentido opuesto de las manecillas del reloj.

Para estados biaxiales de esfuerzos (muy común en el uso de Galgas extensiométricas), una roseta de dos o tres elementos puede ser utilizada para determinar los esfuerzos principales que allí se presenten.

Cuando se conocen las direcciones de los esfuerzos principales, se puede utilizar una roseta de dos elementos ubicados a 90° , empleada con las direcciones de los ejes alineados con los esfuerzos principales. Las direcciones de los esfuerzos principales se pueden determinar con bastante precisión. Por ejemplo, según la forma del objeto al que se le van a medir los esfuerzos y el modo en que éste está cargado, puede dar una idea de la ubicación de dichos esfuerzos por la simetría del problema.

Otra manera de determinar las direcciones de los esfuerzos principales puede ser mediante el método de "PhotoStress testing", que consiste en aplicar una pequeña capa o lámina sobre el objeto o pieza al que se le van a determinar los esfuerzos, para luego aplicarse carga. Dicha lámina se visualiza a través de un polariscopio de reflexión y el esfuerzo sobre dicha lámina se determina mediante un patrón de colores que revela de manera inmediata la distribución de los esfuerzos, señalando las áreas en donde están concentrados. Posteriormente, por medio de un transductor óptico montado sobre el polariscopio de reflexión, se puede obtener una medida cuantitativa de los esfuerzos obtenidos.

En la mayoría de los casos de superficies que están siendo sometidas a esfuerzos, en los que no se conocen las direcciones de los esfuerzos principales, se puede utilizar una roseta de tres elementos, que puede ser ubicada en cualquier dirección.

Cuando se piensa utilizar una roseta, se debe tener en cuenta si la roseta a utilizar es plana o es apilada. Para una longitud de galga determinada, la roseta plana es mejor que la apilada en cuanto a la transferencia de calor a la pieza u objeto que se está analizando y generalmente ayuda a obtener más estabilidad y precisión en las mediciones de esfuerzos estáticos. Cuando existe un esfuerzo significativo perpendicular a la superficie, la roseta plana arroja datos de esfuerzos más precisos. Otra consideración es que las rosetas apiladas son difíciles para contornear superficies circulares que las rosetas plana.

ROSETA RECTANGULAR.

Una roseta se dice que es rectangular cuando sus galgas están arregladas con una diferencia de 45° entre sí (Figura 3.14), por lo que una roseta se encontrará en posición horizontal, una en posición vertical y otra a un ángulo de 45° .

$$\epsilon_x = \epsilon_a \quad \text{Ec. 3.6}$$

$$\epsilon_y = \epsilon_c \quad \text{Ec. 3.7}$$

$$\gamma_{xy} = 2\epsilon_b - (\epsilon_a + \epsilon_c) \quad \text{Ec. 3.8}$$

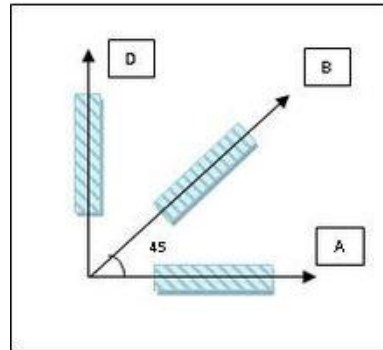


Figura 3.14 Acomodo de galgas en roseta rectangular (books.google.com.mx/books).

ROSETA DELTA.

La roseta delta (también llamada como roseta equiangular), es aquella que tiene sus galgas posicionadas con una diferencia de 60° entre sí (Figura 3.15), por lo que habrá una en posición horizontal, otra a 60° y, por último, una a 120° . Esta roseta forma un triángulo equilátero.

$$\epsilon_x = \epsilon_a \quad \text{Ec. 3.9}$$

$$\epsilon_y = \frac{1}{3}(2\epsilon_b + 2\epsilon_c - \epsilon_a) \quad \text{Ec. 3.10}$$

$$\gamma_{xy} = \frac{2}{\sqrt{3}}(\epsilon_b - \epsilon_c) \quad \text{Ec.3.11}$$

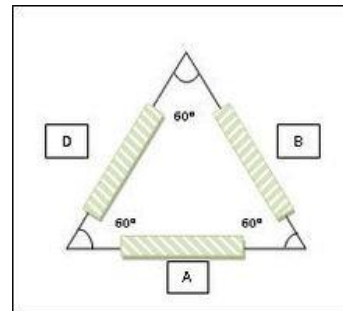


Figura 3.15 Acomodo de galgas en roseta delta (books.google.com.mx/books).

3.1.9 Tubo Denison.

El muestreador consiste en dos tubos concéntricos, el tubo interior se hinca a presión esto hace que se pueda rescatar la muestra de suelo (Figura 3.16); mientras que el exterior, con la broca de corte en su extremo gira y corta el suelo que lo rodea. Para operar este muestreador se hace circular fluido de perforación entre dichos tubos. Este muestreador se emplea preferentemente en arcillas duras, limos compactados y arenas cohesivas en donde otros muestreadores no pueden penetrar.



Figura 3.16 Ejemplo de Tubo Denison y dispositivo giratorio (Acker Dill Company).

3.1.10 Tubo Shelby.

De manera general consiste en un muestreador que se atornilla a la parte interior de la tubería de perforación. El muestreador es un tubo de acero o latón de diámetro exterior variable entre 1.5 a 10 cm, de espesor máximo de 1.5 mm y longitud entre 80 cm y 1 m (Figura 3.17). Es común cortarlo longitudinalmente al extraer la muestra cuidando la fricción lateral.

Este tipo de muestreador se utiliza principalmente en suelos cohesivos y blandos o semiduros, sin importar que se localicen encima o debajo del nivel freático.



Figura 3.17 Toma de Muestras con tubo de pared delgada. (perforacionesgomez.com).

3.1.11 Ensayo de penetración estándar (SPT).

Este ensayo de penetración dinámica se realiza en el interior de sondeos durante la perforación (Figura 3.18). Permite obtener un valor de N de resistencia a la penetración que puede ser correlacionado con parámetros geotécnicos como la densidad relativa, el ángulo de fricción, la carga admisible y los asentamientos en los suelos granulares. En el ensayo también se obtiene una muestra alterada, para realizar ensayos de identificación en laboratorio.



Figura 3.18 Ensayo SPT. (www.aconstructoras.com).

El ensayo SPT puede ejecutarse prácticamente en todo tipo de suelo, incluso en roca muy alterada, aunque es en suelos granulares donde se realiza preferentemente; la dificultad de obtener muestras inalteradas en este tipo de suelos añade relevancia al SPT.

La frecuencia habitual para la realización del SPT a lo largo del sondeo es de un ensayo que va de 2 a 5 m, o incluso mayor, en función de las características del terreno.

El procedimiento a seguir consiste en limpiar cuidadosamente la perforación al llegar a la cota deseada para el ensayo, tanto las paredes como el fondo, retirando la batería de perforación e instalando en su lugar un tomamuestras de dimensiones estándar. El tomamuestras consta de tres elementos: zapata, tubo bipartido y cabeza de acoplamiento con varillaje. Este se debe hincar en el terreno 60 cm, contando el número de golpes necesarios para hincar tramos de 15 cm. El golpe para hincar se realiza con una masa de 63.5 kg cayendo libremente desde una altura de 76 cm sobre un cabezal de golpeo o yunque. La lectura del golpeo del primero y último tramo no se debe tener en cuenta, por la alteración del suelo o derrumbes de las paredes del sondeo en el primer caso, y por posible sobrecompactación en el segundo. La suma de los valores de golpeo de los dos tramos centrales de 15 cm es el valor de N, denominado también resistencia a la penetración estándar.

En ocasiones, dada la alta resistencia del terreno, no se consigue el avance del tomamuestras. En estos casos, el ensaye se suspende cuando se exceden 100 golpes para avanzar un tramo de 15 cm, y se considera rechazo.

El resultado de los ensayos SPT pueden verse afectados por factores como:

- Preparación y calidad del sondeo: limpieza y estabilidad de las paredes de la perforación.
- Longitud de varillaje y diámetro del sondeo: condicionan el peso de elemento a hincar y la fricción con las paredes del sondeo.
- Dispositivo de golpeo: puede ser manual o automático, existiendo diferencias notables entre los resultados de ambos. Deben emplearse dispositivos automáticos, pues garantizan la aplicación de la misma energía de impacto en todos los casos.

Cuando el ensayo se realiza por debajo del nivel freático se utiliza la siguiente corrección, aplicable a suelos poco permeables (limos y arenas finas):

$$N = 15 + [(N' - 15)/2] \qquad \text{Ec. 3.12}$$

Valido para $N' > 15$, siendo N el valor corregido y N' el valor medido.

El entendido uso del SPT ha permitido establecer una serie de correlaciones con diferentes parámetros geotécnicos:

- Con la compacidad para suelos granulares (Tabla 3.3).

Tabla 3.1 Correlación entre el SPT y el ángulo de rozamiento interno de suelos granulares (L. Gonzales, 2004).

N (SPT)	Compacidad	ϕ (°)
0 – 4	Muy Floja	28
4 – 10	Floja	28 – 30
10 – 30	Medianamente densa	30 – 36
30 – 50	Densa	36 – 41
> 50	Muy densa	> 41

- Con la densidad relativa, teniendo en cuenta la influencia de la profundidad. (Figura 3.19).

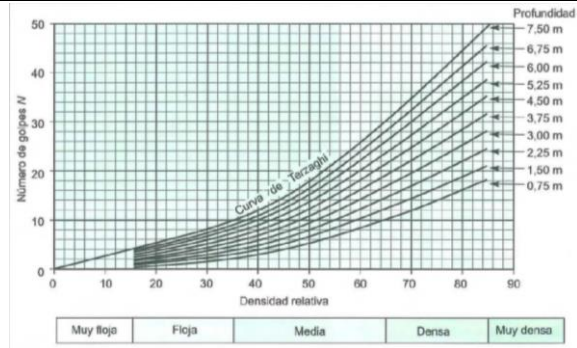


Figura 3.19 Interpretación de datos SPT, teniendo en cuenta la profundidad (L. Gonzales, 2004).

- Con el ángulo de rozamiento en suelos granulares, ϕ ; aplicable a partir de 2 m de profundidad (Figura 3.20).

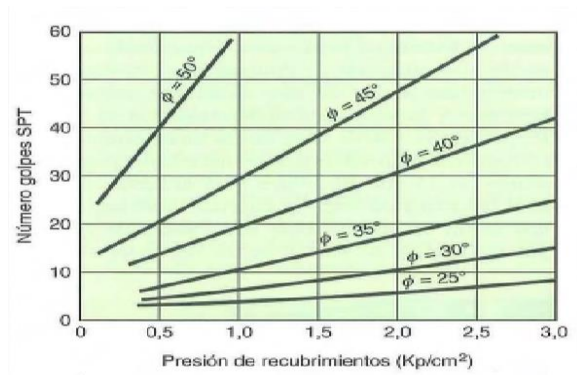


Figura 3.20 Estimación del valor de ϕ a partir del valor de N en arenas (L. Gonzales, 2004).

3.2 Métodos indirectos (Métodos geofísicos).

Aunque los métodos intrusivos permiten la inspección y pruebas del propio suelo, se ven limitadas normalmente a lugares de difícil acceso. Los métodos no invasivos se pueden utilizar para determinar información adicional sobre el suelo e incluyen métodos geofísicos.

Los métodos geofísicos se pueden utilizar para obtener información sobre un área relativamente grande del suelo debajo de la superficie, y por lo tanto se pueden utilizar para ayudar a localizar pozos de sondeo, proporcionar información sobre la naturaleza y la variabilidad de la subsuperficie entre pozos existentes, o pueden ser utilizados donde el acceso para métodos intrusivo no es posible y por lo general requiere pozos de sondeo para correlacionar los resultados.

Estas técnicas sísmicas se basan en la generación de las ondas sísmicas en la superficie del suelo en una fuente (S) y la medición del tiempo llevado por las ondas para viajar desde la fuente, a través del suelo a una serie de receptores (R), los geófonos se utilizan comúnmente como receptores, los cuales utilizan el hecho de que las ondas elásticas viajan con diferentes velocidades en diferentes tipos de rocas. La onda sísmica se puede generar usando un martillo de caída o un mazo de 3 kg para dar una profundidad de penetración de hasta 20 m. Para mayores profundidades de penetración pueden ser utilizados explosivos (Waltham 2002). La onda puede viajar a lo largo de las interfaces entre los dos tipos de roca, se refracta, o puede ser reflejada por esta interface.

Estos métodos permiten estimar la deformabilidad dinámica del macizo rocoso. La deformabilidad es la propiedad que tiene la roca para alterar su forma como respuesta a la actuación de fuerzas. Según sea la intensidad de la presión ejercida, el modo en que se aplica y las características mecánicas de la roca, la deformación será permanente o elástica: en este último caso el cuerpo recupera su forma original al cesar la actuación de la fuerza.

Este tipo de métodos se basan en los valores de la velocidad de las ondas elásticas de compresión o longitudinales, V_p , y de corte o transversales, V_s , a través del macizo rocoso. Las constantes de deformabilidad estática pueden obtenerse a partir de las correlaciones dinámicas.

La velocidad de propagación de las ondas longitudinales depende del tipo de material rocoso, de su grado de alteración y fracturación, así como del estado de esfuerzos y de las condiciones hidrogeológicas.

La velocidad de las ondas de corte v_s , es aproximadamente dos tercios de la velocidad v_p de las ondas longitudinales. Los módulos elástico dinámicos del macizo E_d y v_d , se obtienen a partir de las formulas:

$$E_d = \rho V_p^2 \frac{(1-2v_d)(1+v_d)}{(1-v_d)} \quad E_d = 2\rho V_s^2 (1 + v_d) \quad \text{Ec. 3.13}$$

$$v_d = \frac{(V_p/V_s)^2 - 2}{2[(V_p/V_s)^2 - 1]} \quad \text{Ec. 3.14}$$

Donde ρ es la densidad del material rocoso (Kg/m^3) y V_p y V_s , son las velocidades de las ondas longitudinales y de corte (m/s).

$$V_p = \left[\frac{E_d}{\rho} \frac{1-v_d}{(1+v_d)(1-2v_d)} \right]^{1/2} \quad \text{Ec. 3.15}$$

$$V_s = \left[\frac{E_d}{\rho} \frac{1}{2(1+v_d)} \right]^{1/2} \quad \text{Ec. 3.16}$$

$$\frac{V_p}{V_s} = \left[2 \frac{(1-\nu_d)}{(1-2\nu_d)} \right]^{1/2} \quad \text{Ec. 3.17}$$

El valor del módulo de deformación dinámico, E_d , es mayor que el determinado a partir de los ensayos de compresión uniáxial, ya que la rápida aplicación de esfuerzos de baja magnitud hace que la roca tenga un comportamiento puramente elástico.

El valor de V_p , además de correlacionarse linealmente con la deformabilidad de la roca, es indicativo de su calidad, al estar relacionado como propiedades como la porosidad y la resistencia a compresión simple. El coeficiente de Poisson no presenta una relación definitiva con V_p .

Los módulos elásticos dinámicos del macizo, E_d , y ν_d , se obtienen a partir de las formulas:

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon_{ax}} \text{ (Unidades de esfuerzos)} \quad \text{Ec. 3.18}$$

$$\nu = \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_{ax}} \text{ (Adimensional)} \quad \text{Ec. 3.19}$$

El módulo de Young, E , define la relación lineal elástica entre el esfuerzo aplicado y la deformación producida en la dirección de aplicación del esfuerzo, y el coeficiente de Poisson, ν , define la relación entre la deformación transversal y axial. Ambas constantes se obtienen del ensayo de compresión simple y definen las características de la deformación elástica estática de la roca.

3.2.1 Refracción sísmica.

Dentro de los métodos sísmicos es el más empleado. Consiste en la realización de perfiles longitudinales instrumentados con sensores (geófonos, figura 3.16), espaciados entre si una distancia conocida y generalmente regular. La energía que libera el disparo, habitualmente mediante el golpeo con un martillo o mazo, llega a los sensores provocando una perturbación que se registra en un sismógrafo. La longitud de los perfiles suele situarse habitualmente entre 25 y 100 m, con separación entre geófonos que no exceden los 5 m, con objeto de garantizar el detalle de la investigación. Los puntos de golpeo suelen ser, como mínimo, tres en cada perfil, situados al inicio, mitad y final de cada perfil. Si los perfiles exceden longitudes de 60 m, el número de puntos de golpeo es habitualmente de cinco (Figura 3.17).

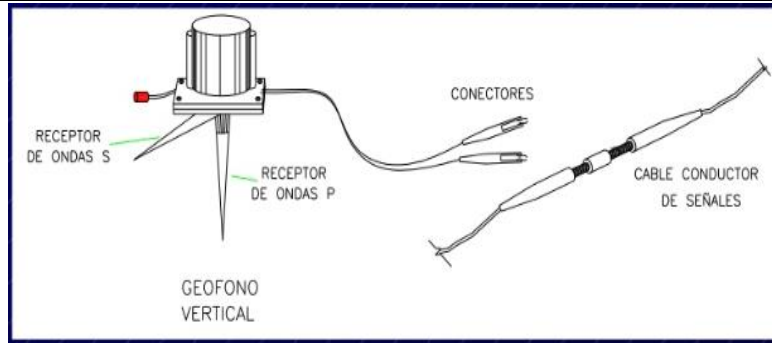


Figura 3.21 Geófono vertical y cable de señales para realizar ensayos de refracción sísmica. (www.lasaosa.es).



Figura 3.22 Ensayo de Refracción sísmica (www.igc.cat).

La medida de los tiempos de llegada de las ondas elásticas a los geófonos proporciona el valor de la velocidad de propagación y espesor de los distintos materiales atravesados.

Se mide el tiempo transcurrido entre el momento del disparo y la llegada de la primera perturbación a cada geófono. Las primeras en llegar son las ondas directas, sin embargo, a partir de un punto (distancia crítica), llegan primero las ondas refractadas, es decir, las que circulan por los niveles inferiores del suelo. La mayor distancia recorrida por estas ondas es compensada por la mayor velocidad.

La domocroma es la función lineal que relaciona el tiempo de llegada de la primera onda con la distancia recorrida por la misma. A cada refractor corresponde una domocroma, y las características de dicha recta (pendiente y ordenada en el origen) permiten calcular la velocidad del medio y la profundidad a la que se encuentra la superficie de refracción. La recta que pasa por el origen corresponde a la llegada de las ondas directas.

Lo normal es que los refractores no sean planos y por tanto que los tiempos de llegada de la señal desde el refractor no estén perfectamente alineados. Existen varias formas de obtener la profundidad y la velocidad bajo cada geófono, basadas

en las desviaciones de la recta teórica que se observan para los tiempos de llegada a un geófono, cuando se mide el tiempo en ida y cuando la lectura es de vuelta.

La velocidad de transmisión de ondas sísmicas es un buen indicador de las características geotécnicas de los materiales. Son comunes en la bibliografía las tablas de velocidades de los diversos materiales rocosos (tablas 3.2), aunque se observa una importante dispersión en los valores de velocidad debido a la variabilidad de la composición litológica o de la estructura interna, al porcentaje de poros o vacuolas y a la saturación en agua. A medida que los materiales se degradan y aumentan el grado de alteración, la velocidad disminuye.

Tabla 3.2 Velocidad de propagación de las ondas longitudinales en rocas (L. Gonzales, 2004).

Roca sana	Velocidad de ondas v_p (m/s).
Arenisca	1400 – 4200
Basalto	4500 – 6500
Caliza	2500 – 6000
Conglomerado	2500 – 5000
Cuarcita	5000 – 6500
Diabasa	5500 – 7000
Dolerita	4500 – 6500
Dolomia	5000 – 6000
Gabro	4500 – 6500
Gneis	3100 – 5500
Granito sano	4500 – 6000
Lutita	1400 – 3000
Marga	1800 – 3200
Mármol	3500 – 6000
Pizarra	3500 – 5000
Sal	4500 – 6000
Yeso	3000 – 4000

El grado de alteración de las rocas condiciona de forma definitiva la velocidad de propagación de ondas sísmicas; una roca sana como un granito puede presentar una velocidad de 5000 m/s, mientras que si su alteración es intensa la velocidad puede bajar hasta 1.000 m/s o menos. Otro parámetro que se emplea para la clasificación de los macizos es el índice de velocidad relativa. Este índice relaciona la velocidad de las ondas longitudinales medida *in situ* en el macizo rocoso con la velocidad medida en muestras de la matriz rocosa en laboratorio y se utiliza como criterio de calidad (Tabla 3.3).

Tabla 3.3 Índice de velocidades relativa y calidad del macizo rocoso (Coon & Merrit, 1970).

Índice de velocidades relativas $(v_F/v_L)^2$	Calidad del macizo rocoso.
< 0.2	Muy mala
0.2 – 0.4	Mala
0.4 – 0.6	Media
0.6 – 0.8	Buena
> 0.8	Muy buena

3.2.2 Reflexión sísmica.

Este método de investigación se ha empleado para la definición de estructuras geológicas profundas (en proyectos de túneles, para investigación de deslizamientos profundos, etc.).

El método se aprecia de manera gráfica en la figura 3.18 y consiste en medir los tiempos de llegada de las ondas sísmicas, generadas mediante una fuente de energía apropiada (martillo, pistola, caída de peso, dinamita, etc.), a los sensores (geófonos) dispuestos alineados según un perfil. Tras ser reflectadas en las superficies de contacto de las distintas unidades litológicas, fallas, superficies de discontinuidades, etc.

A partir de los tiempos de llegada de las sondas longitudinales a los geófonos y las velocidades de los distintos horizontes, se pueden reconstruir las trayectorias de las ondas y delimitar la disposición estructural de los distintos horizontes sísmicos a lo largo del perfil. La claridad con la que se observan estos reflectores es en función de un coeficiente de reflexión que depende:

- De la amplitud de la onda incidente y reflectada.
- De la diferencia de densidad entre el material inferior y superior al reflector.
- De la relación de velocidades de propagación de ondas P entre ambos materiales.

Cuanto mayor sea la diferencia de competencia entre los materiales que limitan una superficie de discontinuidad o contacto litológico, más claramente se observará el reflector.

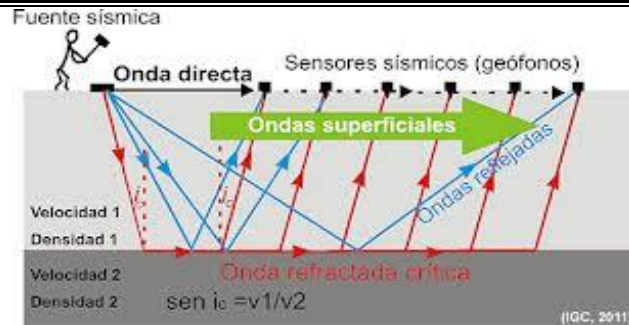


Figura 3.23 Ensayo de Reflexión sísmica. (www.igc.cat).

La generación y transmisión de ondas sísmicas lleva asociada otros tipos de ondas originadas por las condiciones de superficie, ruido aleatorio ambiental, reflexiones múltiples, etc., que se registran al mismo tiempo que las ondas primarias y enmascaran los resultados. Su atenuación es posible mediante el tratamiento de las señales durante la interpretación.

La técnica de la sísmica de reflexión presenta la ventaja, respecto a otras técnicas geofísicas, de que permite representar gráficamente múltiples horizontes con un único disparo, sin perder precisión de manera significativa con la profundidad.

3.2.3 Up hole y down hole.

Se lleva a cabo en un único sondeo en el que la sonda triaxial se coloca a distintas profundidades, generalmente con un espaciado regular entre ellas, procediendo a realizar los golpes desde la superficie del sondeo (Down-hole, figura 3.19) o desde el fondo (Up-hole). Los impulsos en superficie se realizan por golpeo lateral sobre un cuerpo fijado al suelo con un peso que lo inmoviliza. Se obtiene un perfil de velocidad del terreno.

El geófono que se emplea tiene tres componentes, dos dispuestos horizontalmente y ortogonales entre sí, y una tercera vertical. Esta configuración permite identificar la llegada de las ondas S por comparación de los sismógrafos recibidos en la misma componente pero procedente de golpeo en direcciones contrarias. Identificando el tiempo de llegada de las ondas P y S, la representación de curvas tiempo- distancia, permite calcular las velocidades, V_p y V_s , a partir de ellas, el módulo de Young y el coeficiente de Poisson.

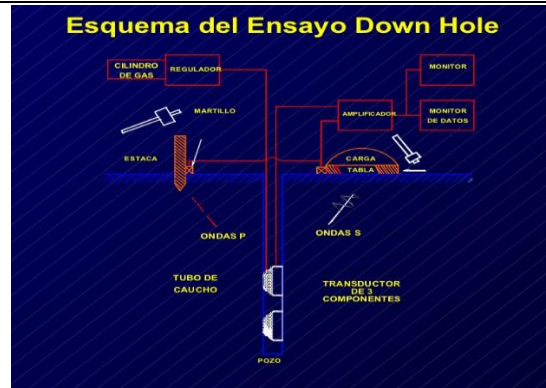


Figura 3.24 Esquema del ensayo Down Hole. (www.igc.cat).

3.2.4 Cross hole.

Esta técnica proporciona una mejor definición de la geología con respecto a la profundidad, en comparación con la sísmica de superficie debido a que puede ser bueno para las caracterizaciones de cavernas subterráneas. Este método, sin embargo, puede ser expansivo debido a la necesidad de perforaciones muy próximas entre sí. Por lo general consiste en pulsos acústicos de alta frecuencia generada en ubicaciones predeterminadas de origen a diferentes niveles en el pozo y la fuente. La amplitud y la hora de las llegadas directas (y otros) se registra en ubicaciones predeterminadas del receptor a diferentes niveles en el pozo. Los datos se analizan y se utilizan para generar un modelo de la velocidad de sección transversal de atenuación de la zona entre pozos de sondeo y la fuente. La atenuación se define como la reducción en intensidad de la señal como resultado de lo que pasa a través de un medio, en este caso el suelo (después de Anderson, 2008).

Este tipo de sondeos se realizan mediante la introducción, en un sondeo previamente revestido, de una sonda triaxial que se registra los tiempos de llegada de las ondas P y S, a partir de los cuales se calculan las velocidades de transmisión y los módulos de deformación dinámicos del terreno. Estas constantes dependen de la velocidad de las ondas elásticas longitudinales, V_p , y transversales, V_s (Figura 3.20), y de la densidad del material, ρ .

El cálculo de la velocidad de onda P a partir de la sísmica de refracción desde superficie es una práctica habitual, utilizando para ello las domocomas de los perfiles sísmicos. Las dificultades aparecen en la localización de la llegada de las ondas S en los sismogramas.

Tanto los sensores como los instrumentos de golpeo y la propia ejecución del golpeo exigen una cierta especialización para trabajar en el interior del sondeo y recoger de forma adecuada las ondas transversales y de corte.

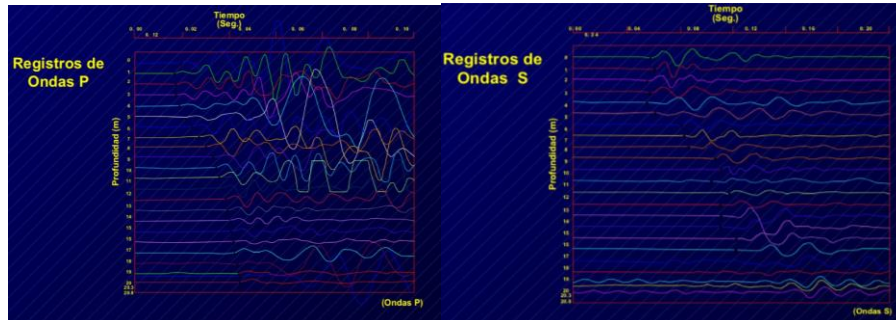


Figura 3.25 Esquema gráfico de los registro de ondas P y S.

3.2.5 Petit sismique.

A diferencia de la sísmica convencional, el “petit sismique” se interesa también por las ondas cortas de corte propagadas a través de la formación a reconocer, y llevar consigo la obtención de registros (figura 3.21), que permitan calcular, además de la velocidad, otros parámetros relativos a esa clase de ondas (frecuencia, longitud de onda, atenuación, etc.).

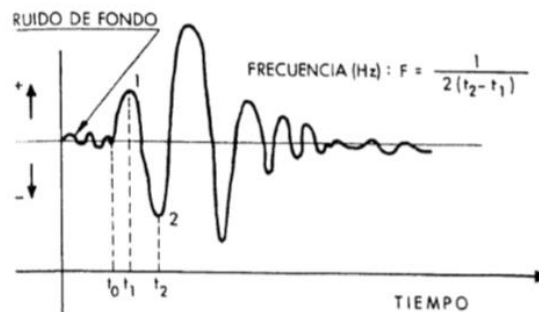


Figura 3.26 Registro típico de onda de corte (J. Sanz y P. Sola, 1985).

El sistema operativo en campo es similar al empleado por la sísmica clásica, si bien los perfiles son de menor longitud que van desde 10 a 40 m, y la fuente sónica suele consistir en golpes de energía calculada. Puede utilizarse indistintamente desde superficie, en zanjas, en galerías subterráneas o en pozos.

La superioridad de este método sobrepasa la sísmica tradicional estriba en una doble circunstancia:

- Las ondas de corte, al contrario que las de presión, no son afectadas por el agua, y su propagación, por consiguiente, refleja mucho mejor las propiedades de los suelos y de la estructura de los macizos rocosos.
- Puede encontrarse, y de hecho ya existen, correlaciones empíricas entre los parámetros de las ondas de corte y diversas características e indicaciones del comportamiento del terreno.

En este último sentido Schneider estableció correlaciones entre la frecuencia y el módulo de deformación estático *in situ* de macizos rocosos, y entre la longitud de onda y la razón entre los módulos dinámico y estático. Desde entonces, el mismo autor en 1979 y otros investigadores, han propuesto nuevas correlaciones entre los parámetros de las ondas de corte y diferentes propiedades de las rocas (intensidad y apertura de la fracturación, porosidad de la matriz, etc.).

No obstante, la correlación más experimentada y de mayor interés, sigue siendo la que parece existir entre la frecuencia de las ondas de corte y el módulo de deformación estático *in situ*.

Tal como se aprecia en la figura 3.22, la relación lineal propuesta por Schneider (1967) corresponde al comportamiento de rocas compactas, de baja a media fracturación, con frecuencias de propagación no inferiores a 200 Hz. Para macizos rocosos menos competentes con frecuencias más bajas.

Los datos de Monjoie y Schneider, indican una variación de la recta casi asíntota al eje de abscisas.

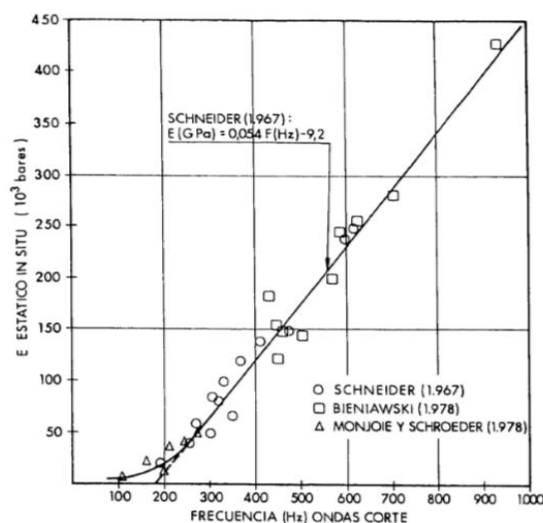


Figura 3.27 Correlación entre módulo de deformación estática *in situ* y frecuencia de ondas de corte (Schneider, 1978).

Es muy importante no perder de vista las limitaciones propias de todo método sísmico:

- Un horizonte no es detectado cuando está situado debajo, o detrás de otro más compacto al que correspondan mayores velocidades sísmicas. Asimismo, capas de pequeño espesor entre otras claramente más compactas, pueden no ser observadas.
- Las geometrías complicadas, tanto en su superficie como en los contactos entre horizontes, ofrecen serias dificultades a la interpretación.
- En cualquier caso, el petit sismique debe utilizarse dentro de un contexto estudiado geológicamente y en combinación con otros métodos de exploración.

A pesar de todo y además de las posibilidades ya comentadas, esta técnica ha aportado avances valiosos en campos tan diversos como los siguientes:

- Determinación de las propiedades dinámicas de suelos y roca.
- Estudios de canteras: calidad de la roca, distribución de la alteración y ripabilidad o modo de extracción.
- Diferenciación de los espesores afectados por explosivos y por la descompresión natural o provocada por las excavaciones. En este último caso, evolución con el tiempo del espesor de la zona influenciada y de sus propiedades geomecánicas.
- Detección de zonas falladas y/o accidentes importantes.
- Anisotropía y aumento de módulo de deformación *in situ* con la presión de confinamiento.
- Control del efecto de inyecciones de consolidación.

3.3 Ensayes de permeabilidad.

Nivel freático.

Las rocas, los suelos y el agua son los tres elementos naturales que constituyen el medio geológico. El agua fluye a través en suelos y rocas con mayor o menor velocidad.

La permeabilidad puede ser definida como la capacidad del medio rocoso para que el agua fluya a través de sus huecos o vacíos interconectados.

El nivel freático, suele adaptarse a la topografía, aflorando en puntos concretos condicionado por cambios litológicos, topográficos o por estructuras geológicas como las fallas. El nivel freático puede fluctuar por lluvias intensas y continuas, bombeos y extracciones y en periodos de sequía. Una baja proporción del agua de lluvia se infiltra en el terreno, y una pequeña parte de esta, si acaso, alcanza el nivel freático.

El agua superficial aparece en condiciones de no confinamiento, pero a mayor profundidad la presencia de capas o estratos impermeables puede hacer de barrera para el movimiento del agua hacia la superficie.

El nivel freático puede definirse como el valor de la cota respecto a una referencia que alcanza el agua cuando dicho punto se libera a la presión atmosférica. Esta altura se compone de dos sumandos: la altura de posición del punto respecto a una referencia y la altura de presión equivale a la altura que alcanzaría el agua sobre el punto al dejar este libre a la presión atmosférica.

Permeabilidad.

La permeabilidad es el parámetro que permite evaluar la capacidad de transmitir agua de una formación en función de la textura de la misma, sin relacionarla con su estructura o forma geométrica. Dentro de este concepto puede definirse otros dos:

- La permeabilidad ligada tanto a las características del medio físico como del fluido que transmite, denominada permeabilidad efectiva o conductividad hidráulica, representada por el coeficiente de permeabilidad, k .
- La denominada intrínseca, K , que es solo dependiente de las características internas del medio permeable.

La permeabilidad efectiva k se define como el caudal que es capaz de atravesar una sección unitaria del acuífero, normal al flujo, bajo un gradiente piezométrico unitario. Dependiendo, en consecuencia, tanto de las características del medio físico (acuífero), como de las del fluido que lo atraviesa (agua).

Por razones de su definición (caudal por unidad de superficie), las dimensiones de la permeabilidad efectiva pueden establecerse:

$$[k] = \frac{L^3 T^{-1}}{L^2} = L T^{-1} \quad \text{Ec. 3.20}$$

Se usan cm/s y m/día como unidades más habituales.

La permeabilidad intrínseca y la permeabilidad efectiva se relacionan únicamente por los parámetros capaces de definir las características del fluido.

$$k = \frac{\gamma_w}{\mu} \quad \text{O bien} \quad k = K \frac{g}{\eta} \quad \text{Ec. 3.21}$$

Dónde:

k = permeabilidad efectividad [$L T^{-1}$]

K = permeabilidad intrínseca

γ_w = peso específico del agua [$M L^{-2} T^{-2}$]

μ = viscosidad dinámica del fluido [$M L^{-1} T^{-1}$]

η = viscosidad cinemática [$L^2 T^{-1}$]

g = aceleración de la gravedad [$L T^{-2}$]

Y en consecuencia:

$$[K] = \left[k \frac{\mu}{\gamma} \right] = \frac{L T^{-1} \cdot M L^{-1} T^{-1}}{M L^{-2} T^{-2}} = L^2 \quad \text{Ec. 3.22}$$

No ha sido posible encontrar una relación capaz de definir, con carácter generalista, la permeabilidad intrínseca en función del medio, a pesar de los esfuerzos de diversos investigadores. En cualquier caso, no influye solamente el tamaño de las partículas que conforma el medio, sino también su forma y superficie. Diversos autores de esta temática han establecido las siguientes relaciones:

$$K = c \cdot d^2 \quad \text{Hazen (Ec. 3.23)}$$

$$K = c \cdot m^n \cdot d_e^2 \quad \text{Slichter (Ec. 3.24)}$$

$$K = \lambda \left(\frac{m-0.13}{(1-m)^{1/3}} \right)^2 * d_e^2 \quad \text{Terzaghi (Ec. 3.25)}$$

La variable d_e es denominada diámetro eficaz, que, para el caso más general es el d_{10} de la curva granulométrica de la muestra; es decir, el tamaño de abertura del tamiz que permite el paso de 10 % del peso de la muestra de material granular. Los coeficientes c , m , n y λ dependen de las características geométricas y de fricción de los granos, pudiendo por ello admitirse que para cualquier caso:

$$K = cte \cdot d_e^2 \quad \text{y por tanto:} \quad K = cte \cdot d_{10}^2 \quad \text{(Ec. 3.26)}$$

Para un mismo fluido a una misma temperatura.

La permeabilidad, al contrario que ocurría con la porosidad, si depende del tamaño del grano; tal y como se ha visto, el valor de d_{10} condiciona el valor de la permeabilidad.

En mecánica de rocas se considera que la permeabilidad es la capacidad de transmitir agua de una roca. La mayoría de las rocas presentan permeabilidades bajas o muy bajas. La filtración y el flujo del agua a través de la matriz rocosa se producen a favor de los poros y fisuras, dependiendo la permeabilidad de la interconexión entre ellos y de otros factores como el grado de meteorización, la anisotropía o el estado de esfuerzos a que está sometido el material.

La permeabilidad de una roca se mide por el coeficiente de permeabilidad o de conductividad hidráulica, k , que se expresa en m/s, cm/s o m/día:

$$k = K(\gamma_w/\mu) \quad (\text{Ec. 3.27})$$

Donde K es la permeabilidad intrínseca (dependiente únicamente de las características del medio físico), γ_w , es el peso específico del agua y μ es la viscosidad del agua.

Para flujo laminar, la Ley de Darcy relaciona la cantidad del flujo Q con el gradiente hidráulico de presión durante el flujo y el valor de i como la diferencia de presión por unidad de longitud.

$$Q = kiA \quad (\text{Ec. 3.28})$$

Puede considerarse que en la mayoría de las rocas, a nivel de matriz rocosa, el flujo sigue la ley de Darcy:

$$q_x = k(dh/dx)A \quad (\text{Ec. 3.29})$$

Siendo q_x el caudal en la dirección x (volumen/ tiempo), h la altura hidráulica. A la sección normal a la dirección x , k la conductividad hidráulica.

En la siguiente Tabla 3.4 incluye valores del coeficiente de permeabilidad de algunas rocas. Ante la dificultad en la estimación y valoración de este parámetro, sus valores se indican en órdenes de magnitud.

Tabla 3.4 Valores típicos de permeabilidad de la matriz rocosa. (L. Gonzales, 2004).

Roca	k (m/s)
Arenisca	$10^{-5} - 10^{-10}$
Caliza y dolomía	$10^{-6} - 10^{-12}$
Esquisto	$10^{-7} - 10^{-8}$
Pizarra	$10^{-11} - 10^{-13}$
Granito	$10^{-9} - 10^{-12}$
Lutita	$10^{-9} - 10^{-13}$
Rocas Metamórficas	$10^{-9} - 10^{-12}$
Rocas Volcánicas	$10^{-7} - 10^{-12}$
Sal	$< 10^{-11} - 10^{-13}$

3.3.1 Pruebas Lefranc.

Este ensayo se utiliza para medir el coeficiente de permeabilidad en suelos permeables o semipermeables, de tipo granular, situados por debajo del nivel freático, y en rocas muy fracturadas. El ensayo se efectúa en el interior de sondeos y puede realizarse durante la ejecución de la perforación o una vez finalizada esta.

El procedimiento consiste en rellenar de agua el sondeo y medir el caudal necesario para mantener el nivel constante (ensayo a régimen permanente) o bien medir la velocidad de descenso del nivel de agua (ensayo a régimen variable). La medida del caudal de admisión debe realizarse cada 5 minutos, manteniendo el nivel constante en la boca del sondeo durante 45 minutos. Si la admisión es muy alta, debe medirse cada minuto los 20 primeros y después cada 5 minutos hasta llegar a los 45 minutos.

La realización del ensayo requiere que, antes de medir tiempos y caudales, se llene el sondeo de agua, observando que el aire es expulsado y que se estabiliza el nivel y la velocidad de descenso, lo que indica que se ha alcanzado el régimen permanente. Para los cálculos posteriores es necesario determinar la cota del nivel freático.

En la figura 3.28 se muestra el esquema de la realización del ensayo y los factores a considerar para obtener el coeficiente k

$$k = Q/(C\Delta h) \quad (\text{Ec. 3.30})$$

Donde Q es el caudal admitido (m^3/s), Δh es la altura en metros del agua sobre el nivel piezométrico inicial y C es el coeficiente de forma del sondeo, definido por la expresión:

$$C = 4\pi/[(2/L)\log(L/r) - (1/2H)] \quad (\text{Ec. 3.31})$$

Donde L es la longitud del tramo ensayado (m), r es el radio del sondeo (m) y H es la distancia del punto medio de la zona ensayada al nivel freático (m).

La longitud del tramo de sondeo a ensayar queda siempre definida entre el final de la tubería de revestimiento del sondeo y el fondo del mismo.

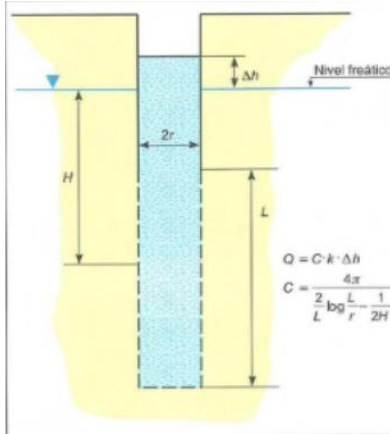


Figura 3.28 Ensayo LeFranc a nivel constante, hipótesis de cilindro alargado (L. Gonzales, 2004).

3.3.2 Pruebas Lugeon.

Este ensayo se realiza en el interior de sondeos y permite calcular semicuantitativamente la permeabilidad de los macizos rocosos, en cualquier tipo de litología y estado de fracturación. El ensayo consiste en introducir agua a presión constante (10 kp/cm^2) en el sondeo, midiendo las admisiones durante un periodo de 10 minutos. Normalmente, se ensayan tramos de 5 m de sondeo, aislando el tramo a ensayar del resto del sondeo mediante dos obturadores; en este caso el ensayo se conoce también como *packer test* (prueba de compresión). Si el ensayo se realiza en el fondo del sondeo (5 m finales) solo es necesario el empleo de un obturador, correspondiente en este caso al ensayo tal y como lo definió M. Lugeon en 1933 (Figura 3.29).

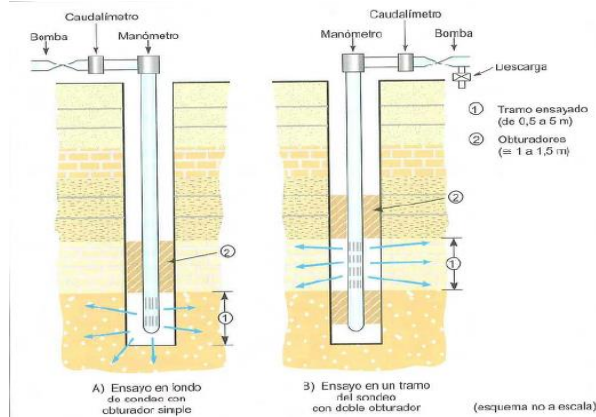


Figura 3.29 Ensayo Lugeon a) Obturador Simple. b) Obturador doble (L. Gonzales, 2004).

La presión se aplica en escalones sucesivos de carga y descarga va de 0, 1, 2, 5 y 10 kp/cm^2 respectivamente, manteniendo la presión en cada escalón durante 10 minutos. Siempre deben de alcanzarse los 10 kp/cm^2 , excepto en rocas blandas en las que se puede producir fracturación hidráulica antes de llegar a dicha presión. Los valores de permeabilidad obtenidos a 5 y 10 kp/cm^2 no pueden explorarse linealmente para presiones mayores.

La unidad de medida del ensayo es el Lugeon que corresponde a una absorción de agua de 1 litro por metro de sondeo y por minuto, realizando el ensayo a 10 atmosferas de presión durante 10 minutos. Una unidad Lugeon equivale a un coeficiente de permeabilidad de $10^{-5} cm/s$.

Los resultados de esta prueba se presentan en función de la profundidad, en unidades Lugeon o admisión de $1/m \times min$ en función de la presión ensayada. En la tabla 3.5 que se presenta a continuación se muestra la curva presión caudal y en el cuadro se incluye una clasificación de los tipos de macizos rocosos según su permeabilidad.

Tabla 3.5 Clasificación de macizos rocosos en función de la permeabilidad. (L. Gonzales, 2004).

Tipo de macizo	Unidades Lugeon	Presion (Kp/cm^2)
Muy impermeable	0 – 1	10
Prácticamente impermeable	1 – 3	10
Permeable	> 3	10
	1.5 - 6	5
Muy permeable	> 3	10
	> 6	5

3.3.3 Prueba Matsuo Akai.

Este ensayo se realiza en el interior de excavaciones en suelos secos o semisaturados. El coeficiente de permeabilidad se determina a partir del caudal infiltrado en una excavación con forma de canaleta (Figura 3.30). La longitud de la excavación debe ser mucho mayor que su anchura, de forma que a efectos de cálculo pueda considerarse indefinida. El análisis de la permeabilidad se considera bidimensional en función de la sección del canal.

Las expresiones para el cálculo del coeficiente de permeabilidad son:

- $k = Q/(B + 2H)$ cuando existe un nivel impermeable muy alejado de la superficie del terreno. (Ec. 3.32)
- $k = Q/(B - 2H)$ cuando existe un nivel impermeable se encuentra a escasa profundidad. (Ec. 3.33)

Siendo Q el caudal necesario para mantener el nivel constante en la canaleta por unidad de longitud, B el ancho de la canaleta y H el espesor de la lamina de agua estabilizada desde el fondo de la canaleta hasta a superficie.

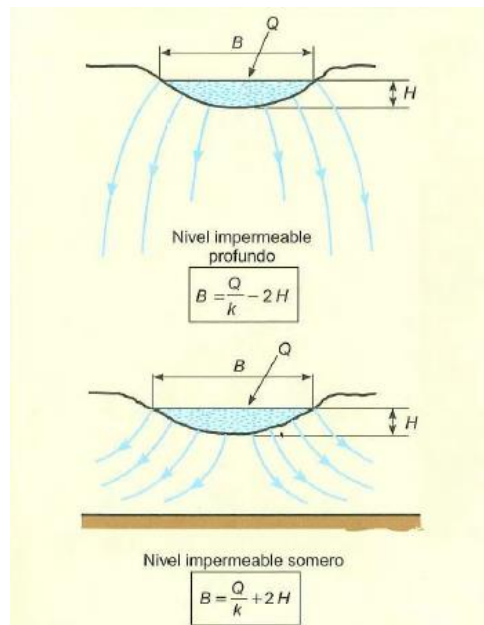


Figura 3.30 Ensayo de permeabilidad, Método de Matsuo (L. Gonzales, 2004).

3.3.4 Prueba Gilg- Gavard.

Se realiza en el interior de sondeos para obtener la permeabilidad de suelos de permeabilidad media a baja. Este ensayo se puede realizar a nivel constante o a nivel variable. En el primer caso se introduce un caudal continuo de agua en el sondeo, de forma que el nivel del agua se mantenga constante. El coeficiente de permeabilidad k se obtiene mediante las siguientes expresiones:

- $k = Q/(\pi dh)$ para sondeos geotecnicos. (Ec. 3.34)
- $k = Q/(600 Ah)$ para pozos. (Ec. 3.35)

k se mide en cm/s , Q es el caudal admitido (1/min), d es el diámetro del sondeo (m), h es la altura constante del agua por encima del nivel piezometrico (m) y A es un coeficiente que depende de la longitud y diámetro de la tubería:

$$A = a(1.032\lambda + 30d) \quad (\text{Ec. 3.36})$$

Siendo λ la longitud de la zona filtrante (m) y d el diámetro del tubo ranurado (m). El valor de a es el siguiente:

$$a = 1 \quad (\text{Para } \lambda \geq 6 \text{ m})(\text{Ec. 3.37})$$

$$a = 0.481 + 0.178\lambda + 0.014\lambda^2 \quad (\text{Para } \lambda \leq 6 \text{ m})(\text{Ec. 3.38})$$

Si el ensayo se realiza a nivel variable hay que introducir un pequeño volumen de agua en el sondeo hasta una altura conocida y posteriormente medir la posición de este en tiempos sucesivos. La permeabilidad se determina mediante la expresión:

$$k = 1.308d^2(\Delta h)/(Ah_m\Delta t) \quad (\text{Ec. 3.39})$$

Donde k se mide en cm/s , d es el diámetro del sondeo, Δh es el descenso del nivel del agua (m) para el intervalo Δt (minutos) y h_m es la altura media del nivel de agua en el intervalo $\Delta t(m)$.

Capítulo 4.

Procesos constructivos.

Objetivo:

Conocer los procedimientos constructivos más utilizados en túneles alrededor del mundo debido a su efectividad y considerando las nuevas tecnologías de los métodos teniendo en cuenta el tipo de terreno, el uso de dovelas como obras adicionales y métodos de sostenimiento.

Introducción

Para llegar a la definición al procedimiento constructivo durante el proyecto deben tenerse en cuenta varios aspectos que abarcan:

- Etapas de reconocimiento superficial de la geología del sitio de la obra y de su ámbito regional.
- La exploración directa e indirecta para conocer las características de las formaciones a excavar.
- La aplicación de hipótesis y teorías de análisis para modelar el comportamiento del medio durante y después de la construcción
- Los efectos que se ocasionarían a las instalaciones existentes principalmente en las zonas de asentamientos humanos, esto como una consecuencia de la respuesta del medio excavado.
- Las restricciones en los movimientos a fin de no dañar dichas instalaciones,
- La tecnología disponible para ataque del tipo de obra.
- El conocimiento, buen juicio ingenieril (tunelero) de los proyectistas y la base de partida de experiencias pasadas.

Sabemos que cuando se excava un túnel (o cualquier obra subterránea), se presentan algunos efectos como consecuencia de las alteraciones del medio, las principales son:

- Modificación de los estados de esfuerzos naturales en el suelo y su redistribución en el suelo circundante, generándose así un nuevo estado de esfuerzos.
- Modificación de las condiciones hidráulicas del suelo.
- Deformación de la masa excavada, con una tendencia de desplazarse hacia el interior de la excavación.
- Asentamiento en superficie debido a movimientos de la masa alrededor de la excavación.

Tales efectos tendrán sus consecuencias dependiendo a su vez de otras condiciones y características, que podrían referirse como condiciones que afectan el comportamiento:

- Las consecuencias de esfuerzos iniciales en la masa a excavar (si se deben exclusivamente a esfuerzos gravitacionales o bien existen otros factores como puede ser la tectónica del lugar).
- La geometría del túnel.
- La profundidad de túnel.
- La forma de ataque de excavación (geometría de etapas de excavación, forma de excavar, tipo de maquina o equipo).
- El tiempo transcurrido para proporcionar un soporte adecuado.
- Las características del soporte proporcionado.
- La modificación del estado hidráulico original (bombeo previo, drenaje durante la construcción).

Uno de los aspectos más importantes a considerar es el tipo de material en el que se va a excavar, esto es si es suelo o roca, ya que sus comportamientos son totalmente diferentes.

4.1 Parámetros típicos del suelo para el diseño del túnel.

Debido a las muchas influencias que determinan el comportamiento del terreno y la disparidad que existe entre las propiedades individuales del suelo o roca las cuales no hacen posible que se utilicen valores estandar. Sin embargo, algunos valores típicos se proporcionan en las siguientes tablas 4.1 a la 4.4 las cuales proporcionan características de resistencia, deformación de las rocas, clases de dureza, permeabilidad de suelos, respectivamente.

Tabla 4.1 Características resistencia y deformación de algunas rocas típicas (después Reuter 1992 y, Klengel y Wagenbreth 1987).

Suelo	Resistencia a la compresión (MPa)	E (MPa)
Basalto	160 – 400	4800 – 105000
Dolomita	50 – 180	32000 – 100000
Gabro	80 – 345	75000 – 120000
Yeso	9 – 40	10000 – 29000
Granito	100 – 300	37000 – 72000
Creta	20 – 240	16000 – 90000
Arenisca	10 – 290	6000 – 71000
Alita	20 – 30	16000 – 24000
Pizarra	20 – 210	23000 – 85000
Concreto C20/25	25 (cubos de resistencia a la compresión)	29000

Tabla 4.2 Clases de dureza (Reuter 1992, Fricker y Reik 1987, simplificado).

Suelo	Resistencia a la compresión (MPa)	cohesión aparente (KN/m ²)	Ángulo de fricción interna (grados)
Roca dura	Alto > 100	> 2000	> 40
	Medio 20 – 100	200 – 2000	30 – 40
	bajo 5 – 20	20 – 200	20 – 30
Roca de Transición	Muy baja 1 – 5	< 20	< 20
Suelo blando	Muy suave < 1	0 – 10	0 – 10

Tabla 4.3 Ejemplo de parámetros de Resistencia de corte para suelos (Waltham 2002, BSI 1986).

Tipo de suelo	Cohesión aparente (KN/m ²)	Ángulo de fricción interna (grados)
Arcillas terciarias	Duro > 300	28
	Muy rígido 150 – 300	
	Rígido 75 – 150	
Arcillas aluviales	Firme 40 – 75	19
	Suave 20 – 40	
Arena de densidad Media	-	32 – 36
Arena densa	-	36 – 40
Grava arenosa	-	35 – 50
Arena limosa	-	27 – 34
Limo arcilloso	20 – 75	25
Consistencia de las arcillas (BSI, 1986)		
Muy suave	< 20	-
Suave	20 – 40	-
Firme	40 – 75	-
Rígido	75 – 150	-
Muy rígido	150 – 300	-

Tabla 4.4 Valores típicos de permeabilidad para suelos (Chapman, D, 2010).

Tipo de suelo	Permeabilidad, k (m / s) - valores límite
Grava gruesa	10 ⁻¹ a 5
Grava fina	10 ⁻⁴ a 10 ⁻²
Arena gruesa	10 ⁻⁵ a 10 ⁻²
Arena media	10 ⁻⁶ a 10 ⁻³
Arena fina	10 ⁻⁶ a 10 ⁻³
Limo	10 ⁻⁹ a 10 ⁻⁵
Arcilla	10 ⁻¹² a 10 ⁻⁸

Parámetros típicos del terreno.

En la tabla 4.5 proporciona algunos valores típicos para la resistencia al corte de varias rocas y la tabla 4.6 proporciona un ejemplo de un sistema de clasificación de rocas.

Tabla 4.5 Parámetros de corte para varias rocas (Reuter, 1992).

Roca	Condición	Cohesión aparente (kN/m^2)	Ángulo de fricción interna (grados)
Granito	-	200 – 300	30 – 50
Arenisca	Paralelo a las juntas	100	60
Caliza	Juntas sin relleno	700	40
Caliza	Juntas con material suelto	100 – 300	22 – 27
Caliza	Juntas con relleno arcilloso	0 – 100	11 – 17

Tabla 4.6 Clasificación del macizo rocoso (Bieniawski, Fecker y Reik 1987).

Descripción	Roca muy buena	Roca buena	Roca media	Roca débil	Roca muy débil
El tiempo promedio de pie	Período de 10 años con un ancho 5 m	Período de 6 meses con una ancho de 4 m	Período de 1 semana con un ancho 3 m	Periodo de 5 horas con un ancho 1,5 m	Periodo de 10 minutos con un ancho 0,5 m
Cohesión aparente del macizo rocoso (kN/m^2)	> 300	200 – 300	150 – 200	100 – 150	< 100
Ángulo de fricción interna del macizo rocoso (grados)	> 45	40 – 45	35 – 40	30 – 35	< 300

Por último, un sistema para la clasificación de túneles en suelo blando se muestra en la siguiente tabla 4.7, y proporciona información sobre las condiciones de trabajo del túnel probables y una idea de los tipos de suelos en que pueden producirse estas condiciones.

Tabla 4.7 Clasificación de tuneleros (Thomson y Terzaghi, 1995).

Clasificación	Condiciones túnel	Tipos de suelos representativos
Duro	Grado que puede avanzar el túnel sin el apoyo del techo.	Arcilla calcárea muy dura; arena y grava cementada.
Firme	Grado que puede avanzar el túnel sin el apoyo del techo y el apoyo permanente, puede estar construido antes que el suelo se comience a mover.	Loess, por encima del nivel freático; varias arcillas calcáreas con baja plasticidad como las margas de Carolina del Sur.
Desmoronamiento lento	Trozos o copos del techo o los lados de material comienzan a caer un poco de tiempo después de que el suelo ha sido expuesto.	El "desmoronamiento" rápido ocurre en suelos residuales o en arenas con aglutinante de arcilla debajo del nivel freático. Por encima de la capa freática los mismos suelos pueden ser desmoronamiento lento o incluso firme.
Desmoronamiento rápido	En terrenos de desmoronamiento rápido, el proceso se inicia a los pocos minutos.	
Comprimido	Avance lento en el suelo del túnel sin fracturarse y sin aumento perceptible del contenido de agua en el suelo que rodea el túnel. (No puede ser notado en el túnel, pero provocara el hundimiento en la superficie).	Arcilla blanda o semiduros.
Tension	Someter el suelo a esfuerzos, se mueve lentamente en el túnel, pero el movimiento se asocia con un aumento de volumen muy considerable en el suelo que rodea el túnel.	Arcillas preconsolidadas con un índice de plasticidad de aproximadamente 30; formaciones sedimentarias que contienen capas de anhidrita.
Funcionamiento cohesivo	La eliminación del soporte lateral en cualquier superficie ascendente en un ángulo de 34 ° respecto a la horizontal, lo cual el material fluye como azúcar granulada hasta que el ángulo de la pendiente se vuelve igual a 34 °. Si la "función" está precedida por un breve período de desmoronamiento del suelo se llama funcionamiento cohesionado.	
Funcionamiento		Funcionamiento limpio se produce en arenas de grano grueso o medio por encima del nivel freático
Compresión muy suave	El suelo avanza rápidamente en el túnel en un flujo plástico.	Arcilla y limos con alto índice de plasticidad
Fluido	El suelo se mueve, fluye como un líquido viscoso. Puede invadir el túnel no sólo a través del techo y los laterales, pero también a través de la parte inferior.	Cualquier suelo por debajo del nivel de agua que tiene un tamaño efectivo de grano en exceso de alrededor de 0,005 mm.
Canto rodado	Los problemas ocasionados por el avance de escudo; voladura o excavación manual por delante de la máquina puede ser necesario.	Canto rodado hasta los glaciares; algunos depósitos de deslizamientos; algunos suelos residuales. Entre la matriz rocosa que puede ser de grava, arena, limo, arcilla o combinaciones de éstos.

Túneles en suelos.

La excavación de túneles en suelos, está determinada por las características mecánicas propias de los estratos, por la geometría de la sección y las condiciones hidráulicas del suelo, mismas que determinaran el procedimiento de ejecución que garantice la seguridad de la obra durante su proceso constructivo y consecuentemente durante el tiempo de operación.

En el caso de las arcillas, la estabilidad del frente de ataque depende directamente de la resistencia al esfuerzo cortante del material y su inestabilidad, puede determinarse con el criterio de Broms y Bennermark que establecen el siguiente criterio.

- a. Cuando la relación $\frac{\gamma H}{c} \leq 4.5$, el material se encuentra en un estado de deformación elástica.
- b. Cuando $4.5 \leq \frac{\gamma H}{c} \leq 6.0$ el suelo se plastifica y fluye
- c. Cuando $\frac{\gamma H}{c} \geq 6.0$ la falla es inminente

Al excavar arcillas se desarrolla en el contorno del túnel una zona plástica, debido a que el esfuerzo tangencial es mayor al esfuerzo cortante del suelo.

En la frontera de las excavaciones, la arcilla aliviada de presiones radiales en el borde del túnel, presenta una tendencia a expandirse, fenómeno que se incrementa con la presencia del agua que la arcilla toma del material más alejado y consecuentemente, tiende a fluir al interior del túnel.

Los túneles pueden clasificarse conceptualmente en dos tipos: los profundos cuando están alojados a una profundidad mayor a 1.7 veces su diámetro y en someros, cuando están ubicados a una profundidad menor, medidos siempre a la clave del túnel, esta clasificación, obedece a una valoración de los estados de esfuerzos actuantes en la masa del suelo.

La excavación produce una alteración en el estado de esfuerzos en su entorno, que puede llegar a ser hasta varios diámetros y que produce un flujo plástico del material, que se manifiesta en una depresión superficial cuya forma típica es como una campana de Gauss invertida. Esta situación constituye uno de los principales factores que se toman en cuenta para definir un proyecto de túnel en suelos arcillosos, ya que pueden ocasionarse fuertes hundimientos en la superficie del terreno, cuya magnitud depende directamente del método de excavación empleado.

Son varios los métodos que se presentan en la literatura correspondiente, para establecer teóricamente el valor de dichos asentamientos superficiales, pero en

general depende de los datos e hipótesis propuestas y que cumplan en lo posible con las condiciones reales.

Túneles en roca.

La excavación de un túnel en roca depende de la facilidad o dificultad al arranque que presente el macizo rocoso frente a los distintos métodos de perforación.

Las propiedades que definen la excavabilidad son las siguientes:

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

Excavabilidad en función de la resistencia.

A partir de la resistencia uniaxial y el espaciado de las discontinuidades se puede diferenciar la excavación por voladuras y la excavación por medios mecánicos.

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

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

Excavabilidad en función de la abrasividad. Índices Schimazek y Cerchar

La abrasividad y la rozabilidad pueden evaluarse a partir del índice Schimazek, que se expresa como:

$$F = Q d_{50} \sigma_T \quad \text{Ec. 4.1}$$

Donde:

F = Coeficiente de abrasividad (N/mm).

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

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

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

La observación de minerales y su tamaño se efectúa en láminas delgadas, y se toma el SiO_2 como mineral de referencia. Según este índice la rozabilidad de la roca es la siguiente tabla 4.8:

Tabla 4.8 Calificación cuantitativa y cualitativa de índice Schimazek (Wong, 1982).

Abrasividad F (kp/cm)	Rozabilidad
0.2 – 0.3	Muy buena
0.3 – 0.4	Buena
0.4 – 0.5	Moderada
0.5 – 0.6	Regular
0.6 – 0.8	Mala
0.8 – 1.0	Muy mala

A partir del índice Cerchar, determinado en el ensayo del mismo nombre, se puede estimar también la abrasividad. El ensayo consiste en medir el diámetro de la superficie circular producida por el paso de una aguja en una muestra, en la tabla 4.9 se clasifican las rocas en función de este índice:

Tabla 4.9 Abrasividad de roca a partir del índice Cerchar (Wong, 1982).

Índice de cerchar	Clasificación	Tipo de roca
> 4.5	Extremadamente abrasiva	Gneis, pegmatita, granito
4.25 – 4.5	Altamente abrasiva	Anfibolita, granito
4.0 – 4.25	Abrasiva	Granito, gneis, esquisto, piroxenita, arenisca
3.5 – 4.0	Moderadamente abrasiva	Arenisca
2.5 – 3.5	Abrasividad media	Gneis, granito, dolerita
1.2 – 2.5	Poco abrasiva	Arenisca
< 1.2	Muy poco abrasiva	Caliza

4.2 Procesos constructivos.

Durante la etapa de proyecto de una obra subterránea, uno de los aspectos de suma importancia, quizá el de mayor, es el referente al procedimiento constructivo que deberá emplearse para la realización de la obra, ya que de ello dependerá el éxito de esta en toda su magnitud, como son los tiempos de ejecución, la seguridad en su funcionamiento, la calidad del trabajo, el uso de los recursos físicos y humanos adecuados, y el costo que tendrá todo el proceso, es decir, la aplicación del buen procedimiento para la construcción de una obra subterránea es el factor determinante de la eficacia de la obra.

Sabemos sin embargo, que si bien, en la etapa de proyecto podemos adquirir un conocimiento amplio de las características del suelo a excavar, estas presentan únicamente una aproximación de la realidad, que puede distar demasiado de las condiciones reales que aparecerán durante la construcción, así pues, la selección del procedimiento constructivo de una obra subterránea pudiera ser una paradoja ya que no es posible definirlo del todo y sin embargo debe definirse a fin de evaluar los costos, recursos y tiempo que implicara la ejecución de la obra.

Por lo anterior, es evidente que la definición del procedimiento constructivo de una obra subterránea empieza en la etapa del proyecto y culmina al terminar la obra misma: es un proceso iterativo retroalimentado durante la aplicación del procedimiento mismo, ideado a priori partiendo de un estudio elaborado.

Los puntos que se utilizan para determinar el proceso constructivo de un túnel principalmente son:

- Geometría (profundidad de la clave, diámetro, ancho y altura).
- Terreno (resistencia al corte, ángulo de fricción interna y peso volumétrico).
- Selección del método constructivo (longitud de avance, presión del frente, presión de flujo en las paredes, dureza del terreno, abrasividad y flujo de agua).

La primera valoración para definir el método constructivo es identificar el tipo de terreno, según la dificultad para excavarlos. La forma más elemental es por clasificaciones empíricas y está consisten en lo siguiente:

1. Duro.
2. Firme.
3. De grado lento.
4. De grado rápido.
5. De extrusión lenta.
6. Expansivo.

7. De corrida cohesiva.
8. De corrida franca.
9. De extrusión rápida.
10. Fluyente.

Otro factor muy importante a considerar es el tiempo libre de soporte, propuesto por Lauffer, aunque esta clasificación no se considera una clasificación geomecánica. Además de la clasificación empírica del comportamiento exhibido por los suelos al ser tuneados, existen otras clasificaciones como la de Lauffer, que se basa en el tiempo que se puede permanecer abierta sin soporte, una oquedad de dimensiones dadas, antes de derrumbarse o cerrarse.

Así se forman siete clases, cuyas descripción se presenta en la tabla 4.10 y en forma gráfica en la figura 4.1. En la misma figura se ha superpuesto las categorías de la clasificación empírica del tunelero.

Tabla 4.10 Clasificación Lauffer (Lauffer, 1958).

Clase	Descripción del material	Longitud de soporte	Tiempo sin derrumbarse
A	Roca sana	4 m	20 años
B	Roca algo fracturada	4 m	6 meses
C	Roca fracturada	3 m	1 semana
D	Material desmenuzable	1.5 m	5 horas
E	Material muy desmenuzable	80 cm	20 minutos
F	Suelo de empuje inmediato	40 cm	2 minutos
G	Suelo de empuje instantáneo	15 cm	10 segundos

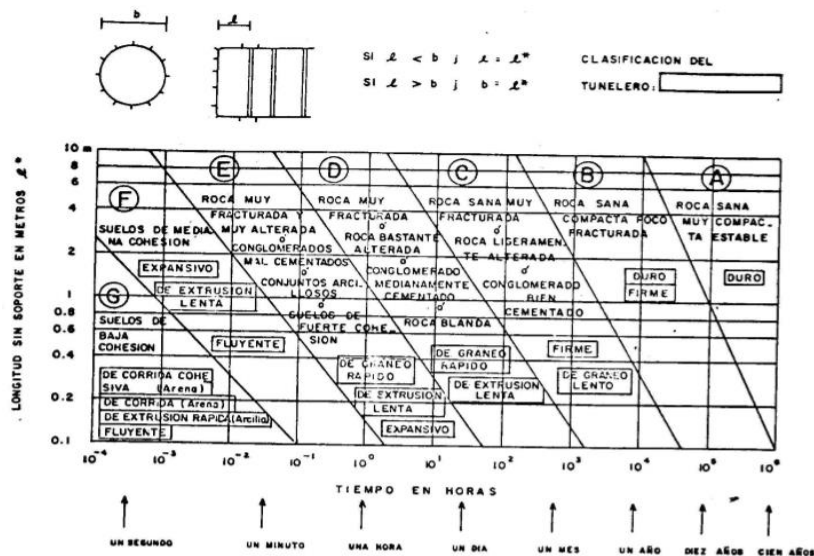


Figura 4.1 Clasificación de las rocas para fines de tunelaje (Lauffer, 1958).

Una clasificación general para en los procesos constructivos es de acuerdo al mecanismo de construcción:

- Método no mecanizado.
- Métodos semi- mecánicos.
- Método de excavación mecanizada.

Método no mecanizado.

En la antigüedad los túneles se excavaban con secciones pequeñas, soportadas con maderas, utilizando picas y cuñas para arrancar el terreno, ampliando poco a poco por la sección. En el siglo XIX se produce un gran empuje en la actividad tuneleadora que llega hasta nuestros días, con la perforación de importantes túneles ferroviarios en los Alpes y otros lugares montañosos de Europa y América. En este sentido, cabe citar el Método Austriaco.

Métodos semi-mecánicos.

En materiales tipo suelo una mejora importante ha sido el empleo de escudo de lanzas para la excavación de la mitad superior del túnel, que llevan una serie de gatos hidráulicos que permiten avanzar al escudo metálico (formado por chapas deslizables o lanzas, bajo el cual puede excavar a mano o con maquina), gracias a la reacción que proporciona el revestimiento que se va colocando de concreto (con avance de 2.5 – 3.0 m).

El pre-corte mecánico o precerrado en suelos duros o rocas blandas, constituye otro método de gran interés, en que se construye una pre-bóveda antes de cada avance, mediante el relleno con guía en el hueco que produce una sierra debidamente guiada, que puede trabajar a plena sección. El espesor teórico de la pre-bóveda puede ser de 10 a 30 cm, y la longitud de las “tejas” que constituye la pre-bóveda va de 3 a 4.5 m.

Método de excavación mecanizada.

Tanto en suelos como en rocas puede mecanizarse totalmente el proceso constructivo, en un intento de construir de forma sistemática e industrial, sin estar continuamente decidiendo el sostenimiento, cambiando la longitud de avance, etc. Para ello se utilizan tuneleadoras, que pueden excavar la sección completa e instalar un revestimiento prefabricado de alta calidad, constituido generalmente por anillos de concreto armado, compuesto por 3 a 7 dovelas o segmentos, que se fabrican con resistencias características entre 40 y 60 MPa. También se han usado dovelas de fundición, aunque actualmente tienden a realizarse de concreto. La longitud de estos anillos puede ser de 80 a 170 cm.

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

4.2.1 Método tradicional.

En este método se avanza dividiendo la excavación en dos partes. Primero se excava en la fase de avance, donde se coloca una cimbra para el concreto lanzado que formara el revestimiento (generalmente de 80 a 90 cm) en la bóveda del túnel. Posteriormente se excava la siguiente fase, donde se forman los hastiales. Finalmente, se coloca una losa de fondo para formar la contrabóveda y evitar el bufamiento (esto se presenta porque al excavar el suelo, se modifica la carga existente en el terreno y el suelo se expande). Este método puede variar en función de las fases de excavación. Las dos variaciones principales son: el método Belga, también conocido como método tradicional Madrid (MTM) y el método Alemán (Figura 4.2). La ventaja de este método es que nunca presenta un frente abierto de grandes dimensiones pero la desventaja es que se dificulta la adecuada unión entre la bóveda y los hastiales (Trabada y Díez, 2011).

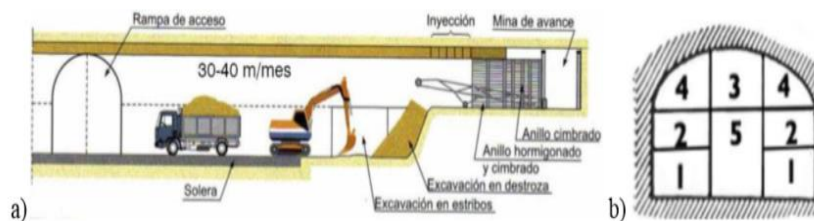


Figura 4.2 Esquema constructivo del método tradicional, a) Método Belga o MTM, b) Método Alemán (Puertas, 2010).

4.2.2 Método tradicional (uso de explosivos).

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

El arranque se efectúa con explosivos y se utiliza en rocas de alta resistencia, con velocidad sísmica del orden de $V_p > 2000 - 2500 \text{ m/s}$, según las condiciones del macizo rocoso o cuando las rocas sean muy abrasivas. Es el método más utilizado,

y consiste en efectuar unos taladros en el frente de excavación, cargarlos con explosivos y hacerlos detonar. La perforación se efectúa por medio de carros de perforación. Tal como se muestra en la figura 4.3, se muestra la secuencia de excavación y los sostenimientos en avance según este método.

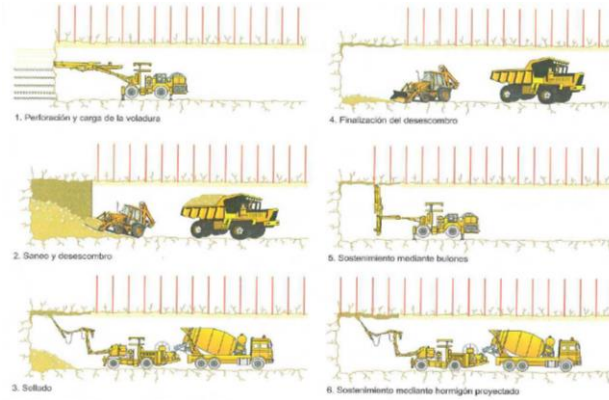


Figura 4.3 Secuencia de excavación y sostenimiento en avance por perforación y voladura (Vallejo, 2010).

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

4.2.3 Método del escudo TBM.

La utilización de escudos en la actualidad ha presentado la herramienta básica para la excavación de túneles en suelos blandos. Sus orígenes se remontan al año de 1824, este método permite la construcción de largas estructuras subterráneas, incluso cuando se tiene poca cobertura sobre el túnel, poca capacidad de carga en el terreno o existencia de agua subterránea.

El primer escudo fue diseñado para construir un cruce en el río Neva en San Petersburgo, el dueño de la patente es el ingeniero Sir Marc Isambard Brunel (Figura 4.4). El método del escudo consiste en cinco actividades básicas: excavar, rezagar el material excavado, estabilizar el frente, estabilizar las paredes y revestir el túnel (Schmitter y Cravioto, 2008). El Método, como tal, comenzó a utilizarse en 1824 con la construcción del primer túnel en suelo blando, debajo del río Támesis en Londres.

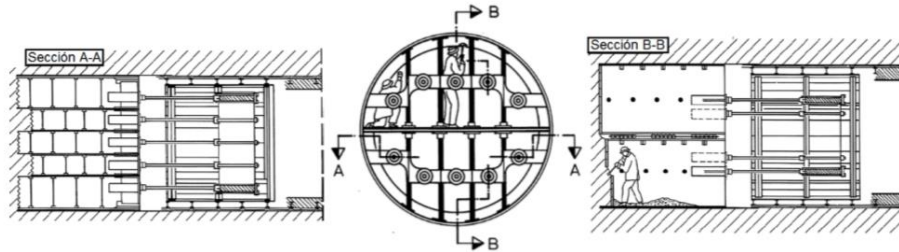


Figura 4.4 Escudo de celdas utilizado por M.I. Brunel en 1806 (Maidl, 2011).

Las tuneledoras (TBM), también llamadas “topos” excavan una sección completa de forma circular, mediante una cabeza giratoria dotada de discos o picas de corte. Las tuneledoras admiten, en general, una amplia gama de rocas, desde blandas hasta las de alta resistencia, con rendimientos peores en este último caso. La principal ventaja es el gran rendimiento que pueden alcanzar, pues es un proceso continuo que excavan, sanean, sostienen y revisten el túnel. Las limitaciones surgen en los macizos rocosos heterogéneos, con fallas, zonas con aportes importantes de agua, terrenos plásticos o con altas tensiones. En general, precisan de un conocimiento muy completo de las condiciones geológicas del terreno a perforar. La elección del método se basa en un criterio de rentabilidad económica (una vez descartados los posibles criterios excluyentes): sección, longitud, problemas geológicos, abrasividad y dureza de las rocas entre otros. Algunos de los puntos básicos que deben considerarse antes de decidir la excavación con TBM son los siguientes:

- Dureza y abrasividad de las rocas.
- Sección y ángulo del eje del túnel con respecto a los planos de anisotropía estructural.
- Heterogeneidad litología y longitud de los distintos tipos de terreno a atravesar.
- Condiciones geomecánicas del macizo rocoso.
- Presencia de fallas, zonas de corte y pasos de zonas muy fracturadas.
- Filtraciones, gases y tensiones tectónicas.

En los últimos años se ha propuesto un método para estabilizar el terreno antes de utilizar este método de excavación, para lo cual se trata el terreno con espumas, las cuales son parte fundamental para el acondicionamiento del terreno (Figura 4.5). Las características a considerar son:

- La formación de la espuma depende de tres elementos básicos: agua, aire y agente espumante.
- Las propiedades de la espuma se rigen por tres parámetros que son:
 - FIR= Tasa de inyección o tasa de tratamiento (Foam Injection Rate).

- FER= Tasa de expansión (Foam Expansion Rate).
- C= Concentración del agente espumante (concentration).

La combinación de estas propiedades en las proporciones adecuadas da como resultado un correcto tratamiento del suelo.

La importancia de utilizar este método de estabilización del suelo es:

- Forma un material de consistencia “plástica”, mejorando el transporte del material a través de la banda transportadora.
- Minimizar la formación de bloques de suelo.
- Mejora la distribución de la presión en la cámara de excavación.
- Reduce la permeabilidad en el suelo, esto provoca el mejor control de agua.



Figura 4.5 Cambio en la reología del suelo (Saenz, 2011).

La tabla 4.11 presenta algunos tuneles construidos del siglo XIX al XX con el método del escudo.

Tabla 4.11 Túneles construidos con el Método del Escudo de 1826 a 191 (Maidl, 2011).

Año	Proyecto	Longitud (m)	Diámetro (m)	Avance (m/día)	Particularidad	Revestimiento
1826-1842	Thames Tunnel (Londrés)	460	11.40 x 7.10	1.50	Escudo Brunel rectangular	Ladrillo
1869-1870	Broadway (Nueva York)	90	2.85	---	Escudo Beach (abandonado)	
1869	Tower Subway (Londrés)	403	2.20	2.60	Escudo Greathead	Revestimiento dovelado formado con dovelas de hierro fundido
1886-1890	City South Subway (Londrés)	10,200	3.10 - 3.45	4.00	Primer uso del aire comprimido	
1890-1893	Glasgow harbour road tunnel (Escocia)	580	5.20	1.00	Aire comprimido	
1892-1894	Sewage tunnel (Clichy, Francia)	465	2.50	2.00-3.00	Aire comprimido (2.9 Bar)	
1896-1899	Spree road tunnel (Berlín)	375	4.00	1.40	Aire comprimido	Perfiles de acero laminado con concreto
1899-1904	Sewage tunnel (Hamburgo)	2,150	3.05	1.30	Aire comprimido (0.6-1.5 Bar)	Perfiles de acero con concreto
1911	Sewer tunnel (Gelsenkirchen, Alemania)	670	3.90	5.20	Aire comprimido	Concreto

4.2.4 Método del Pre- corte mecánico.

Este método comenzó a usarse en Europa en los años 70s. Consiste en un gran estructura metálica (Figura 4.6) que corta una ranura perimetral en el terreno de 20 cm de espesor, aproximadamente, y de 3 m de longitud. La ranura se rellena con concreto lanzado para formar el revestimiento inicial. Se continua excavando al centro de la sección, dejando un apuntalamiento para estabilizar el frente y se procede con la excavación para formar los hastiales y la cubeta (Forns, 2009). La ventaja de este método es que la inversión del equipo es del orden del 10% de lo que costaría un escudo. La desventaja es que no funciona bien en presencia de agua, debido a que se trabaja con un frente abierto (Puertas, 2010).

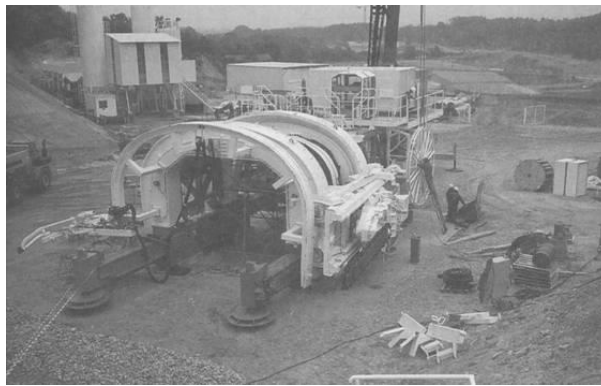


Figura 4.6 Máquina de Pre-corte mecánico (Scrigroup, 2012).

4.2.5 Nuevo Método Austriaco

Los recientes progresos en el campo de la construcción de túneles, así como el desarrollo de nuevas técnicas de perforación, tiende a buscar un solo objetivo antes de iniciar la ejecución del túnel; perturbar lo mínimo posible las condiciones del terreno excavado. Por este motivo, es necesario adoptar métodos constructivos que permitan evitar al máximo los efectos de dicha descompresión en la zona de la excavación.

Esta descompresión del terreno va acompañada de un efecto de dilatación y de una pérdida irremediable de sus características geomecánicas, por lo tanto la estabilidad del conjunto solo puede ser asegurada mediante la ejecución de un sostenimiento del terreno adecuado a su comportamiento tenso-deformacional.

Este método se realiza con un sistema a sección partida, que dio buen resultado. En este sistema se abren dos galerías de avance o de reconocimiento, una en clave y otra en solera, para completar la observación del terreno que se va a atravesar. Después se amplía la de clave, entibando con madera, en un avance corto (1.5 – 2.0 m), hasta excavar toda la zona de bóveda, extrayendo los escombros por la

galería baja, comunicada con la de clave con pozos cada 20 m aproximadamente. Por último, se excavan hastiales y se coloca por abajo y arriba, el revestimiento definitivo de fábrica el proceso constructivo queda definido de manera esquemática por la figura 4.7.

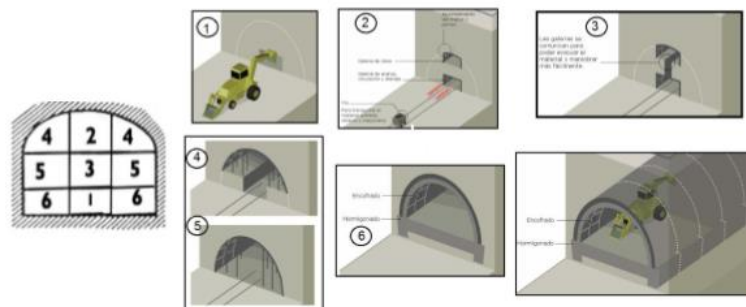


Figura 4.7 Esquema constructivo de NATM (ULL, 2012).

El nuevo método austriaco (NATM) constituye un procedimiento especial de construcción de túneles, desarrollado en Austria por Rabcewics y otro en los años cuarenta en base a observaciones sobre el comportamiento reológico de los macizos rocosos, las relaciones entre deformaciones radiales y los sostenimientos. Es aplicable a todo tipo de terreno, incluyendo los blandos y con escaso recubrimiento.

Dentro del sistema NATM deberán tenerse en cuenta los siguientes principios básicos:

- Los estados adversos de tensión y deformación en el terreno, se deberán corregir mediante un método de sostenimiento apropiado para cada tipo de terreno.
- En casos desfavorables, la ejecución de una contrabóveda aportará el arco resistente deseado, obteniendo así, unas propiedades estáticas similares a las de un tubo.
- El tipo de sostenimiento se irá optimizando de acuerdo con las deformaciones máximas admisibles que presente el terreno.
- Debera llevarse un seguimiento exhausto de las mediciones generales de control (convergencias), realizando constantes ensayos de optimización del sostenimiento.
- Aplicación inmediata de un sostenimiento provisional semi-rígido de concreto lanzado.
- Eventual refuerzo del sostenimiento.
- Construcción de un revestimiento definitivo en función de la información anterior obtenida.

El principio de NATM es lograr que el terreno que rodea a la excavación actué como un anillo portante, llegando a construir un elemento fundamental del sostenimiento activo.

Los principios específicos del NATM son:

- a. El sistema está concebido como una estructura combinada, consistente en una formación del suelo alrededor de la excavación, y varios métodos de sostenimiento, tales como concreto lanzado, refuerzos y armados, etc.
- b. El estado tridimensional de la tensión y los esfuerzos son compatibles con las propiedades geomecánicas del terreno.
- c. La necesidad de realizar ensayos sobre las muestras del terreno tanto “in situ” como en el laboratorio. En todo momento se deberán tener en cuenta los valores geomecánicos del terreno, su variabilidad a largo plazo así como los efectos producidos por las filtraciones del agua existente.
- d. En algunas ocasiones será importante que la propia estructura de soporte tenga una suficiente elasticidad, por lo que en dichos casos las zonas del revestimiento se deberán realizar con un sostenimiento ligero.
- e. La ejecución del sostenimiento y la colocación de los bulones de anclaje se realizará en el momento apropiado, con el fin de formar una estructura combinada con el terreno circundante próximo.
- f. El período de excavación con sostenimiento, así como la ejecución de una contrabóveda, se considerará en función de la distribución de las presiones del terreno, y teniendo en cuenta las características reológicas del mismo, además de los tiempos de operación de la excavación.
- g. Las constantes mediciones e inspecciones visuales del terreno, así como los diferentes tipos y secciones de sostenimiento, caracterizan el NATM. El procedimiento del sostenimiento y su optimización de acuerdo con las deformaciones admisibles del terreno garantizarán las operaciones de excavación y la seguridad de los trabajos.
- h. El revestimiento definitivo se dimensionará de acuerdo con los cambios de presión resultantes de la alteración del terreno.

Lumbreras

Las lumbreras son pozos verticales que permiten realizar varias acciones de suma importancia como es bajar el equipo para la perforación de túneles, realizar otras operaciones para la construcción del mismo y tener acceso para mantenimiento durante su operación. También se usan como cárcamos de bombeo.

Este tipo de estructuras pueden realizarse recurriendo a varias técnicas entre las cuales destacan la excavación tradicional en suelos firmes y los métodos de flotación, de anillos y muros Milán en suelos blandos.

La técnica del muro Milán (Figura 4.8), que había presentado problemas de extrusión de arcilla en juntas, ha podido ser utilizada nuevamente con un grado de éxito que depende de la precisión y control de la ejecución. Estas diferentes técnicas pueden combinarse en diferentes formas.

Para verificar la estabilidad de estas excavaciones profundas, es necesario prestar atención a diversos estados límite entre los que destacan:

- Estado límite de falla.
- Estado límite de servicio.



Figura 4.8 Lumbreras con muro Milán estructural (Paulin, 2010).

Este tipo de procedimiento de construcción de lumbreras con anillos prefabricados, son principalmente ideados y desarrollados en el ambiente de las zonas urbanas de la ciudad de México (Figura 4.9).

La secuencia del procedimiento constructivo de manera general se inicia con la construcción de brocales, y sigue con la excavación de la trinchera perimetral estabilizada con los lodos bentónicos, la excavación del núcleo, la sumersión del primer anillo, el colado de la primera losa del fondo, el retiro de los lodos del interior de la lumbrera y concluye con la construcción del revestimiento definitivo y de los portales de salida y entrada de la maquina tuneleadora.

La técnica de flotación ha sido una de las más usadas en zonas lacustres del valle de México para la construcción de lumbreras (Figura 4.10). El muro se construye por tramos en superficie, con un descenso controlado por flotación. Consiste en construir un brocal circular, y en excavar por paneles una zanja circular, dejando un núcleo central de suelo sin excavar. A continuación se excava el núcleo estabilizando la excavación con lodo. Posteriormente se instala un tanque circular flotante sobre el lodo y se construye la estructura de la lumbrera sobre este tanque. Conforme avanza esta construcción, se sumerge la estructura hasta que alcance su propósito final. Se rellena entonces con mortero el espacio anular, entre la estructura y el suelo.

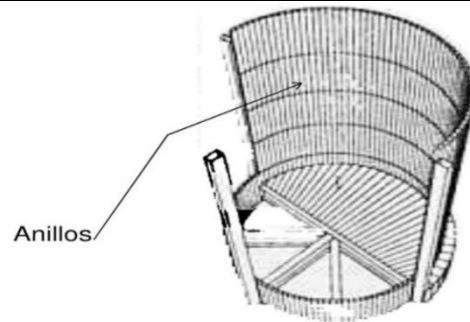


Figura 4.9 Construcción de lumbreras con anillos prefabricados (Paulin, 2010).

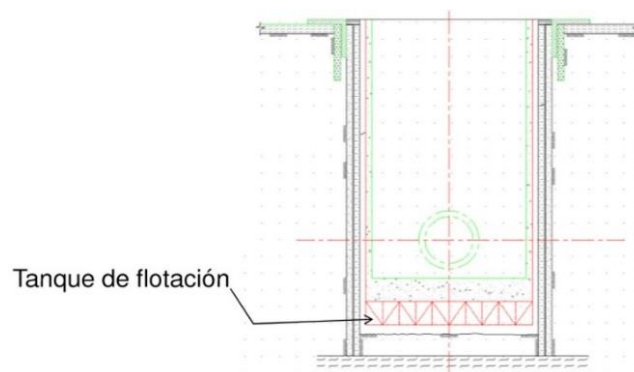


Figura 4.10 Lumbreras flotada (Paulin, 2010).

Los principales análisis de estabilidad a realizar son los siguientes:

- Estabilidad del brocal.
- Estabilidad del núcleo.
- Fracturamiento del suelo, perdidas de lodo.
- Estabilidad de la excavación.
- Falla del fondo por subpresión.
- Flotación de la estructura terminada.

4.2.6 Tuneladora EPB (Earth Pressure Balance).

Ante valores de cohesión extremadamente bajos del orden de 0.5 Kg/cm^2 que comparada con una presión del suelo muy alta como 2.5 Kg/cm^2 a la profundidad de excavación del túnel, las posibilidades de que se presente una falla por extrusión son muchas, aunadas a la presencia de lentes de arena muy permeable y en estado suelto, donde aun con la ayuda del bombeo exterior no es posible abatir las presiones de agua, por encontrarse confinadas entre estratos de arcillas inestables. Lo anterior ocasiona problemas de inestabilidad en el frente de la excavación,

debido principalmente al arrastre de materiales granulares provocado por la presión de agua remanente y en menor escala, por la escasa capacidad de estos materiales granulares para soportar la presión del suelo generada por el estado de esfuerzos durante la excavación.

De ahí surge que cuando la inestabilidad del suelo no permite retirar ni por un momento el ademe del frente y la presión hidrostática actúa plenamente empujando el material hacia el túnel, se hace necesario la utilización de escudos de frente abierto auxiliados con un sistema de aire comprimido a baja presión y en ocasiones combinado con bombeo para abatir la presión hidrostática.

El aire comprimido a baja presión tiene por objeto crear una presión estabilizadora en el frente del túnel, para que en el caso de las arenas produzcan tensiones capilares y evite su arrastre.

Las presiones de operación del sistema se consideran normales dentro de un rango de 0.6 a 1.4 Kg/cm^2 ya que por arriba de este, los costos por metro de túnel excavado se incrementan notoriamente al tener que trabajar turnos de solo 4 horas efectivas de trabajo, con objeto de disminuir el riesgo por descompresión frecuente en el personal que labora en el túnel bajo ambiente hiperbárico.

4.3 Métodos de revestimiento.

El propósito de un apoyo inicial (a veces llamado revestimiento temporal, o el apoyo temporal de la excavación) en un túnel de roca es mantener la abertura abierta, estable y segura hasta que se instale el revestimiento final y la construcción se ha completado. Como consecuencia, el sistema de apoyo inicial en un túnel de roca puede ser uno o una combinación de un número de opciones.

El revestimiento definitivo de un túnel consiste en una estructura de concreto que reviste la cavidad y que está en contacto con el terreno o con el sostenimiento previamente ejecutado.

Las funciones fundamentales del revestimiento son:

- Impermeabilización.
- Función resistente.
- Funcionalidad.
- Estética.

Según sea el comportamiento tenso-deformacional del sostenimiento y del terreno, se diseñara un revestimiento que dependerá de los siguientes puntos:

- En el caso de que el equilibrio no se modifique (materiales con $RMR > 50$), lo que sucede en rocas de buena calidad, el revestimiento no tendría misión estructural y su función será de tipo estético y/o funcional.
- A mediano y largo plazo, en rocas con $RMR < 50$, la disminución de los parámetros resistentes del material, por la acción del agua y/o por agentes físico-químico, puede originar el desarrollo de un incremento de empujes, que deberá ser resistido por el revestimiento.
- Si el revestimiento es impermeable y la sección completa, se restablecerá la presión hidrostática alrededor del túnel. Esto ocurre en materiales fisurados y es bastante discutido en terrenos rocosos sanos o en materiales impermeables.
- En el caso de túneles excavados en terrenos expansivos que, al descomprimirse y existir aporte de agua, desarrollan su potencial expansivo. Se trata de una hipótesis que conviene tener muy en cuenta, ya que puede tardar mucho tiempo en revelarse.
- Que se realice una nueva excavación en el entorno del túnel, con lo que se modificaran las tensiones y, por consiguiente, el equilibrio, con desarrollo de nuevos empujes.

CONSIDERACIONES DE DISEÑO.

Revestimientos de túneles son sistemas estructurales, pero se diferencian de otros sistemas en que su interacción con el terreno circundante es un aspecto integral de su comportamiento, la estabilidad y la capacidad de transporte de carga en general.

La pérdida o la falta del apoyo proporcionado por el suelo alrededor pueden conducir al fracaso del recubrimiento. La capacidad del recubrimiento para deformarse bajo carga es una función de las rigideces relativas de la guarnición y el terreno circundante. Con frecuencia, un revestimiento del túnel es más flexible que suelo circundante. Esta flexibilidad permite que el revestimiento se deforme como el terreno circundante, se deforma durante y después de la excavación del túnel. Esta deformación permite que el suelo alrededor moviliza la fuerza y estabilizar. La deformación revestimiento del túnel permite que los momentos en el revestimiento del túnel para redistribuir tal que la carga principal en el interior del revestimiento de empuje o carga axial. El revestimiento del túnel más eficiente es uno que tiene una gran flexibilidad y ductilidad.

Un revestimiento del túnel mantiene su capacidad de transporte de la estabilidad y de la carga a través del contacto con el suelo circundante. Como se aplica una carga a una parte del recubrimiento, el revestimiento comienza a deformarse y, al hacerlo, se desarrolla presión pasiva a lo largo de otras porciones del forro. Esta presión pasiva evita que el revestimiento sufra pandeo o colapso. La ductilidad en el revestimiento permite la creación de "articulaciones" en los puntos de alto momento

que alivian los momentos para que la acción de carga primaria es la fuerza axial. Se proporciona esta ductilidad en concreto por la formación de grietas en el concreto. Bajo refuerzo o ninguna ayuda reforzando la promoción de la iniciación de las grietas. Las juntas en revestimientos de concreto segmentales también proporcionan ductilidad.

4.3.1 Anclaje en roca.

Los pernos de anclaje tienen una fricción o anclaje de concreto en la roca y se tensan en cuanto el anclaje se consigue introducir activamente con una fuerza de compresión en el suelo circundante. Esta fuerza axial actúa sobre las discontinuidades del macizo rocoso aumentando así su capacidad de corte y se genera por el pre-tensado del perno. El sistema requiere un "tramo de unión" para tensar el perno. Los pernos de roca con frecuencia están totalmente unidos al suelo circundante después del tensado, por consideraciones de transferencia de carga a largo plazo. Ellos pueden o no pueden ser rellenadas de longitud completa. En cualquier caso, los pernos comienzan a apoyar la roca tan pronto como se tensan, es decir, la roca no tiene tiempo para empezar a moverse antes que el perno se haga efectiva. En la tabla 4.12 describe los diversos tipos de pernos de anclaje.

Tabla 4.12 Tipos de Anclaje en Rocas (Technical Manual For Design and construction of road tunnels- Civil elements, 2009).

Tabla 4.12 Tipos de Roca Tornillos		
Tipo	Descripción	Ilustración
Pernos de roca rellena de resina	<ul style="list-style-type: none"> • La capacidad adicional debido a la fricción lateral. • Se elabora después de configurar de la segunda resina. • Buena para rocas duras y blandas. • Resiste a la voladura por vibraciones. 	
Pernos de roca expansiva cubierta	<ul style="list-style-type: none"> • Poste cementado de perno expansivo. • Relativamente bueno para rocas sanas. • Totalmente cementado. • Protección contra la corrosión. 	

Tabla 4.12 Tipos de Roca Tornillos

Tipo	Descripción	Ilustración
Estabilizadores	<ul style="list-style-type: none"> • El perno ranurado se inserta en un agujero de diámetro ligeramente menor. • Se crea tensión inducida de manera radial. • Principalmente para la minería, y bajo condiciones de explosión leve en de roca • Deslizamientos repentinamente en fallas. • Manipulación de límites de cargas. 	
Pernos de anclaje Swellex	<ul style="list-style-type: none"> • Longitud hasta 12 m. • Diámetro del orificio = 32-52 mm. • Carga de tensión = 100 -240 kN. • Capacidad de carga completa instantánea. • Aplicación rápida. • Insensible a la voladura. • Rango de elongación: 20-30%. 	
Ancla auto perforante	<ul style="list-style-type: none"> • Perforación, instalación, y la inyección en un solo paso operativo individual. • No existe una perforación previa de un pozo mediante el uso de una cubierta de tubos y varillas de extensión con la instalación posterior de anclaje necesario. • Menor necesidad de espacio para la instalación de anclaje. • Requerimientos de maquinaria y mano de obra optimizados. 	

Tabla 4.12 Tipos de Roca Tornillos

Tipo	Descripción	Ilustración
<p>Refuerzo de Cable-tornillo</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Se utiliza principalmente para soportar grandes estructuras subterráneas, tiene amplias aplicaciones en mineras, es decir, cavernas eléctricas subterráneas etc. • Puede manejar cargas elevadas. • Los tendones son cementados con mezcla de concreto. • Con cargas muy altas el parámetro que rige a menudo el vínculo entre el tendón y el mortero. • Capacidad de cable confina dependiente de la tensión. 	<p>El diagrama ilustra el comportamiento de un cable-tornillo en un entorno de confinamiento. La parte superior muestra una vista transversal donde la presión confinante (Confining pressure) actúa sobre el cable, causando un desplazamiento radial (Radial displacement). La parte inferior muestra una vista longitudinal que detalla la resistencia al corte (Shear resistance) entre el cable y el mortero, el desplazamiento radial (Radial displacement) y la fuerza tensil (Tensile force) aplicada al cable.</p>

4.3.2 Dovelas.

En los últimos tiempos, el desarrollo en la utilización de escudos de perforación (TBM) con revestimientos prefabricados (dovelas), es sinónimo de una fabricación industrial de túneles, que se caracteriza por unos rendimientos óptimos y por una calidad excepcional. Sin embargo, estos procedimientos también tienen sus límites cuando las condiciones geológicas y las características geomecánicas de los materiales son desfavorables, y se unen en un túnel de gran espesor de recubrimiento.

Su sección de perforación modificada por las tensiones primarias del terreno se traduce en deformaciones de rotura que evolucionan con el tiempo, lo que supone la necesidad de utilizar otros métodos complementarios de sostenimiento.

El método del escudo ya mencionado con anterioridad, fue parteaguas en la construcción de túneles y fue evolucionando en todos los aspectos. Hubo mejoras en la mecanización y los procesos de excavación, permitiendo así mejorar el rendimiento y los avances de cada proyecto. Simultáneamente el revestimiento fue sufriendo modificaciones en cuanto a los materiales que lo formaban y las uniones entre dovelas. En el caso de las dovelas prefabricadas se comenzó con segmentos de hierro fundido atornillados entre si y fue evolucionando hasta llegar a dovelas de concreto prefabricado que pueden ser atornillados temporalmente (Figura 11).

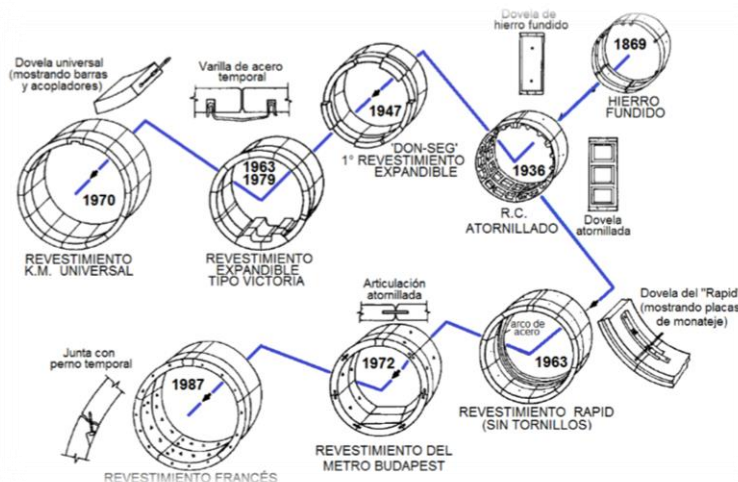


Figura 4.11 Evolución del revestimiento formado con dovelas prefabricadas (Iftimie, 1994).

Las dovelas prefabricadas van unidas a los escudos, cada vez más utilizadas para túneles largos de saneamiento, carreteras y ferrocarriles metropolitanos.

Un revestimiento prefabricado se compone de una serie de anillos yuxtapuestos que, a su vez, están formados por un número variable de dovelas. Este tipo de revestimiento se empezó a instalar en Inglaterra a partir de los años 30.

Cabe destacar que al formar los anillos con dovelas, el anillo no se puede considerar continuo. El comportamiento de un anillo de dovelas depende de algunos parámetros que inducen los esfuerzos del túnel y que pueden causar la falla del mismo (Hefny, 2004), como son:

- Comportamiento mecánico de las juntas entre dovelas.
- Número y orientación de juntas (es decir, su posición relativa con respecto a las cargas). Una orientación favorable de las juntas puede reducir el nivel de esfuerzos en el túnel. Por ejemplo, en el caso de un túnel con cuatro juntas se puede reducir hasta ocho veces el momento con respecto a la orientación crítica.
- La relación entre las cargas horizontales y verticales actuantes en el anillo ($K = Ph/Pv$). A mayor K , mayor inducción de esfuerzos en el revestimiento del túnel.
- Espesor del revestimiento. Si se disminuye el espesor del revestimiento, el anillo se vuelve más flexible.
- Las características del suelo, como: módulo de Elasticidad (E) y coeficiente de Poisson (ν).

Las dovelas empleadas actualmente son segmentos prefabricados de concreto reforzado diseñados con alta precisión (Maidl, 2011). Las dovelas cuentan con huecos de montaje necesarios para posicionar las dovelas y huecos de tornillos para garantizar su correcta colocación, los tornillos deben garantizar la compresión en cada anillo para mantener la estanqueidad (Blomm, 2002). El esfuerzo de las dovelas debe resistir las cargas durante la vida útil del túnel (presión del terreno) y durante el ensamblaje de los anillos (fuerza inducida por el erector de dovelas y los gatos de empuje).

Las dimensiones de las dovelas se eligen lo más grande posible para tener menor número posible de segmentos. El espesor de las dovelas utilizadas habitualmente es del orden de 20 a 50 cm y el ancho de cada anillo de uno a dos metros.

Existen diferentes tipos de dovelas (Figura 4.12), de los cuales el más utilizado es el rectangular. Los anillos que tienen dovelas rectangulares están formados de cinco a ocho segmentos y una dovela más pequeña llamada dovela llave. Esta es de dimensiones menores a los otros segmentos y tiene forma de cuña para facilitar la construcción del túnel.

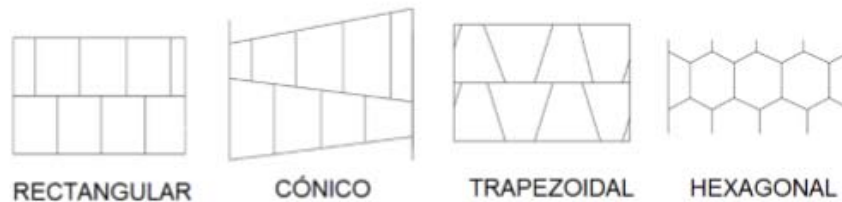


Figura 4.12 Tipos de dovelas (ITA, 1999).

4.3.3 Concreto Lanzado.

Las propiedades en general de un concreto lanzado corresponden o son similares a las de un concreto convencional, por razones de trabajabilidad y rebote, el tamaño máximo de agregado de agregado será de 12 mm.

Existen tres procedimientos distintos de proyección, que se conocen como; vía seca, vía húmeda y vía semi húmeda. El sistema de proyección por vía húmeda se ha generalizado completamente y supone el empleo de más servicios.

Sistema de proyección por vía semi húmeda.

El sistema de proyección por vía semi húmeda es una variante de la vía seca que consiste en la adición del agua a la mezcla de concreto aproximadamente de 5 m de la boquilla de proyección, es un proceso que evita fundamentalmente que la mezcla seca (sobre todo el cemento) se disperse a la hora de realizar la proyección.

Sistema de proyección por vía seca.

El sistema de proyección por vía seca consta de una serie de fases y requiere la utilización de una serie de equipos especializados. Las diferentes fases de este sistema son las siguientes:

- El cemento y los agregados se mezclan adecuadamente hasta conseguir una perfecta homogeneidad de la mezcla.
- La mezcla de cemento/agregados en seco se introduce en la máquina de proyección a través de la tolva de alimentación.
- La mezcla entra en la manguera de transporte mediante una rueda o distribuidor (rotor). En esta fase se puede añadir el aditivo acelerante de fraguado en polvo a la mezcla para conseguir resistencias iniciales altas y favorecer la disminución de rebote.
- La mezcla se transporta mediante aire comprimido hasta una boquilla o pistola especial. Esta boquilla va equipada con un distribuidor múltiple perforado a través del cual pulveriza el agua a presión y/o el aditivo acelerante de fraguado líquido, que se mezcla con el conjunto cemento/agregados.

- La mezcla ya húmeda se proyecta desde la boquilla sobre la superficie del soporte.

Sistema de proyección por vía húmeda.

El concreto proyectado posee propiedades específicas que se manifiestan especialmente a través de la naturaleza del método de colocación. La gunita proyectada por vía seca posee estas propiedades, mientras que en la gunita proyectada por vía húmeda se consiguen morteros y concretos de propiedades equivalentes con técnicas de dosificación y aditivos.

Las máquinas de proyección por vía húmeda existentes en el mercado pueden ser de dos tipos: flujo diluido y flujo denso. Dichas máquinas proporcionan unos elevados rendimientos, superiores en todos los casos a los ofrecidos por los equipos de vía seca.

El sistema de proyección por vía húmeda requiere de una serie de equipos especializados, y consta de las siguientes fases:

- El cemento, los agregados y los aditivos y las adiciones se mezclan en la planta de concreto adecuadamente hasta conseguir una perfecta homogeneidad de la mezcla resultante. Además, es conveniente tomar en cuenta el cono de salida de concreto, así como el tiempo de transporte para conseguir en el momento de la alimentación a la máquina una consistencia adecuada durante toda la operación (conos 12 – 18 cm).
- La mezcla húmeda se introduce en una tolva de alimentación de la máquina de proyección.
- La mezcla entra en la manguera de transporte mediante una rueda o distribuidor/rotor (flujo diluido), en los pistones de la bomba (flujo denso).
- La mezcla se transporta mediante aire comprimido (flujo diluido) o por bombeo (flujo denso) hasta la boquilla de proyección. Los aditivos acelerantes de fraguado líquidos se adicionan en dicha boquilla de proyección, con el fin de conseguir resistencias iniciales altas y favorecer la disminución del rebote de proyección.
- La mezcla se proyecta desde la boquilla sobre la superficie que debe gunitarse.

Uso de fibras en el concreto lanzado.

El uso de fibras en el concreto es un método de refuerzo que era usado de manera muy frecuente solo que no contaban con los avances que existen hoy en día como se explica:

- 200 A.C.: Se usó pelo de cabello para refuerzo de morteros en edificios romanos.
- 1940: Se emplearon fibras rectas de acero para reforzar pistas de aterrizaje dañadas.
- 1960: Batelle (USA) patentó el trefilado de fibras rectas como refuerzo de concreto.
- 1970: Bekaert lanza la mejora en el anclaje en forma de gancho.
- 1975: Los encolados de fibra de alto desempeño para minimizar “erizos” es introducido por Bekaert.

Las características de la fibra ideal:

- Longitud de las fibras:
 1. Puentear las fisuras.
 2. Superponerse a 2 agregados.
 3. Trabajabilidad: bombeo y diámetro de la manguera.
- Selección de fibras pequeñas:
 1. Más fibras por kilo.
 2. Menor distancia entre fibras (efecto de red).
 3. Más superficie de contacto con el acero y el concreto por unidad de peso.

Las fibras metálicas incorporadas en el concreto lanzado mejoran la resistencia a la fisuración, la ductilidad, la absorción de energía y la resistencia al impacto. La presencia de las fibras de acero, transforman el comportamiento frágil de un concreto en un comportamiento dúctil, soportando deformaciones importantes sin perder su capacidad portante. Algunos aspectos más importantes a tener en cuenta son:

- Relación Longitud/Diámetro (l/d).
- Concentración (No. Fibras/Kg Fibras).
- Configuraciones geométricas.
- Alta resistencia a la tracción.

Cuando mayor sea la relación l/d y la concentración de volumen, más alta será su resistencia a la fisura y al impacto. La distribución de fibra en la mezcla deberá ser homogénea evitando la formación de erizos. La dosificación de la fibra será

facilitada por el fabricante en base a la resistencia requerida y la experiencia (en general será necesario realizar ensayos en obra).

El material del que están hechas las fibras es de acero y de material sintético y cuentan con las siguientes características así como las de resistencia (Tabla 4.12):

- Fibras de acero (Figura 4.13):
 1. Longitud y diámetro: relación de esbeltez (L/d).
 2. Forma de la fibra y/o su anclaje.
 3. Resistencia de la fibra.
 4. Resistencia de la matriz del concreto.



Figura 4.13 Características de acero (www.solostocks.com.mx).

- Fibras sintéticas (Figura 4.14):
 1. Longitud y diámetro: relación de esbeltez (L/d).
 2. Forma de la fibra y/o su anclaje.
 3. Módulo de elasticidad (E).
 4. Resistencia de la matriz del concreto.

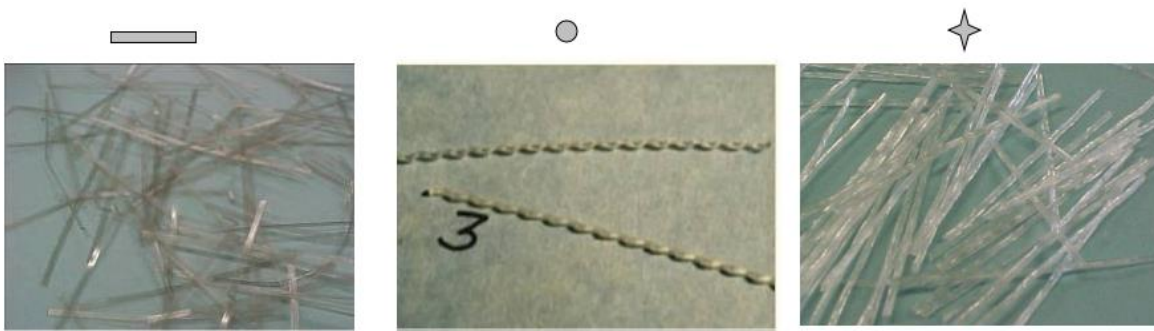


Figura 4.14 Características de fibras sintéticas (www.solostocks.com.mx).

Tabla 4.12 Características de resistencia de las fibras (C. Frutos, 2010).

Material	Hormigón	Malla de acero	Fibra micro/macro polimérica polipropileno extruido/poliéstereno
Coefficiente expansión térmica λ	$12 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$	$12 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$	$1.5 \times 10^{-4}/^{\circ}\text{C}$
Retracción para un descenso de temperatura de 30°C en un fibra de longitud 50mm	0.018mm	0.018mm	0.23 mm
Fluencia por tensión		$+370^{\circ}\text{C}$	-20°C
Punto de fusión ($^{\circ}\text{C}$)		1500°C	165°C no hay refuerzo
Modulo elastico (Modulo de Young)	30 000 MPa	210 000 MPa	3 000 – 10 000 MPa
Resistencia a tracción		500 – 2 000 MPa	200 – 600 MPa
Densidad	2 400 kg/m ³	7 850 kg/m ³	910 kg/m ³
Resistencia a luz UV			ocurrirá degradación
Resistencia a la corrosión		en concreto y fisuras < 0.2 mm	
Longitud típica de las fibras		30-60 mm	micro: 6 - 20 mm macro: 30 - 65 mm
Diámetro típico de las fibras		0.5 - 1.0 mm	micro: 0.015 - 0.030mm macro: 0.5 - 1.0 mm
Marcas registradas de Bekaert		Dramix®, Wiremix®	micro: Duomix® macro: Synmix®
Marcado CE is obligatorio en la UE de acuerdo con		EN14889-1	EN14889-2

Este método de sostenimiento tiene muchas ventajas pero las más destacadas se pueden enlistar:

- Más rápido: Evita la colocación de malla.
- Más económico: Ahorra costos en materiales.
- Mejor: Mayor soporte de carga, durabilidad, mejora.
- Más seguro: Es aplicado inmediatamente luego de la excavación, sin riesgo durante la instalación.
- Solución verde: Menos consumo de CO^2 .

4.4 Investigación y control de aguas subterráneas.

El agua subterránea es un factor importante para todo tipo de proyectos, pero para los túneles de las aguas subterráneas es un problema particularmente crítico ya que no sólo puede representar un gran porcentaje de la carga sobre el revestimiento del túnel final, sino que también determina en gran medida el comportamiento del suelo y la estabilidad de tuneles en suelos blandos; la entrada a los túneles de roca; el método y el equipo seleccionado para la construcción del túnel; y el rendimiento a largo plazo de la estructura terminada. En consecuencia, para proyectos de túneles, se debe prestar especial atención a la definición de los regímenes de las aguas subterráneas, los acuíferos y fuentes de agua, la calidad del agua y la temperatura, la profundidad de las aguas subterráneas, y la permeabilidad de los diversos materiales que se pueden encontrar durante la perforación.

Investigaciones de aguas subterráneas incluyen típicamente la mayoría o todos los siguientes elementos:

- La observación de los niveles de agua subterránea en pozos.
- Evaluación de los cambios de humedad del suelo en los pozos.
- Toma de muestras de agua subterránea para pruebas ambientales.
- La instalación de pozos y piezómetros de observación de aguas subterráneas.
- Pruebas de permeabilidad de pozos (subida, bajada y pruebas de carga constante, etc.).
- Pruebas de Geofísica.
- Pruebas de bombeo.

Los pozos de observación de aguas subterráneas se utilizan para determinar y supervisar el nivel estático del agua con mayor precisión. Desde los pozos de observación generalmente no aislados dentro de una zona individual o estrato que sólo proporcionan una indicación general de la capa freática, y por lo tanto son más adecuados para los sitios con las condiciones del subsuelo generalmente uniformes. En los suelos estratificados con dos o más acuíferos, las presiones de agua pueden variar considerablemente con la profundidad. Para tales condiciones variables, generalmente es más apropiado utilizar piezómetros. Los piezómetros tienen sellos que aíslan las pantallas o sensores dentro de una zona o capa específica dentro del perfil del suelo, proporcionando una medición de la presión del agua dentro de esa zona.

Pozos de observación y piezómetros deben ser controlados periódicamente durante un periodo prolongado de tiempo para proporcionar información sobre las variaciones estacionales en los niveles de agua subterránea. La supervisión durante la construcción proporciona información importante sobre la influencia de un túnel en los niveles de aguas subterráneas, formando un componente esencial del control de la construcción y cualquier programa de protección de estructuras e instalaciones existentes. Las jurisdicciones locales y estatales pueden imponer requisitos específicos para los pozos de observación permanentes y piezómetros, para la documentación de instalaciones temporales y permanentes, y para el cierre de estas instalaciones.

Un túnel seco proporciona un entorno más seguro y más amable y reduce significativamente los costos de operación y mantenimiento. Los avances en la tecnología de túnel en las últimas décadas en general y en el campo de la impermeabilización en particular, han facilitado la aplicación de criterios estrictos de infiltración de agua y la capacidad de construir túneles secos.

La Asociación Internacional de Túneles (ITA), recomienda los siguientes criterios de infiltración de agua.

La infiltración admisible	
Túneles	$\leq 0,002$ gal / ft / día
Espacio público subterráneo	≤ 0.001 gal / ft / día

Los sistemas de impermeabilización de túneles, se utilizan para prevenir entrada de dichas aguas en una abertura subterránea. Se componen de una combinación de varios materiales y elementos. El diseño de un sistema de impermeabilización se basa en la comprensión del suelo y las condiciones geohidrológicas, la geometría y el diseño de los métodos de estructura y de la construcción para ser utilizado.

4.4.1 Impermeabilización.

Un sistema de impermeabilización debe ser siempre un sistema integrado que tenga en cuenta las etapas de construcción intermedia, las condiciones finales de las estructuras y su uso final, incluyendo el mantenimiento y operaciones.

Hay dos tipos básicos de sistemas de impermeabilización: drenados (abierto) y no drenados (cerrado). Los sistemas de impermeabilización abiertos permiten aportaciones de aguas subterráneas en un sistema de drenaje del túnel. Típicamente, el área de la bóveda del túnel está equipado con un sistema de impermeabilización que forma una protección similar a un paraguas que drena el agua que se filtra hacia la cavidad alrededor del arco en un sistema de drenaje que se encuentra en la parte inferior de las paredes laterales del túnel y en la solera del túnel.

El sistema abierto es de uso común en los túneles de roca, donde las tasas de infiltración de agua son bajas. Las entrada de dichas aguas típicamente se localiza en lugares distintos, tales como juntas o las fracturas y la permeabilidad global es tal que una de las capas de aguas subterráneas del suelo que cubren la masa de roca no se ven afectadas. Este sistema se instala normalmente entre un apoyo inicial túnel (revestimiento inicial) y el apoyo secundario o final (revestimiento permanente). El sistema de impermeabilización abierto suele ser más económico, ya que la carga hidrostática es muy reducida o eliminada.

Sistemas de impermeabilización cerrados, se extienden en todo el perímetro del túnel y tienen por objeto excluir el agua subterránea, haciendo que fluya hacia el

sistema de drenaje del túnel por completo. De este modo no se proporciona ningún drenaje de las aguas subterráneas. Por tanto, los revestimientos secundarios tienen que ser diseñados para presiones hidrostáticas completas. Estos sistemas se aplican a menudo en suelos permeables donde la descarga de las aguas subterráneas en los túneles sería significativo y, de otro modo causan una disminución de la capa freática y posiblemente causar asentamientos superficiales.

La “National Fire Protection Association” (NFPA), en su norma 502 - Norma para los túneles de carretera, puentes y otras Carreteras de acceso limitado ofrece los siguientes requisitos de protección contra incendios y seguridad de vida para los túneles:

- Protección de los elementos estructurales.
- Detección de incendios.
- Sistemas de comunicación.
- Control de tráfico.
- Protección Contra Incendios (es decir, tubo vertical, bocas de incendios, suministro de agua, extintor de incendios portátil, sistemas de extinción de incendios a base de agua fijo, etc.).
- Sistema de drenaje del túnel.
- Salida de emergencia.
- Eléctrico.
- Plan de respuesta de emergencia.

4.5 Instalaciones en tuneles.

Ventilación de emergencia, iluminación y Comunicación.

Un sistema de ventilación de emergencia debe proporcionarse para controlar el humo y para proporcionar aire fresco para la evacuación de los pasajeros y para el apoyo a los sistemas de emergencia. El sistema de ventilación de emergencia es a menudo el sistema de ventilación normal operado a velocidades más altas. Los ventiladores deben estar conectados a una fuente de energía de emergencia en caso de fallo de la alimentación principal. El alumbrado de emergencia del túnel, detectores de incendios, mangueras e hidrantes deben ser proporcionados. En determinadas instalaciones, se han utilizado las medidas de supresión de incendios, tales como espuma o sistemas de diluvio. El riesgo de propagación de incendios a través de los conductos de cable de alimentación debe ser eliminada mediante la división de conductos de cable en secciones a prueba de fuego, la colocación de cables en conductos de concreto, utilizando cables resistentes al fuego en su caso. Los materiales utilizados no deben liberar gases tóxicos o agresivos como el cloro. El agua para la extinción de incendios debe ser protegido contra las heladas, los botones de alarma contra incendios deben colocarse al lado de cada cruce.

Los teléfonos de emergencia deben ser proporcionados en los túneles y se conectan a la fuente de alimentación de emergencia. Cuando se utiliza un teléfono, la ubicación de la persona que llama debe identificarse tanto en el centro de control y por una luz de advertencia visible para el rescate de personal. Los teléfonos deben ser proporcionados en puertas transversales de paso y salidas de emergencia. Los sistemas de comunicación deben dar a los viajeros la posibilidad de pedir ayuda y recibir instrucciones. Los sistemas deben dar la alarma rápida y fiable cuando se presentan condiciones de operación inusuales o situaciones de emergencia.

El sistema de ventilación de un túnel funciona para mantener niveles aceptables de calidad del aire para la exposición a corto plazo dentro del túnel. El diseño puede ser impulsado ya sea por consideraciones de fuego (seguridad) o por la calidad del aire; el aire que circula depende de muchos factores, como el tráfico, el tamaño y la longitud del túnel.

Los requisitos de ventilación en un túnel de la carretera se determinan utilizando dos criterios primarios, el manejo de las emisiones nocivas de los vehículos que utilizan el túnel y el manejo de humo durante un incendio. Los análisis que se utilizan a menudo para establecer un diseño apropiado para la ventilación en caso de incendio se determinan mediante la dinámica de fluidos computacional. Un análisis de la calidad del aire también debe llevarse a cabo para determinar si la calidad del aire podría regir el diseño. Los puntos de monitoreo de calidad del aire en el túnel deben ser proporcionados y la ventilación deben ser ajustadas en función del volumen de tráfico para dar cabida a la calidad de aire requerida.

El impacto ambiental y la calidad del aire pueden afectar la ubicación de las estructuras de ventilación, edificios, ejes y portales. Los análisis deben tener en cuenta el futuro desarrollo, niveles de suelo, las alturas y distancias de los receptores sensibles cercanos a estos lugares y la ubicación de las ventanas y los edificios adyacentes para minimizar los impactos operables.

Las dos principales opciones del sistema de ventilaciones utilizadas para túneles son la ventilación longitudinal y ventilación transversal. Un sistema de ventilación longitudinal introduce aire, o retira el aire de un túnel, con el flujo longitudinal de tráfico, en un número limitado de puntos, tal como un conducto de ventilación o de un portal. Puede ser sub-clasificado como el uso de un sistema de ventilación jet o un sistema de ventilación central con una alta velocidad. El uso del sistema basado longitudinal del ventilador de chorro fue aprobado por la FHWA en 1995 basado en los resultados del Programa “the Memorial Tunnel Fire Ventilation Test”(NCHRP, 2006). Generalmente, se incluye una serie de ventiladores axiales a chorro de alta velocidad montadas en el nivel del techo del túnel de carretera para inducir un flujo de aire longitudinal a través de la longitud del túnel (figura 4.15).



Figura 4.15 Sistema de ventilación con ventiladores de chorro en Túnel Cumberland Gap (www.roadstothefuture.com).

Con ventilación transversal completa, los conductos de suministro de aire están situadas por encima, por debajo o al lado del tubo de tráfico e inyectan aire fresco en el túnel a intervalos regulares. Los conductos de salida se encuentran por encima o al lado del tubo de tráfico, y eliminan el aire y los contaminantes. Con ventilación semitransversal, el conducto de alimentación se elimina. Cuando se utilizan de suministro o conductos de escape, el flujo se genera por los ventiladores agrupados en edificios de ventilación. Los estándares de ruido locales generalmente requerirían atenuadores de ruido en los ventiladores o boquillas.

La selección del sistema de ventilación adecuado, tiene un profundo impacto en el trazado del túnel, el diseño, y el diseño de la sección transversal.

Sistemas de iluminación.

La iluminación en túneles ayuda al conductor en la identificación de peligros o vehículos con discapacidad dentro del túnel, mientras que a una distancia suficiente para reaccionar o detenerse de manera segura. Los niveles de luz alta se requieren generalmente al principio del túnel durante el día para compensar el "efecto del agujero Negro" que se produce por la estructura del túnel, con la sombra de la carretera como se muestra en la Figura 4.16. Estos altos niveles de luz serán utilizados únicamente durante el día. Los artefactos de iluminación del túnel se encuentran normalmente en el techo, o montados en las paredes cerca del techo. Sin embargo, la ubicación, el tamaño, el tipo y número de artefactos de iluminación afectan los requisitos geométricos del túnel y se deben tomar en consideración.



Figura 4.16 "Agujero Negro" (izquierda) y la iluminación adecuada (Derecho). (iluminet.com).

Para una mayor seguridad en caso de incendio, se sugiere colocar las luces estroboscópicas para identificar las rutas de salida. Si se usan deben ser colocados alrededor de las puertas de salida, especialmente en los niveles más bajos que podrían entonces estar bajo el nivel de humo. Las luces estroboscópicas se activarían sólo durante los incendios en túneles.

4.7 Instrumentación en túneles.

La instrumentación geotécnica tiene como finalidad determinar el comportamiento y las características del terreno para predecir su evolución frente a cargas, movimientos, empujes y demás acciones, tanto naturales como inducidas por las obras. La instrumentación tiene 3 objetivos principales.

- a. La auscultación continua del comportamiento:
 - El túnel en construcción.
 - El terreno vecino.
 - Las estructuras vecinas.
- b. Verificación de las hipótesis de diseño del túnel.
- c. Acopio de información útil para investigación y futuros diseños.

Tal instrumentación es un elemento clave de cualquier programa de mantenimiento y protección de estructuras e instalaciones existentes. Además, proporciona información cuantitativa para evaluar los procedimientos de túneles durante el curso de la construcción, y se puede utilizar para activar las modificaciones a los procedimientos de construcción de túneles de manera oportuna para reducir los impactos de la construcción. La instrumentación también se utiliza para controlar la deformación y la estabilidad de la abertura del túnel, para evaluar la adecuación de los sistemas de apoyo inicial del túnel y los métodos y secuenciación de un túnel.

La planificación de un programa de instrumentación requiere elegir las magnitudes a medir el tipo de instrumentos a utilizar. Dichas magnitudes pueden ser:

- Movimientos superficiales.
- Movimientos en el interior del terreno.
- Movimientos de apertura de grietas y entre diferentes puntos.
- Presiones intersticiales y sus variaciones.
- Empujes del terreno sobre elementos de construcción.

La frecuencia en las lecturas y la obtención de datos depende de las magnitudes a medir y la velocidad del proceso a controlar. Las lecturas pueden ser manuales o automáticas. Las primeras lecturas están indicadas en los casos en que el número de sensores o puntos de registro sea pequeño, la periodicidad en la toma de datos sea semanal o mayor a los puntos de lectura los cuales sean fácilmente accesibles.

Todo esto de la instrumentación relaciona la verificación de la seguridad de la obra y su entorno. Aplicando en su caso, acciones preventivas o correctivas. Se asegurara la confiabilidad del diseño aplicado, confirmando o ajustando las teorías y procedimientos aplicables. Considerando también el desarrollo de nuevas teorías y procedimientos de diseño.

El uso de la instrumentación no se limita solamente a seleccionar el instrumento sino al desarrollo paso a paso de un proceso ingenieril, que empieza con la definición de objetivos y termina con la implementación de los datos obtenidos, como pueden ser desplazamientos, desplomes, esfuerzos y deformaciones, presiones y vibraciones.

Cada paso es crítico para el éxito o fracaso del programa completo, y el proceso ingenieril involucra tanto las habilidades del personal como las capacidades de los aparatos.

El diseñador de una obra cuyo componente geotécnica es relevante, trabaja siempre con una importante dosis de incertidumbre, debido a la heterogeneidad de los materiales naturales.

Generalmente la observación del comportamiento de las obras de construcción geotécnica, forma parte del proceso de diseño.

Una de las características más importantes que debe de tener la instrumentación es que debe ser confiable. Su máxima simplicidad y su correspondiente alta calidad, están ligadas con su confiabilidad.

En orden decreciente, la simplicidad y confiabilidad de los instrumentos se asocia con: la óptica, la mecánica, la hidráulica, la neumática y la electricidad.

A continuación se explicaran brevemente las medidas de desplazamiento tanto en puntos situados en superficie como deslizamiento profundos y medidas de presión.

Cabe señalar que existen dos categorías principales las cuales consisten en:

- a. La determinación en sitio de las propiedades de los suelos y las rocas.
- b. Auscultación del comportamiento durante la construcción de obras.

Equipos con sistema de lecturas mecánico.

Los sensores empleados son los siguientes:

- Cinta de convergencia.
- Cinta métrica.
- Calibre.
- Flexómetro.

La cinta de convergencia (Figura 4.17) es recomendable para distancias mayores de 2 metros. Para distancias inferiores se utilizan los otros sistemas en función de la precisión que se necesite: para poca precisión (milímetros), la cinta métrica

metálica; para precisión media (decimas de milímetros), el calibre; para presión alta (centenas de milímetros), el flexómetro.

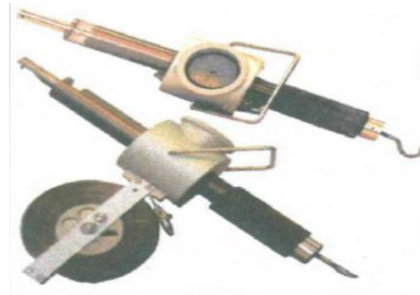


Figura 4.17 Cinta extensiométrica para medida de convergencias (L. Gonzales, 2004).

Equipos con sistema de lecturas eléctrico.

Son indispensables para automatizar el proceso de registro de datos o cuando los puntos a controlar no sean accesibles. En la (Figura 4.18) se muestra un esquema del equipo. Los sensores de medida pueden ser los siguientes:

- Potenciómetro.
- LVDT.
- Cuerda vibrante.

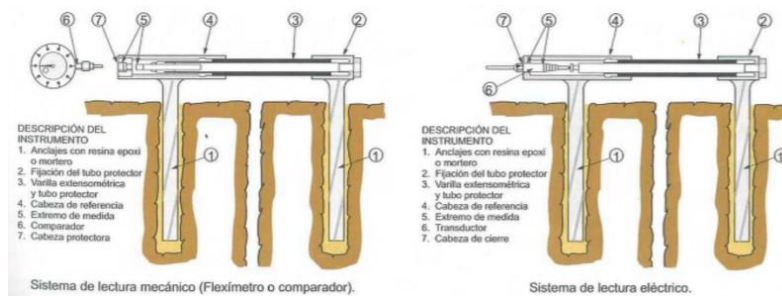


Figura 4.18 Medidor de juntas con sistema mecánico y eléctrico (L. Gonzales, 2004).

Métodos geodésicos.

Este tipo de métodos permite medir movimientos horizontales y verticales, obteniendo una precisión media del orden del centímetro. Se pueden utilizar tres sistemas:

- Triangulación: medida de ángulos desde dos o más bases fijas.
- Trilateración: medida de distancias desde tres o más bases fijas.
- Poligonación: medida de ángulos y distancias desde al menos tres bases fijas.

Nivelación.

Este método mide movimientos verticales, obteniendo precisiones de hasta 1 mm en itinerarios de 1 Km. La medida de dichos movimientos se efectúa respecto a bases de referencia fijas, el procedimiento de lectura y tratamiento de datos es rápido y sencillo.

Colimación.

Con este método se miden movimientos horizontales perpendiculares al plano de colimación. La medida de movimientos horizontales de los puntos de control se realiza respecto a un plano vertical de colimación fijo. La precisión obtenida es alta, de orden milimétrico, y el procedimiento de lectura y tratamiento de datos es rápido y sencillo.

En cualquiera de los tres sistemas es importante asegurar que las bases topográficas o de referencia sean fijas y estén situadas fuera de las zonas inestables.

Inclinómetros.

Los inclinómetros constituyen uno de los principales métodos de investigación de deslizamientos y, en general, de control de movimientos transversales a un sondeo. Consisten en la medida de inclinaciones en diversos puntos del interior de un sondeo mediante una sonda que transmite una señal eléctrica proporcional a la inclinación (Figura 4.19). Las diferencias entre las medidas realizadas en diversos puntos y los tiempos en que se toman medidas, permiten conocer y cuantificar los movimientos transversales al sondeo.

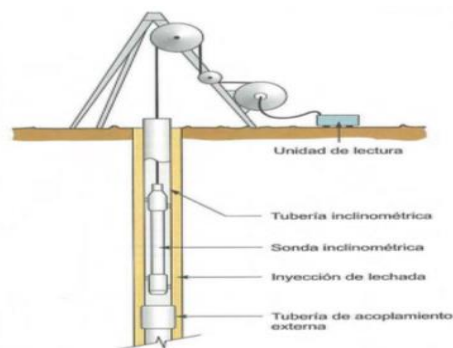


Figura 4.19 Instalación de sonda inclinométrica (L. Gonzales, 2004).

Los inclinómetros pueden ser de resistencia eléctrica, de cuerda vibrante y servoacelerómetros, alcanzando estas últimas precisiones en la medida de giros de $20 \times 10^{-4} \text{ rad}$. Es importante asegurarse de que el inclinómetro se sitúa por debajo de la zona de posible movimiento.

Extensiómetros.

Miden movimientos entre dos puntos, uno situado en la parte superior del sondeo y otro situado en su interior, al que se fija mediante un anclaje. Los desplazamientos de los puntos de anclaje se transmiten al emboquille del sondeo mediante hilos o varillas, midiéndose dichos desplazamientos por procedimientos mecánicos o eléctricos. Para longitudes menores de 40 metros se utiliza el extensómetro de varilla y para longitudes mayores de 60 metros el de hilos.

Existen 3 tipos de extensiómetros, que son los más utilizados:

- Extensómetro de cintas.
- Extensómetro de barra.
- Extensómetro de alambre tensado.

Los extensómetros de cinta o alambre (Figura 4.20) constan de una unidad de lectura (A) y de la cinta con referencias fijas o el alambre con que se efectúa la medición (B). Este tipo de aparatos siendo de una precisión alta, se utilizan de referencia en túneles excavados en roca; sin embargo, para túneles en suelos, donde las convergencias son de mayor magnitud, los aparatos con cinta de acero o barras de aluminio tienen una precisión aceptable (0.01 mm), con la ventaja de que su costo es menor.

A la unidad de la lectura lo conforman los siguientes aditamentos:

- a. Un dinamómetro (1) y un dispositivo sensor (2).
- b. Un medidor de desplazamientos (3), también cuenta con unos dispositivos de sujeción en ambos extremos (4 y 5).

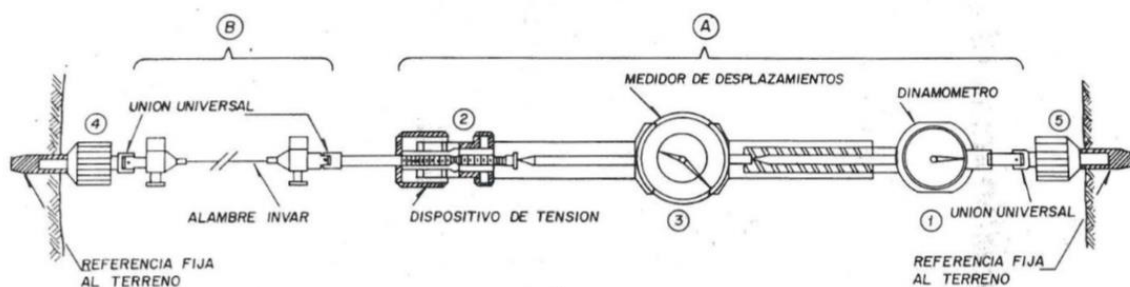


Figura 4.20 Extensómetro de cinta o alambre. (www.ampere.com).

Los extensómetros de barra.

Consiste en dos barras huecas de aluminio de sección circular o cuadrada, que pueden deslizarse libremente una dentro de la otra; una de ellas está graduada y la otra cuenta con un vernier. El instrumento está equipado con un termómetro para corregir las lecturas por cambios de temperatura (Figura 4.21).

Las referencias de medición son pernos de punta cónica o varillas con punta de bala empotrados en la pared del túnel, para garantizar que los apoyos de medición sean siempre los mismos. Para su medición los extremos de las barras se apoyan en las referencias empotradas en la pared del túnel y se toma la lectura marcada en la barra graduada, precisando el valor con el vernier; al mismo tiempo se registra la temperatura.

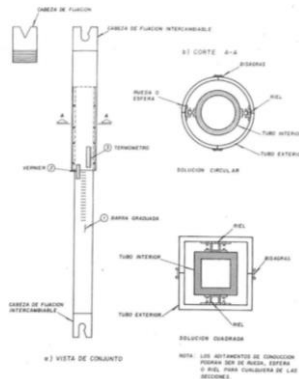


Figura 4.21 Extensómetro de barra. (www.ampere.com).

El extensómetro de alambre tensado

Consiste en uno o varios alambres de acero que se anclan en diferentes puntos a lo largo de una perforación y se mantienen tensados por medio de pesas o resortes. Los sensores, usualmente resortes, están sujetos; a placas empotradas en la perforación y el extremo libre unido a los alambres; las deformaciones del elemento sensor se miden con un micrómetro de caratula (Figura 4.22) o un vernier.

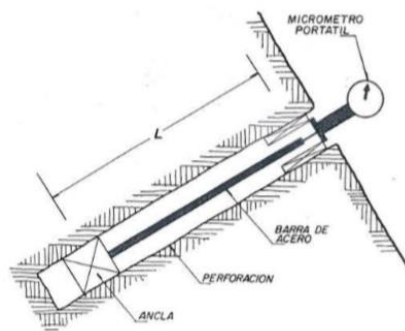


Figura 4.22 El extensómetro de alambre con micrómetro. (www.ampere.com).

Capítulo 5

Riesgos en túneles.

Objetivo:

Conocer los estudios posteriores a la construcción del túnel para delimitar las medidas de seguridad necesarias para reducir y minimizar los riesgos en caso de siniestros, tanto de las vidas humanas así como asegurar la integridad de la construcción.

Introducción.

En el mundo de la ingeniería y construcción subterránea se ha tenido un importante avance en lo que concierne a los métodos constructivos y los métodos de sostenimiento, los cuales han permitido la construcción de túneles que han incrementado tanto en longitud, profundidad y diámetros; que en otras palabras son más difíciles de ejecutar.

Otro de los factores que dificulta la construcción de la mayoría de los túneles diseñados en zonas urbana es que se ha adquirido una conciencia de conservar y cuidar el medio ambiente a la par del mejoramiento de la calidad de la vida humana, por lo tanto, la necesidad de un acercamiento intelectual y tecnológico se requiere para responder adecuadamente a dichas necesidades.

Karl Terzaghi decía:

“En la ingeniería de aquellos trabajos como cimentaciones profundas, túneles, contenciones o presas de materiales sueltos, una gran cantidad de esfuerzo y trabajo se emplea en aproximar de forma grosera los valores de las constantes físicas que aparecen en las ecuaciones. Muchas variables, como la continuidad de los estratos importantes o las condiciones de la presión del agua contenida en el terreno permanecen desconocidas. Por tanto, los resultados obtenidos de las computaciones no son más que hipótesis de trabajo que deberán ser objeto de confirmación o modificación durante la construcción. En el pasado, solo dos métodos han sido usados para sobrellevar las inevitables incertidumbres: o bien adoptar factores de seguridad excesivos o bien realizar asunciones o hipótesis de acuerdo a la experiencia general. El primer método es derrochar y el segundo es peligroso. La mecánica del suelo, tal y como se entiende hoy día, proporciona un tercer método que podría denominarse método experimental (posteriormente se renombró como método observacional por Peck). El procedimiento es el siguiente: basemos el diseño en cualquier información que podamos asegurar. Posteriormente, en base a los resultados de las mediciones, cerremos

gradualmente los huecos en el conocimiento del problema, y si es necesario, modifiquemos el diseño durante la construcción. La mecánica del suelo nos proporciona el conocimiento requerido para las aplicaciones prácticas de este método”.

La idea del riesgo geotécnico de Terzaghi fue más tarde desarrollada por Casagrande mediante el concepto “riesgo calculado” (1964) y el “método observacional” de Peck (1968). Este método observacional fue concebido intrínsecamente para la práctica de mecánica de suelos. Consiste por tanto en los cimientos en los cuales la “Gestión de riesgos para Obras Subterráneas” debería basarse. Una característica importante es que cada observación debería realizarse para aportar realmente una mejora.

5.1 Riesgos en obras subterráneas.

Los principales factores de riesgo están asociados con túneles en áreas urbanas densamente pobladas, incluyendo las propiedades y servicios sujetos a riesgos, condiciones geológicas pobres del terreno, presencia e interferencia del nivel freático y la baja sobrecarga respecto al diámetro de excavación y los asentamientos inducidos por el túneleo con diseños potenciales a las estructuras existentes e instalaciones sobre el túnel.

El riesgo en obras subterráneas puede llevarnos a fallos de consecuencias catastróficas especialmente en zonas urbanas debido a que los fallos en la estabilidad de la excavación pueden afectar inevitablemente a los edificios situados en la superficie.

La construcción de túneles demanda altas capacidades en un entorno lleno de incertidumbres donde la gestión de riesgos no es una opción sino una necesidad. Entender la incertidumbre ayuda a entender los riesgos, y esto último nos ayudara a tomar decisiones en estos entornos complicados.

La incertidumbre sugiere la falta de capacidad para estimar una variable, que no puede ser determinada con precisión. El riesgo, de forma general es conocido como el producto de la probabilidad de un acontecimiento y de sus posibles consecuencias.

La mayoría de las veces en evaluación de riesgos de probabilidad y consecuencias están sujetas a incertidumbre. Esta incertidumbre, sin embargo, depende de tiempo, ya que algo que hoy en día es incierto se sabrá con absoluta seguridad cuando pase el tiempo. Antes de la construcción de un túnel, por ejemplo; hay muchos factores inciertos relativos a las condiciones del terreno a lo largo de la traza: sin embargo

cuando el túnel está terminado las condiciones son perfectamente conocidas.

5.1.1 Incertidumbre de obras subterráneas.

Uno de los tipos de incertidumbre en el cual se considere un evento completamente gobernado por el azar, como por ejemplo puede ser el lanzamiento de un dado. Este tipo de incertidumbre es conocida como incertidumbre aleatoria.

Por el contrario, en una partida de domino: las fichas están revueltas sobre la mesa, y cada uno de los cuatro jugadores recoge sus fichas. La distribución de las fichas está absolutamente fijada. La clave para ganar consiste precisamente en saber el valor de las fichas de los demás mediante la observación y la inducción basada en la información que va apareciendo durante la partida. Conforme van apareciendo las fichas sobre el tablero, la incertidumbre acerca de las que quedan va siendo cada vez más pequeña. Este sería un escenario de incertidumbre debido al desconocimiento, también conocida como incertidumbre epistémica.

Una vez establecida esta diferencia se puede ver que, cuando aumenta la información disponible, la incertidumbre epistémica tiende a reducirse mientras que la aleatoria no. Así pues, volviendo al caso de proyectos de túneles se puede inferir que la práctica geotécnica está más cerca de la epistémica que de la aleatoria, ya que la ejecución de sondeos o ensayos para el reconocimiento del terreno aporta información que invariablemente disminuye la incertidumbre.

La ingeniería de estructuras subterráneas en medios ambientes urbanos congestionados tienen que basarse en la suposición de que prácticamente no se tiene certeza acerca de los principales parámetros de entrada: la interpretación geotécnica y geomecánica del comportamiento del terreno, la valorización de la interacción entre la estructura del túnel y el medio que la rodea, las variables de la construcción, los factores del mercado, la opinión y respuesta de los usuarios finales de la infraestructura que se construirá.

Las obras subterráneas suponen la mayor fuente de incertidumbre dentro de la ingeniería civil. El desconocimiento de las condiciones del terreno son la mayor causa de retrasos y sobrepuestos en construcción de túneles en todo el mundo (Woods, 2002). La diferencia entre los datos disponibles mediante los reconocimientos geotécnicos y las características reales del terreno *in situ* demandan un esfuerzo extra en la gestión y reducción del riesgo. En trabajos de construcción relativos a la geotecnia, es común encontrar incertidumbres relacionadas (Auvinet, 2002):

- Variación espacial y efecto escala.

- Investigación excesivamente limitada y por tanto materiales desconocidos.
- Divergencia entre resultados de trabajos de campo y ensayos de laboratorio.
- Errores de medida.
- Estimaciones subjetivas.
- Naturaleza aleatoria de ciertas cargas estáticas y dinámicas.
- Condiciones medioambientales: variaciones del nivel freático, erosión, etc.
- Validez y precisión de los modelos geotécnicos de cálculo.
- Utilización de correlaciones empíricas.
- Error humano.

Es frecuente observar grandes discrepancias entre predicciones teóricas y el comportamiento real del subsuelo debido a las diferentes variables involucradas. La figura 5.1 obtenida de los estudios de Wheeler (1999) es un ejemplo ilustrativo, en la figura la variación resulta de las diferentes aproximaciones e hipótesis realizadas para afrontar y resolver el problema.

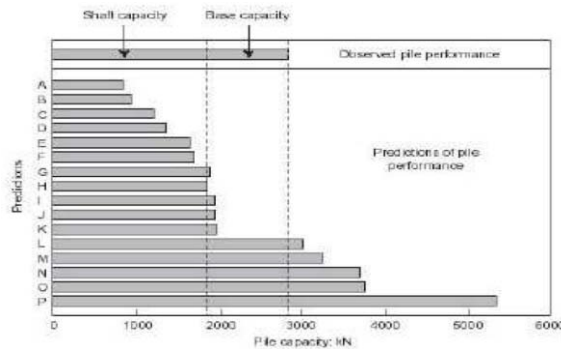


Figura 5.1 Comparación entre el comportamiento esperado (Wheeler,1999).

Las incertidumbres y los riesgos son aspectos reales, con los cuales la gente moderna ha aprendido a vivir y con los cuales los actuales diseñadores y contratistas se enfrentan constantemente mediante un manejo y análisis de eventos potenciales o peligrosos que son la base de los riesgos.

En la práctica, el grado de riesgo asociado con una probabilidad de impacto está valuado y este valor puede calcularse como el producto de la probabilidad (en porcentaje) y el índice de severidad (o impacto) como un porcentaje del valor máximo convencional, definiendo el “nivel de riesgo inicial”.

En los casos en que el nivel de riesgo inicial es aceptable, las medidas de mitigación relevantes deben ser identificadas y diseñadas, debe hacerse un análisis para redistribuir el nivel de riesgo remanente, obteniendo un nivel de riesgo actualizado, conocido como “nivel de riesgo residual” que debe compararse con el “costo global”, necesario para reducir o eliminar completamente el riesgo. En general las principales fuentes de riesgos como ya se ha mencionado al principio de este

capítulo, están asociadas en los proyectos de túneles urbanos mecanizados, particularmente en la Geología, Hidrogeología, Diseño y Construcción.

En la tabla 5.1 se presenta un ejemplo simplificado de un listado de riesgo y las causas relacionadas referidas a la información de entrada y al método de construcción en un proyecto de túneleo mecanizado en zonas urbanas.

La administración de Riesgos formal, se ha convertido en una herramienta importante en muchos campos técnicos y ha sido más ampliamente aceptada por la industria de túneles y obras subterráneas. Ahora se ha vuelto más común para proyectos subterráneos llevar a cabo sistemática y continuamente una conducta formal para evaluaciones serias de la Administración de Riesgos en todas las etapas de planeación, diseño, construcción y operación.

De hecho, los documentos para la Administración de Riesgos sistemáticos publicados por la asociación Internacional de Túneles (ITA), se han vuelto estándares para la industria de seguros.

La industria de seguros, promueven muy activamente el manejo de riesgos en todas las etapas de un proyecto con objeto de minimizar las pérdidas por aseguramientos. Un código internacional de la ITA, ha sido publicado por el Grupo Internacional de Seguros para Túneles.

Tabla 5.1. Listado de riesgos en túneles. (ITA).

Familia de riesgos	Causas Diseño	Construcción (mecanizada)
Geología	<ul style="list-style-type: none"> -Recopilación insuficiente de datos. -Insuficiente trabajo de campo de geólogos expertos. -No se involucra a expertos locales. -Escasez de investigaciones del sitio para reducir incertidumbres locales. -Necesidades de validación del modelo geológico durante las actividades de pre-construcción (perforaciones para instalar en el terreno equipos de monitoreo). -Falta de validación del modelo geológico durante la construcción (exploración hacia adelante, mapeo del frente). 	<ul style="list-style-type: none"> -TBM sin equipo para explorar adelante. -No hay un mapeo sistemático del frente durante el mantenimiento del cortador y cuando es posible. -Carencia de controles estrictos de presión del frente para mantener la estabilidad del mismo. -Suministrar personal con suficiente experiencia.
Hidrogeología	<ul style="list-style-type: none"> -Insuficiente recopilación de información. -Inicio tardío en la recopilación de información. -Grupos de información disponible no significativa estadísticamente. -Pruebas insuficientes tanto en el sitio como en el laboratorio. -Mecanismos de falla del terreno asociados al tuneleo no completamente entendido. 	<ul style="list-style-type: none"> -Piezómetros insuficientes. -Insuficientes estudios de correlación entre datos de lluvia contra lecturas de piezómetros. -Instalación tardía de instrumentos. -Monitoreo de instrumentos no instalados.
Geotecnia	<ul style="list-style-type: none"> -Recopilación insuficiente de información. -Grupos de información disponible no significativa estadísticamente. -Las pruebas no son adecuadamente para definir todo el comportamiento peculiar del terreno. -Diseño utilizando solo parámetros promedio. -Mecanismos de falla del terreno asociados a túneleo no totalmente entendido. 	<ul style="list-style-type: none"> -Escases de control del material excavado. -Falta de correlación entre parámetros de la TBM y las condiciones geotécnicas en el frente del túnel.
Procedimiento constructivo (EPB-TBM)	<ul style="list-style-type: none"> -Rangos para operar la presión del frente no pre-establecidos. -Rangos para operar la presión del frente calculados por métodos inadecuados. -Falta de disposiciones para el modo de avance. -Falta de disposiciones para validar el modo de avance y las presiones de frente durante la construcción de acuerdo a las condiciones encontradas. -Insuficiente recopilación de potenciales interferencias con estructuras. 	<ul style="list-style-type: none"> -Escasez de controles automáticas de los parámetros clave para el empuje. -Presión del frente fuera de los rangos preestablecidos. -Modo de avance no consistente con lo preestablecido. -Falta de procedimientos de validación del modo de avance y presiones del frente durante la construcción. -Condiciones inesperadas del terreno que ocasionan pérdidas de presión. -Suministro de personal con suficiente experiencia.
Procedimiento constructivo, EPB-TBM Revestimiento	<ul style="list-style-type: none"> -Insuficiente refuerzo de las dovelas. -Baja o equivocada resistencia a la presión de los sellos. -Insuficientes condiciones de consideraciones de carga durante el dimensionamiento de las dovelas. -Escenarios críticos no considerados durante el dimensionamiento de las dovelas. 	<ul style="list-style-type: none"> -Falta de controles de calidad durante la producción de dovelas. -Falta de controles de calidad durante la construcción. -Falta de mantenimiento. -Instalación insuficiente. -Deficiente manejo y almacenaje de las dovelas durante su transporte y en el sitio.

5.1.2 Análisis de riesgos.

Se han desarrollado tecnologías especiales para controlar la estabilidad del frente y el techo del túnel y para minimizar los asentamientos en superficie. Una metodología se conoce como PAT (Plan para el Avance del Túnel) y se basa en el principio del manejo de riesgos (Figura 5.2).

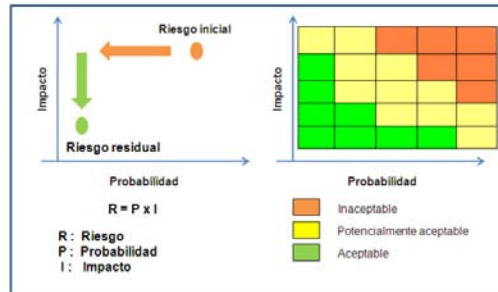


Figura 5.2. Los principios de la Administración de Riesgos.

Un componente esencial de un PAT, es un Plan de Manejo de Riesgos (PRM), el cual incluye los siguientes pasos:

- Identificación del riesgo.
- Cuantificación del riesgo.
- Respuesta inicial a la identificación de los riesgos (medidas de mitigación, incluyendo las alternativas correctas para el diseño y construcción).
- Evaluación del riesgo residual.
- Predefinición de mediciones de riesgos residuales.

La aplicación de un PMR requiere que el diseño sea desarrollado utilizando métodos probabilísticos, en caso necesario para optimizar su ejecución utilizando la metodología PAT (Figura 5.3).



Figura 5.3. Los principios del PAT.

5.1.3 Gestión de riesgos.

Es un proceso dinámico que trasciende el proyecto específico y ofrece la oportunidad de construir un valioso conocimiento para afrontar futuros proyectos, enriquece el juicio ingenieril para evaluar mejor los riesgos mediante el esfuerzo de un equipo. La gestión de riesgos obliga al equipo del proyecto a pensar acerca de todos los posibles eventos, incluso aquellos no directamente relacionados con aspectos técnicos, ya que todos ellos pueden contribuir a retrasos o sobrecostos de proyectos. A continuación se presentan algunos de los beneficios de llevar a cabo una política de Gestión de Riesgos (Simón, 1997):

- Facilita la elaboración, planificación y presupuestos más realistas.
- Aumenta las posibilidades de que el proyecto se ajuste a las planificaciones.
- Mejora el espíritu de equipo.
- Ayuda en la selección estratégica para compras y aprovisionamientos.
- Ayuda a distinguir entre una buena o mala gestión.
- Ayuda a la plantilla a desarrollar habilidades para evaluar riesgos.
- Pone de relevancia planes de financiamiento pocos sólidos.
- Focaliza la atención de la gestión del proyecto en los aspectos más importantes.
- Crea y hace crecer el conocimiento para gestionar mejor los futuros proyectos.
- Permite tomar mayores riesgos así como las oportunidades derivadas de ellos.
- Permite una selección de alternativas más objetivas.
- Ofrece una herramienta de marketing convincente para acercarse a los clientes.
- Ayuda a la asignación del riesgo a la parte que mejor puede manejarlo.
- Reúne la opinión de todos los involucrados en una estructura donde todo el mundo puede expresar su visión de los diferentes aspectos del proyecto.

La gestión de riesgos no garantiza que el proyecto termine en coste y plazo ya que la incertidumbre es inherente a las obras subterráneas. Debido a que cualquier cosa que se realiza debe satisfacer las necesidades del que tomara las decisiones, es importante hacerle partícipe no solo del resultado final, sino involucrarlo a lo largo de todo el proceso. Como en general se tiende a pensar que hablamos solamente del proceso de construcción, es importante remarcar que también se incluyen los aspectos relativos a la explotación y mantenimiento del túnel.

Geoestadísticas.

La variación espacial de las propiedades del suelo es una de las principales fuentes de la incertidumbre (Vanmarcke, 1977). Las geoestadísticas abarcan una metodología que tiene la propiedad de describir variaciones espaciales del medio de forma más realista que los perfiles geotécnicos, tan presentes en la práctica diaria. Las geo estadísticas sin embargo se deben de apoyar en suficientes datos de campo como para tener un nivel de seguridad suficiente. Este nivel de seguridad depende por tanto de los datos disponibles. Este método se ha utilizado y desarrollado en las industrias mineras y petroleras, donde los factores de escala y la relación costo/beneficio de la exploración son substancialmente mayores que en la mayoría de los trabajos de obra civil. Las geoestadísticas se han utilizado en los siguientes casos entre muchos otros:

- Proyectos en alta mar, para representar las variaciones de las propiedades del suelo marino en La Sonda de Campeche en el Golfo de México y en el Mar del Norte entre otros (Lacasse y Nadim, 1996)
- Caracterización y simulación del subsuelo del valle de México D.F.
- Caracterización del subsuelo para la cimentación de las pilas del puente Rion- Antrion sobre el Golfo de Corinto en Grecia, entre otros.
- En el Canal de la Mancha es el suelo más investigado de la historia (además de los estudios previos, se realizaron más de 100 (Hariis, 1996).
- Una adecuada identificación de la creta de lado ingles mediante geo estadísticas proporciono un terreno adecuado para la perforación y fue probablemente la mayor herramienta de Gestión de Riesgos utilizada.
- Algunas ciudades de Canadá cuentan con una red de sondeos realizados por el Canadian Reserch Council que permite a las geo estadísticas modelar las variaciones espaciales en el subsuelo y estimar las probabilidades de encontrar elementos detallados basándose en diferentes parámetros, como la secuencia y tipología de los estratos, distancia entre sondeos, elevaciones, nivel freático, propiedades mecánicas del terreno, etc.

Como se puede suponer, la precisión de estos modelos es muy dependientes del nivel del detalle de los datos iniciales y de la modelización. Para este fin existen ciertos softwares de geoestadísticas para el desarrollo de estudios, de los cuales destaca el GSLIB (Deutch y Journal, 1998).

5.2 Causas de los incendios.

En los túneles ferroviarios y de metro la causa de casi todos los incendios es un fuego eléctrico, que se suelen iniciar dentro de un vagón debido a defectos de funcionamiento en instalaciones secundarias.

Otro evento que podría provocar este tipo de siniestros puede ser el descarrilamiento, que puede ocasionar fuego en trenes con mercancías inflamables, como el que ocurrió en Baltimore en 2001, en el cual un vagón con mercancías cargado con combustibles se descarriló en el interior del túnel Howard Street causando gran incendio.

En los túneles carreteros la mayoría de los incendios son causados por fugas de combustible en los motores combinadas con sobrecalentamientos y/o problemas de circuito eléctrico, suceso en el cual frecuentemente solo arde un vehículo. Debido al mecanismo de este evento los métodos para apagarlo suelen ser muy simple y no dañan la estructura del túnel.

Algunas veces la carga de un camión empieza a arder antes de la entrada en el túnel. Así ocurrió en el primer incendio en el segundo túnel de Guadarrama y parece que también en el incendio de 1999 en el Túnel del MontBlanc. En estos casos el daño a la infraestructura del túnel dependió de su vulnerabilidad en cuanto a los sistemas de ventilación.

Pero en los incendios graves, con víctimas en túneles de carretera, autopista o autovía, la causa suelen ser un accidente de tráfico previo. Así ocurrió en 3 de los 15 incendios más desastrosos en túneles de carretera. Generalmente arden varios vehículos, el fuego dura de varias horas a algunos días y es muy difícil de controlar por los bomberos, si es que llegan a tiempo y se encuentran en condiciones de luchar contra el incendio.

Debido a la poca frecuencia de este tipo de eventos no se cuenta con datos probabilísticos exactos. Sin embargo es posible estimarlas haciendo las siguientes consideraciones:

- La frecuencia es siempre inferiores a 25 por 10^8 vehiculos – kilometro.
- A finales del siglo pasado la frecuencia en los túneles franceses variaba entre 0 y 10 por 10^8 vehículos – kilometro.
- La frecuencia es mayor (del orden de un incendio/mes a un incendio/año) en:
 - Túneles urbanos.
 - Túneles largos con muchos vehículos pesados.
 - Túneles de montaña con largas rampas de acceso.
- En un 40% de los túneles nunca hubo fuego.

Estas frecuencias son muy bajas. Los incendios en túneles, con casos mortales son realmente escasos, como se puede ver en la siguiente tabla 5.3 que muestra el recuento de 11 eventos de este tipo de siniestros durante los últimos 40 años, aunque algunas cifras de muertos y heridos son aproximadas por la falta de información final sobre las consecuencias médicas (a largo plazo) de los accidentes.

Tabla 5.3 Incendios con más mortalidad en túneles en los últimos 40 años. (Fuego en túneles, 2011).

Año	Lugar	País	Túnel	Muertos	Heridos
1971	Vranduk	Bosnia	Carretera	34	Sin datos
1972	Fukui	Japón	Ferrocarril	29	Sin datos
1979	Nihonzaka	Japón	Carretera	7	Sin datos
1987	Londres	U. K.	Metro	31	~150
1995	Bakú	Azerbaiyán	Metro	289	256
1999	Mont Blanc	Francia/Italia	Carretera	39	34
1999	Tauern	Austria	Autopista	12	49
2000	Kaprun	Austria	Funicular	155	Ninguno
2001	S Gotardo	Suiza	Carretera	11	19
2003	Daegu	Corea del Sur	Metro	~130	~140
2006	Viamala	Suiza	Carretera	9	Sin datos

5.2.1 Magnitud de incendios.

Se han hecho muchos incendios experimentales en túneles para determinar sus características. Los experimentos de 1995 (recogidos en la Tabla 5.4) fijaron las características de diseño de incendios que aún se usan.

Tabla 5.4. Incendios experimentales anteriores a 1995 (Fuego en túneles, 2011).

Lugar	País	Fecha	Observaciones
Offeneg	Suiza	1965	
Zwenberg	Austria	1974-5	
PWRI	Japón	1980	Túnel artificial construido expofeso
Runnehamar*	Noruega	1990-2	Proyecto EUREKA FIRETUN de la Unión Europea
Memorial Tunnel*	Virginia (USA)	1993-5	Proyecto de la FHWA y Parsons para la Arteria Central en Boston

*Túneles fuera de servicio, acondicionados para ensayos sistemáticos de incendios.

Una definición simplificada de la magnitud de los incendios se recoge en la Tabla 5.5 deducida de los ensayos del proyecto EUREKA. Existen otras tabulaciones, utilizadas en las normativas de diferentes países pero no son muy diferentes de las definidas en la misma tabla.

Tabla 5.5. Magnitud de los incendios medida en el proyecto EUREKA (Fuego en túneles, 2011).

Tipo de vehículo	Carga (GJ)	Fecha	Observaciones
Turismo	6	4	EUREKA
Microbús	7	4.5	EUREKA
Autobús	41	20	EUREKA
Remolque TIR	65	20 – 30	EUREKA
Camión pesado	88	30	EUREKA
Cisterna de 50 m3 de gasolina	1500	300	Estimación holandesa

Hay una enorme desproporción entre los incendios “normales” de un coche, autobús o camión y de una cisterna. La diferencia no estriba solo en la magnitud del incendio sino en su duración: de 10 a 30 minutos para un coche y de una a cuatro horas para un camión.

Las llamadas “curvas de fuego” están normalizadas y relacionan la temperatura alcanzada en el interior del fuego con el tiempo desde su comienzo (Hack, 2004) las resume:

1. ZTV/ING, utilizada en los ferrocarriles alemanes
2. RWS, holandesa su temperatura máxima es 1350°
3. HC, hidrocarburos, una curva empírica desarrollada para previsión de incendios en refinerías de petróleo. Su temperatura máxima es 1100°
4. HC incrementada, obtenida multiplicando por 13/11 las ordenadas de la curva HC. Su temperatura máxima es 1300°
5. ETK/ISO, normalizada para incendios de material celulósico (por ejemplo muebles) y que es la más utilizada en edificación (es normativa en España)

El criterio conjunto de ITA-PIARC es utilizar la curva 4 cuando el riesgo de rotura del revestimiento sea catastrófico (por ejemplo en túneles subacuáticos o en túneles urbanos muy someros) o para proteger equipamientos vitales y la curva 5 en los demás casos (Figura 5.4).

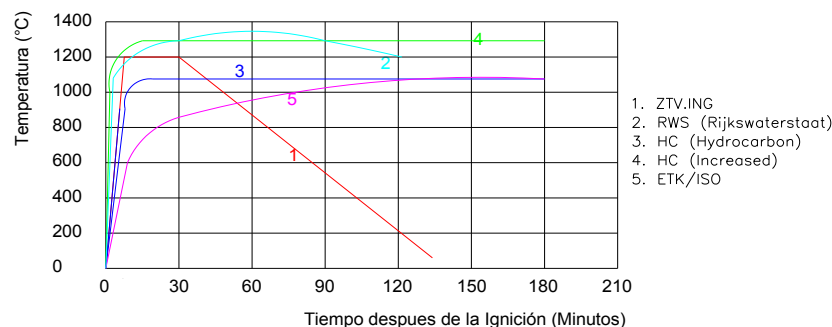


Figura 5.4 Curvas de fuego utilizadas en Europa. (Fuego en túneles, 2011).

5.2.2 Reacción de los materiales al fuego.

Los materiales empleados en la construcción de un túnel deben tener la adecuada resistencia al fuego para asegurar su integridad durante la evacuación y las operaciones de extinción.

Las propiedades deseables son:

- Baja inflamabilidad, reduciendo así la velocidad de propagación del fuego.
- Reducida liberación de calor, lo que reduce el tamaño del incendio, y por tanto el impacto sobre la estructura y la seguridad de las personas.
- Minimización o eliminación de los productos tóxicos del fuego.

Los gases generados por el fuego no se pueden evitar, pero los riesgos pueden reducirse mediante la elección del material adecuado y mediante el proyecto de dispositivos de seguridad, tales como vías de evacuación que pueden reducir la exposición al riesgo. Se tratan también las propiedades de los materiales de recubrimiento de los hastiales, incluyendo la mampostería, pinturas, impermeabilizaciones y luminarias. El conjunto de especificaciones para tales materiales deberá incluir también los requisitos concernientes a sus propiedades de comportamiento frente al fuego.

Se deberá considerar también la posibilidad de que esos materiales puedan producir sustancias químicas corrosivas o sustancias tóxicas durante la combustión y de que éstas puedan penetrar en la superficie del concreto causando posteriormente corrosión. Esto se aplica también a algunos revestimientos que podrían usarse. En caso de emplear fibras de propileno para reducir el riesgo de fisuración, la cuestión de la durabilidad del concreto después de un incendio significativo debe de ser tomada en cuenta, porque aumenta la porosidad del concreto cuando se han fundido las fibras, incrementando la vulnerabilidad a la carbonatación y al ataque de cloruros.

El concreto es el único que no es combustible y no presenta ningún problema para su utilización. Sin embargo, los estudios y experiencias sobre incendios reales han demostrado que durante las fases en las que la seguridad de las personas está en juego, el asfalto no incrementa significativamente el incendio (en cuanto a la potencia del incendio y a la carga total de combustible se refiere).

5.2.3 Daños en la infraestructura del túnel

Hay que considerar tres tipos de daños posibles:

- A las instalaciones y equipamientos de los túneles en la zona del incendio si no están especialmente protegidas.
- A la infraestructura “civil” complementaria.
- A la infraestructura “civil” básica del túnel: el conjunto sostenimiento-revestimiento.

Las instalaciones y equipamientos pueden dañarse si son afectados directamente por las llamas o por los humos calientes (por ejemplo los ventiladores pierden potencia con el calentamiento del humo). La figura 5.5 muestra los daños en las instalaciones ocasionadas por el incendio de un camión en el interior del túnel de Belate, en España.



Figura 5.5 Reparaciones del túnel de Belate (diarionavarra.es, 2011).

El incendio puede afectar a la infraestructura “civil” complementarias. Las uniones de estos elementos con el sostenimiento-revestimiento del túnel suelen fallar si no están especialmente protegidas y las caídas presentan un riesgo adicional para los usuarios del túnel y para los miembros de las brigadas de bomberos. La figura 5.6 muestra diversos elementos caídos en el túnel de San Gotardo después del incendio de 2001.



Figura 5.6 Elementos de la infraestructura del túnel de san Gotardo después del incendio de 2001 (Diario “El País”).

El concreto es un elemento que aguanta bastante bien los efectos del fuego. En términos generales su resistencia a compresión simple permanece más o menos constante hasta una temperatura de 300°, para disminuir después paulatinamente hasta unos 800°. Pero el efecto es distinto para cada clase de concreto.

La resistencia a tracción del concreto y la de las armaduras de acero, se pierde antes, alrededor de los 300°. Por lo tanto los incendios serán especialmente peligrosos en los túneles construidos en zanja con pantallas y losa de cubierta en los túneles subacuáticos de elementos prefabricados de concreto armado. Esta es la razón por la que Holanda tiene el reglamento anti-fuego más estricto entre los países de la Unión Europea.

El riesgo para el concreto más frecuente es el desprendimiento. El ejemplo clásico de túnel de la Mancha durante el prolongado incendio de 1986. Se destruyó una parte apreciable del espesor de las dovelas y las armaduras quedaron al descubierto. La reparación se realizó con concreto lanzado armado con fibras metálicas.

La protección contra el desprendimiento puede hacerse de muy diversas maneras:

- Aumentando el espesor del recubrimiento de las armaduras.
- Incluyendo en el concreto fibras de polipropileno.
- Mediante la aplicación superficial de morteros ignífugos.

En los túneles modernos es normal la utilización de alguna, o de varias, de esas medidas.

5.2.4 Riesgos para la vida humana.

El primer riesgo es el calor, ya sea dentro del incendio, o dentro de sus proximidades. El hombre no puede soportar temperaturas del aire del orden de 80° ni radiación de calor mayor de 2.5 kW/m^2 .

El segundo riesgo, que es más frecuente, es la asfixia por inhalación de humos con gases tóxicos producidos por la ignición. En la mayoría de los casos fatales las víctimas mortales lo son a causa del humo. Es por ello que es muy importante tomar en cuenta el diseño de los sistemas de ventilación.

El tercer riesgo es la caída de las partes de la infraestructura del túnel construida con concreto y otros materiales ligeros. Los forjados para la ventilación y las placas ligeras sobrepuestas a los hastiales del túnel son dañados por el incendio lo cual puede ocasionar víctimas.

5.3 Comportamiento del humo.

En los túneles, como en cualquier otro espacio confinado, los incendios tienen una peligrosidad mayor que al aire libre. Por un lado, existe una peor disipación del calor generado, lo que hace que se alcancen temperaturas muy elevadas, habiéndose llegado a registrar hasta 1350°C en zonas próximas al foco de algunos incendios. Por otra parte, está la dificultad para evacuar la gran cantidad de humos generados, que, dependiendo del sistema de ventilación empleado, deben extraerse por el propio túnel, con todos los problemas que de ello conlleva, o por conductos que debe diseñarse y construirse específicamente para tal fin.

Así como a efectos de la conservación del túnel el principal problema son las temperaturas que se alcancen en los distintos materiales y equipos, desde el punto de vista de la seguridad de los usuarios del túnel es el humo y sus efectos los que condicionan todo el proceso, ya que se trata de un fenómeno que se manifiesta de manera muy rápida una vez que se inicia el incendio, y pueden llegar a afectar a zonas muy alejadas del foco.

El control del humo producido por el incendio es, junto con la reducción de los tiempos necesarios para alcanzar una zona segura, el factor clave para garantizar la evacuación.

En un túnel, el humo se comporta de manera muy diferente en condiciones de ausencia de ventilación. El humo caliente asciende hasta el techo del túnel y forma una capa o estrato que se va extendiendo longitudinalmente en ambos sentidos. A medida que la capa avanza, los humos se van enfriando por el contacto con las paredes del túnel, hasta que llega un momento en que su temperatura no es

suficiente para mantener su flotabilidad y empieza a descender, ocupando toda la sección del túnel. La corriente de convección generada por el incendio hace que estos humos retrocedan además hacia el punto del foco, invadiendo toda la zona.

Los materiales utilizados para las estructuras y los equipamientos de un túnel no deben ni arder ni producir grandes cantidades de humos tóxicos si un incendio ocurriese en él. Además, si se llegase a producir, las estructuras no deben colapsarse mientras permanezcan en el interior del túnel usuarios o personal de los servicios de emergencia, y los equipamientos de seguridad críticos deben continuar su funcionamiento, al menos hasta que se haya completado la evacuación y las operaciones de extinción.

Estos objetivos generales dependen del comportamiento de los materiales y de la resistencia al fuego de las estructuras y los equipamientos:

- El comportamiento al fuego de un material caracteriza su idoneidad para resistir el fuego al que está expuesto, incluyendo su propia descomposición (combustión).
- La resistencia al fuego de una estructura o de un equipamiento caracteriza su aptitud para cumplir su función, incluso durante el desarrollo del incendio.

5.3.1 Comportamiento de Ventilación.

La ventilación está diseñada para proteger contra la contaminación, la visibilidad y, en caso de incendio, asegurar las rutas de escape, garantizar la entrada de los equipos de rescate y reducir los daños. El suministro de aire fresco necesario se calcula de acuerdo con el flujo de tráfico previsto para garantizar que no se superen las siguientes concentraciones:

Concentración de CO	<100 ppm
<i>Concentración de NO_x</i>	<25 ppm
Opacidad: coeficiente de extinción	<7 * 10 ⁻³ m ⁻¹
Velocidad del aire (promediada sobre la sección transversal)	<10 m/s

En los túneles ferroviarios (en metros particulares), el enfriamiento, es decir, la extracción de aire caliente (por ejemplo, debido a las locomotoras), en otra de las tareas de ventilación.

El tráfico por carretera produce la contaminación máxima a velocidades de entre 10 y 15 Km/h. El aumento en el número de vehículos equipados con catalizadores resultó en una reducción considerable de los requisitos de aire fresco de túneles de

carretera, dependiendo de la relación de los camiones y en la pendiente, asciende a entre 30 y 50%.

Hay cuatro tipos de técnicas de ventilación se pueden distinguir:

Ventilación longitudinal Natural:

Esta ventilación se lleva a cabo por la diferencia de presión entre los portales y también por la acción del pistón de los vehículos.

Ventiladores:

Estos tienen un espaciamiento cada uno de 10 túneles y producen una ventilación longitudinal. La dirección de soplado es reversible. Grandes ventiladores lograr un empuje mayor en relación con los costes de instalación.

Ventilación semi-transversal:

El aire fresco se suministra desde las vías especiales, perpendicular al eje longitudinal de los túneles, mientras que el aire contaminado se escapa de los portales (sistemas de suministro). Esto es apropiado para túneles de 2 a 4 km de longitud y carga de tráfico medio. Alternativamente, el aire usado se extrae a través de conductos especiales (sistema de extracción), mientras que el aire fresco entra a través de los portales. Por lo tanto, la peor calidad de aire se encuentra en el centro del túnel. La velocidad del aire alcanza su máximo cerca de los portales.

Ventilación transversal:

El aire fresco se introduce y el aire contaminado (que se mueve hacia arriba) se extrae perpendicular al eje del túnel.

Se utilizan conductos de aire con secciones transversales de hasta 30 m². No sólo las consideraciones aerodinámicas se tienen en cuenta, sino también la necesidad de acceso para el mantenimiento. Los túneles largos pueden requerir ductos de ventilación o socavones de ventilación que son impulsados en dirección paralela al túnel.

De acuerdo con las normas alemanas para el equipo y el servicio de los túneles de carretera (RABT), los sistemas de ventilación que se muestran en la tabla 5.2 se deben utilizar con respecto a tipo de construcción y la longitud del túnel.

Tabla 5.2 Normas Alemanas (RABT).

Longitud del túnel en el kilómetro		Ventilación
Bidireccional 1 tubo	Una dirección 2 tubos.	
<0.4	<0.7	La ventilación natural con CO-Advertencia
<2	<4	Ventilación longitudinal
<4	<6	-Ventiladores. -Ventiladores y conducto de ventilación.
<0.5	<2	Ventilación semi-transversal
<1	<2	-Reversible ventilación -Semi labrados-transversal
<2	<6	Ventilación transversal

Si la toma de aire contaminado tiene un impacto ambiental adverso, la limpieza (por medio de filtros electrostáticos, etc.) debe ser considerado.

5.3.2 Control de ventilación.

Las siguientes cantidades son monitoreadas:

Velocidad del aire: la velocidad media del aire en el túnel se mide con el transductor ultrasónico que registra los tiempos de viaje t_v y t_r de pulsos sónicos de A a B y de B a A, respectivamente. Por simplicidad se considera sólo la dirección del eje del túnel. Obviamente, para $x \gg d$:

$$t_v = \frac{x}{c+v'} \quad t_r = \frac{x}{c+v'} \quad \text{Ec. 5.1}$$

Donde c es la velocidad de propagación del sonido. Por lo tanto,

$$v = \frac{x}{2} \left(\frac{1}{t_v} - \frac{1}{t_r} \right) \quad \text{Ec. 5.2}$$

Temperatura: la temperatura del aire en el túnel puede ser derivada de la velocidad de propagación del sonido medido.

Opacidad de aire: por lo general esta cantidad se mide a través de la pérdida de intensidad de un haz de luz en el túnel de aire, opaco por el polvo, la suciedad y aerosoles diésel de los motores de combustión. La distancia de medición asciende, como mínimo, 15 m. Como los dispositivos de medición son muy sensibles a la instalación y el mantenimiento, es aconsejable para medir la opacidad mediante la determinación de la intensidad de la luz dispersada. El fotómetro requerido se coloca en alguna posición apropiada, que puede ser de hasta 500 m de la posición de extracción.

Concentración de CO: la absorción específica de un haz de infrarrojos se mide para determinar la concentración de CO. Si esto se mantiene dentro de los límites prescritos, niveles de NO_x también son admisibles.

5.3.3 Comportamiento del sistema de ventilación en incendios.

La respuesta ante un incendio permitir diseñar las estrategias de actuación, por ejemplo, en túneles de ventilación longitudinal y un único sentido de circulación, se puede suponer que las personas aguas abajo del incendio no han sufrido daños por el posible accidente y pueden escapar en sus propios vehículos en el sentido del tráfico. Sin embargo, las personas que se encuentran aguas arriba, tienen el incendio como obstáculo en el sentido de la marcha por lo que no podrán seguir circulando. Es esta situación, para dar tiempo a estas personas atrapadas a poder escapar hacia aguas arriba del incendio, se debe controlar la ventilación para que se contengan los humos aguas abajo del foco. Para ello se debe soplar con una ventilación mayor que la crítica que evite su retroceso.

Otra razón para usar una ventilación baja sería dar tiempo a las personas atrapadas aguas abajo para huir. Las relaciones entre potencia, ventilación, geometría y humos, con sus valores de temperatura, visibilidad y concentraciones de gases, pueden ser analizados para crear planes de actuación óptimos que minimicen el daño a las personas y a las instalaciones.

La zona segura en la dirección del túnel (Figura 5.7) aumenta, disminuye y vuelve a aumentar dependiendo de la altura al alejarnos del foco del incendio, surgiendo las distancias L_1 , L_2 y L_3 respectivamente al alcanzar dicha zona. Por tanto, si no existe retroceso de humos, las zonas seguras en la dirección del viento irían en posición en el siguiente orden: zona segura < foco del incendio < zona insegura < L_1 < zona segura < L_2 < zona insegura < L_3 < zona segura.

L_1 disminuye con la potencia y aumenta con la ventilación (ligeramente), L_2 disminuye con la potencia y aumenta con la ventilación (bruscamente), y L_3 aumenta con la potencia y disminuye con la ventilación. Las longitudes L_2 y L_3 pueden existir o no según la ventilación del túnel y la potencia del incendio.

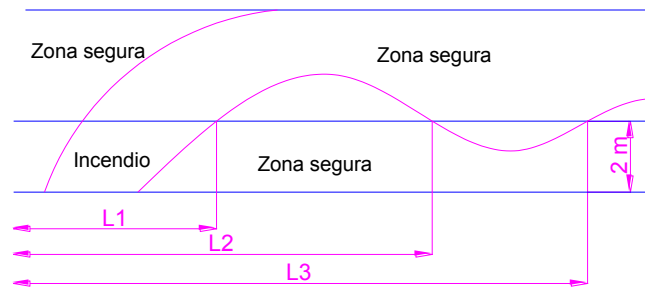


Figura 5.7 Zonas de salvaguardia (Fuego en túneles, 2011).

Los incendios de túneles implican la combustión de distintos tipos de materiales, como son los combustibles y lubricantes de los vehículos y sus componentes plásticos y textiles, además de la propia carga que lleven, si se trata de vehículos industriales. En este sentido, conviene tener en cuenta que muchas mercancías, como pueden ser los productos textiles o de madera, el papel, o algunos productos alimenticios.

La producción de humo en los incendios de túneles suele ser por tanto muy elevada, lo que unido a la dificultad de disipación al tratarse de un espacio confinado, hace que sus efectos sean mucho más peligrosos que un incendio en un espacio abierto.

- **CALOR.**

Los humos calientes generan calor por radiación y convección, que afectaran a las personas que se vean afectadas por dichos humos.

La tolerancia del cuerpo humano al calor depende del tiempo de exposición, y así, una temperatura de 80°C puede soportarse durante un periodo de unos 15 minutos, mientras que una radiación 11 kW/m² causaria una mortalidad del 50 % a partir de los 100 segundos de exposición.

- **TOXICIDAD.**

El incendio de un túnel produce una gran cantidad de CO por la combustión incompleta que se produce al estar limitado el aporte de oxígeno, así como una serie de gases tóxicos derivados de la composición de los materiales que se queman, especialmente los plásticos y los tejidos sintéticos, siendo los principales los ácidos cianhídrico (HCN), el clorhídrico (HCL) y el fluorhídrico (HF).

El efecto nocivo de algunos de estos gases es además aditivo, por lo que no existe un método para establecer unos valores límite de concentraciones y tiempo.

- **FALTA DE VISIBILIDAD.**

Los humos de los incendios de túneles contienen una gran cantidad de partículas (hollín), que lo hace muy oscuro y prácticamente impenetrable a la luz en cuanto alcanza un mínimo espesor. Si bien la falta de visibilidad no es por sí misma un riesgo como puedan ser el calor o la toxicidad de los humos. Las estrategias de evacuación del túnel deben tener siempre como primer objetivo mantener la visibilidad al nivel del suelo el tiempo suficiente como para permitir la auto-evacuación de las personas en condiciones seguras. Además, se considera que mientras exista visibilidad no se superan los límites de toxicidad tolerables.

5.4 Modelización de incendios: aplicación en túneles.

Es tan elevada la interacción entre el fuego y su entorno que su crecimiento puede pasar instantáneamente desde su estado aparentemente estable a ser altamente peligroso y destructivo. Un incendio sin control puede originar grandes daños personales y materiales especialmente cuando sucede en recintos cerrados.

Un incendio, definido habitualmente como la propagación incontrolada de llamas, es indiscutiblemente uno de los más complejos fenómenos que se pueden estudiar en la ciencia de la combustión. Está ligado a todos los efectos que aparecen en los fluidos de reacciones químicas subsónicas. La fluidodinámica, combustión, cinética, radiación y flujo multifásico se unen para provocar un fenómeno físico y químico extremadamente complejo.

La realización de ensayos *in situ* en el propio túnel es indudablemente la mejor opción para confirmar la efectividad de un sistema de ventilación, pero tienen el problema de que deben realizarse una vez el túnel está acabado, por lo que no sirven para la fase de diseño, y por otra parte requieren la protección del túnel y sus equipamientos para no causar daños en los mismos, por lo que raramente se hacen y si se llevan a cabo suele ser con potencias reducidas de incendio, lo cual no es generalmente representativo de las hipótesis consideradas en el diseño del sistema de ventilación.

Una segunda opción es la realización de ensayos de incendio con humos inocuos. Para ello se utilizan sistemas que generan humos calientes no tóxicos y que permiten trabajar con seguridad y sin dañar ni ensuciar la estructura y las instalaciones del túnel.

No obstante, también con este tipo de sistemas existe una limitación en cuanto a las potencias de incendio que se pueden llegar a simular, que son del orden de 3 a 5 MW, por lo que tampoco permiten comprobar el comportamiento de los sistemas de ventilación frente a situaciones de incendio próximas a las de diseño. Además los humos suelen ser de un color claro, muy distinto al de un fuego real. En todo caso, los sistemas permiten comprobar determinados aspectos de la instalación sin dañar el túnel, y resultan sin duda un procedimiento muy adecuado para realizar por ejemplo simulacros de evacuación.

Tradicionalmente, los estudios de mecánica de fluidos se han basado en tres vías; experimentación, métodos analíticos y Computación Fluido Dinámica (CFD). La experimentación puede realizar configuraciones sencillas no peligrosas, a tamaño real o a escala, permitiendo observar el fenómeno que se estudia y sacar conclusiones de las mediciones. Como desventaja, es un procedimiento costoso y

muy dependiente de las condiciones de ensayo. Por lo tanto, precisaría un alto número de sensores de gran exactitud para poder estudiar todos los escenarios previsibles. Sin embargo, la cantidad y exactitud de los datos es frecuentemente limitada. Además, el factor de escala es difícil de mantener y aspectos tales como rugosidad casi nunca se podrían contemplar si no se hacen ensayos a escala real. Los otros métodos, analíticos y códigos (CFG), emplean soluciones de las ecuaciones algebraicas que modelan el incendio, permitiendo repetir los cálculos para múltiples condiciones y escenarios. Los primeros proporcionan fácilmente soluciones cerradas, con un mínimo coste computacional, pero con hipótesis muy restrictivas y configuraciones simples. Los CFD permiten simular configuraciones complicadas o peligrosas hipótesis menos restrictivas y simulando todo el campo fluido. Sus desventajas radican en la exactitud tanto de los modelos (turbulencia, combustión, etc.) como de la discretización de las ecuaciones, además de las grandes necesidades computacionales requeridas.

La seguridad ante los incendios ha crecido como ciencia, especialmente en los últimos treinta años. La modelización matemática de los incendios es aún incipiente y se encuentra en un estado de rápido desarrollo dentro de la computación fluidodinámica. La complejidad de los fenómenos involucrados la convierte en un desafío desde el punto de vista matemático. Los problemas subyacentes en fluidodinámica turbulencia y combustión no han sido aun completamente resueltos y representan un reto en sí mismos. Los aspectos básicos que deberían cubrir los modelos son:

- **Ignición.** Pueden ser causadas por un medio externo, como una llama o una chispa, o espontánea, debida a la acumulación de combustible caliente. Una vez que comienza a arder, parte del combustible sólido se piroaliza, liberando volátiles gases que alimentan el incendio al mezclarse con el aire.
- **Crecimiento.** El fuego crece a un ritmo dependiendo del tipo de combustible, aporte de oxígeno, configuración del comportamiento y otros factores. El calentamiento de superficies sólidas contiguas pueden incrementar la temperatura de estas y originar que ellas mismas ardan. Durante esta fase, los gases calientes producidos ascienden debido a la flotabilidad formándose el penacho del fuego y acumulándose debajo del techo creando una capa de humos calientes en la parte superior del recinto.
- **Flashover.** Es una transición rápida desde la etapa de crecimiento a la del fuego totalmente desarrollado produce y provoca que la totalidad de la superficie del material combustible este en llamas. Representa una inestabilidad térmica causada principalmente por la gran cantidad de calor por radiación que llega a una superficie combustible del recinto desde la capa de humos calientes o desde la llama.

- **Fuego completamente desarrollado.** Durante esta etapa el ritmo de calor liberado es máximo y el desarrollo del fuego está limitado por el aporte de oxígeno. La temperatura media en el recinto será muy alta, en el rango de 700 a 1200° C.
- **Decaimiento.** Al irse quemando la fuente combustible se apaga, el ritmo de calor liberado va disminuyendo.

Desde un punto de vista práctico general, los modelos de incendios en recintos cerrados intentan buscar las siguientes características principales del fenómeno:

- **Ignición y ritmo de quemado de diferentes materiales sólidos combustibles.** Se trataría de simular la transición de calor y los procesos de pirólisis de los materiales sólidos susceptibles de arder.
- **Crecimiento y propagación del incendio.** El rápido e impredecible crecimiento del fuego lleva a un ritmo de acumulación de productos de combustión (humo y gases tóxicos) los cuales hacen imposibles las rutas de escape e impedirán las labores contraincendios.
- **Generación de humos, productos tóxicos y radiación.** La producción de contaminantes es una de las mayores dificultades en la combustión de flujos en ambientes turbulentos, mientras que se transporte tiene que ver con la fluidomécánica del incendio. La radiación es importante cerca de la llama y la capa de humos caliente acumulada.
- **Extinción.** El desarrollo de las estrategias de apagado del incendio es una parte importante de las investigaciones. Los modelos matemáticos pueden ayudar a un diseño inteligente de los medios de apagado: rociadores. Estos modelos son difíciles ya que hay que conjugar las tradicionales dificultades de turbulencia y reacción química con condiciones de llama cerca de los límites de extinción y la presencia de una tercera fase, por ejemplo, las gotas de agua.
- **Impacto de fuego en las estructuras.** Bajo intensas condiciones de incendio, las estructuras sólidas pueden fallar. Una estructura puede aguantar fuego, es importante tanto desde el punto de vista de la seguridad de las personas como por el daño a las instalaciones. Por tanto, muchas investigaciones se han concentrado en el cálculo del flujo de calor que llega a las estructuras sólidas desde el incendio. Con este dato se puede estudiar el comportamiento de los diferentes materiales ante las condiciones alcanzadas.

5.4.1 Características generales de los modelos de incendios.

En cualquier proceso fluidodinámico, con fluido laminar monofásico de composición fija, el sistema se puede simular con la resolución, en principio, un sistema de cinco ecuaciones en derivadas parciales (conservación de masa, energía y las tres componentes de la cantidad de movimiento) acompañadas por las respectivas condiciones de contorno. Existen además otros aspectos, como la combustión y radiación, que añade mayor complejidad al estudio. El número de variables a almacenar y el de operaciones a realizar no permiten obtener de forma general, con las herramientas disponibles, una solución directa de las ecuaciones antes mencionadas, por lo que se hace necesario buscar otras alternativas simplificadas.

Los aspectos básicos para definir el modelo son:

- Los datos de materiales que arden o pueden arder.
- Evolución del ritmo de quemado.
- Las ecuaciones de transferencias.
- Descripción de las propiedades de los materiales.
- Disposición de los elementos, formas geométricas y constructivas.
- Condiciones climatológicas y ambientales.
- Los métodos de integración numérica.
- Proceso de convergencia.
- Tiempo de cálculo.
- Número de variables.

Independientemente de las ecuaciones o modelos empleados, cualquier método numérico debe cumplir una serie de propiedades:

- **Consistencia o convergencia.** Un esquema de discretización es consistente si las ecuaciones discretizadas convergen a las ecuaciones diferenciales originales cuando el paso temporal y espacial tienden a cero, es decir, tenemos la seguridad de resolver las ecuaciones deseadas y no otras. La consistencia de un esquema numérico pueden comprobarse expandiendo la función en series de Taylor. La diferencia entre la solución exacta y la discretizada se llama error de truncamiento.
- **Estabilidad.** Un método numérico se dice que es estable si no amplifica los errores que aparecen en el curso del proceso de cálculo. El asegurar la estabilidad nos impondrá ciertas limitaciones en la discretización de las ecuaciones que implicarán un aumento en el tiempo de cálculo y recursos.
- **Conservación de las magnitudes fluidas.** Propiedades tales como la masa, cantidad de movimiento o energía, deben conservarse según los balances establecidos en los volúmenes de control seleccionados.

- **Soluciones acotadas.** Las soluciones obtenidas deben estar entre los límites apropiados.
- **Exactitud.** Los errores pueden provenir de errores del modelo físico, errores de la discretización y errores de la convergencia según el método de resolución empleado.

5.4.2 Clasificación de los modelos de incendios.

Existen dos grandes vías para abordar los incendios; los modelos determinísticos y los estocásticos. En ellos se asignan probabilidades, sucesos o variables que caracterizan el incendio prestando poca atención a su base fisicoquímica, lo cual es una de sus grandes desventajas. Los modelos de sucesos aleatorios contemplan un incendio como una secuencia compleja de sucesos con una probabilidad dada de ocurrencia y de paso de un suceso a otro. Estos modelos de sucesos casi no emplean las relaciones fisicoquímicas que rigen los incendios reales o experimentales.

Los modelos estocásticos asignan un carácter probabilístico tanto a sucesos como a las variables y funciones. A pesar de su escaso desarrollo actual, se sigue investigando sobre los modelos estocásticos debido al carácter intrínseco aleatorio de los incendios y a la necesidad de asignar probabilidades de ocurrencia a diversos sucesos en su desarrollo.

Los modelos determinísticos pretenden resolver los sistemas de ecuaciones algebraicas, diferenciales, derivadas parciales, etc. que rigen el incendio proporcionando valores determinados de las magnitudes de interés en función de ciertas condiciones iniciales y de contorno.

Con carácter general, existen dos aproximaciones determinísticas fundamentales del problema: modelos zonales y modelos de campo (Figura 5.8). Los modelos zonales se basan en que, para muchos propósitos, es suficiente con idealizar el flujo como grandes regiones en las que tanto las variables de entrada como de salida puedan ser enumeradas y relacionadas con las regiones vecinas.

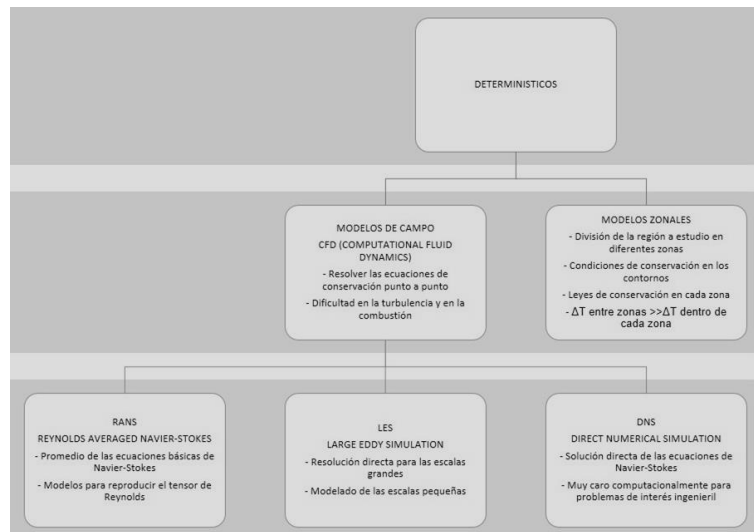


Figura 5.8. Tipo de modelos determinísticos (Grupo de investigación E.T.S.I.).

Para hacer el estudio, se aplicaran las correspondientes leyes de conservación dentro de la zona y se establecerán las adecuadas condiciones del contorno entre regiones. Las regiones habitualmente consideradas son el penacho de la llama, la capa de humos calientes acumulada bajo el techo y la capa de humos fríos sobre el suelo. Los modelos zonales dan menos detalle del incendio pero son mucho menos costosos numéricamente.

Los modelos de campo pretenden superar las múltiples simplificaciones y suposiciones realizadas en los modelos zonales. Estos modelos tratan de resolver, punto a punto el dominio, el conjunto de ecuaciones en derivadas parciales que representan los principios de conservación de masa, cantidad de movimiento, energía, empleando para ello muchas suposiciones de los modelos zonales. Sin embargo siguen existiendo muchos aspectos, tales como la turbulencia, radiación o la propia combustión, que siguen precisando diferentes simplificaciones para su tratamiento.

Novozhilov (2001) enfatiza especialmente en la incorporación de la combustión de la fase sólida de los CFD, la propagación de la llama, la modelización de la extinción y la incorporación de los modelos LES (Large Eddy Simulations) y RANS (Reynolds-Averaged Navier Stokes) en los estudios de incendio.

5.4.3 Etapas generales de los modelos de incendios.

El desarrollo de los modelos de campo ha sido posible tanto por los avances en el conocimiento de la física del problema como en los medios computacionales disponibles. El camino seguido por estos modelos se basa en encontrar la solución de las ecuaciones de conservación básicas que definen el fenómeno, tales como la masa, la cantidad de movimiento, la energía, la concentración de las especies y aquellas que surjan de cerrar el problema turbulento. Para ello se aplican modelos de combustión y se estudia el campo fluido a analizar con las correspondientes condiciones de contorno.

En cualquier caso, se deben utilizar técnicas apropiadas de dinámica de fluidos computacional. Todo ello puede hacer necesario el uso de potentes estaciones de trabajo, las cuales son caras, y consumen una gran cantidad de tiempo de cálculo. Estos programas deben contener un método numérico, el cual consta en general de 3 partes:

- **Modelo físico-matemático** (Error del modelo). Es el conjunto de ecuaciones diferenciales que pueden contener aproximaciones o idealizaciones del problema a resolver.
- **Métodos de discretización** (error de discretización). Al realizar las ecuaciones diferenciales se transforman en un conjunto de ecuaciones algebraicas en las que las variables son un conjunto de valores en puntos del espacio y tiempo.
- **Resolución del sistema de ecuaciones** (error de convergencia). Las ecuaciones algebraicas obtenidas hay que resolverlas simultáneamente y para ello se dispone de métodos directos y métodos iterativos de resolución.

Los modelos físico-matemáticos de los modelos de campo precisan un tratamiento numérico que posibilite su empleo. Las etapas en un programa de CFD son el pre-proceso, cálculo y post-proceso:

- **Pre-proceso:** se trata de definir el dominio físico y el consiguiente dominio computacional, generando la malla que lo represente. Existen dos tipos de mallas: estructuradas y no estructuradas. Las estructuradas obtienen la representación de dominio computacional mediante transformaciones analíticas o a través de métodos numéricos. En las no estructuradas hay que dar una lista de los nodos vecinos de cada celda para conocer la posición relativa de cada una de ellas. Las estructuradas suelen ser las idóneas ya que las mallas alineadas con el cuerpo son siempre la opción óptima. Sin embargo existen fuertes restricciones en la generación debido a la rigidez de este tipo de malla y al costo que representa.

- **Calculo:** se debe linealizar y discretizar las ecuaciones del modelo y resolver el sistema de ecuaciones resultante. Los principales métodos de discretización son diferencias finitas, elementos finitos, métodos espectrales, y volúmenes finitos. Estos últimos son los que se emplearan habitualmente en los CFD, ya que la solución obtenida asegura implícitamente que las magnitudes como la masa, la cantidad de movimiento y la energía se conservan para cualquier grupo de volúmenes de control y, por supuesto, para todo el dominio de estudio. Se parte de las ecuaciones de conservación en forma integral y se divide el dominio en pequeños volúmenes de control. Existen dos grandes vías para tratar este tipo de problemas así planteados: explícito o implícito. La primera usa un esquema en el que las incógnitas en función del tiempo pueden ser despejadas sin necesidad de iteraciones en el tiempo con el inconveniente de que puede ser necesario recurrir a un paso temporal muy pequeño para conseguir la estabilidad de la solución. El método implícito es más estable y puede usar incrementos de tiempo más grandes, como la limitación de la exactitud de la solución obtenida. Como desventaja, no se puede despejar directamente la solución en función del tiempo por lo que habrá que iterar para encontrarla. El método SIMPLE desprecia las correcciones de la velocidad originadas por los nodos vecinos frente al valor en el nodo. SIMPLEC es una alternativa menos drástica que el SIMPLE, que toma un valor promediado entre los nodos vecinos para las correcciones de velocidad. El PISO hace la misma aproximación que el SIMPLE en una primera etapa pero introduce correcciones en un segundo paso en función de los nodos vecinos. Se emplea únicamente en casos muy concretos. El SIMPLER simplifica la expresión de corrección de presión pero la solución se emplea únicamente para corregir la velocidad de manera que satisfaga la ecuación de continuidad. Una vez obtenida esta velocidad, se emplea en la ecuación original para calcular la nueva presión. Este último método es el más utilizado ya que necesita menor número de iteraciones aunque requiere mayor número de ecuaciones y por tanto mayor tiempo de cálculo.
- **Post-proceso:** se representan e interpretan los resultados obtenidos. El usuario de estos programas debe conocerlos perfectamente ya que la solución será en función de las hipótesis empleadas. De esta forma se podrán estimar las limitaciones de los resultados obtenidos y saber las aplicaciones posibles de los mismos.

5.4.4 Técnicas de tratamiento de la turbulencia.

La turbulencia se puede definir como un movimiento de carácter aleatorio que se produce en el seno de un fluido con fluctuaciones rápidas, tanto espaciales como temporales, de sus magnitudes características. Este fenómeno origina movimientos que no son ni unidireccionales ni estacionarios aunque las condiciones de contorno indiquen lo contrario debido a pequeñas perturbaciones del flujo que acaban amplificándose.

Matemáticamente, la turbulencia se caracteriza por originar una inestabilidad de las ecuaciones generales del movimiento.

Las teorías de cierre se basan en la denominada cascada de energía. La energía comienza formando parte de los grandes torbellinos, de tamaño típico (l), que la van transmitiendo en torbellinos cada vez más pequeños, hasta que llegan a los de tamaño $l \propto Re^{3/4}$ donde se disipa. Según que parte de dicha cascada se resuelva numéricamente, tendremos unos métodos u otros, lo cual permitirá clasificar los distintos modelos de campo en tres grandes grupos atendiendo a la forma de tratar la turbulencia: DNS (Direct Numerical Simulation), RANS (Reynolds-Averaged Navier-Stokes) y LES (Large Eddy Simulation).

5.4.4.1 Modelos DNS.

Los DNS son una modelización de la turbulencia que busca soluciones directas de las ecuaciones de Navier-Stokes, incluyendo términos temporales, sin necesidad de promedios o aproximaciones adicionales a las discretizaciones matemáticas. Excepto para flujos muy simples y bajos números de Reynolds, este método es prohibitivamente caro computacionalmente para ser aplicado a problemas de interés ingenieril. En el momento presente se pueden hacer simulaciones directas para flujos homogéneos con números de Reynolds del orden de la decena de millar pero con tamaños relativamente pequeños. Los DNS son una herramienta de investigación muy útil ya que permite comprobar la validez de ciertos modelos más sencillos comparando con sus resultados.

5.4.4.2 Modelos RANS.

En los modelos de campo tipo RANS, las ecuaciones básicas de Navier-Stokes son promediadas para obtener unos valores medios temporales. En flujos con grandes variaciones de densidad, tales como las de combustión, la forma más adecuada de proceder es con la media Favre (promedio con la masa). Los cierres más comúnmente adaptados y con mayor rango de uso están basados en el concepto de viscosidad turbulenta empleando dos nuevas ecuaciones. En ellos, al sistema de

ecuaciones promediadas solo se le añade dos magnitudes y uno de los coeficientes obtenidos de la experimentación, se estima una viscosidad turbulenta o cualquier otro coeficiente de transporte turbulento. Para esas dos magnitudes, la elección más habitual es la pareja denominada $k-\varepsilon$, en la que k representa la energía cinética media de agitación turbulenta y ε el ritmo con que esa energía se disipa por viscosidad en las escalas más pequeñas de la turbulencia. Los resultados del método $k-\varepsilon$ en muchos casos son bastante exactos, pero no funcionan bien cuando, por ejemplo, hay fuerte recirculación, y además no reflejan la anisotropía existente cuando se emplea la relación de proporcionalidad entre esfuerzos turbulentos y deformaciones.

Existen múltiples limitaciones a estos modelos. El más serio está ligado al comportamiento turbulento caótico que aparece en sistemas dinámicos complejos, tales como las ecuaciones de Navier-Stokes. Este carácter caótico surge en incendios implicando una muy fuerte sensibilidad a condiciones iniciales y del contorno. Esto representa que para dos conjuntos de situaciones diferentes, pero cercanas e indistinguibles en experimentos, la historia de propagación del incendio pueda ser muy diferente. Tales situaciones pueden representar un serio obstáculo para predicciones determinísticas del incendio. Además, el tratamiento excesivamente simplificado de la turbulencia mediante el procedimiento de promediar en el tiempo introduce significativos errores en la predicción del transporte turbulento en los torbellinos de las grandes escalas. Por tanto, el transporte de humo por tales torbellinos puede no ser adecuadamente simulado. El cierre $k-\varepsilon$ es pobre en ciertos tipos de flujos, por ejemplo remolinos de flujo o fuertes curvaturas. Las llamas asociadas a incendios generan normalmente turbulencia anisotrópica, lo cual está en contradicción con las suposiciones del método. Tanto las medidas como las simulaciones sugieren que la viscosidad turbulenta debe ser tratada como un tensor y no como una cantidad escalar.

La predicción directa de cantidades instantáneas en flujos turbulentos puede también ser importante para la estimación de la radiación ya que el calor transmitido por este método representa un fenómeno altamente no lineal. Incluso en ausencia de comportamiento caótico, la sensibilidad de ciertos parámetros puede imponer limitaciones de índole práctica en el uso de los modelos de campo.

5.4.4.3 Modelos LES.

Los modelos de campo tipo LES representaron un concepto más moderno en las aplicaciones de ingeniería fluidodinámica. Comenzaron aproximadamente con los trabajos de Lilly (1996) y Deardorff (1970). Desde entonces ha habido un considerable éxito en su uso para flujos geofísicos y de ingeniería, destacando su aplicación en meteorología. Consiguen niveles de exactitud cercanos a los buscados por los DNS resolviendo directamente las escalas grandes del movimiento mientras que se modelan las pequeñas. Esta forma de actuar se basa en que los flujos turbulentos que contienen un amplio rango de escalas de longitudes y tiempos, las cuales no pueden ser resueltas en la mayoría de los casos prácticos importantes. Los modelos LES hacen uso del hecho de que las grandes escalas de torbellinos son generalmente más energéticas que las pequeñas y que ellas producen mucho mayores efectos de transporte en las propiedades. Los distintos enfoques de los modelos LES se diferencian en que este método se utiliza para modelar las pequeñas escalas. Entre los más ampliamente utilizados, se encuentra el propuesto por Smagorinski (1963), complementando con el método dinámico (Meneveau & Katz, 2000).

Conforme los modelos de campo van penetrando en la práctica de seguridad de incendios, va cambiando gradualmente la atención de la investigación teórica de los RANS a los LES. Estos últimos progresivamente van siendo más abordables con la mejora continua en la capacidad computacional. Una exacta predicción de la radiación es fundamental para el acoplamiento con la fase sólida, lo cual es esencial para el crecimiento de la llama ya que el calor del fuego retroalimenta la pirolisis del combustible sólido.

Además, en los estudios de túneles es fundamental el conocimiento exacto de la formación de hollín y contaminantes para saber si se cumplen las condiciones necesarias que permitan la evacuación de las personas atrapadas. Por último, es preciso incorporar el acoplamiento de dos fases para el movimiento de partículas y evaporación dentro de la sub-escala de LES y así poder simular los procesos de apagado mediante extintores, rociadores, etc.

5.5 Modelos de combustión.

Existen 2 modelos en concreto de combustión, por su aplicación generalizada: el modelo k-ε-g, basado en el “conserved scalar approach”, y el modelo “Eddy break-up”.

Los modelos de flujo fluido en ambos son similares, diferenciándose principalmente en la modelización de la combustión. Para simplificar los cálculos, en ocasiones se opta por no simular la combustión propiamente, sino que se sustituye por fuentes de masa y energía según relaciones tanto experimentales como teóricas al estilo de las también usadas en los modelos zonales.

5.5.1 MODELO k-ε-g.

Presenta una forma de cierre de las ecuaciones Navier-Stokes completadas con un modelo de combustión basado en un escalar que se conserva. Para ello la llama turbulenta se considera como un conjunto de pequeñas llamas laminares, fluctuantes, corrugadas y sometidas a estiramientos. Este estiramiento se debe a las velocidades de deformación existentes en el flujo turbulento, que producen gradientes de concentración pronunciados e incrementan el ritmo al que los reactantes se difunden hacia la zona de reacción.

Para estudiar la estructura de cada llama laminar, se puede considerar un problema de dos flujos de combustible y oxidantes, respectivamente, cada uno de ellos con composición uniforme. Además de la hipótesis de reacción infinitamente rápida se supondrá que la reacción es de una etapa, que los coeficientes de difusión de todas las especies son iguales.

$$\xi = \frac{Y_i - Y_{i\infty}}{Y_{i1} - Y_{i\infty}} \quad i = O, F, P \quad \text{Ec. 5.3}$$

Donde Y es la fracción de la especie, i los subíndices O, F y P representan el oxidante, el combustible y los productos respectivamente, los subíndices 1 e infinito (∞) corresponden respectivamente a los flujos de combustible y oxidante, de tal forma que $\xi = 1$ es en el lado del combustible y $\xi = 0$ en el lado del oxidante. Localmente, la fracción de mezcla es la fracción de materia presente que procede del flujo de combustible. La fracción de mezcla estequiométrica corresponde a una mezcla en la que los reactantes están en proporción estequiométrica:

$$\xi_{st} = \frac{Y_{O\infty}}{rY_{F1} - Y_{O\infty}} \quad \text{Ec. 5.4}$$

Siendo r la relación estequiométrica (1 Kg de combustible reacciona con r Kg de oxidante para dar $(r+1)$ Kg de producto). De esta forma la ecuación de conservación para la fracción de mezcla será:

$$\rho \left(\frac{\partial \xi}{\partial t} + \vec{v} \cdot \nabla \xi \right) = \text{div}(\rho D \nabla \xi) \quad \text{Ec. 5.5}$$

En lo que sigue se supondrán calores específicos constantes y flujo con bajo número de Mach, para poder prescindir de la energía cinética y de las variaciones de presión comparadas con la presión absoluta. Despreciando la disipación viscosa, el flujo de calor por radiación y el termino de fluctuación de presión con el tiempo en la ecuación de la energía, y considerando el número de Lewis igual a la unidad, se demuestra que la ecuación de conservación para la entalpía será similar a las correspondientes y a las otros escalares que se conservan si existen condiciones iniciales y de contorno apropiadas.

Para la reacción irreversible de una etapa, las fracciones masivas de oxidante, productos e inertes pueden expresarse explícitamente en función de la fracción de mezcla y la fracción másica de combustible. Además, la temperatura puede expresarse en función de ξ e Y_F . Con la hipótesis de reacción infinitamente rápida, existirá una llama en la superficie donde $Y_F = Y_O = 0$ y $\xi = \xi_{st}$. Las fracciones másicas y temperatura pueden expresarse en función de ξ :

$$\xi < \xi_{st} \begin{cases} Y_O = Y_{O\infty} \left(1 - \frac{\xi}{\xi_{st}} \right) \\ Y_F = 0 \\ T = T_0 + \frac{Q}{c_p} Y_{F1} \xi \end{cases} \quad \text{Ec. 5.6}$$

$$\xi > \xi_{st} \begin{cases} Y_O = 0 \\ Y_F = Y_{F1} \frac{\xi - \xi_{st}}{1 - \xi_{st}} \\ T = T_0 + \frac{Q}{c_p} \frac{Y_{O\infty}}{r} (1 - \xi) \end{cases} \quad \text{Ec. 5.7}$$

Donde Q es el calor liberado por unidad de masa de combustible quemado y c_p el calor específico. La figura 5.9 muestra la evolución de la temperatura y la concentración de las especies en función de la fracción de mezcla para una combustión laminar. En ella se ve la variación lineal de las concentraciones y la temperatura en función de la fracción de mezcla dado que no pueden coexistir combustible y comburente. Además los máximos de productos y temperatura se alcanzan para la fracción estequiométrica.

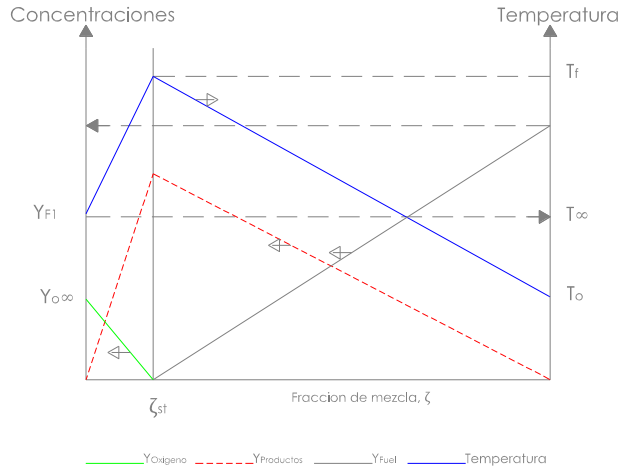


Figura 5.9 Temperatura y concentración de especies para una combustión laminar (Grupo de investigación E.T.S.I.).

5.5.2 Modelo “EDDY BREAK-UP”

Se basa en la solución de las ecuaciones de transporte para las concentraciones de reactantes y productos. El mecanismo de la reacción debe ser explícitamente definido, los cuales pueden ser de una sola etapa o reacciones multietapa. Se asume que las reacciones son infinitamente rápidas de forma que nunca coincidan combustibles y oxidante en el mismo punto.

En este modelo se plantean ecuaciones de conservación pero añadiendo un término fuente. Estos términos fuente, que aparecen para cada una de las especies que intervienen en la combustión, determinan la masa de la especie correspondiente que se ha formado o destruido por reacción química. La influencia de la turbulencia en la tasa de reacción se toma en cuenta mediante el modelo empleado por Magnussen & Hjertager (1976). En este modelo, para el caso particular del combustible, el ritmo de reacción de la especie i viene determinado por el valor mínimo obtenido de las siguientes expresiones:

$$\dot{\omega}_F = -A\rho \frac{\varepsilon}{k} \dot{Y}_F \quad \text{Ec. 5.8}$$

$$\dot{\omega}_F = -AB\rho \frac{\varepsilon}{k} \frac{Y_P}{1+r} \quad \text{Ec. 5.9}$$

Siendo A y B constantes empíricas de valor 4'0 y 0'5 respectivamente.

En este modelo la temperatura se calcula promediando $T(\xi)$ una vez determinadas la fracción másica del combustible y la fracción de mezcla.

El modelo “**EDDY BREAK-UP**” relaciona la tasa de reacción con la tasa de disipación de los torbellinos que contienen los reactantes y productos. El cociente k/ε representa la escala temporal de los torbellinos turbulentos de acuerdo con el modelo propuesto de Spalding (1970). Bilger (1989) demostró que este procedimiento se puede derivar del anterior $k-\varepsilon-g$. este modelo es útil para la predicción de llamas premezcladas o de difusión, además de para flujos parcialmente premezclado.

5.6 Protección contra incendios.

Partiendo de los objetivos generales de seguridad para túneles de carretera establecidos, se han planteado propósitos más concretos para el control de los incendios y del humo:

- Salvar vidas haciendo posible la auto-evacuación de los usuarios.
- Posibilitar las operaciones de rescate y extinción del incendio.
- Evitar explosiones
- Limitar el daño a la estructura y equipamiento del túnel, así como a los edificios cercanos.

Los modelos de incendio, en lo que se refiere a la seguridad de los usuarios, se definen habitualmente como una tasa de transferencia de calor constante o variable en el tiempo, la cual está relacionada con los tipos de vehículos incendiados considerados y con las cargas transportadas.

El conocimiento de cómo se comporta el humo durante un incendio en un túnel es esencial para todos los aspectos del diseño y la explotación del mismo. Este conocimiento influirá en la tipología y el dimensionamiento del sistema de ventilación que se instale, su funcionamiento en caso de emergencia y los protocolos de emergencia que deberán desarrollarse para permitir a los operadores y a los servicios de emergencia gestionar el incidente.

Debido al espacio limitado, los incendios en túneles pueden ser desastrosos. Se han reportado las siguientes razones del desastre en el túnel Montblanc:

- Ventilación obsoleta.
- Sistemas de alerta ineficientes.
- Comunicación insuficiente entre los franceses y los equipos italianos.
- Cuando el fuego se desató sólo un bombero estaba de servicio.

En los Estados Unidos no han visto muchos desastres en incendios, probablemente gracias a la normativa de protección contra incendios rigurosos y la aplicación frecuente de tubos dobles.

En las horas de tráfico la cifra es de un promedio de 800 personas. Las personas están en peligro por el humo, los productos tóxicos de combustible, falta de oxígeno, el calor y el pánico. El humo de incendios es muy densa y puede reducir la visibilidad por debajo de un metro que conduce a la pérdida de la orientación. La extracción del humo debe producirse lo más cerca posible a la fuente de fuego. Las Campanas de extracción (volquetes) deberán estar provistos de un pequeño espaciamiento. Es importante abrir sólo las campanas más cercanas a la fuente del fuego. Esto se puede lograr ya sea con control remoto o con los alambres de fusión. Para túneles carreteros de dos carriles con una inclinación longitudinal $i < 3\%$ (para $i < 3\%$ se

necesitan investigaciones especiales), la recomendación austriaca RVS 9.261 requiere para extraer por lo menos $120 \text{ m}^3/\text{s}$ en una longitud de 150 m.

Para el diseño de las medidas de reparación, es importante asumir un realista diseño de fuego, en el cual se incluya la temperatura y la producción de humo. En base a desastres recientes y pruebas de campo, los escenarios de incendio se han modificado. Ahora uno tiene que asumir la producción de humo de $240 \text{ m}^3/\text{s}$, considerando que el fuego encienda a 100 MW, con duraciones entre 30 minutos y el aumento de la temperatura por encima de $1000 \text{ }^\circ\text{C}$ en 5 minutos. El aumento de la temperatura con el tiempo se especifica en varias normas.

- Curva RABT en Alemania ($T_{\text{max}} = 1200 \text{ }^\circ\text{C}$ en 5 minutos).
- Eurocódigo 1-2-2 (curva de Hidrocarburos, $T_{\text{max}} = 1100 \text{ }^\circ\text{C}$)
- Rijkswaterstaat-curva ($T_{\text{max}} = 1350 \text{ }^\circ\text{C}$ en 60 minutos; tan altas temperaturas puede aparecer cuando los camiones que transportan la gasolina están involucrados)

Para estimar la velocidad de los acontecimientos deben tenerse en cuenta:

- Tanques de gasolina habituales resisten el fuego durante unos 3 minutos. (Tanques de petróleo común de gas resisten el fuego durante unos 3 minutos)
- Los vientos de convección térmica alcanzan velocidades de hasta 3 m/s . Por lo tanto, el humo puede propagarse a lo largo de una longitud de 180 m antes de ser detectado. La velocidad de propagación del humo es igual a la velocidad de escape de los individuos.

La transición de latente fuego lento a la llamada “combustión súbita”, tiene un fuerte aumento de la temperatura que se puede establecer en el plazo de 7 a 10 minutos.

Una estratificación de gases calentados por el aire fresco ayuda a la eficiencia de la ventilación y facilita escapar. Esta estratificación puede ser perturbada por movimientos rápidos de aire. Por lo tanto, la velocidad del aire longitudinal debe reducirse a 1 m/s en el caso de un incendio. El comportamiento de la velocidad del aire en el funcionamiento normal del túnel tiene una fuerte influencia en la convección y en las capas de humo en caso de incendio y debe, por lo tanto, no exceder los 2.5 m/s . En consecuencia, el fuego tiene la ventilación para conseguir los dos objetivos siguientes: extracción masiva de humo en una sección limitada alrededor de un fuego y el control de la velocidad del aire longitudinal. En el diseño de los ventiladores tiene que ser tomado en cuenta que su potencia se reduce hasta en un 50% en aire caliente.

Una forma de limitar la propagación de humo es el llamado tapón de túnel: fuelle inflable, hechos de caucho o de plástico reforzado y enchufes toda la sección transversal del túnel. Al detener el flujo de aire fresco, el fuego se extingue por falta de oxígeno. El conductor deberá estar equipado con una máscara de oxígeno y la ropa de protección contra incendios que puede escapar a través de la esclusa de emergencia.

Los usuarios del túnel pueden contribuir en gran medida a la seguridad con la conducción, por ejemplo, manteniendo una distancia prudente y suficiente entre los coches.

El plan de seguridad y de rescate se debe discutir de antemano entre los servicios de diseño, contratistas, propietarios y rescate. Tal procedimiento integrado es ventajoso incluso desde un punto de vista financiero, ya que ayuda a evitar costosas modificaciones. Teniendo en cuenta los lugares remotos de la mayoría de los túneles, los planes de rescate no deben basarse principalmente en la llegada de los mismos rescatistas. Esta fase de la llamada auto-rescate dura sólo unos minutos, pero es crucial. La velocidad de escape va desde 2.5 a 5 m/s pero se reduce a 0.5 a 1 m/s para las personas mayores o enfermas. La mejor forma de rescate es un segundo tubo con un número suficiente de ventilación en los pasos transversal. Alternativamente, puede ser proporcionado un túnel de acceso de rescate paralelo al túnel principal.

La experiencia derivada de los desastres provocados por incendios es que las ventilaciones semi-transversal y transversal fueron incapaces de extraer el humo lo suficientemente rápido. El equipo de seguridad debe ser redundante y debería funcionar según el principio a prueba de fallos, es decir, en caso de fallo de un componente relevante de seguridad el sistema entra en un estado seguro. Un emisario de la fuente de alimentación eléctrica debe liberar un suministro sustituto dentro de 10 segundos.

Las medidas de combate contra incendios deben existir activa y pasivamente. Las medidas activas apuntan a la extinción del fuego por medio de detectores de incendios, extintores, rociado, ventilación de emergencia y dispositivos de telecomunicaciones. Las medidas pasivas tienen como objetivo minimizar el daño, por ejemplo, por medio de concreto resistente al fuego, materiales sintéticos que no producen gases tóxicos cuando se queman, cables eléctricos de seguridad colocados por debajo de la autovía, tubos de drenaje transversales que recogen con fugas de combustible, uso de materiales de baja porosidad (que no se llenen de combustible) y también señales claras que indiquen las rutas de escape.

5.6.1 Concreto resistente al fuego.

Es concreto ordinario aunque durante periodos cortos de tiempo, posee un buen comportamiento frente a las altas temperaturas, no es el material idóneo cuando ha de estar sometido a temperaturas altas de una forma permanente o a cambios bruscos de las mismas, tal y como pueden ocurrir en los incendios de túneles.

La resistencia de un material frente a las altas temperaturas se determina mediante un ensayo realizado con conos Segel. Según el comportamiento de estos conos se realiza la siguiente clasificación:

- Materiales resistentes al calor, aquellos que tienen un punto de fusión del cono de 1520°C.
- Materiales refractarios, cuando esta temperatura está comprendida entre 1520 y 1830°C.
- Materiales altamente refractarios cuando esta temperatura es superior a los 1830°C.

Un material se dice que se comporta bien frente a las altas temperaturas cuando, no funde, la modificación de sus formas es mínima al someterlo a cargas.

El Cemento Portland, al elevarse la temperatura se produce ciertas transformaciones y sufren el siguiente proceso:

- **Entre 100 y 200°C:** se evapora el agua libre existente entre los capilares e inicia su evaporación el agua absorbida.
- **A los 400°C:** como consecuencia de la desecación producida se tiene una retracción importante que queda disimulada por la simultánea dilatación térmica que en parte se compensa.
- **Entre los 400 y 800°C:** el agua químicamente unida al hidróxido cálcico y a los hidratos procedentes de la hidratación del cemento se libera y la pasta comienza a disgregarse bajando su resistencia.
- **A los 900°C:** se produce un aumento de resistencias como consecuencia de las reacciones cerámicas que se producen a esas temperaturas entre el cemento y los agregados semifundidos.

Un incendio causa daños del revestimiento de concreto debido a desprendimientos. La profundidad de este desprendimiento aumenta con la duración del incendio y puede alcanzar más de 30 cm. En túneles sumergidos en la roca débil son particularmente vulnerables. El desprendimiento es debido al rápido aumento de la temperatura combinada con la humedad del concreto y la estructura de sus poros. Desde 100 ° C en adelante, el agua atrapada en los poros del concreto se transforma en vapor. Los concretos de alta resistencia son particularmente vulnerables. A temperaturas más altas se producen también transformaciones

químicas de los agregados. Más allá de 300 ° C se reduce la rigidez y la resistencia de la armadura. El refuerzo de fibra de acero aumenta la conductividad térmica y acelera el proceso de calentamiento. Por lo tanto, se debe acompañar con barras de refuerzo ordinarias.

Las fibras de polipropileno se desintegran más allá de 380 ° C. Los poros resultantes proporcionan rutas de escape para el vapor, alivian la presión y reducen así desprendimientos. Fibras cortas (por ejemplo, $l = 6$ mm) son preferibles a las más largas.

Además de la creación de la presión de vapor y el deterioro de refuerzo, la calefacción afecta concretos en las siguientes formas:

- Cemento, rocas y agregados exhiben una expansión térmica diferente, lo que conduce a tensiones térmicas. El cemento se contrae a temperaturas elevadas.
- Por encima de 573 ° C, el volumen de los agregados aumenta debido a la remineralización en sus principales componentes (por ejemplo, granito y gneis).
- Por encima de aprox. 800 ° C, la piedra caliza ($CaCO_3$) se transforma en óxido de calcio (CaO), que se desintegra después de enfriar, y dióxido de carbono (CO_2)
- Por encima de 1200 ° C piedras se funden y gases atrapados escapan.

Para aumentar la resistencia del concreto, se recomienda evitar minerales que se desintegran a temperaturas elevadas. Los agregados gruesos (> 16 mm) que son particularmente vulnerables a este respecto y deben evitarse.

Los concretos resistentes al fuego diseñados con el sistema de Hochtief (ligthcem) tienen agregados de tamaño apropiado. El concreto de protección contra incendios del sistema de Hochtief contiene 3 kg de fibras de polipropileno por m^3 de concreto. Este concreto ha resistido incendios estándar y sufrió desprendimientos de hasta 1 cm de profundidad en sólo el 20% de la superficie expuesta. Un recubrimiento de concreto de 6 cm protegía el refuerzo de temperaturas superiores a 300 ° C.

Como una alternativa al concreto resistente al fuego, se pueden utilizar paneles de protección o pulverizaciones. Sin embargo, no ofrecen protección durante la construcción, dificultan la inspección visual del interior y requieren una sección de excavación un poco más grande, ya que su grosor oscila hasta 10 cm. Por ejemplo, en el túnel de Westerschel tiene un revestimiento resistente al calor con un espesor de 45 mm, el cual se pulverizó sobre el revestimiento con robots. Las tapas están destinadas a proteger el revestimiento contra el fuego durante 2 horas.

Existen las siguientes versiones de paneles de protección:

- Tableros de fibra de vidrio reforzada de concreto, cuyo total es granulado de espuma de vidrio.
- Placas metálicas perforadas. Con un espesor total de aprox. 35 mm que representan los paneles más delgados.
- Tableros de protección contra incendios de silicato que consisten en concretos especiales hechos de materiales resistentes a altas temperaturas.

En la siguiente tabla se muestran los criterios de proyecto para la resistencia al fuego:

Tabla 5.3 Criterios de proyecto para la resistencia al fuego de las estructuras del informe técnico (AIPCR e ITA 2007).

Tipo de tráfico	Estructura principal				Estructura secundaria (4)			
	Sumergido bajo/dentro superestruct.	Túnel en terreno inestable	Túnel en terreno estable	Túnel artificial	Conductos de aire (5)	Salida de emergencia al exterior	Salida de emergencia a otro tubo	Refugios (6)
Coches, furgonetas	ISO 60 min	ISO 60 min	Ver nota (2)	Ver nota (2)	ISO 60 min	ISO 30 min	ISO 60 min	ISO 60 min
Camiones cisterna	RWS/HC _{inc} 120 min (1)	RWS/HC 120 min (1)	Ver nota (3)	Ver nota (3)	ISO 120 min	ISO 30 min	RWS/HC _{inc} 120 min	RWS/HC _{inc} 120 min (7)

Notas

(1) Puede ser necesaria una duración de 180 minutos para una densidad de tráfico muy importante de camiones que transporten materias combustibles.

(2) No se plantean criterios relacionados con la seguridad por lo que no se requiere ningún tipo de resistencia al fuego (más allá de garantizar que no se producirá un colapso en cadena). Si se tienen en cuenta otros objetivos, se pueden dar los siguientes requisitos:

- ISO 60 minutos en la mayoría de los casos;
- No protección completa. Si la protección de la estructura fuera demasiado cara en comparación con el costo e inconvenientes de los trabajos de reparación posteriores al incendio.

(3) No se plantean criterios relacionados con la seguridad por lo que no se requiere ningún tipo de resistencia al fuego (más allá de garantizar que no se producirá un colapso en cadena). Si se tienen en cuenta otros objetivos, se pueden dar los siguientes requisitos:

- RWS/HC 120 minutos si se requiere una alta protección por afectar a algún bien (por ejemplo un túnel bajo un edificio) o se produce una afección importante en la red de carreteras;
- ISO, 120 minutos en la mayoría de los casos, cuando ello permite limitar los daños a bienes por un coste razonable;

- *No protección completa. Si la protección de la estructura fuera demasiado cara en comparación con el coste e inconvenientes de los trabajos de reparación posteriores al incendio.*

(4) Otras estructuras secundarias: a definir caso por caso.

(5) En caso de ventilación transversal.

(6) Los refugios deben comunicarse con el exterior.

(7) Puede considerarse una duración más larga si el tráfico de camiones que transporten materiales combustibles es muy importante y si la evacuación de los refugios no es posible en 120 minutos.

Las consecuencias de un fallo deberán influir en los requisitos para la resistencia al fuego. Esto depende del tipo de túnel. En uno sumergido, por ejemplo, un colapso local puede causar el de todo el túnel al ser inundado, mientras que un colapso local de uno artificial puede tener consecuencias muy limitadas. Un requisito básico es que debe evitarse el colapso en cadena y que no se corten los sistemas longitudinales vitales, tales como el suministro eléctrico o los cables de comunicación.

Los materiales empleados en un túnel precisan diferentes precauciones para protegerlos del fuego. La intensidad de calor generado durante un gran incendio puede causar la pérdida de la función de soporte en el concreto armado. La función aislante de una protección resistente al fuego puede utilizarse para prevenir el rápido deterioro de la estructura. Es necesario tener en cuenta la resistencia al fuego del conjunto de la construcción (tipo y espesor del recubrimiento de las armaduras, protección adicional, etc.).

El daño que se presenta en el concreto es causado por las diferencias de temperatura y la dilatación. Esto es peligroso para las armaduras expuestas a las altas temperaturas. En general esto no presenta peligro para la evacuación de las personas, pero sí podría ser peligroso para los bomberos. Se pueden emplear varios tipos de protecciones resistentes al fuego para reducir el riesgo y los efectos del desprendimiento del material, aunque este riesgo nunca puede ser totalmente eliminado a causa de las altas temperaturas que pueden llegar a alcanzarse.

Debe prestarse atención a la resistencia al fuego del sistema de ventilación con el fin de que las prestaciones previstas en proyecto no se vean mermadas ante un fallo. Por tanto es necesario examinar las consecuencias del colapso de los conductos en caso de incendio.

Para evitar que se extienda el incendio a un tubo adyacente o hacia una galería de evacuación, las puertas de emergencia y los nichos de seguridad, así como los equipamientos situados entre los dos tubos, deben resistir durante un período de tiempo determinado. Todas las puertas de emergencia y la construcción que las

rodea, incluyendo el marco de la puerta, deben resistir al menos 30 minutos de exposición al fuego. Para una puerta situada entre dos tubos de circulación se requiere mucho más tiempo de resistencia, por ejemplo 1 o 2 horas.

5.6.2 Detectores de incendios y extintores.

La principal importancia de los detectores de incendios es que permites que la extinción del fuego sea lo más rápido posible y evita que nuevos vehículos entren en el túnel.

Las alarmas de incendio funcionan con sensores pero también deben tener un funcionamiento manual, pulsando un botón en los nichos de llamadas de emergencia y en los portales. En los túneles de más de 1500 m de longitud, se deben instalar detectores de incendios automáticos. Los siguientes sistemas de detección pueden ser considerados:

Los sensores térmicos: estos sensores deben ser activados a lo largo de toda la longitud del túnel y no sólo en puntos aislados. De lo contrario, la detección de incendios se puede retrasar. Las mediciones de resistividad son vulnerables a las duras condiciones dentro de túneles. El principio neumático es más eficaz: las temperaturas más altas aumentan la presión del aire atrapado en las tuberías de cobre. Este aumento de presión se registra por transductores de presión.

Los detectores de incendios a base de fibra de vidrio y los rayos láser (que se encuentran dispersos y son más sensibles a temperaturas más altas) pueden localizar con precisión la fuente de calor y (con el software adecuado) permite detectar incluso la propagación de calor.

Los sensores de gas: registran la reducción del contenido de oxígeno, la presencia de gases combustibles y productos de combustión tóxicos.

Sensores de humo: en los túneles de carretera que pueden causar fácilmente falsas alarmas y, por consiguiente liberar una ventilación plena, que es muy caro debido a su alto consumo de energía.

Sensores de llama: éstos sólo registran las llamas abiertas.

Control de vídeo: la detección automática del tráfico, el humo y el fuego por medio de control de video y reconocimiento de patrones es una innovación prometedora y puede responder mucho antes que los sensores de calor.

Los detectores de incendios deben ser altamente resistentes. Deben estar provistos de un sistema de alimentación de emergencia y la longitud máxima que pueden colocarse debe ser delimitada de 50 a 500 m (dependiendo de la densidad del

tráfico). El equipo debe ser robusto y capaz de soportar, por ejemplo, cepillos de limpieza o productos a granel que cae de los vehículos.

Lucha contra incendios: para túneles con una longitud de entre 600 y 1 000 m, un tubo de presión de al menos 100 mm de diámetro es suficiente. Este tubo no necesita ser llenado de forma permanente con agua, pero debe ser alimentado en los portales. En cada uno de los tanques de agua de portal, debe contener al menos 80 m^3 de agua.

En los túneles con más de 1 000 m de longitud, una tubería de presión debe instalarse debajo de las tiras laterales de la calzada y protegida contra la congelación. La presión en los grifos debe estar entre 6 y 12 bar. Un suministro de 1 200 l/min durante al menos una hora debe estar garantizada. El agua para la extinción de incendios debe estar disponible en los nichos de llamadas de emergencia con una boca de riego y la manguera de agua de 120 m de largo.

Salida de Emergencia: Salida de emergencia para las personas que utilizan el túnel de un lugar de refugio debe impartirse a intervalos regulares, los cuales deben localizarse a lo largo del túnel, deben ser funcionales, las rutas de escape deben ser claramente marcadas y proporcionadas para su uso en caso de emergencia. Como se muestra en la figura 5.10, las salidas deben estar claramente marcados, y la separación de las salidas en las vías de evacuación no deben exceder de 1.000 pies (300 m).



Figura 5.10 Salida de emergencia (FHWA, 2006)

Los caminos de salida de emergencia deben tener un mínimo de 3,6 metros de ancho y deben ser protegidos del tráfico. Las señalizaciones deben indicar la dirección y la distancia a la puerta de emergencia más cercana, debe ser colocada por encima de las salidas de emergencia a intervalos razonables y será visible en

caso de emergencia. Las salidas de emergencia deben estar provistas de nivel de iluminación adecuado y conectados al sistema de alimentación de emergencia.

5.6.3 Resistencia de los equipamientos al fuego.

En términos de resistencia a altas temperaturas, los equipamientos del túnel y los cables se pueden clasificar por su resistencia al fuego según estén protegidos o no.

Los equipamientos protegidos y los cables con niveles variables de resistencia al fuego incluyen por ejemplo:

- Los cables resistentes al fuego: capaces de resistir una temperatura de 950°C durante 3 horas (especificación CWZ).
- Los cables LSOH: 250° C durante 3 horas.
- Los ventiladores: 250° C durante 1 ó 2 horas.

Los equipamientos no protegidos, tales como señales de tráfico, cámaras y altavoces de información al público funcionan con temperaturas en general de hasta 50° C y son susceptibles de averiarse a temperaturas relativamente bajas. Estos equipamientos incluyen:

- Luminarias: vidrio laminado (fluorescente) o vidrio endurecido (SON), carcasas de aleación de aluminio o acero (las temperaturas de funcionamiento de las luminarias de SON están en general alrededor de 120°C).
- Señales de tráfico: pantallas de policarbonato, carcasas de acero inoxidable.
- Cámaras: lentes, carcasas de aluminio.
- Altavoces de información al público: poliéster reforzado con vidrio (GRP).

Las temperaturas críticas de los materiales utilizados en estos equipamientos desprotegidos son:

- Los materiales a base de polímeros, tales como policarbonatos, funden a temperaturas próximas a 150° C y entran en ignición a temperaturas del orden de 300-400° C.
- Sellado de silicon: las temperaturas de funcionamiento están en general por debajo de 200-250° C.
- Vidrio: las temperaturas de funcionamiento del vidrio endurecido están en general por debajo de 250-300° C, pudiendo aparecer fisuras a temperaturas mayores de 600° C.
- Aleación de aluminio: se ablanda a 400° C y funde a 660° C.

Todos los herrajes empleados en la fijación de los equipamientos a las estructuras deberán ser tenidos en cuenta en función de su comportamiento al fuego.

CONCLUSIONES

Los proyectos de ingeniería civil rara vez son repetitivos pese a que muchos de ellos tienen elementos en común. Esta singularidad todavía se acentúa más en proyectos de obras subterráneas tales como túneles. Incluso en el caso de túneles paralelos de la misma vía de comunicación los problemas pueden ser diferentes: uno podría tener una edificación encima y por lo tanto tener un nivel de riesgo distinto, o bien presentar diferencias considerables en su estratigrafía.

Hay que considerar que antes de iniciar el diseño y construcción de un túnel, el primer paso es identificar los riesgos potenciales asociados al proceso de excavación (geología, diseño, construcción) y evaluar la probabilidad de su ocurrencia y las consecuencias potenciales (impactos o daños). Cada paso de la operación debería planificarse pensando en la seguridad. Las preocupaciones de seguridad normales superficial también son apropiadas para la construcción subterránea

A efectos de planificación, es importante entender los problemas de seguridad y considerar sus impactos en la sección transversal del túnel, salidas de emergencia, disposiciones de ventilación, de configuración geométrica, derecho de vía, y estimaciones de costos conceptuales.

Para los riesgos que no se pueden mitigar, deben tomarse medidas para reducir sus consecuencias y gestionarlos. Un plan de gestión integral del riesgo debe ser actualizado regularmente para identificar todos los riesgos asociados con el diseño, la ejecución y la terminación del túnel. El plan debe incluir todos los riesgos razonables asociados con el diseño, la contratación y construcción. También debe incluir riesgos relacionados con la salud y la seguridad, el público y al medio ambiente.

REFERENCIAS

Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica (2010). Reunión Nacional de Profesores de Mecánica de Suelos de Ingeniería Geotécnica, Reunión Nacional de Mecánica de Suelos de Ingeniería Geotécnica, Vol. 1, Acapulco. pp. 33 – 40.

Juárez, E. (1997). Mecánica de Suelos, Fundamentos de la mecánica de suelos. Tomo 1. Ed. Limusa. pp. 51 – 55; 149 – 163.

Jornada técnica sobre fuego en túneles (2011) Fuego en túneles, universidad y empresas: abriendo caminos. Barcelona. pp. 13 – 38.

Vallejo, L. (2004). Ingeniería Geológica. Ed. Pearson Educación, S.A. Madrid, España. pp. 230 – 234; 362 – 368.

Basurto, B. (2013). Factor de reducción de rigidez para túneles dovelados. Tesis de Licenciatura, Facultad de Estudios Superiores- Acatlán, UNAM.

Chapman, D.; Metje, N.; Stark, A. (2010). Introduction to tunnel construction, Applied Geotechnics. Vol. 3. CRC Press, Taylor & Francis Group. pp 14 – 41.

Linares, A.; Saens C. (1972). Túneles y obras subterráneas Ed. Editores técnicos Asociados. pp. 17 – 27; 204 – 208.

Megaw, T. (1988). Túneles, planeación, diseño y construcción. Vol. 1. Ed. Limusa, Noriega Editores. pp. 61 – 88.

Kolymbas, D. (2008). Tunnelling and tunnel mechanics, A rational approach to tunnelling. Ed. Springer. pp 32 – 48.

Szechy, K. (1973). The art of tunnelling, Second english Edition (revised and enlarged) Budapest. pp. 21 – 25, 49 – 59.

Tunnels and tunneling C. A Pequignot, B. Eng., Assoc. I. C. E. Hutchinson Scientific & technical. pp 30 – 44.

Goel, S. (2006). Tunnelling in Weak Rocks, elsevier geo-engineering Book Series. Ed. John A. Hudson. Vol. 5. pp 25 – 74

Hoek, E. (1985). Excavaciones subterráneas en roca. Ed. Mc Graw-Hill Co., USA. pp. 13 – 28.

Das, B. (2001) Fundamentos de Ingeniería geotécnica. Ed. Thomson Learning California State University, Sacramento pp. 79 – 94.

Schmitter, J. (1992). Diseño y construcción de lumbreras, Curso Víctor Hardy, AMITOS, pp 9.3 - 9.8.

Orozco, M. (1992). Excavación de túneles en suelos blandos, Curso Víctor Hardy, AMITOS. pp 13.5 - 13.9; 13.25 - 13.61

López, F. (1992) Excavación de túneles en suelos duros, Curso Víctor Hardy, AMITOS. pp 12.4 - 12.56; 12.71 - 12.80

COVITUR. (1988). Instrumentación de campo, Manual de Diseño Geotécnico, Vol. 2 Cap. 3. Diseño del Metro en Túnel, FIT. pp 62 – 75.

Guglielmetti, V.; Mahtab, A.; Xu, S. (2008). Mechanized tunnelling in Urban Areas. Editores Balkema. pp 1 – 8.

Recomendaciones de la International Tunelling Association sobre el riesgo compartido previsto en contratos para excavaciones subterráneas. (1992). pp 1 – 8.

Rey, A.; Pardo, G.; Hurtado R. (2010). Túneles y obras subterráneas. Sika S.A.U. (Madrid). pp 14 – 26; 173 – 178.

Rábago, A. (2011). Estudios geotécnicos, determinación de parámetros geotécnicos y clasificaciones geomecánicas. Curso de túneles y obras subterráneas. AMITOS.

Bazán, S. (2011). Estudios Geológicos, Geofísicos y Sondeos Exploratorios Curso de túneles y obras subterráneas. AMITOS.

Sáenz, C. (2011). Procedimientos constructivos de túneles en suelos. Curso de túneles y obras subterráneas. AMITOS.

Schmitter, J. (2011). Instrumentación y mediciones de comportamiento. Curso de túneles y obras subterráneas. AMITOS.

Paulín, J. (2011). Diseño y construcción de lumbreras profundas en suelos. Curso de túneles y obras subterráneas. AMITOS.

Sika. (2011). Tecnología y aplicaciones del concreto proyectado, Curso de túneles y obras subterráneas. AMITOS.

González, R. (2011). Tuneleo Mecanizado, Tendencias Actuales y Nuevos Desarrollos, Curso de túneles y obras subterráneas. AMITOS.

Gutiérrez L. (2010). Estudio de mecánica de suelos, exploración geotécnica. Disponible en <http://www.slideshare.net/>

National Highway Institute (2009). Technical Manual for design and construction of road tunnels civil elements. U. S. Department of Transportation Federal Highway Administration