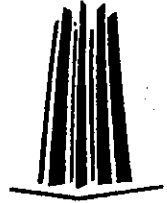




42
Lej.



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO**

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

CAMPUS ARAGON

P. ...

**“PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO
DE REVESTIMIENTOS
PARA TUNELES CARRETEROS “**

T E S I S

PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA

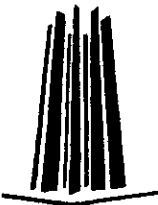
ZULLY ROJAS SANCHEZ

ASESOR DE TESIS:

ING. GABRIEL ALVAREZ BAUTISTA

MEXICO 1998

267058



**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



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.

AGRADECIMIENTOS:

A mi Asesor
Gabriel Alvarez Baulista
Por su gran apoyo y orientación para
la terminación de esta tesis.

A mis Sinodales
Por haberme apoyado en la presentación
De esta tesis.

*A mi madre
M. Antonia
por haberme fomentado el deseo de superación
pues gracias a su ejemplo y sacrificio he llegado a cumplir
la meta más importante de mi vida.*

*En memoria
A mi abuelita Francisca por que siempre
me brinda cariño y atención.*

*A mis hermanos
Lidia y Mauricio
Por el apoyo incondicional
que siempre me han brindado.*

*A mis Tías
Virginia, Felucia y Rosa
Por el apoyo y sus consejos que
siempre tomare en cuenta.*

A mis Sobrinos

Nayeli , Daniel, Evelyn y Eduardo

*Que con sus travесuras y risas hacen
de mi vida algo muy hermoso.*

A mis amigos del CCH

Isaías, Sergio, Aurelio, Fidel y Fabian

*Por que el tiempo no ha sido motivo para
acabar con nuestra amistad.*

A mis amigos y compañeros de la Carrera y Generación

Por los momentos inolvidables que pasamos juntos.

A mis amigos de la Especialidad en Fuentes

Por darme ánimos y por brindarme su amistad.

A mis amigas

Martha, Irma, Gabi, Dora y Marisa

*Por tantas vivencias agradables y por
su linda amistad.*

J. Manuel Fuerta

*A ti por el apoyo incondicional que me
has dado y el gran cariño que te tengo.*

INDICE

INTRODUCCION

CAPITULO I	1
TIPOS DE REVESTIMIENTO.....	2
1.1 DEFINICIÓN.....	2
1.1.1 Función	2
1.2 PRIMARIOS Y PROVISIONALES.....	3
1.2.1 Función	3
1.2.2 Marcos metálicos y retagues de madera	4
1.2.3 Concreto lanzado	9
1.2.4 Marcos metálicos y concreto lanzado	9
1.2.5 Caso especial con anclas	9
1.3 SECUNDARIOS O DEFINITIVOS.....	13
1.3.1 Función	13
1.3.2 Concreto in situ	14
1.3.3 Concreto lanzado	14
CAPITULO II	15
PRESIONES SOBRE EL ADEMADO.....	16
2.1 CAUSAS Y TIPOS DE PRESIONES EN ROCA.....	17
2.1.1 Presiones por aflojamiento.	18
2.1.2 Presiones de montaña.	19
2.1.3 Presiones por expansión.	19
2.2 ESFUERZOS ALREDEDOR DE UNA CAVIDAD POR PERFORACIÓN.....	20
2.3 CONDICIÓN DE ESFUERZOS EN UN ESPACIO CIRCULAR, PLÁSTICO HOMOGÉNEO.....	22

CAPITULO III	26
METODOS PARA EL CÁLCULO DE PRESIONES EN ADEME.....	27
3.1.1 Método de Terzaghi	29
1.- Túneles en roca o en suelo firme	29
2.- Túneles en roca estratificada	30
3.- Túneles en roca fisurada	33
4.- Túneles en roca triturada	33
5.- Túneles en roca fragmentada	34
3.1.2 Método de Protodyakonov	35
Materiales granulares	35
3.1.3 Métodos para la valuación de presión lateral	37
3.1.4 Método de valuación para la presión en el piso del túnel	38
3.2 ENFOQUE PARA EL DISEÑO DE REVESTIMIENTO DE TUNELES.....	40
1.- Enfoque analítico	40
2.- Enfoque observacional	40
3.- Enfoque empírico	41
3.2.1 Sistemas de clasificación en Ingeniería de rocas	41
1.- Método de la carga de roca de Terzaghi	42
2.- Clasificación de Lauffer (1958)	43
3.- Índice de calidad de la roca RQD	44
4.- Clasificación de la estructura rocosa RSR	49
5.- Sistema Q (Barton, Lien, Lunde)	50
CAPITULO IV	53
MÉTODOS DE REVESTIMIENTO.....	54
4.1 CONCRETO PARA REVESTIMIENTO DE TÚNELES.....	54
4.1.2 Características del Concreto	55
4.1.3 Fabricación del concreto	55
1. Planta de concreto	55
2. Laboratorio	55
3. Dosificación	58
4. Mezclado	58
4.1.4 Transporte del concreto al sitio de colocación	58

4.2 SISTEMA CONVENCIONAL.....	58
4.2.1 Bomba Hidráulica (Diesel o eléctrica)	59
Colocación del concreto por medio de bombas	59
4.2.2 Cañón (Pressweld-flowcrete-Placine)	59
4.2.3 Banda Transportadora	60
Colocación de concreto por medio de bandas transportadoras	60
1. Transportador Portátil	60
2. Tipo alimentador	60
3. Banda de descarga lateral	60
4.2.4 Agregados	60
4.2.5 Cimbra	61
1. Colado continuo	61
2. Colocación del concreto	61
3. Colado discontinúo en Sección Completa	62
4. Colado en etapas	62
4.2.6 Vibrado	62
4.2.7 Tiempo de fraguado	63
4.2.8 Desmoldantes	63
4.2.9 Acabado del túnel	63
1. Curado	63
2. Terminado	63
3. Resanes	63
4.3 METODO BERNOLD.....	64
4.4 CONCRETO LANZADO.....	64
4.5 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA EL ANCLAJE DE MUROS EN TUNELES.....	67
4.5.1 Perforación de barrenos	67
4.5.2 Elementos que componen el ancla	67
1. Ancla	67
2. Barra	67
3. Punto ó dispositivo de anclaje	67
4. Cabeza del ancla	68
5. Placas de apoyo y conexiones entre anclas	69
4.5.3 Anclaje. Fijación de anclas	70
4.5.3.1 Anclaje puntual	70
4.5.3.2 Fijación con resinas	70
1. Cargas de resinas	70
2. Colocación de las anclas fijadas con resinas	70
3. La técnica "Perfo"	71
4. Fijación mixta	72
4.6 ERRORES QUE HAY QUE EVITAR DURANTE LA COLÓCACION DEL CONCRETO.....	73
4.6.1 Perforación de Barrenos de anclaje	73
4.6.2 Anclaje de Barras	73

4.6.3 Colocación de placas de apoyo	73
4.7 CONTROL DE ANCLAJE.....	74
4.8 ADEME METALICO.....	76
4.9 MARCOS METALICOS Y RETAQUE DE MADERA.....	76
4.10 MARCOS METALICOS Y CONCRETO LANZADO.....	77
4.11 METODOS DE EXCAVACION PARA TUNELES.....	77
- Método Austriaco	
- Método Belga	
- Método Ingles	
- Método Alemán	

ANEXO "CONCRETO LANZADO"

CONCLUSIONES

BIBLIOGRAFIA

INTRODUCCION

Desde hace varios siglos el hombre se ha preocupado por proteger sus excavaciones contra derrumbes peligrosos que han obligado a desarrollar hasta nuestra época un conocimiento más exacto de la naturaleza geológica y geomecánica del macizo que debe atravesarse, es fundamental a fin de elegir los medios de construcción, las modalidades y la sucesión de las fases de trabajo, el tipo y forma de las secciones del revestimiento.

Los túneles y galerías que servían para el sistema de drenaje de aguas negras y pluviales en grandes Ciudades como Londres, Paris, Nueva York, etc.; fueron revestidos a base de ladrillos y tabiques, para reducir la fricción y aumentar su Vida Útil. Con el paso de los años, se fueron desarrollando nuevas técnicas para revestir los túneles, utilizando moldes de madera a base de triplay, sin embargo su vida útil era muy limitada y requería de verdaderos ejércitos de trabajadores para la operación de alineación, nivelado, desmolde y traslado a su nueva posición.

Con el desarrollo del aire comprimido, de equipos electrohidráulicos, mejor conocimiento de comportamiento elastoplástico del acero y un diseño estructural más racional, las cimbras para túnel se desarrollaron enormemente, bajando su tiempo de utilización, tiempo de desmolde y de transporte, se incrementó geoméricamente el número de usos, abatiendo los costos de construcción y, sobre todo, se crearon mucho mejores condiciones de trabajo para los obreros de la construcción subterránea, evitando trabajos peligrosos y en extremo fatigosos.

En los tiempos modernos, paralelamente al desarrollo tecnológico, ha surgido la necesidad de construir túneles de diversos tipos como: grandes acueductos, sistema de drenaje, casas de máquinas para plantas hidroeléctricas, depósitos de petróleo, túneles ferroviarios, carreteros etc.

México, es uno de varios países que ha recurrido a la solución de túnel en las vías terrestres ante todo a una cuestión de topografía, de que cuando exista un obstáculo que al ser atravesado permita ahorrar longitud de trazo. El revestimiento de un túnel carretero se deberá seleccionar en una de las primeras etapas tomando en cuenta todos los problemas de ademe del terreno. Cuando se excava un túnel, se altera el equilibrio estable que existe en el terreno y por ello es preciso establecer un nuevo patrón de esfuerzos mediante estructuras de apoyo. El análisis de las presiones de tierra sobre los recubrimientos de los túneles, se hace con una metodología que tiene su raíz en los estudios teóricos, pero modificados e influenciados por la intuición y la experiencia.

El primer requisito para tener un túnel satisfactorio es que pueda construirse en forma segura, de manera que permanezca cumpliendo sus funciones por sí mismo o con ayuda de un revestimiento. El segundo requerimiento será que la construcción no cause daños a estructuras vecinas, si las hubiere; es frecuente que en las zonas en que las densidades de tránsito y otras condiciones permiten o aconsejan la construcción de túneles (sobre todo carreteros) exista desarrollo urbanístico que pueden ser influenciados por la obra. Una tercera condición que debe cumplir un túnel satisfactorio es revelarse capaz de permanecer durante toda su vida de servicio cubierto de las influencias a que pueda quedar sujeto.

No obstante, la gran cantidad de valiosas investigaciones efectuadas durante el último cuarto de siglo han ayudado a comprender más a la naturaleza del comportamiento de los ademes de los túneles; habiendo cada vez más avances tecnológicos importantes.

Capítulo I

TIPOS DE REVESTIMIENTOS

1.1 DEFINICIÓN

1.1.1 Función

1.2 PRIMARIOS O PROVISIONALES

1.2.1 Función

1.2.2 Marcos metálicos y retagues de madera

1.2.3 Concreto lanzado

1.2.4 Marcos metálicos y concreto lanzado

1.2.5 Caso especial con anclas

1.3 SECUNDARIOS O DEFINITIVOS

1.3.1 Función

1.3.2 Concreto in situ

1.3.3 Concreto lanzado



CAPITULO I

TIPOS DE REVESTIMIENTOS

ADEMADO

1.1 DEFINICIÓN:

Los ademados son los que forman el sistema de soporte de un túnel que reacciona contra el material que lo rodea produciendo una presión interior que los estabiliza. En otras palabras con relación a los revestimientos, estos deben de contemplarse siempre con una restricción que se coloca para ayudar al material excavado a soportarse así mismo; el impedir totalmente las deformaciones de la sección indeseables, ya que para llegar a una distribución favorable de presiones, siempre será necesario algo de deformación de ahí se desprende que es importante una elección apropiada de los sistemas de revestimiento y de los momentos en que se instale. Dependiendo de estas situaciones se puede contribuir a minimizar las cargas de tierra y hacer que el medio tome por sí mismo la mayor parte de sus presiones.

1.1.1 Función:

- 1.- Proporcionan el apoyo estructural necesario.
- 2.- Controlan o eliminan la entrada o escape del agua.
- 3.- Ajustan la sección transversal de operación.

Los ademes para túneles se pueden dividir en dos grupos:

Soporte temporal y revestimiento definitivo.

Para decidir el tipo de soporte temporal y revestimiento definitivo en un túnel se debe tomar en cuenta una serie de factores tales como: el valor de soporte del terreno (una vez que ha sido excavado el túnel), su capacidad de sustentación, resistencia al intemperismo, grado de consolidación o de fracturamiento, etc.

Si el túnel se localiza en terrenos blandos (arcillas, arenas y limos), se requiere un revestimiento primario a base de dovelas con el fin de poder determinar la excavación antes de colocar el revestimiento definitivo en caso de existir este.

Cuando se tiene un terreno que permite realizar la excavación total, sin que el túnel ya excavado se colapse o se deforme más allá de lo permisible, aun largo plazo se puede emplear un revestimiento con carácter no estructural.





La fuente de deformaciones es la condición hidráulica debido a que un túnel generalmente produce abatimiento del nivel freático vecino a él, aumentando por lo consiguiente los esfuerzos efectivos en la masa del suelo, los pesos de esa masa y por lo tanto las deformaciones en la superficie. Esta situación hace indispensable considerar en el diseño, las condiciones del revestimiento; si va hacer totalmente impermeable, tendrá que soportar adicionalmente presiones hidrostáticas, en caso contrario, se tomarán todas las precauciones para que el túnel funcione efectivamente como un dren, sin que ello interfiera en su utilización principal.

1.2 PRIMARIOS O PROVISIONALES

Son aquellos cuya función principal es mantener la estabilidad de la excavación durante la construcción. El soporte provisional está en función del terreno y de las construcciones por las que atraviesa el túnel.

Sin embargo, actualmente se hace cada vez más frecuente el uso de un revestimiento único que desempeña ambas funciones, al quedar instalado definitivamente durante la etapa de excavación.

1.2.1 Funciones del ademe primario:

- *Proporcionar apoyo local a la roca que pudiera desprenderse o desplazarse seriamente.*
- *Guiar el desarrollo de la acción natural del arco y conservarla.*

La necesidad de un ademe provisional, es decir de un soporte previo a la colocación del revestimiento permanente, dependerá de los detalles geológicos, como tipo de roca, patrón de juntas, buzamiento y rumbo, discontinuidades, nivel freático, propiedades de la roca, grado de intemperismo o alteración de la masa rocosa. La necesidad del soporte dependerá además de los factores de construcción, a saber: tamaño y forma del túnel, dirección de la perforación con relación al buzamiento, métodos y procedimientos de excavación.

Los principales tipos de ademe primarios o provisionales que se emplean son:

- 1.- *Marcos metálicos y retajes de madera.*
- 2.- *Concreto lanzado.*
- 3.- *Marcos metálicos y concreto lanzado.*
- 4.- *Caso especial con anclas.*





1.2.2.- Marcos metálicos y retaque de madera

El ademe metálico es uno de los sistemas más importantes de soporte temporal. Consiste principalmente en perfiles metálicos tipo H o I curvados y rectos y que se unen entre si para formar el arco que recibe y soporta las fuerzas ejercidas por el terreno circundante. Estas fuerzas se transmiten al marco metálico por medio de madera convenientemente cortada y retacada entre este y el terreno.

Los marcos se forman generalmente con 4 secciones, 2 rectas y 2 curvas con placas soldadas en sus extremos que sirven para atornillarse entre si. (Fig. 1)

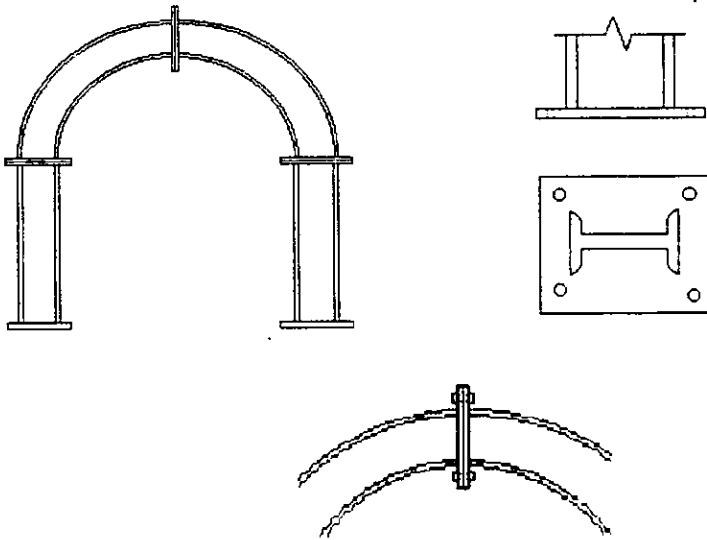


FIGURA 1





Cuando los empujes laterales son importantes es necesario empotrar los extremos inferiores de los marcos, si el terreno lo permite, o colocar puntales inferiores. En terrenos con poca capacidad de carga es necesario colocar rastras generalmente de madera. (Fig. 2)

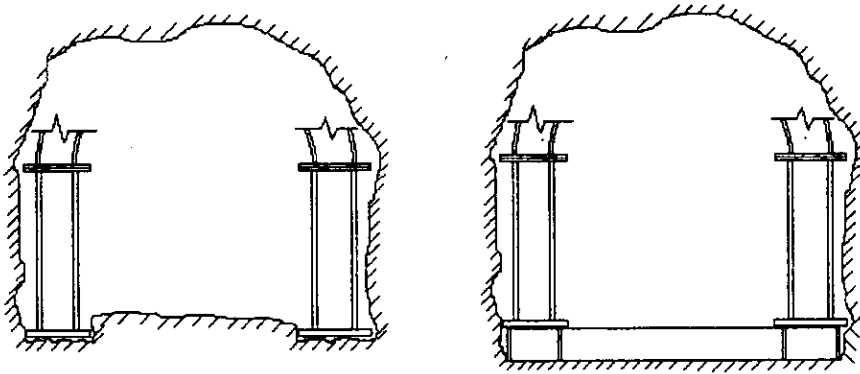


FIGURA 2





En el ataque a media sección es indispensable apoyar los arcos superiores en rastras metálicas. Estas deben estar moduladas para recibir una dos ó más piezas curvas de acuerdo con la separación que se lleve; pueden ser del mismo perfil que se esté usando y deben asegurar la continuidad del alma y patines de las piezas curvas con las rectas. La conexión atravez de la rastra se puede hacer atornillada o soldada. (Fig. 3)

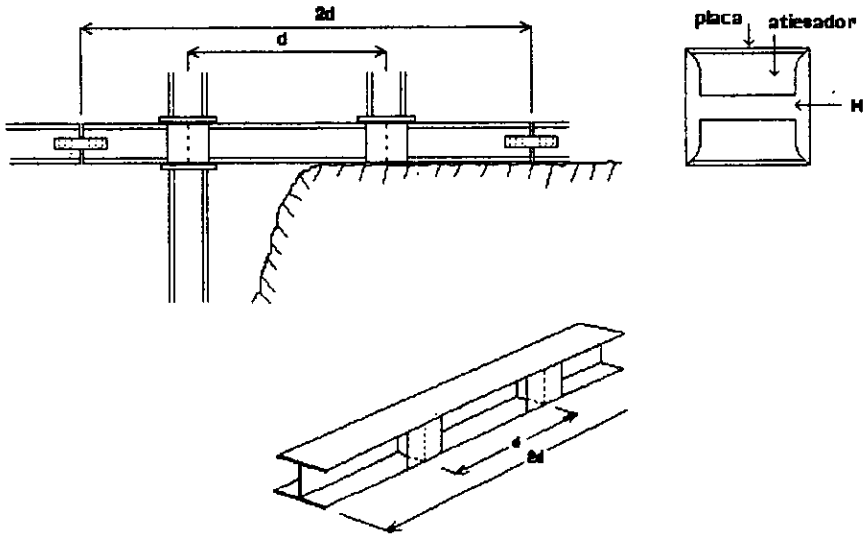


FIGURA 3





Los marcos van ligados entre si por medio de tensores de varilla, con tuerca, y puntales de madera. Debido a esto cada marco trabaja individualmente. (Fig. 4)

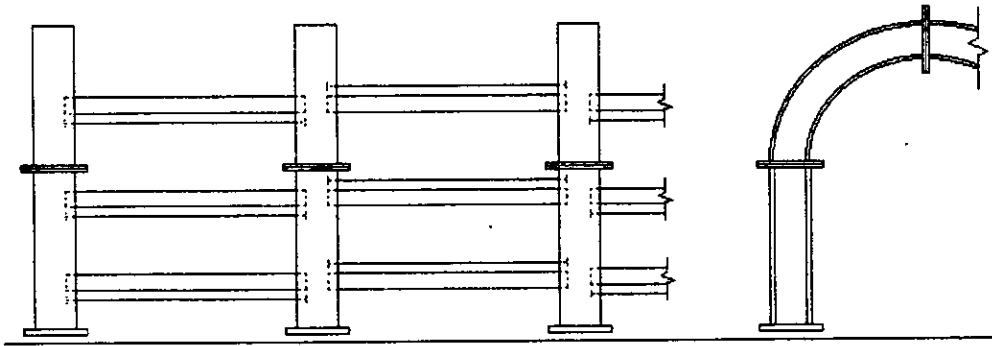


FIGURA 4





En ocasiones resulta conveniente el ligar los marcos con puntales metálicos soldados y eso proporciona una estructura continua tridimensional con una extraordinaria capacidad de soporte.

Una vez colocado el marco se procede a recibir el terreno con taquetes de madera acuñados, procurando no castigar al marco, retacando con trozos de diferentes tamaños. (Fig. 5)

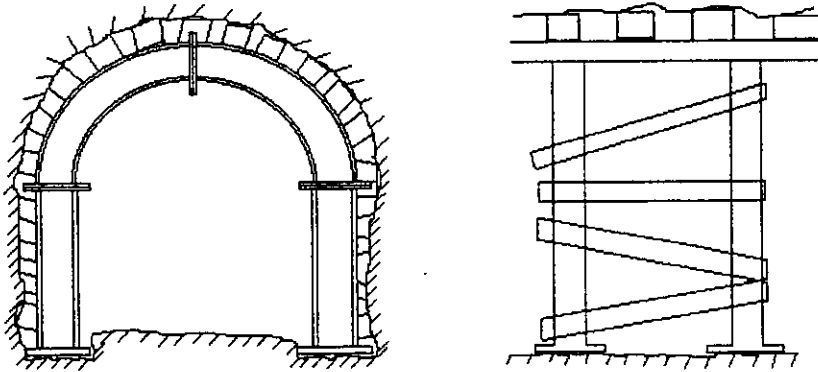


FIGURA 5

La combinación de marcos metálicos con concreto lanzado puede ser bastante efectivo cuando en el terreno soportado se tiene una severa intemperización.

El sistema de ademado en túneles de mayor adaptabilidad es el de marcos metálicos y retaque de madera, es un ademe que empieza a cargar tan pronto se castigan los marcos contra el terreno, no hay que esperar un tiempo de fraguado. Sin embargo cabe mencionar algunos de sus inconvenientes:

En grandes secciones o en túneles de geometría variable su instalación se dificulta y resulta tardado, por lo que puede dar lugar a desplazamientos excesivos y aflojamiento del suelo. Por otra parte, su contacto con el terreno no es continuo sino puntual o zonal, a través de los elementos de deformabilidad variable, (tablones, vigas, cuñas, enhuacalados), por lo general de madera. Así que la alta rigidez de las piezas metálicas, que es la que a la vista da más confianza, puede ser engañosa, "psicológica" como suele decirse, porque en realidad el conjunto (marcos, madera) llega a ser más deformable de lo que el terreno necesita desarrollar su resistencia y dar cargas mínimas.





Con este tipo de sostenimiento, se admiten deformaciones importantes sin perder su eficacia, permite alcanzar la estabilización de las deformaciones con presiones de confinamiento muy inferiores a las inherentes a los sostenimientos rígidos convencionales, además se busca dar secciones de excavación más próximas a la circular y proporcionar un apoyo de ademe más amplio y resistente y menos deformable, que descargue en el piso a una presión baja.

1.2.3.- Concreto lanzado

El concreto lanzado puede definirse como mortero o concreto transportado através de una manguera y proyectado neumáticamente a gran velocidad sobre una superficie. La fuerza del chorro que produce un impacto sobre la superficie, compacta el material. Normalmente el material fresco colocado tiene un revenimiento bajo y puede sostenerse por si mismo sin escurrirse. El concreto lanzado también puede colocarse hacia arriba, en una sola operación en plafones, en espesores hasta de 50 mm.

El concreto lanzado adquiere en su colocación propiedades físicas similares al concreto convencional. Con la debida curiosidad es un elemento estructural, muy resistente y durable con capacidad de adherencia muy alta y de gran ductibilidad para su aplicación. Además su costo es frecuentemente más económico que el convencional por la ausencia de cimbras y equipos mecánicos auxiliares, de transportación, compactación y colocación. El concreto lanzado solo requiere una pequeña planta portátil para su producción y aplicación inmediata.

1.2.4.- Marcos metálicos y concreto lanzado

Este tipo de ademes se usa normalmente cuando no existan problemas de aportaciones de agua importantes o simplemente no existe, el terreno pudiera ser arenoso pero compacto, el cuál al interperizarse se vuelve deleznable al perder humedad, lo que provoca desconchamientos en el terreno, el uso del concreto lanzado en los espesores de no más de 10 cm soluciona este problema. Otro uso que tiene es el de funcionar como bóveda, transmitiendo los empujes del terreno a los marcos metálicos.

1.2.5.- Anclas

El anclaje es un sistema de soporte para dar estabilidad a las paredes de una excavación que se emplean casi exclusivamente en las excavaciones en donde existan rocas relativamente sanas, para su cálculo se determinan los mecanismos de falla en la roca y se calcula el número, la orientación y la capacidad de las anclas. El principio general del anclaje de las rocas es hacer que estos formen parte de la estructura del soporte, es decir que autosoporte a excepción de cuando las anclas deban soportar fragmentos sueltos de roca.





Techos anclados

Los sistemas de anclaje colocados en los techos de los túneles ayudan a la roca a desarrollar con mayor efectividad el llamado "efecto de arco" garantizando por tanto la estabilidad de la excavación. Se recomienda el uso de anclas de tensión para rocas sanas o muy duras y, para rocas de menor dureza, o poco fracturadas, es recomendable el uso de anclas de fricción.

Ventajas que presenta el uso de anclas.

- 1) Sirven para incrementar la capacidad de soporte natural de las excavaciones subterráneas en roca.
- 2) Pueden emplearse en combinación con estructuras convencionales de ademe como son los marcos de acero y de madera, el concreto lanzado, mallas de alambre, etc.; para garantizar el soporte de la excavación.
- 3) Aceleran el avance de la excavación dada la rapidez y facilidad de instalación.
- 4) Proporcionan una economía que en algunos casos representa hasta un 50 % en costo y tiempo comparado con otros sistemas de soporte.
- 5) Mediante una sencilla instrumentación puede controlarse el correcto funcionamiento del sistema, lo que redundará en una mayor seguridad de la excavación.
- 6) No obstruyen las maniobras de excavación, ya que al ocupar el mínimo espacio la sección excavada queda prácticamente libre una vez colocadas las anclas.
- 7) Permiten sujetar instalaciones básicas para el desarrollo de la excavación (tuberías para agua, cables de luz, conductos de aire a presión, etc.)

Para que las anclas funcionen se deberán colocar inmediatamente después de efectuada la excavación.

Las anclas son usadas generalmente en las patas de los marcos metálicos para darle mayor capacidad evitando con ello el pateo del marco causado por el efecto de empuje lateral del terreno.

Otro empleo que tienen es en el concreto lanzado como anclas del mismo, proporcionan un anclaje del concreto lanzado al terreno, y mejorando las condiciones mecánicas del terreno. El uso de las anclas generalmente se restringe debido principalmente a los cambios tan importantes que sufre el terreno o la roca y que obligan a cambios en los sistemas de anclaje en la separación y orientación de las anclas, todo lo cual repercute en los costos.





Por otro lado, es conveniente efectuar pruebas de la capacidad de cada una de ellas, por lo que se requiere de un control estricto de las capacidades de carga del terreno o de la roca en cuestión.

El anclaje constituye uno de los elementos más fundamentales que intervienen dentro de las técnicas modernas de sostenimiento; de manera general se distinguen tres tipos de anclaje :

- a) Anclaje de sostenimiento puntual.
- b) Anclaje de sostenimiento repartido (Anclas de fricción).
- c) Anclaje con barras nervaduras hincadas en el terreno.

a) Anclaje de sostenimiento puntual

El anclaje de sostenimiento puntual tiene por objeto el de conectar una vez que se tiene la superficie excavada a uno o varios puntos profundos de roca intacta, se asegura por un dispositivo mecánico.

(Fig. 6) El anclaje simple o múltiple se obtiene por el bloqueo de 2 medias zapatas sobre la pared del barreno, seguido de la introducción de una cuña por tracción mecánica obtenida por atornillado. La puesta en tensión del ancla por preesfuerzo inducido por el enroscado de la tuerca de la cabeza del ancla o por la expansión o descompresión del terreno es indispensable para obtener eficacia de este sistema de sostenimiento. La ventaja mayor del anclaje puntual es que su colocación es rápida, así como de eficacia inmediata. Esta eficacia no se mantiene mas que durante el tiempo que la roca no sufra ningún movimiento a la vecindad del anclaje. Este tipo de anclaje puede además colocarse en caso de filtraciones de agua através del barreno.

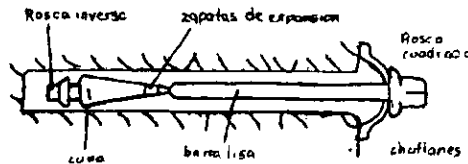


Figura 6: Ancla mecánica puntual

b) Anclaje de sostenimiento repartido. (Anclas de fricción).

El anclaje de sostenimiento repartido consiste en armar la roca por medio de barras metálicas fijadas en toda su longitud, dentro del barreno de anclaje. El producto de sujetamiento es generalmente la resina o mortero de cemento. (Fig. 7)





Sujetamiento con resina.

Este tipo de anclaje conviene en particular en las rocas sanas de baja porosidad de tal forma que permitan una calibración perfecta del barreno al ancla. El juego entre el ancla debe ser comprendido entre 2 y 4 mm, teniendo en cuenta que el volumen de resina (producto relativamente caro) se introduce en cartuchos dentro del barreno, estará cuantificando en forma justa.

Confinamiento con mortero.

Dos grandes tipos de anclaje con confinamiento de mortero se utilizan comúnmente. Dentro de la técnica perfo (Fig. 8) el mortero se introduce por medio de 2 medios tubos metálicos perforados; en el 2º caso se inyecta mortero en el barreno de anclaje. El confinamiento con mortero inyectado se recomienda particularmente en los terrenos fisurados o muy heterogéneos. La utilización del mortero permite una tolerancia un poco más grande sobre el barreno de anclaje. El único imperativo es el de llenar todos los huecos.

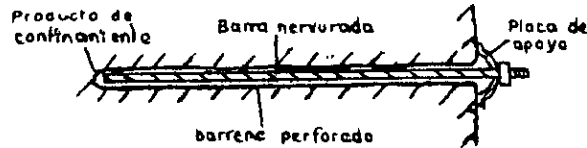


Figura 7: Ancla confinada en toda su longitud

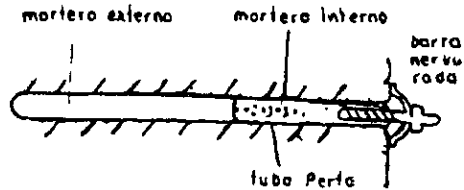


Figura 8: Ancla confinada con mortero por la técnica Perfo





c) Anclaje con barras nervuradas hincadas en el terreno
(Fig. 9).

En ciertos casos particulares, el anclaje puntual ó repartido no se puede realizar debido a la imposibilidad de perforar un barreno estable. Un anclaje útil puede sin embargo, colocarse (naturalmente en los suelos con un ángulo de fricción interna alto) hincando barras nervuradas en el masivo; dichas barras tendrían una resistencia a la extracción más débil que la de las barras confinadas

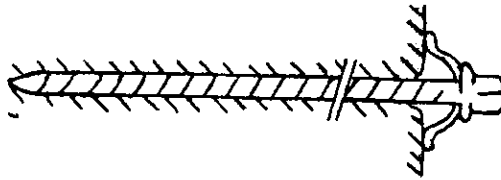


Figura 9: Anclaje por medio de barra nervurada hincada en el terreno.

1.3.- SECUNDARIOS O DEFINITIVO

Son con los cuales se da un acabado o una protección final a la excavación y que han sido especificados e incorporados en los cálculos de diseño. La construcción del revestimiento definitivo de los túneles se puede llevar a cabo mediante tres sistemas que son: concreto lanzado, concreto convencional y una combinación de los sistemas anteriores.

La utilización de un sistema u otro dependerá de la sección del túnel por construir, de la interferencia que provoque la colocación de la cimbra con los demás trabajos de excavación y extracción de la rezaga etc.

1.3.1.-Función del Ademe Secundario

- a) Proporcionar el apoyo estructural necesario
- b) Controlar y eliminar la entrada y escape del agua
- c) Ajustar la sección transversal de operación

Al cumplir dichos requisitos, el sistema de ademe escogido deberá ser capaz de ofrecer una construcción segura y económica.





Principales tipos de ademe secundario:

Características de concretos para revestimientos de túneles.

No todos los túneles requieren ser revestidos de concreto; cuando existan razones que justifiquen el empleo de concreto para revestir un túnel, este material suele utilizarse en dos diferentes modalidades:

1.3.2.-Concreto en el sitio

Concreto monolítico colado en el lugar, colocado y compactado por medios convencionales.

CONCRETO IN SITU.

El concreto monolítico colado en el lugar, corresponde a la imagen más común que se tiene del concreto ordinario. Se trata de mezclas de consistencia entre plástica y fluida, que normalmente se labora en el sitio de la obra, y se colocan y compactan por métodos y equipos convencionales dentro de espacios cimbrados para dar geometría final del túnel revestido. Dentro de esta descripción de carácter general puede haber variantes en cuanto al equipo de colocación (bomba, cañón, banda transportadora), al tipo de cimbra (estacionaria o deslizante), al sistema de colado (sección completa o dividida) y al esfuerzo acero convencional, fibras de acero mezcladas con el concreto, o ninguno.

1.3.3.- Concreto lanzado

El concreto lanzado es un método usual para el soporte temporal de túneles urbanos en suelos firmes. Además de proporcionar sustentación debido al efecto de piel que se genera con la interacción del concreto lanzado y el terreno, cumple con la función de proteger las paredes del túnel contra los efectos de intemperización. El ademe de concreto lanzado puede o no estar reforzado.

Cuando el concreto lanzado se considera como revestimiento definitivo del túnel, se obtiene una superficie menos irregular que en el caso del ademe primario. Actualmente algunos túneles son revestidos con este tipo de concreto, tal es el caso de túneles ferroviarios y carreteros. El concreto lanzado proporciona una gran versatilidad y ahorro al permitir un revestimiento que requiera de cimbra. La cuál en los casos citados resultaría muy costosa.

En los dos casos se trata de diferentes procedimientos constructivos, que demandan concretos con distintas características. Para los fines de control de calidad del concreto, es necesario conocer y tomar en cuenta estas características con objeto de planear y desarrollar las actividades de control.



Capítulo II

PRESIONES SOBRE EL ADEMADO

- 2.1 CAUSAS Y TIPOS DE PRESIONES EN ROCA.**
 - 2.1.1 Aflojamiento de la masa de roca.*
 - 2.1.2 Presiones por aflojamiento.*
 - 2.1.3 Presiones de montaña.*
 - 2.1.4 Presiones por expansión.*

- 2.2 ESFUERZOS ALREDEDOR DE UNA CAVIDAD POR PERFORACIÓN.**

- 2.3 CONDICIÓN DE ESFUERZOS EN UN ESPACIO CIRCULAR, PLÁSTICO HOMOGÉNEO.**



CAPITULO II

PRESIONES SOBRE EL ADEMADO

Al analizar las concentraciones de esfuerzos en el contorno de túneles en suelos firmes es necesario definir el concepto "suelo firme". A fin de delimitar el campo que aquí interesa, se utilizará la clasificación que se muestra en la Fig. 1. Aunque indiscutible, en ciertos aspectos como son el intervalo de variación del ángulo de fricción en suelos o la contradicción que surge al comparar los límites superiores atribuidos a la resistencia a compresión simple con la cohesión de los suelos, dicha clasificación permite ubicar, a grosso modo, el campo de estudio en cuanto a propiedades de resistencia y deformación. También tratándose de "suelos firmes" puede presentarse el problema de discontinuidades en la masa, como es el caso de arcillas preconsolidadas que originen un efecto de escala, es decir, resultan diferentes comportamientos mecánicos de la masa de suelo y de la probeta ensayada en el laboratorio. La posible existencia de fisuras en las masas de suelo cohesivos preconsolidados implica que las pruebas de laboratorio sobre muestras siempre son representativas del comportamiento en masas de "suelo firme".

Se entiende por suelo duro o firme, según la posibilidad de dificultades que puedan surgir al excavar un túnel, cuando el frente de este es estable y puede avanzar sin soporte temporal en la clave el soporte final puede colocarse antes de que el material empiece a relajarse. Este tipo de material soporta la redistribución de esfuerzos provocados por la excavación sin reducir su resistencia interna a pesar del desconfinamiento.

A continuación se analizan las concentraciones de esfuerzos alrededor de túneles en "suelos firmes", con base en la teoría del medio continuo



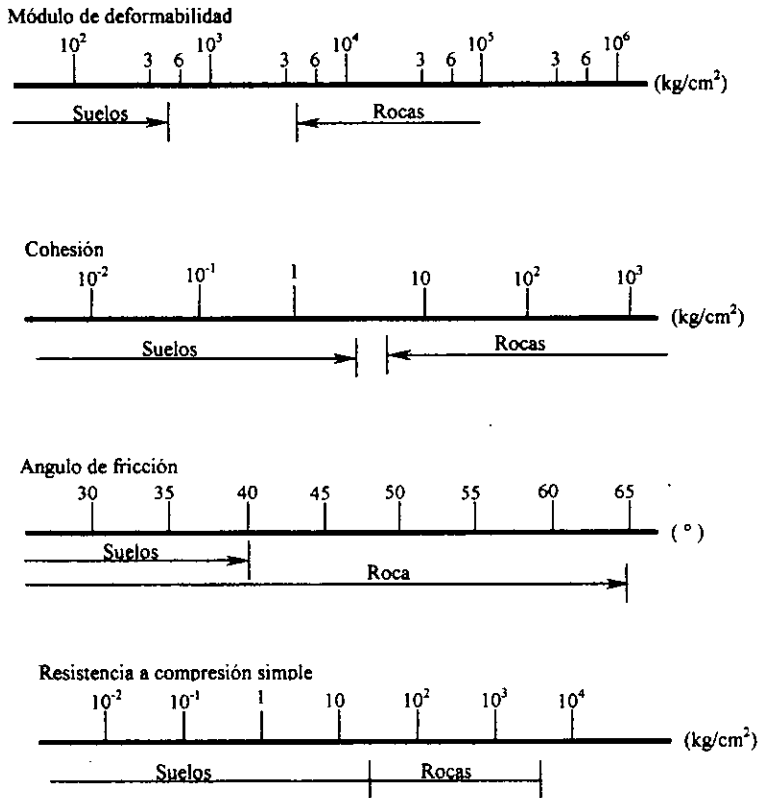


Fig. 1 Clasificación de suelos

2.1 CAUSAS Y TIPOS DE PRESIONES EN ROCAS

Mientras la roca o un suelo duro estén confinados, no podrán producirse desplazamientos interparticulares necesarios para que se desarrollen estados de deformación correspondientes a los esfuerzos actuantes, por lo que estos se acumulan o se almacenan en el material. Tan pronto como este material pueda moverse, ocurrirán en él, desplazamientos en el rango elástico, en forma de flujos plásticos o inclusive en forma de explosiones en las que los fragmentos de la roca pueden salir proyectados violentamente.





Las causas para que se desarrollen presiones sobre los ademes, en un túnel, pueden ser las siguientes:

- ◆ *Aflojamiento de las masas de roca*
- ◆ *El peso de masas sobreyacentes*
- ◆ *Fuerzas tectónicas*
- ◆ *Expansión del material en que se excava el túnel.*

Estos mecanismos conducen a la aparición de tres tipos de presiones sobre los techos de los túneles:

- * *Presión por aflojamiento.*
- * *La llamada presión de montaña.*
- * *Presión por expansión.*

Estos tipos de presiones pueden presentarse individualmente o en conjunto. El tipo de presión que se desarrolla en un caso dado depende mucho de la naturaleza del material sobre y alrededor del túnel, con este objeto conviene diferenciar tres casos:

- *Rocas sanas y masivas.*
- *Rocas blandas y meteorizadas.*
- *Suelos blandos, residuales o transportados*

2.1.1.- Presión por Aflojamiento

Es el efecto causado cuando se afloja una masa de roca o suelo por efecto de la excavación y del peso de la carga sobreyacente.

Las teorías de arqueo mas estudiadas se refieren por lo general a un problema especificos que considera un estrato de arena de extensión infinita, pero espesor finito, descansando sobre una base infinita de la cual cede una sección angosta de longitud infinita, es decir, se analiza un problema de deformación plana.

La cedencia de una ranura en la superficie de apoyo rígido de la masa del suelo, se asimila como causa de arqueo, con la cedencia del techo del túnel por efecto de las cargas actuantes sobre él. Si el techo se deja sin soporte, lo que equivale a dejar la ranura abierta, se llegará a regenerar la presión sobre él, por lo menos parcialmente; se forman cuñas de material desprendido que se caen y que van siendo mayores según el tiempo pasa (Fig. 2). El peso de la cuña desprendida y aflojada es el responsable de lo que se ha llamado presión por aflojamiento.





De lo dicho anteriormente se desprende que la presión de aflojamiento dependerá muchísimo del ancho y longitud del túnel, así como de la oportunidad con que se coloque el ademe, de su naturaleza y estructuración y del cuidado ejercido durante la construcción.

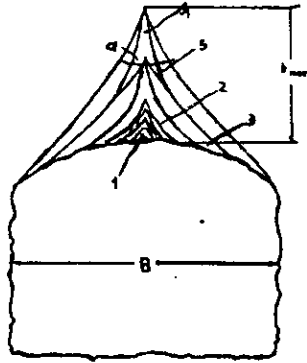


Fig-2.- Proceso de aflojamiento del techo de un túnel

2.1.2.- Presión de Montaña

Este fenómeno aparece cuando los estados de presión secundarios que se desarrollan ya excavado el túnel exceden la resistencia del material excavado y no sólo en el techo, sino en los lados y aún en el piso del túnel; es decir, cuando los esfuerzos secundarios alcanzan un orden de magnitud semejante al límite de plasticidad del material.

En términos generales, la zona plástica se desarrolla en mayor extensión cuanto mas altos sean los esfuerzos en juego y más blanda sea la roca.

2.1.3.- Presión por Expansión

Bajo ciertas condiciones se ha encontrado presión por expansión en arcillas, lutitas y pizarras alteradas o en otras rocas interestratificadas con arcilla. Terzaghi fundamenta este hecho en relajaciones no uniformes de los esfuerzos, causados por migraciones del agua de los poros del suelo, de las zonas más esforzadas a las menos, que correspondientemente se expanden.

Muchas veces las presiones de expansión son consecuencia de transformaciones químicas de los suelos, cuyo contenido de agua aumenta; como por ejemplo la transformación de anhidrita en yeso.





2.2 ESFUERZOS ALREDEDOR DE UNA CAVIDAD POR PERFORACIÓN

A continuación se dará una idea somera de los principios básicos con que la Teoría de la Elasticidad, puede plantear el problema de los túneles; se verá que la aplicación de la Mecánica del Medio Continuo exige a la materia características de homogeneidad y uniformidad que en la práctica no tiene. De todas formas se considera que una breve visión de estos métodos es esencial para plantear la valuación de presiones.

I. Condición de Esfuerzos en una Abertura Circular en un Espacio Elástico Homogéneo.

La Teoría de la Elasticidad permite plantear con relativa sencillez los estados de esfuerzos en torno a una galería circular perforada en un medio continuo elástico. En la Fig. 3 se ilustra la nomenclatura usual en el análisis de estos problemas elásticos. Como se puede comprender los esfuerzos tangenciales, radiales y cortantes son función del radio de la galería "a", la distancia del centro de la galería al punto en consideración "r", del ángulo "θ" y del coeficiente de presión de tierras en reposo "K₀".

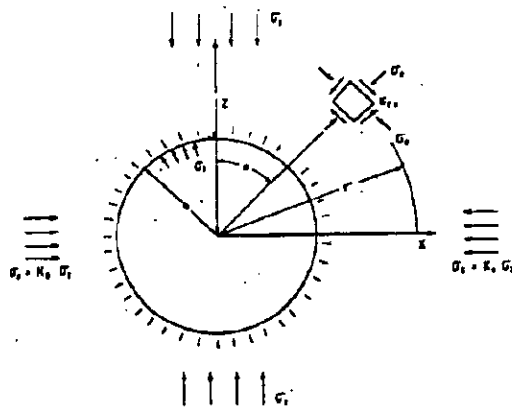


Fig-3.- Nomenclatura correspondiente a la solución de Kirsh dentro de la teoría de Elasticidad.

En la Fig.4 se muestra la variación de los esfuerzos tangenciales y radiales, a lo largo de la línea MB, de acuerdo con Kirsch, para el caso de un túnel circular en un medio elástico. En dicha figura se puede notar que el esfuerzo radial es nulo en la pared, mientras que el esfuerzo tangencial es máximo y que para una distancia a 4r; los esfuerzos tangencial y radial son semejantes e iguales a $\frac{1}{2}\sigma_1$, si se tiene $K_0=1$. Se tiene que para la determinación de esfuerzos en otros puntos bastaría con emplear las ecuaciones correspondientes y que se presentan en forma detallada en el libro *The Art of Tunneling* de Czechy. Con las ecuaciones planteadas se puede determinar la variación de





los esfuerzos en toda la masa elástica que rodea al túnel, a dicha variación se le designa como diagrama de isopresiones o isobaras. Frecuentemente se le prefiere emplear una relación de:

$$PH = PV = \frac{\mu}{1 - \mu}$$

en lugar de $PH = PV$

En general, la precisión que es posible esperar de las soluciones elásticas disminuye cuando el material a través del que se excava el túnel se hace más blando; las soluciones se tornan por completo inaceptables en casi todos los suelos o en los casos en los que una roca resulta debilitada por la acción de los explosivos.

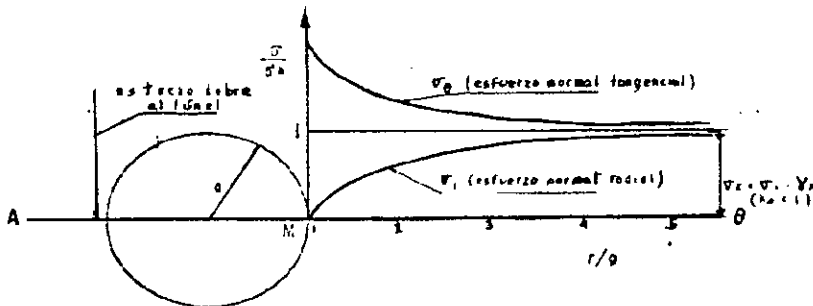


Fig-4.- Distribución de esfuerzos según Kirsh alrededor de un túnel circular en un medio elástico

La forma de la cavidad ejerce una influencia decisiva en el estado de esfuerzos en la masa elástica que rodea al túnel. Dicha influencia se ve asimismo afectada por el estado inicial de esfuerzos en la masa.

Existen algunos factores de mucha importancia que se han tomado en cuenta en los análisis, por ejemplo, Sonntag manifiesta, que la estratificación produce una muy importante influencia en los esfuerzos. La rigidez del ademe según (Szilvagy) es uno de los factores que más se deben tomar en cuenta pues según él, si el ademe es totalmente flexible aparecerán menos concentraciones de esfuerzos, si la rigidez del ademe es media se pueden uniformizar mejor los esfuerzos pudiendo desaparecer en algunos casos los esfuerzos de tensión. La posición del túnel es otro factor importante y se ha recomendado que si este se encuentra a poca profundidad se tome en consideración al peso γh y a grandes profundidades se considere al efecto de arqueamiento anteriormente mencionado pero debe tenerse presente que a grandes profundidades se tiene también la presencia de grandes presiones de montaña. El tamaño de la abertura (túnel) tiene también bastante influencia pues como se puede deducir fácilmente, a medida que la abertura sea menor, por ejemplo unos 20 cm, el problema de que haya inestabilidad es menor.





2. Condición de Esfuerzos en un Espacio Circular, Plástico Homogéneo.

Otras de las teorías aplicadas al análisis del estado de esfuerzos alrededor de una cavidad, son las que se en la Teoría de la Plasticidad. En los análisis plásticos suele establecerse: $\sigma_z = \sigma_x$ ($K_0=1$), se desprecia el peso de los materiales extraídos de la galería y se acepta que el esfuerzo normal en la dirección del eje del túnel es principal. Como condiciones de fluencia se utilizan las de Tresca ($\theta = 0$), para materiales puramente cohesivos; o las de Coulomb, para materiales con cohesión y fricción ($C \neq 0$, $\theta \neq 0$).

En los análisis plásticos para materiales cohesivos se considera que ocurre la fluencia plástica cuando:

$$\sigma_1 - \sigma_3 \geq 2 C_u$$

en donde

$$C_u = q_u / 2$$

C_u la resistencia al esfuerzo cortante obtenida en una prueba triaxial sin consolidación y sin drenaje y suelen considerar como la mitad de la resistencia a la compresión simple (q_u).

Como se muestra en la Fig 5, el campo de los esfuerzos actuantes sobre el túnel está formado por una presión vertical σ_z ; una horizontal, $\sigma_x = \sigma_z$ ($K_0 = 1$ por hipótesis), y una presión interna σ_i aplicada dentro del túnel.

Si $\sigma_z - \sigma_i \leq C_u$, aparece una zona plástica que se extiende hasta una distancia R , a partir del centro del túnel.

En las teorías plásticas se tiene que R es una función del radio de la cavidad " a ", del esfuerzo vertical σ_z y de la resistencia cohesiva de la roca (C_u). Como se ilustra en la fig 5, se tiene que en la zona plástica existirán esfuerzos radiales " σ_r ", tangenciales en el sentido perpendicular a la dirección del túnel " σ_θ " que dependerán tanto de la presión interior en el túnel " σ_i " como de la cohesión del material " C_u " y la relación existente entre el radio del túnel " a " y la distancia del centro del túnel al punto en consideración " r ". Conocidos los esfuerzos y las propiedades de la roca, se pueden determinar los desplazamientos de la zona plástica hacia el interior del túnel e inclusive estimar dichos desplazamientos cuando se tiene la existencia de ademe. Asimismo, en la misma figura se muestra una gráfica para determinar la extensión de la zona plástica.





En el caso de que se tengan materiales con cohesión y fricción ($C \neq 0$, $\theta \neq 0$), que es el caso más general en la práctica, se tiene que en la zona plástica los esfuerzos radial " σ_r " y tangenciales " σ_θ " y " σ_y " son la función, de acuerdo con el criterio de falla de coulomb, del esfuerzo en el interior del túnel " σ_i ", el valor de θ , de la cohesión " c ", el radio del túnel " a " y la distancia del centro del túnel al punto en consideración " r ". De acuerdo con las teorías existentes se pueden calcular también los esfuerzos en el contacto entre las zonas plásticas y elásticas, así como los desplazamientos de la referida zona plástica. En la zona elástica privarían las teorías para el caso de la cavidad en zonas plásticas. En la Figura se muestra una gráfica para la estimación de la amplitud de la zona plástica. Existen fuertes limitaciones teóricas para la aplicación práctica de las teorías plásticas sin embargo, estas teorías han sido frecuentemente empleadas para el análisis de los desplazamientos.

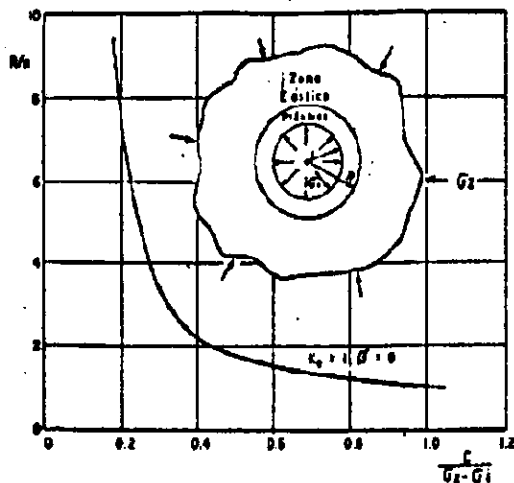
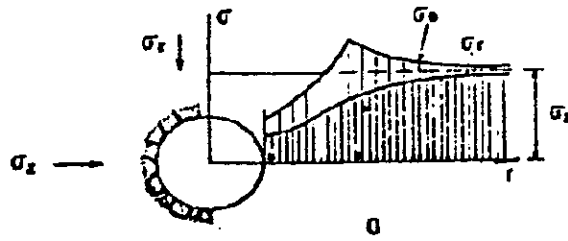


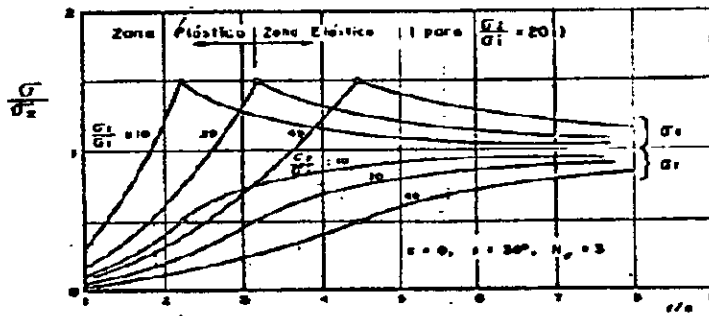
Fig. 5 Extensión de la zona plástica en torno a un túnel circular.
Material puramente cohesivo

En la Fig. 6, se proporcionan distribuciones de esfuerzos alrededor de un Túnel circular; se consideran los esfuerzos radial y tangencial en su variación como la distancia al centro de la galería. En la figura se detallan las condiciones particulares de c y θ que sirvieron como bases del ejemplo que se ilustra





Croquis de la distribución de los esfuerzos



Distribución de esfuerzos tangencial (σ_θ) y radial (σ_r)

Fig. 6 Distribución de esfuerzos en torno a una galería circular. Caso particular ilustrativo.



Capítulo III

MÉTODOS PARA EL CÁLCULO DE PRESIONES EN ADEME

3.1.1 Método de Terzaghi

- 1.- Túneles en roca o en suelo firme*
- 2.- Túneles en roca estratificada*
- 3.- Túneles en roca fisurada*
- 4.- Túneles en roca triturada*
- 5.- Túneles en roca fragmentada*

3.1.2 Método de Protodyakonov

Materiales granulares

3.1.3 Métodos para la valuación de presión lateral

3.1.4 Método de valuación para la presión en el piso del túnel

3.2 ENFOQUE PARA EL DISEÑO DE REVESTIMIENTO DE TUNELES

- 1.- Enfoque analítico*
- 2.- Enfoque observacional*
- 3.- Enfoque empírico*

3.2.1 Sistemas de clasificación en Ingeniería de rocas

- 1.- Método de la carga de roca de Terzaghi*
- 2.- Clasificación de Lauffer (1958)*
- 3.- Índice de calidad de la roca RQD*
- 4.- Clasificación de la estructura rocosa RSR*
- 5.- Sistema Q (Barton, Lien, Lunde)*



CAPITULO III

MÉTODOS PARA EL CALCULO DE PRESIONES EN ADEMES

Debido a que la teoría de la Mecánica del medio continuo sobre la valuación de presiones que actúan sobre un túnel no han resultado lo suficientemente concordantes con lo que sucede en la realidad, han aparecido algunos trabajos fundamentales basados principalmente en llegar a una interpretación más real de esas presiones por métodos sencillos.

Por otro lado, casi siempre los túneles construidos en rocas sedimentarias no presentan condiciones ideales de homogeneidad tal como se puede apreciar en las Figs. 1 y 2, en donde un túnel atraviesa un anticlinal y un sinclinal, respectivamente; las presiones actuantes en la galería están condicionadas por la forma de las estructuras, así se puede ver en el anticlinal, donde las presiones más bajas afectan las partes del túnel comprendidas entre el arco formado por los estratos interiores, y las presiones más altas se localizan en ambos flancos de la estructura.

En el sinclinal sucede lo contrario, las cargas más altas están dirigidas al centro de la estructura y las más bajas hacia los costados de la misma.



Fig. 1 Variación de las presiones a lo largo de un túnel en un anticlinal.





Fig. 2 Variación de las presiones a lo largo de un túnel en un sinclinal

La Fig. 3, esquematiza dos ejemplos muy particulares, en donde el eje de los túneles sigue la misma dirección y esta alojado sobre los planos axiales de las dos estructuras. El primer caso las paredes del techo del túnel están sometidos a considerables esfuerzos producidos por la misma forma del sinclinal, mientras que en el segundo caso las presiones son mínimas, debidas al efecto de arqueado que origina el anticlinal.

El rumbo, el grado de inclinación de las capas sedimentarias, sus espesores, así como también algunas propiedades físicas y naturaleza de las mismas, son factores determinantes en la estabilidad y el buen funcionamiento del túnel. En la Fig. 4 es posible apreciar cada uno de estos factores.

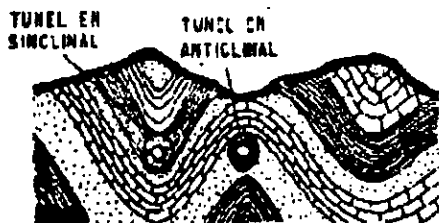


Fig. 3 Localización de túneles en sinclinales y anticlinales.



Fig. 4 Posición del túnel con respecto al rumbo y al echado de las capas.





A continuación se presentan los métodos de valuación de presiones y cargas verticales, sobre ademes de uso mas extendido.

3.1.1. MÉTODO DE TERZAGHI

La concepción teórica de Terzaghi en su método, se fundamenta en sus propios conceptos sobre el arqueo de los suelos. Los valores de la carga de roca que se presentan se clasifican en rangos de acuerdo con el estado o naturaleza de la roca o suelo.

1) Túneles en roca sana o en suelos firmes.

El túnel, en roca sana, no precisa por lo general de ningún ademe.

Existe un problema relativamente frecuente en túneles que atraviesan roca sana y que hace que estos deban ademarse; este problema suele denominarse roca explosiva. En muchos casos, en las paredes y en el techo de los túneles que cruzan roca sana, se desprenden violentamente lascas de roca que salen proyectadas a gran velocidad. En la fig. 5 se muestra un esquema de la deformación de una lasca explosiva.

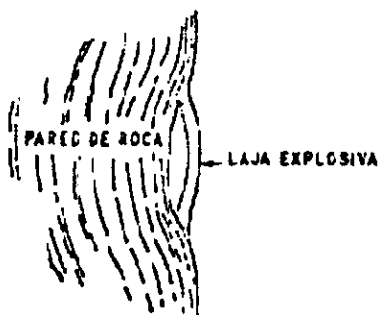


Fig. 5 Generación de roca explosiva

El remedio contra la roca explosiva es dar a las paredes y al techo del túnel un elemento que ejerza una fuerza entre ellos que neutralice la tendencia expansiva. La presión necesaria para lograr el fin perseguido es pequeña, cualquier ademe que sea capaz de aguantar unas 2 ton/m² es suficiente para cumplir el objetivo.





2) Túneles en roca estratificada.

La roca estratificada presenta el problema de romperse fácilmente a lo largo de los planos de estratificación y de formarse juntas transversalmente a esa dirección. Cuando la estratificación es horizontal (fig. 6) se presenta el efecto conocido como de puente, según el cual la roca se sostiene sola como una losa sin necesitar ademe, siempre y cuando la resistencia a la tensión de la losa sea mayor que los esfuerzos ocasionados por la flexión.

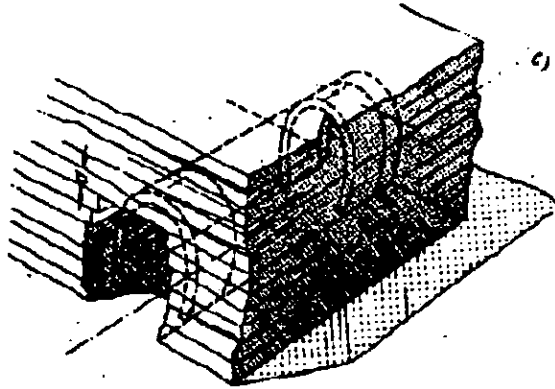


Fig. 6 Túnel en roca con estratificación horizontal.

En los casos en que se permita el desarrollo completo de la sobreexcitación, al no ademar el frente del túnel oportunamente, es raro que la cavidad que se forme sobre el techo del frente, por derrumbe, sobrepase el valor de $0.5 B$, donde B es el ancho del túnel, y esto sólo en el caso de que la roca muy junteada, ver la Fig. 7a. Adicionalmente como se muestra en la Fig. 8, se pueden presentar sobreexcavaciones cuando la estratificación se encuentra inclinada.

Si los planos de estratificación de la roca están en dirección vertical (Fig. 9), el monto de la sobreexcitación depende mucho de la distancia entre el frente de ataque de la excavación sin ademar y el principio del ademe ya construido atrás. Ahora las masas de roca se sostienen por fricción en sus planos de estratificación y el techo del ademe solo tiene que soportar la diferencia entre su peso y dicha estratificación. Tomando un valor de la carga de roca del orden de $0.25 B$ parece ser que se garantizan buenas condiciones para el ademe del techo (ver fig. 7b).



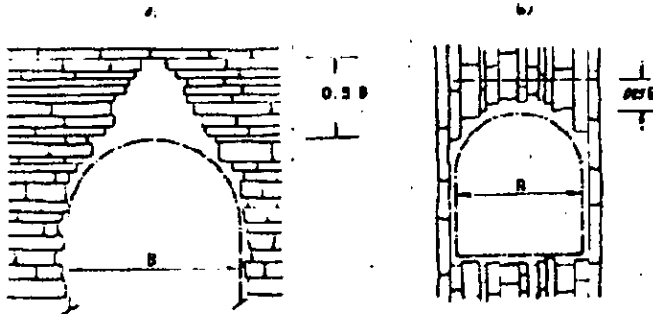


Fig. 7 Sobreexcavaciones producidas sino se adema rápidamente.
 a) Caso de estratificación horizontal.
 b) Caso de estratificación vertical.

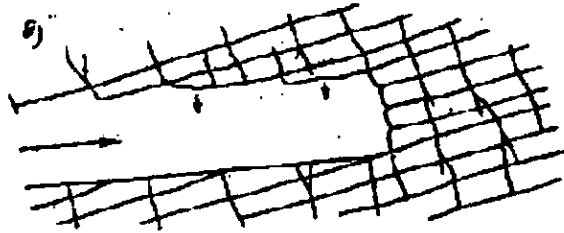


Fig. 8 Túnel en roca con estratificación inclinada.

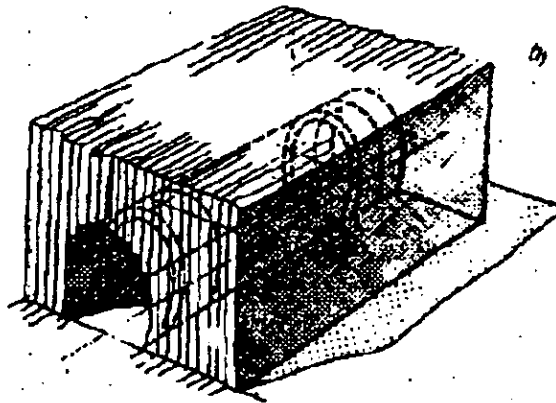


Fig. 9 Túnel en roca con estratificación vertical, paralela al eje del túnel.





Si la estratificación vertical se encuentra perpendicular (Fig.10) al eje del túnel puede no requerirse ademe pues se presenta en la roca una situación favorable por constituirse una especie de marcos transversales al eje del túnel.

Si los planos de estratificación están inclinados respecto al eje del túnel, se ejercen empujes no sólo sobre el techo de éste, sino también en la pared interceptada por la estratificación. En la Fig.11 se muestra el procedimiento propuesto por Terzaghi para calcular estos empujes.

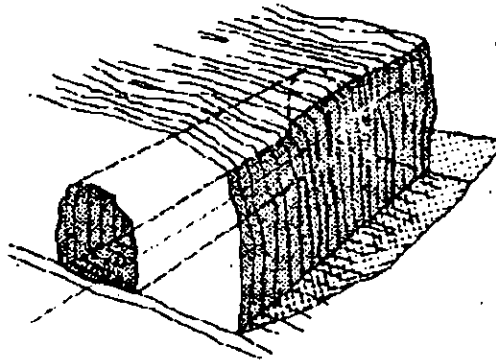


Fig. 10 Túnel en roca con estratificación vertical, perpendicular al eje del túnel.

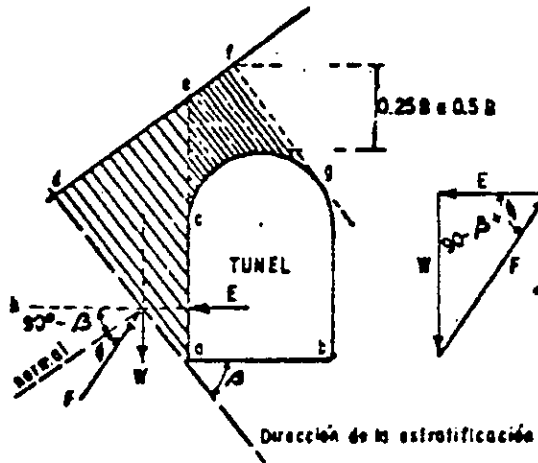


Fig. 11 Cálculo de empujes en roca estratificada en planos inclinados





3) Túneles en roca fisurada.

En escalas rocas los problemas de sobreexcavación soporte son muy similares a los tratados para el caso de las rocas estratificadas. Por lo irregular de la trayectoria de fisuramiento, el empuje en las paredes suele ser nulo y en el techo ligero, correspondiente, cuando mucho, a una carga de roca equivalente a una altura de una cuarta parte del ancho del túnel.

Cuando este tipo de roca está sujeto a un fuerte estado de deformación elástica presenta también el problema de la roca explosiva, que debe ser prevenido como se dijo atrás.

4) Túneles en roca triturada.

En estas rocas es típico el fenómeno conocido como el efecto de arqueo; este efecto es en todo similar al del arqueo de arenas ya mencionado, y se produce como una consecuencia de la relación de esfuerzos causados en el techo de la perforación. En la *fig.12* se muestra esquemáticamente la masa de roca afectada por el fenómeno; en ella se observa que el espesor D de la zona de arqueo es aproximadamente igual a $1.5 B_i$; por encima de esa altura, los esfuerzos en la masa de roca permanecen prácticamente inalterados, cuando se efectúa la excavación. Basta que la roca ceda un poco en el techo del túnel para que la carga sobre el ademe llegue a valores inclusive mucho menores que el espesor de la zona de arqueo. D ; así se obtiene un H_p min.

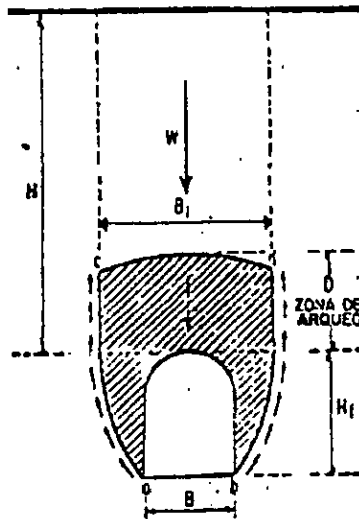


Fig. 12 Arqueo sobre un túnel.





Después de que el ademe del techo ha sido instalado y adecuadamente acuñaado, la carga de roca aumenta con el tiempo, con velocidad decreciente, hasta un valor último que vale, según Terzaghi:

$$H_p, \text{últ.} = 1.5 H_p$$

donde H_p es el valor de carga de roca originalmente actuante en el ademe.

El valor de H_p , actuante sobre el ademe en un principio, depende de $B1$ y, según Terzaghi, se tiene:

$$H_p = CB1$$

donde C es una constante que depende de la capacidad de la roca y de la distancia que haya cedido el techo del túnel, antes de que su ademe se instalase.

Si la roca esta totalmente triturada, hasta el grado de presentar el aspecto de una arena, $B1$ llega al valor

$$B1 = B + H_t$$

La presión media sobre las paredes del túnel puede estimarse, aplicando las teorías de presión de tierras en arenas, con la ecuación:

$$P_h = 0.3\gamma(0.5 H_t + H_p)$$

donde γ es el peso específico de la masa de roca totalmente triturada.

De todo lo anterior se deduce que, en estos tipos de roca, es conveniente la construcción inmediata del ademe y el acuñaamiento correcto del mismo.

5) Túneles en roca fragmentada.

Por el termino fragmentada se indica una roca que, por su gran cantidad de juntas, grietas y fisuras, forma bloques independientes entre los que prácticamente no existe interacción.

En el momento inmediato posterior a la acción de los explosivos, algunos bloques de la zona del frente de ataque dentro del túnel produciendo un embovedamiento en dicho frente y tendiendo a formarse un domo de bloques inestables en estas condiciones, el frente de ataque se sostiene a si mismo por un cierto tiempo, al cabo del cual, la caída de los bloques continúa, tornándose una cúpula y otro domo de roca inestable. Si el ademe sigue sin colocar, el efecto es progresivo y la caída de una cantidad de roca produce la inestabilidad de otra masa en forma de domo que, a su vez, caerá posteriormente. El tiempo que la masa inestable de bloques se sostiene a si misma,





depende de la forma y tamaño de los bloques de ancho de las juntas y de la distancia entre el frente de ataque y el ademe ya instalado. Al tiempo transcurrido entre la acción de los explosivos y la caída del primer domo de roca inestable se le llama "Periodo de Acción de Puente" (*tp*). Este periodo se atribuye tanto a la resistencia viscosa de la matriz que rellena las juntas, como a la falla progresiva de las zonas de apoyo entre los bloques.

El conjunto de recomendaciones dado por Terzaghi se resume en la **Tabla I**, en la que también se incluyen sus recomendaciones sobre la necesidad de ademedo.

En las rocas o suelos sanos o moderadamente estratificados o fragmentados los valores para la carga dados en la **Tabla I**, podrán reducirse en la mitad, cuando el túnel está sobre el nivel de aguas freáticas.

3.1.2. MÉTODO DE PROTODYAKONOV.

Este método se fundamenta También en ideas de arqueo ha sido desarrollado para materiales granulares, si bien su utilización se ha extendido a rocas y otros tiros de suelos con buenos resultados reportados por la práctica rusa.

Materiales Granulares.

Se considera que la excavación de la galería produce un arqueo, de manera que el equilibrio de la masa que queda bajo del arco formado esta asegurado por los esfuerzos que se desarrollan a lo largo de la línea ACB (**fig. 13**). El arco se considera que forma una parábola.

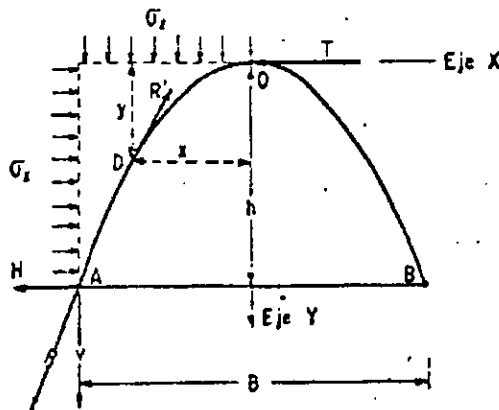


Fig. 13 Croquis explicativo para plantear el método de protodyakonov





En la teoría de Protodyakonov se deduce que la presión en el techo se puede estimar mediante la expresión:

$$\sigma_v = 1/3 * \gamma * m * B/f$$

en donde $f = 1g \theta$

B = ancho del túnel.

γm = peso unitario de la roca.

Tabla I

Cargas de roca o suelo sobre túneles.

Estado de la roca o suelo	Carga H_p (m)	Observaciones.
Roca sana e intacta.	cero	Ademe ligero, si hay roca explosiva.
Roca sana estratificada.	0 a 0.5B	Cuando sea necesario ademe ligero.
Roca moderadamente fragmentada	0 a 0.25B	Ademe ligero, si hay roca explosiva.
Roca moderadamente fragmentada	0.25B a 0.35(B - Ht)	Ademe en el techo, rara vez en las paredes y nunca en el piso.
Roca muy fragmentada	0.35(B - Ht) a 1.1 (B - Ht)	Ademe en el techo y en las paredes.
Roca triturada, pero químicamente intacta.	1.1(B - Ht)	Recomendable ademe circular
grava y arena	0.62(B - Ht) a 1.4(B - Ht)	Recomendable ademe circular
Roca que fluye plásticamente (a poca profundidad)	1.10(B - Ht) a 2.1(B - Ht)	Conviene ademe circular
Roca que fluye plásticamente (a gran profundidad)	2.1(B - Ht) a 4.5(B - Ht)	Conviene ademe circular
Roca expansiva.	Hasta 70m. independientemente del valor de (B - Ht)	Indispensable ademe circular.

NOTA: Los valores en la columna H_p , se refieren a la carga final que se produce en un túnel no ademado.





3.1.3 MÉTODOS PARA LA VALUACIÓN DE PRESIÓN LATERAL.

La presión lateral en los suelos se establece, hasta el presente momento, con las mismas ideas que semejante en las teorías clásicas de presión de tierras. La presión lateral (horizontal) es igual a la presión vertical multiplicada por un coeficiente de empuje de tierras, cuyo valor depende de la deformación horizontal que se permita. Algunas presiones laterales medidas en túneles se han incluido en la **Tabla II**; en ella puede verse como normalmente la presión lateral oscila entre un cuarto y un tercio de la vertical.

Según Terzaghi, la presión horizontal puede estimarse con la formula:

$$Ph = 0.3 \gamma m (0.5 Ht + Hp)$$

donde Ht es la altura del túnel y Hp es la altura de material gravitando sobre el techo, que se haya considerado para el calculo del mismo.

En suelos granulares o en roca muy triturada, propone Terzaghi la expresión:

$$Ph = \gamma m \frac{H}{N\theta}$$

donde Ht es la altura total desde el hecho del túnel hasta la superficie del terreno natural; $N\theta$ no cambia en relación de las ya conocidas teorías de empuje de tierras.

$$N\theta = \text{tg } 2(45^\circ + \theta/2)$$

Lo anterior equivale a considerar un estado activo de presión de tierras en las paredes del túnel.

Protodyakonov ha propuesto una expresión para el empuje total actuante en la pared del túnel.

$$E = \gamma m \cdot Ht \cdot \frac{1}{N\theta} \left[\frac{2}{3 \cdot \tan\theta} \cdot \left(B + Ht \frac{1}{N\theta} \right) + \frac{Ht}{2} \right]$$





3.1.4. Métodos de Valuación para la presión en el piso del túnel.

Las presiones en el piso suelen ser reacciones a las presiones en el techo. Terzaghi ha proporcionado evidencia empírica que parece apoyar como razonable una estimación de la presión en el piso del orden de la mitad de la prevaleciente en el techo.

Las presiones en los pisos de los túneles rara vez son la fuente de graves problemas, exceptuando los casos de verdadera presión de montaña o de presiones de expansión.

*Con fines puramente ilustrativos se proporciona la **tabla II**, en la que se recogen una serie de presiones realmente medidas en túneles. Estos valores pueden servir para normar criterios con fines de anteproyecto o para calificar los resultados obtenidos de un cierto cálculo.*



TABLA II

TIPO DE MATERIAL	PRESIONES EN TECHO σ_x (ton/m ²)		PRESION LATERAL		PRESION EN EL PISO (ton/m ²)	ADEME		OBSERVACIONES
	Condición inicial	Condición final	Condición inicial	Condición final		Procedimiento de Construcción	Niveles de Esfuerzo que soporta	
Roca sana o ligeramente fragmentada	0	8 - 12	-----	-----	-----	Ligero. Esqueleto de marcos	Nulos	Muy pequeña presión por aflojamiento.
Roca muy agrietada. Roca suave con pequeño cubrimiento	10	30 - 35	-----	3	4 - 6	Esqueleto de marcos sólido	Bajos	Presión por aflojamiento que tiende a aumentar con el tiempo.
Roca fragmentada. Conglomerados medianamente cementados. Aglomerados	15-25	30 - 40	5 - 10	5 - 15	10	Esqueleto de marcos muy resistente	Medios	Se tardará tiempo en llegar al equilibrio de presiones.
Roca totalmente fragmentada saturadas. Gran altura de cubrimiento	25 - 35	40 - 50	10	10	15	Marcos en sucesión prácticamente continua. Conviene ademe circular.	Considerables	Puede resultar muy difícil la estabilización de las presiones.
Fragmentos, gravas y otros suelos Rocas muy suaves bajo altas presiones. Muy grandes espesores de cubrimiento.	40 - 60	100 - 150	20	15	30	Ademe circular	Presiones crecientes, de difícil control, que pueden llegar a la ruptura.	La estabilización de las presiones solo se logra después de permitir importantes desplazamientos; éstos pueden ocurrir en meses o en años.



III.2 ENFOQUES PARA EL DISEÑO DE TUNELES

El diseño de túneles puede efectuarse de acuerdo con cualquiera de los tres enfoques siguientes:

- Analítico.
- Observacional.
- Empírico.

1) El enfoque analítico es el menos usado, no por las técnicas analíticas mismas, de las cuales destacan:

- Método del elemento finito.
- Soluciones matemáticas cerradas.
- Fotoelasticidad y otras técnicas de simulación.

Sino por la dificultad, siempre presente, para alimentarlas con parámetros que realmente representen las condiciones del macizo.

Estas técnicas analíticas son muy útiles para determinar la influencia relativa de los diversos parámetros que intervienen y para comparar las distintas soluciones posibles.

2) El enfoque observacional, cuyo exponente más destacado es el nuevo Método Austriaco de Tuneleo, se basa en la medición del comportamiento del túnel según se construye, para modificar el sistema de soporte según se requiera.

Este enfoque se basa en la premisa siguiente:

*"Un sistema de soporte flexible para un túnel,
siempre es preferible a un soporte rígido."*

En la práctica, lo anterior se logra mediante la colocación de anclas y concreto lanzado, para evitar un aflojamiento excesivo, a la vez que se permite la suficiente deformación como para que se desarrolle el efecto de arqueado y auto sustentación de la roca, mediante la redistribución de esfuerzos.

El problema que se afronta con este método es la contratación de la obra, pues el proyecto varía a lo largo del periodo de construcción.





3) **El enfoque empírico** se basa en la experiencia adquirida en obras similares. Para un manejo más eficiente se requiere de un sistema de clasificación, en base al cual se podrá extrapolar la experiencia y aplicarla mediante un juicio sano al nuevo caso.

De esta manera, los sistemas de clasificación de macizos rocosos constituyen la espina dorsal del enfoque empírico y han sido ampliamente usados en todo el mundo. El sistema de clasificación de rocas más usado hoy en día, a pesar de que cuenta con más de 30 años de haber sido propuesto, es el de Terzaghi.

3.2.1 SISTEMAS DE CLASIFICACIÓN EN LA INGENIERÍA DE ROCAS

Sistemas de clasificación de rocas más conocidas

- a) Terzaghi. (1946)
- b) lauffer. (1958)
- c) Deere. (1964)
- d) Wickham, Tiedemann y Skinner. (1972)
- e) Bieniawski. (1973)
- f) Barton, Lien y Lunde. (1974)

El sistema de "Carga de Roca", propuesto por Terzaghi ha probado ser muy útil en la construcción de túneles con marcos de acero.

El sistema de clasificación de lauffer representó un gran adelanto en el arte del tuneleo, al introducir el concepto de "tiempo de sustentación" para el claro activo en un túnel, concepto fundamental para determinar el tipo y densidad del soporte requerido.

Deere introdujo el concepto "Índice de Calidad de la Roca" (R Q D) que es un método simple y práctico para describir la calidad de los corazones de roca obtenidos de perforaciones.

Wickham, fue el primero en proporcionar un método de calificación para dar peso relativo a los diversos parámetros de clasificación.

La Clasificación Geomecánica, propuesta por Bieniawski y el Sistema Q, propuesto por Barton, Lien y Lunde, proporcionan información cuantitativa para seleccionar sistemas de soporte modernos, tales como concreto lanzado y anclas.

El sistema Q fue desarrollado para túneles, al igual que la Clasificación Geomecánica, aunque esta última ha sido aplicada a taludes de roca y cimentaciones, a la determinación de la "arabilidad" de los terrenos y a problemas de minas.





1) Método de la carga de roca de Terzaghi (Terzaghi, 1946)

En la Fig. 14 se presentan esquemáticamente los datos de entrada y la información para diseño obtenible de este método.

En la tabla III se presenta una traducción libre del "Sistema de Clasificación de Cargas de Roca para túneles Soportados por Marcos de Acero" originalmente propuesta por Terzaghi

Terzaghi propuso hace más de 30 años, un método de estimación de cargas en túnel soportados por marcos de acero que ha sido el método más usado durante los últimos 50 años, sin embargo, este método ya no es adecuado para sistemas modernos de soporte, como anclas y concreto lanzado.

CONDICION DE LA ROCA	CARGA DE ROCA Hp	COMENTARIOS
1. Dura e intacta	Cero	Se requerirá revestimiento ligero solo si hay desgajamiento o desprendimiento de material.
2. Fuertemente estratificada ó esquistosa.	$0 \text{ a } 0.5 B$	Soporte ligero, principalmente para protección contra caídas. La carga puede cambiar erráticamente de un punto a otro.
3. Masiva, ligeramente estratificada	$0 \text{ a } 0.25 B$	
4. Ligeramente fracturada formando algunos bloques	$(0.25B \text{ a } 0.35(B - H))$	No hay presión lateral
5. Muy Fracturada formando muchos bloques	$(0.35 \text{ a } 1.10)(B - H)$	Pequeña o nula presión lateral
6. Completamente fracturada pero químicamente intacta.	$1.10 (B - H)$	Presión lateral considerable. Si hay efectos de ablandamientos, debidos a infiltraciones cercanas a la parte inferior del túnel, se requerirán soportes continuos para las partes inferiores de los marcos, o bien marcos circulares.
7. Se extrae bajo carga a poca profundidad.	$(1.10 \text{ a } 2.10)(B - H)$	Presión lateral muy alta, se requieren puntales invertidos. Se recomiendan marcos circulares
8. Se extrae bajo carga a gran profundidad	$(2.10 \text{ a } 4.50)(B - H)$	
9. Roca expansiva	Hasta 76.20m (250 pies), sin importar el valor de $(B - H)$	Se requerirán marcos circulares. En casos extremos se usarán soportes flexibles (yielding support).

Tabla III. Clasificación por carga de roca para túneles soportados con marcos de acero según Terzaghi. (Carga de roca H_p en pies (espesor) de roca sobre el techo del soporte en un túnel de ancho B en m (pies) y altura H , en m (pies) a una profundidad de más de $1.5 (B - H)$)

Se supone que el techo del túnel está localizado por de bajo del nivel freático. Si está localizado permanentemente, por arriba del nivel freático.

Los valores dados para los incisos 4 a 6 se podrán reducir en un cincuenta por ciento.

Algunas de las formaciones rocosas más comunes contienen capas de esquistos. En un estado no intemperizado, los esquistos no son peores que otras rocas estratificadas.





Sin embargo, el término esquistoso se aplica frecuentemente a sedimentos de arcilla fuertemente compactados que aún no adquieren propiedades de la roca. Dicho esquistoso se comportará en un túnel, como una roca que se destruye bajo carga o hasta como una roca expansiva.

Si una formación rocosa esta formada por una secuencia de estratos horizontales de areniscas o calizas y de formaciones esquistosas, que no alcanzan aún el grado de roca, la excavación del túnel está comúnmente asociada con una compresión gradual de la roca en ambos lados del túnel

METODO DE TERZAGHI

DATOS DE ENTRADAINFORMACION DE SALIDA

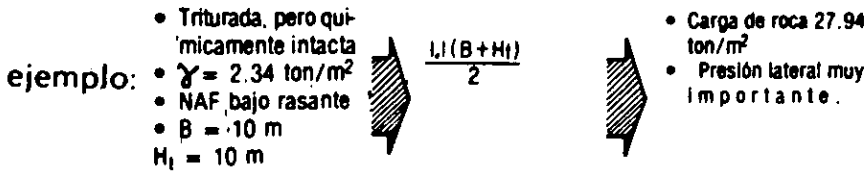
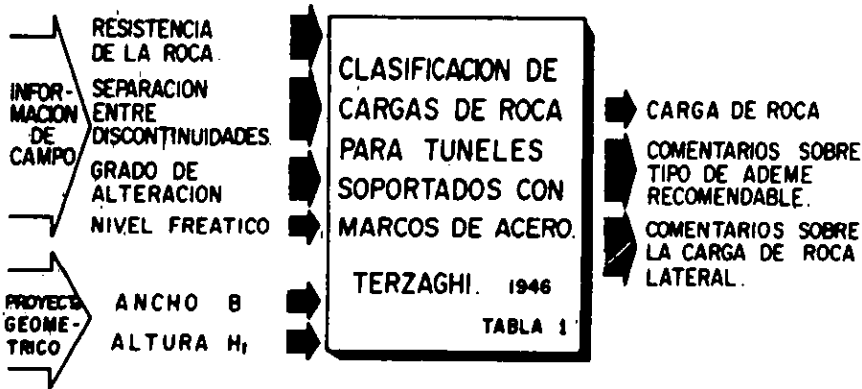


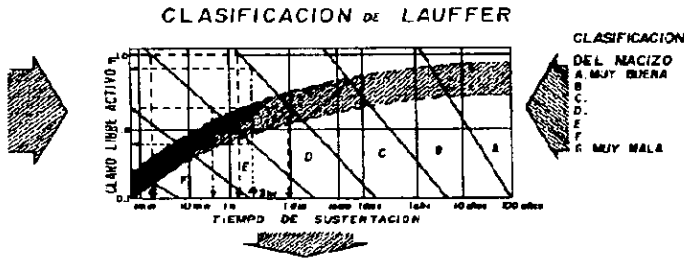
figura 14

2) Clasificación de Lauffer (Lauffer, 1958)

La clasificación propuesta por Lauffer en 1958 está basada en un trabajo de Stini referente a la geología de túneles (Stini, 1950). A Stini se le reconoce como el padre de la "Escuela Austriaca" de Tünelo y Mecánica de Rocas.

Stini enfatizó la importancia de las discontinuidades en los macizos rocosos y propuso que el tiempo de sustentación para cualquier claro libre activo, en relación de las diversas categorías de los macizos de roca, es el mostrado en la Fig. 15.





EJEMPLO

En un mismo macizo rocoso, sea de clase D, mientras que un túnel piloto de 2m se soporta sin ademe entre media hora y un día, un túnel se soporta entre tres minutos y dos horas aproximadamente.

Si se requieren 3 horas para colocar el ademe primario, el avance deberá limitarse entre 80 cm y 8m por lo tanto la selección del macizo rocoso es crítica.

FIGURA 15 TIEMPO DE SUSTENTACIÓN DE ACUERDO A LA CATEGORÍA DEL MACIZO ROCOSO

El claro libre activo es el ancho del túnel o la distancia entre el frente y el ademe, si éste es menor.

El tiempo de sustentación es el lapso durante el cual un túnel se sostendrá sin ademe a partir del momento de la excavación.

Varios factores afectan al tiempo de sustentación, siendo los principales:

- Orientación del eje del túnel respecto a la estratificación o a la dirección de la familia principal de discontinuidades.
- Geometría de la Sección Transversal.
- Método de Excavación.
- Método de Soporte.

3) Índice de calidad de la roca (RQD) de Deere.

Una de las desventajas serias de los dos métodos mencionados anteriormente es la dificultad para clasificar un cierto macizo rocoso, así como la sensibilidad de los resultados obtenidos, respecto a dicha clasificación.



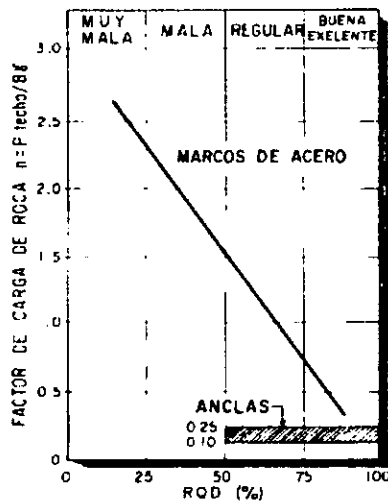


Fig. 16 Comparación de diseños de soportes de techo, para Túneles con marcos y para cavernas con anclas

En 1964, Deere propuso un índice cuantitativo, basado en longitud de los fragmentos de corazón 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 longitud perforada. Posteriormente, la ISRM propuso que se utilizara por lo menos un diámetro NX. (5.48 cm) y barril doble giratorio en la perforación.

La relación entre RQD y la calidad ingenieril del macizo rocoso propuesta por Deere fue:

RQD (%)	Calidad de la roca
<25	Muy malo
25-50	Malo
50-75	Regular
75-90	Bueno
90-100	Muy bueno

Las limitaciones del RQD más importantes son:

- No considera los rellenos delgados de arcilla en continuidades.
- 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.



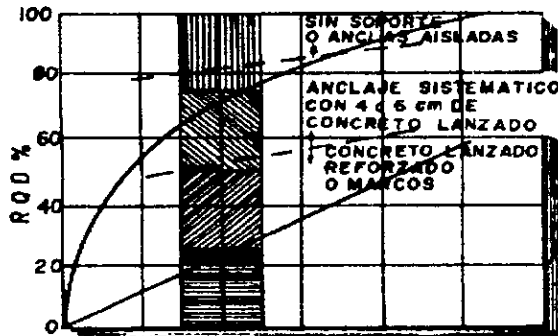
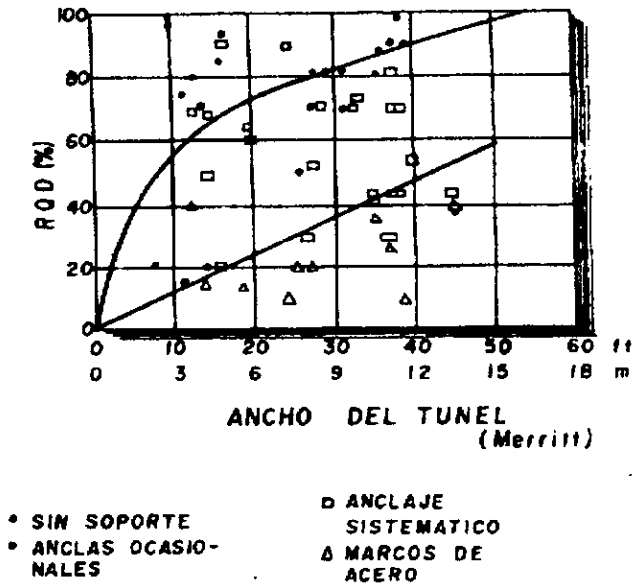


Fig. 18 Correlación entre el RQD y el soporte colocado en diversos sitios

La Fig. 18, está formada con la información procedente de varios túneles, en lo que se refiere a su ancho, al valor RQD para el macizo y al tipo de soporte usado satisfactoriamente. Las dos líneas presentes en la figura pretenden agrupar tres tipos de soporte. Arriba de la línea curva no se requiere soporte, entre la línea curva y la recta se requieren anclas colocadas en forma sistemática y abajo de la línea recta se requieren marcos. La información presentada en la parte inferior de la misma figura permite afinar aún más la predicción del tipo de anclaje requerido, aunque la información mental sólo cubre el rango de los 15 a 25 pies para el ancho de la excavación.





4) Calificación de la estructura rocosa (RSR Rock Structure Rating)

Fue desarrollada por Wickman, Tiedeman y Skinner, es un método cuantitativo para clasificar un macizo rocoso y elegir el sistema de soporte mas adecuado. Además es un método mas completo que el de Lauffer, se basa para la clasificación de un macizo rocoso de ciertos factores geológicos (tipo de roca, orientación de discontinuidades, tipos de discontinuidades, etc.), y factores constructivos (tamaño del túnel, dirección de excavación, método de excavación).

Este método considera un valor RSR el cual representa la calidad del macizo rocoso con relación a sus requerimientos de soporte independientemente del tamaño del túnel. Para poder correlacionar los valores de RSR con los sistemas de soporte instalados, se introdujo el concepto de Relación de soporte (RR).

Puesto que la información disponible se refería en un 90% a túneles soportados por marcos de acero, se seleccionó el RR como el porcentaje del soporte teórico (tamaño de marcos y su espaciamiento) que se requeriría para un túnel geoméricamente igual, pero excavado en arena suelta.

El valor de RR para un túnel sin soporte será naturalmente cero.

Al analizar 190 secciones de túneles con el criterio anterior encontraron las siguientes expresiones empíricas.

$$(RR+80) (RSR+30) = 8\ 800 \quad (1974)$$

$$(RR+70) (RSR+8) = 6\ 000 \quad (1972)$$

También se concluyó que para $RSR < 19$ se requería un sistema de soporte muy pesado. mientras que, para $RSR >$ se requería soporte.

Correlación entre RR y carga de roca

Esta correlación se muestra en la **Tabla IV** y es directa, puesto que un cierto RR está destinado a soportar una cierta carga de roca para un cierto ancho de túnel.





tabla IV

Correlación entre la clasificación estructural de la roca y la carga de la roca, y el diámetro del túnel

Diámetro del túnel (D)	Carga de la Roca en la bóveda del túnel (k/sq ft)												
	(Wr) 0.5	1.0	1.5	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0	
	Valores correspondientes de la clasificación estructural de la Roca (RSR)												
10'	62.5	49.9	40.2	32.7	21.6	13.8							
12'	65.0	53.7	44.7	37.5	26.6	18.7							
14'	66.9	56.6	48.3	41.4	30.8	22.9	16.8						
16'	68.3	59.0	51.2	44.7	34.4	26.6	20.4	15.5					
18'	69.5	61.0	53.7	47.6	37.6	29.9	23.8	18.8					
20'	70.4	62.5	55.7	49.9	40.2	32.7	26.6	21.6	17.4				
22'	71.3	63.9	57.5	51.9	42.7	35.3	29.3	24.3	20.1	16.4			
24'	72.0	65.0	59.0	53.7	44.7	37.5	31.5	26.6	22.3	18.7			
26'	72.6	66.1	60.3	55.3	46.7	39.6	33.8	28.8	24.6	20.9	17.7		
28'	73.0	66.9	61.5	56.6	48.3	41.4	35.7	30.8	26.6	22.9	19.7	16.8	
30'	73.4	67.7	62.4	57.8	49.8	43.1	37.4	32.6	28.4	24.7	21.5	18.6	

Campo de aplicación del RSR

- Primeramente fue desarrollado para túneles soportados con marcos de acero, lo que define su campo de aplicación natural.

- Adicionalmente, se hizo una estimación de los requerimientos de anclas y concreto lanzado, bajo suposiciones que limitan fuertemente el grado de confianza en su aplicación.

Para anclas de 2.5 cm (1") y una carga de trabajo de 24 000 lb, se obtuvo la siguiente expresión:

$$\text{Separación (ft)} = \frac{24}{W}$$





donde:

$W =$ Carga de roca, en miles de lb/pie² (pst)

-No se encontró ninguna correlación entre las condiciones geológicas y el espesor de concreto lanzado, por lo que simplemente se sugirió la siguiente expresión:

$$t = 1 + \frac{W}{1.25} \quad \text{ó} \quad t = \frac{D}{150} \quad (65-RSR)$$

donde:

$t =$ espesor del concreto lanzado

$W =$ carga de roca, en 1 000 lb/pie²

$D =$ Diámetro del túnel, en pies

5) La clasificación geomecánica o RMR (Rock Mass Rating)

Fue desarrollada especialmente para la ingeniería de rocas .

- 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

Valor RMR

También en este caso representa la calidad del macizo rocoso en relación a su necesidad de soporte, independientemente del tipo de obra, de sus dimensiones y así como del procedimiento constructivo.

El sistema de soporte propuesto con este valor puede considerarse como definitivo, por lo que no se requerirá ningún revestimiento adicional de concreto. Sin embargo, se recomienda observar el comportamiento del túnel para asegurarse de su estabilización.





3.6 Sistema Q (Barton, Lien, lunde)

- Fue desarrollado en el Instituto Noruego de Geotécnia.

- Representa una contribución significativa por las razones siguientes:

- a. Se basa en el análisis de alrededor de 200 túneles en Escandinavia.
- b. Es un sistema cuantitativo.
- c. Es un sistema ingenieril que permite el diseño de soportes para túneles.

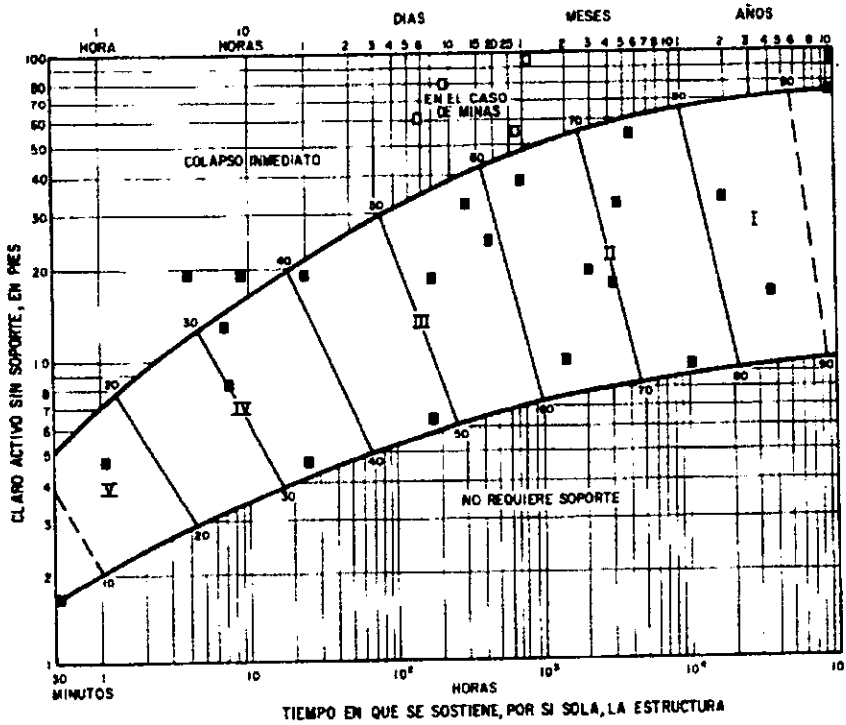


Fig. 19 Clasificación geomecánica: Relación entre el tiempo en que se sostiene por si sola la estructura y el claro no soportado.





- Utiliza seis parámetros independientes.

a. RQD .

b. Número de familias de diaclasas. (J_n)

c. Rugosidad de la familia de diaclasas más desfavorable. (J_r)

d. Grado de alteración o relleno de las diaclasas más desfavorables. (J_a)

e. Flujo de agua hacia el túnel. (j_w)

f. Estado de esfuerzos existente en la vecindad del túnel. (SRN) (Stress Reduction Number).

- No toma en cuenta la orientación de las discontinuidades.

- Para la selección del soporte solo considera anclas y concreto lanzado.

El valor de Q

Los parámetros utilizados se agrupan en la siguiente expresión:

$$Q = \frac{RQD}{j_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{j_w}{SRF}$$

Los parámetros RQD y J_n se pretende que representen la estructura del macizo rocoso y a su cociente se le atribuye la representación del tamaño del bloque.

El cociente J_r/J_a se dice que está relacionado con la resistencia al corte entre bloques. El quinto parámetro, j_w , es una medida de la presión del agua, mientras que el sexto parámetro es una medida de:

- La carga de aflojamiento, en el caso de zonas intensamente fracturadas o de roca con arcilla en las caras de las fracturas.
- Del estado de esfuerzos en roca sana.
- De las cargas producidas por roca que fluye o por roca expansivo.

A este sexto parámetro se le llama "parámetro del esfuerzo total".





El cociente J_w SRF se dice que describe el esfuerzo actuante.

El valor de Q se relaciona con el soporte requerido mediante la definición de la "dimensión equivalente" de la excavación, que es una función de las dimensiones y de la utilización de la excavación; se obtiene de:

$$\text{Dimensión Equivalente} = \frac{\text{Ancho, diámetro o altura}}{\text{ESR}}$$

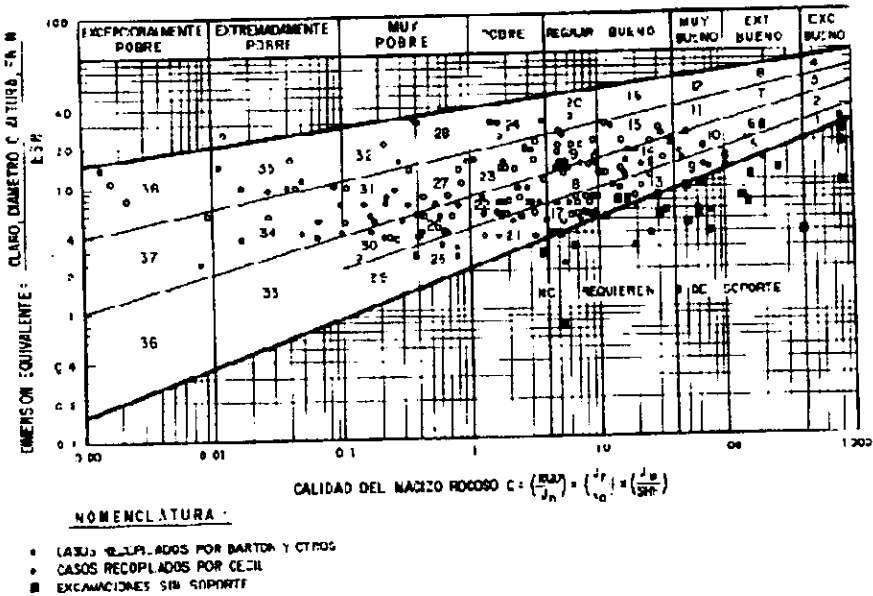


Fig. 19 Sistema Q dimensión equivalente vs. Calidad del macizo rocoso (después de Barton).

Donde:

ESR (Excavation Support Ratio) tiene que ver con el tipo de obra y el grado de seguridad requerido.



Capítulo IV

MÉTODOS DE REVESTIMIENTOS DE TUNELES

4.1 CONCRETO PARA REVESTIMIENTO DE TUNELES

- 4.1.2 *Características del Concreto*
- 4.1.3 *Fabricación del concreto*
- 4.1.4 *Transporte del concreto al sitio de colocación*

4.2 SISTEMA CONVENCIONAL

- 4.2.1 *Bomba Hidráulica (Diesel o eléctrica)*
- 4.2.2 *Cañón (Pressweld-flowcrete-Placine)*
- 4.2.3 *Banda Transportadora*
- 4.2.4 *Agregados*
- 4.2.5 *Cimbra*
- 4.2.6 *Vibrado*
- 4.2.7 *Tiempo de fraguado*
- 4.2.8 *Desmoldantes*
- 4.2.9 *Acabado del túnel*

4.3 METODO BERNOLD

4.4 CONCRETO LANZADO

4.5 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA EL ANCLAJE DE MUROS EN TUNELES

- 4.5.1 *Perforación de barrenos*
- 4.5.2 *Elementos que componen el ancla*
- 4.5.3 *Anclaje. Fijación de anclas*

4.6 ERRORES QUE HAY QUE EVITAR DURANTE LA COLOCACION DEL CONCRETO

4.7 CONTROL DE ANCLAJE

4.8 ADEME METALICO

4.9 MARCOS METALICOS Y RETAQUE DE MADERA

4.10 MARCOS METALICOS Y CONCRETO LANZADO

4.11 METODOS DE EXCAVACION PARA TUNELES



CAPITULO IV

METODOS DE REVESTIMIENTO DE TUNELES

4.1 CONCRETO PARA REVESTIMIENTO DE TUNELES

No todos los túneles requieren ser revestidos de concreto; cuando existan razones que justifiquen el empleo de concreto para revestir un túnel, este material suele utilizarse en tres diferentes modalidades.

- I. Concreto munitico colado en el lugar, colado y compactado por medios convencionales.
- II. Concreto lanzado neumáticamente.

En los dos casos se trata de diferentes procedimientos constructivos, que demandan concretos de diferentes características. Para los fines de control de calidad del concreto es necesario conocer y tomar en cuenta estas características con objeto de planear y desarrollar las actividades de control.

Los métodos para la colocación del concreto en revestimiento en túneles depende del avance que se tenga en la excavación, problemas en la estabilización de la excavación, volúmenes del concreto por colar, uso que se vaya a tener del túnel y de la sección.

Existen tres sistemas:

- a) Sistema convencional
- b) Sistema Bernold
- c) Concreto lanzado

Siendo el concreto, el material que constituye el revestimiento de túneles, a continuación se indican algunas consideraciones sobre: características, fabricación, transporte al sitio de colocación del concreto y la colocación del mismo.





4.1.2- Características del concreto.

El concreto que se emplea para el revestimiento de túneles, tiene básicamente los mismos ingredientes que un concreto convencional; sin embargo, por sus condiciones de colocación, requiere un control mucho más estricto.

La mezcla de concreto deberá ser plástica y homogénea, poco segregable y, por lo general, de revenimiento alto (12 a 14 cm.). En un buen número de casos se requiere cemento tipo V (resistente a los sulfatos). Debido a los revenimientos más bien altos, y a las proporciones, de agregado fino y grueso (por lo regular altos contenidos de arena para facilitar el bombeo), la mezcla puede requerir aumentos en la cantidad de cemento. El uso de consumos elevados de cemento como solución a los problemas de bombeo es antieconómico e inadecuado, por lo tanto es aconsejable corregir las deficiencias en los agregados, especialmente en la arena.

Cualquier aditivo que aumente la manejabilidad del concreto facilitará y mejorará las condiciones del bombeo. El aditivo que se emplea debe proporcionar mejor lubricación y reducir la segregación y el sangrado.

Los aditivos más usados son los siguientes:

- *Reductores de agua, inclusores de aire, plastificantes y aditivos minerales finamente molidos (puzolana). Uno de los problemas más importantes que es necesario tener en cuenta, en el concreto para el revestimiento de túneles, es la pérdida de revenimiento provocada por los sistemas de transporte empleados.*

4.1.3.- Fabricación del concreto.

Planta de concreto.- *Debe localizarse en una zona de fácil acceso, es necesario que cuente con patios adecuados para almacenamiento de agregados y silos para almacenar cemento previendo posibles deficiencias en el suministro. Por otra parte debe de quedar lo más cerca posible del sitio por donde se va a introducir el concreto al túnel, para evitar largos acarreos que propician las pérdidas de revenimiento y la segregación del concreto.*

Laboratorio.- *Es conveniente que en la zona de la planta exista un laboratorio con objeto de controlar la producción del concreto, haciendo los ajustes necesarios a los proporcionamientos por variaciones en contaminación y humedad de los agregados. Este laboratorio deberá contar con el equipo necesario para determinar las características del concreto en estado fresco tales como revenimiento, contenido de aire, peso volumétrico, tiempos de fraguado, con el equipo para la obtención de especímenes para la determinación de la resistencia a compresión del concreto y para hacer las modificaciones que requiera el proporcionamientos.*



CLASE DE ADITIVO	EFECTOS PREVISIBLES EN EL CONCRETO	
	PRINCIPALES (deseables)	SECUNDARIOS (Indeseables)
Retardante (con y sin reductor de agua)	Retraso controlado del fraguado inicial, sin afectación importante del fraguado final ni de la resistencia a temprana edad	Excesiva lentitud en el fraguado por baja temperatura del ambiente y/o por dosificación accidental excesiva en el aditivo
Acelerante (con y sin reductor de agua)	Mayor rapidez para la adquisición de la resistencia inicial, sin demasiada disminución en el tiempo de fraguado.	Excesiva rapidez en el fraguado por alta temperatura ambiente y/o por sobredosificación accidental del aditivo Mayor riesgo de corrosión del acero de refuerzo, si el aditivo contiene cloruros
Superfluidizante (reductor de agua de alto rango)	Aumento del revestimiento sin afectar la resistencia, o incremento de la resistencia sin variar el revestimiento	Tiempo muy reducido en la duración de los efectos del aditivo rápida pérdida de revestimiento que puede ocasionar problemas en la colocación del concreto
Superaerante (para concreto lanzado neumáticamente)	Fraguado prácticamente instantáneo y muy rápida adquisición de la resistencia inicial, para el sostenimiento y servicio inmediato del concreto recién lanzado.	Incompatibilidad con algunos cementos Afectación en el desarrollo de la resistencia a edades medianas y largas
Inclusor de aire	Aumento de la resistencia del concreto a la congelación y el deshielo. Mejoría en la cohesión y manejabilidad, y reducción del sangrado en mezclas pobres, con arenas gruesas o agregados angulosos	Moderada disminución de resistencia con la dosificación normal del aditivo. Drástica caída de la resistencia por sobredosificación accidental
Puzolana	Mejor defensa del concreto contra la lixiviación de la sal y el ataque de sulfatos. Inhibición de los efectos de la reacción alcali-agregado	Disminución en las resistencias iniciales del concreto, si la puzolana se emplea en sustitución de cemento. Aumento de la contracción por secado con algunas puzolanas naturales

CARACTERISTICAS	INTERVALOS COMUNES DE VARIACIÓN	
	CONCRETO COLADO EN EL LUGAR	CONCRETO LANZADO NEUMATICAMENTE.
1. Tamaño máximo de grava, mm	20 - 50	5 - 25
2. Consistencia	Entre fluida y plástica	Entre semiplástica y dura
3. Reventamiento, cm	20 - 7.5	2.5 - 0
4. Relación agua/cemento en peso, seleccionada por		
a) Resistencia	0.65 - 0.45	0.50 - 0.35
b) Durabilidad (concreto sujeto a contacto cíclico o permanente con el agua o con la humedad, en clima benigno)	0.55 max.	—
- Si el medio de contacto no es agresivo	0.45 máx ^(a)	0.45 máx ^(a)
- Si el medio de contacto es agresivo		
5. Proporción de arena en el agregado total, % en volumen absoluto	40 - 50	50 - 100 ^(b)
6. Consumo de cemento, kg/m ³		
a) Por manejabilidad	100 min	---
b) Por colocación	---	350 min

(a) Además debe emplearse el cemento adecuado
(b) En la llamada "gunita", se utiliza 100% de arena



Dosificación. - La dosificación de los ingredientes, debe hacerse en peso, a excepción de algunos aditivos que deben dosificarse en volumen. Es recomendable, con objeto de evitar segregación en el agregado grueso, que éste se dosifique en fracciones de diferentes tamaños. Las tolerancias en los pesos son las siguientes: Cemento 1%, Agua 1%, Agregados 2%, Aditivos 3%.

Mezclado. - Este aspecto es de gran importancia, en el concreto empleado para revestimiento de túneles, pues debido especialmente a los sistemas empleados en el transporte y colocación, la mezcla deberá ser uniforme y cohesiva con objeto de evitar segregación y pérdidas de trabajabilidad. En muchas ocasiones es necesario un remezclado en el sitio de la colocación.

4.1.4-Transporte del concreto al sitio de colocación.

Existe un gran número de sistemas para el transporte del concreto de su elaboración hasta el sitio de su colocación, la elección de cualquiera de ellos depende de los siguientes factores:

- a) Distancias de acarreo.
 - 1.- En superficie.
 - 2.-Dentro del túnel
- b) Dimensiones del túnel.
- c) Volumen por transportar

Los sistemas de transporte más empleados son los siguientes

- 1) Bogues.
- 2) Camiones de Volteo.
- 3) Camiones Revolvedores.
- 4) Vagonetas.
- 5) Trenes de carros agitadores.
- 6) Bandas transportadores.

4.2.- SISTEMA CONVENCIONAL

El concreto monolítico colado en el lugar, corresponde a la imagen más común que se tiene del concreto ordinario. Se trata de mezclas entre consistencia entre plástica y fluida que normalmente se labora en el sitio de la obra, y se colocan y compactan por métodos y equipos convencionales dentro de espacios cimbrados para dar geometría final al túnel revestido. Dentro de esta descripción de carácter general puede haber variantes en cuanto al equipo de colocación:





- a) Bomba (desplazamiento continuo)
 - b) Cañón (lanzamiento intermitente)
 - c) Banda transportadora
- Tipo de cimbra: (Estacionaria ó deslizante)
Sistema de colado: (Sección completa ó dividida)

4.2.1.-Bomba Hidráulica (Diesel ó eléctrica)

Son equipos sumamente efectivos, distribuyendo el concreto a grandes distancias ó alturas elevadas. Funciona con alta presión hidráulica accionadas por motores Diesel ó eléctricas.

Colocación de concreto por medio de bombas.

Se utilizan en el revestimiento de túneles, donde el espacio para el equipo de construcción es muy reducido. Dependiendo del equipo seleccionado, el rendimiento del bombeo puede variar de 8 a 70 m³ por hora. El alcance efectivo varia de 20 a 300 m. horizontalmente o de 30 a 90 verticalmente.

Existen dos sistemas de colocación muy empleados en el revestimiento de túneles; las bombas de pistón en la actualidad tienen dos pistones que empujan al concreto para que permitan un flujo mas continuo.

Otro tipo son los sistemas neumáticos, conocidos como "cañón"; el concreto se coloca en un recipiente de presión, el cual se cierra herméticamente, después se introduce aire comprimido por la parte superior, lo que empuja al concreto através de una tubería conectada en la parte inferior del recipiente.

4.2.2.-Cañon (pressweld-Flowcrete-Placine)

Los cañones son colocadores neumáticos que consisten en una olla hermética cerrada que se le incorpora aire comprimido el cual al llegar a cierta presión abre la válvula expulsando materialmente el concreto por la tubería de salida, una vez hecho esto se abre la compuerta de entrada y es depositado un cierto volumen de concreto, normalmente a través de una banda transportadora, hasta llenar la olla, repitiendo el ciclo. El concreto es llevado dentro de la cimbra por una tubería, la que descarga el concreto en forma de verdadero cañón.

Este sistema no es muy utilizado en nuestro país, mas que nada, por desconocimiento del sistema ó equipos disponibles en el mercado ó por falta de operadores calificados.

Para elegir la capacidad y número de bombas o cañones que se requiere para un trabajo determinado, es conveniente tomar en cuenta los siguientes factores: Avance diario promedio, volumen de concreto promedio diario, horas efectivas de trabajo diario.





Con estos datos es posible calcular la capacidad de bombeo horario promedio.

4.2.3.-Banda Transportadora.

Para cunetas de gran diámetro, en ocasiones se usan bandas transportadoras que pueden manejar grandes volúmenes horarios, aunque solo se puede usar hasta cierta altura, ya que la zona de arco superior deberá ser colocada con bomba o cañón, son más utilizados para túneles falsos, sifones o conductos cubiertos.

Colocación de concreto por medio de bandas transportadoras.

Como se dijo anteriormente, este es un sistema que permite mover grandes volúmenes de concreto. Se emplea principalmente para distancias cortas. El uso de este tipo de equipo se ha generalizado en la construcción debido al poco espacio que requiere y a su versatilidad.

En el revestimiento de túneles, cuando éste se lleva a cabo por secciones, se obtienen mejores resultados al colar la cubeta empleando estas bandas que cuando se emplean bombas, pues al operar con las bandas se logra una mejor distribución del concreto, con lo que se evita la necesidad de traspaleo y se disminuye la segregación, además de que es posible usar revestimientos más bajos que permiten un mejor acomodo del concreto.

Existen tres tipos de bandas transportadoras:

1. **Transportador Portátil:** Para distancias cortas y volúmenes pequeños, generalmente montadas sobre un trailer que lleva fácilmente la armadura donde se colocan los transportadores de banda. Este tipo generalmente no se emplea para el revestimiento de túneles.

2. **Tipo Alimentador:** Generalmente horizontal, aunque puede tener pequeñas pendientes. Su uso principal es como complemento del equipo de transportación tienen capacidades del orden de 100 m³/hr.

3. **Banda de descarga lateral:** Semejante al alimentador pero equipado con un dispositivo que permite hacer la descarga hacia los lados y también moverse tanto para atrás como para adelante para poder distribuir mejor el concreto. Debido a estas cualidades es el equipo adecuado para la colocación de concreto en la cubeta de túneles. Los tres tipos de bandas, se pueden usar en serie para lograr distancias mayores.

4.2.4.-Agregados

Para el concreto colado en el lugar normalmente se limita el tamaño de la grava por el diámetro de la tubería que conduce el concreto, la grava transportable puede alcanzar un tamaño de 50mm (2") si es redondeada, y de 40mm si es angulosa.





4.2.5.-Cimbra.

La selección del método de colado, y por consiguiente el tipo de cimbra, se basa en los avances de la excavación; básicamente existen dos tipos de cimbra:

- a) Cimbra seccionada.
- b) Cimbra de sección completa.

La cimbra seccionada se emplea principalmente en aquéllos casos en los que es necesario colar y excavar simultáneamente. Generalmente se lleva a cabo en tres etapas con el siguiente orden:

1. Guarniciones
2. Clave.
3. Cubeta

La cimbra de sección completa no permite el tráfico a través de ella se emplea en túneles en los que ya se ha terminado la excavación. Estas cimbras se pueden a su vez clasificar en dos tipos: Cimbra convencional que se emplea en túneles relativamente cortos en los cuales el avance en colocación de concreto puede ser lento. El otro tipo es de cimbra telescópica, por medio de la cual los Colados se efectúan en forma continua con un avance promedio hasta de 60 m, diarios.

Colado continuo.- Este tipo de colado, se realiza empleando bombas, debido a los grandes volúmenes que por lo general se requiere. Para la operación continua de revestimiento es conveniente contar con una plataforma de colado

Colocación del concreto. El concreto al salir del cañón o bomba, sigue a través de una tubería, la cual sube hasta la parte superior del frente de colado. Los tramos que constituyen la Parte horizontal inferior y la inclinada, deben estar unidos por medio de bridas rápidas para que en caso de taparse, inmediatamente se desacople y limpie. La parte superior horizontal de la tubería, debe estar compuesta por una sola pieza. lo que se obtiene soldando los trozos que la componen, esto es debido a que esta parte debe correrse apoyándose a unas estructuras pendientes de la clave de los marcos metálicos. Cuando se emplean cañones, en el colado superior se debe colocar una válvula para regular el aire comprimido que será necesario para ayudar a descargar la tubería horizontal superior.

El concreto al ser depositado en la parte superior del frente de colado, desliza por las paredes hasta el piso del túnel formándose un talud suponiendo su ángulo de reposo. El concreto llena los huecos existentes entre las paredes de la cimbra y el túnel; generalmente es necesario el vibrado por inmersión lo que se debe hacer por medio de vibradores neumáticos o eléctricos.





Colado Discontinuo en Sección Completa

El equipo de colocación y el procedimiento empleados pueden ser los mismos que en el colado continuo. Es un procedimiento que requiere menor inversión que en el caso del colado continuo, el ritmo de colado es más lento.

Los procedimientos de colado de sección completa se emplean principalmente en obras en las que se ha terminado previamente la etapa de excavación y no es necesario el paso de vehículos através de la zona de colado.

Colado en etapas.- este procedimiento de colado se realiza colando el revestimiento en secciones o etapas; el tipo de seccionamiento más empleado es el de dividir el revestimiento en una zona inferior o cubeta, dos muros o guarniciones y una clave o corona; se puede variar el orden en el que efectúan los trabajos. Cuando se realiza primero el colado de la parte inferior o cubeta, para la cual por lo general no es necesario el empleo de cimbras, el equipo más recomendado es el de las bandas transportadoras, que permita usar concretos con revenimientos inferiores al empleado en las bombas y además lograr mejor distribución del concreto disminuyendo la segregación.

Este procedimiento de colado en secciones, se usa principalmente en aquellas obras en las cuales el colado va a pocos metros del frente, cuando es necesario ir revistiendo conforme se va avanzando en la excavación.

4.2.6.- Vibrado

En términos simples, la vibración consiste en someter el concreto fresco a rápidos impulsos vibratorios.

Un vibrador para concreto tiene un rápido movimiento oscilatorio el cual se transmite al concreto fresco. El movimiento oscilatorio está descrito básicamente en términos de frecuencia (número de oscilaciones por minuto) y amplitud.

Cuando el concreto de bajo revenimiento se coloca en la cimbra queda en forma de panal de abeja, es decir, partículas de agregado grueso recubiertas de mortero y bolsas de aire atrapado puede ser entre 5 a 20%. La finalidad de la compactación es eliminar el total de aire atrapado.

No es deseable dejar estos huecos en el concreto por tener efecto adverso en la resistencia, pues cada 1% del aire reduce la resistencia en cerca de 5%.

Los vibradores pueden ser internos ó de inmersión y externos ó de pared, de forma o cimbra, de superficie y mesas vibratorias

El exceso de vibrado produce una disgregación con el asentamiento del agregado grueso, fuerte sangrado, fugas en las uniones de la cimbra, pérdida de aire incluido por aditivo, reducción de la resistencia del concreto ó bien deflexiones excesivas de la cimbra ó deterioro de ésta





4.2.7.-Tiempo de fraguado

Se refiere al tiempo de madurez del concreto, mediante el cual, puede ser retirada la cimbra ó molde, sin que sufra desprendimientos ó deflexiones importantes.

En México, los criterios que siguen los diversos organismos gubernamentales son muy variados, y generalmente establecen ellos el tiempo de permanencia de la cimbra, y como una especificación del concurso o licuación.

La madurez ó resistencia que el concreto hidráulico puede tener, digamos a las 8 horas expresado en kg/cm^2 , depende de varios factores, y esto solo se puede prever en el laboratorio reproduciendo las condiciones idénticas a las de la obra.

4.2.8.-Desmoldantes

La manera para evitar que una cimbra se pegue al concreto es desmoldando a los 36 kg/cm^2 , por lo que si la cimbra permanece más tiempo costará más trabajo desprenderla

El uso de desmoldantes en cimbras metálicas favorece su remoción por lo que deberá considerarse como obligatorio de preferencia aquellos solubles al agua. Deberá prohibirse la práctica muy generalizada de utilizar aceite quemado ó diesel como desmoldante, pues no nada mas ensucia el concreto dejándolo manchado, si no que propicia la formación de grumos y dificulta la limpieza de la cimbra.

4.2.9.-Acabado del túnel

Curado

El curado del túnel recién revestido debe ser una operación inmediata, No deberá permitirse que el concreto pierda su humedad pues se agrietará y perderá su resistencia, se puede utilizar agua simple, durante varios días si esta es abundante y no causa mayores problemas, o bien deberá aplicarse una membrana de curado de algún producto químico de marca.

Terminado

El terminado de la superficie del túnel dará una clara idea de la calidad del equipo de cimbrado de lo acertado en el proceso de vibrado y lo exitoso de los métodos de colocación del concreto.

Resanes

Considerando desde el punto de vista práctico es imposible que el túnel quede perfectamente bien acabado. Los resanes podrán requerirse para cumplir con las especificaciones o para dar una buena apariencia al trabajo ejecutado. El mejor tiempo para hacerlo es inmediatamente acabando de desmoldar, pues el concreto no está muy claro y es fácilmente trabajable, además, se tendría la ventaja de usar aditivos y cemento del colado evitando cambiar el color.





Las juntas frías, en sección transversal, que denotan la unión entre un colado y otro, son resanadas colando pasta de cemento con alguna resina epóxica ó similar, disminuyendo de esta manera los cambios abruptos entre la superficie del concreto, dando una mejor apariencia.

4.3.- METODO BERNOLD.

Este método se emplea únicamente en aquellos casos en los que debido a la inestabilidad del terreno, es necesario el empleo de un gran número de anclas. Este método emplea el acero del soporte temporal como acero de refuerzo, eliminando la necesidad de anclas y consiste en que inmediatamente después de la excavación se cuela un cascarón delgado de concreto armado. Lo novedoso de este método es que se trata de concreto bombeado colocado detrás de placas de acero de forma especial, las cuales sirven al mismo tiempo como parte del cimiento y como armado.

El razonamiento básico para el desarrollo de este sistema fue hecho en primer lugar para el ahorro de perfiles de acero antieconómicos y de sistema de anclaje.

Una bóveda de concreto, hecha con placas Bernold, es capaz de tomar presiones de roca en un orden de magnitud de 100 a 200 ton/m².

En el frente de excavación se distinguen tres diferentes fases.

- a) El terreno que será removido en el siguiente avance.*
- b) Un espacio de cerca de 1.00 a 1.30m, en el cual, con ayuda de arcos de montaje provisionales y de las placas especiales perforadas, se colocara el cascarón de concreto.*
- c) La bóveda completamente colada que en la zona del frente de ataque esta apoyada completamente con los arcos de montaje.*

4.4.- CONCRETO LANZADO.

Este es un sistema empleado como soporte temporal en excavación sobre terrenos inestables debido a la poca rugosidad en la superficie para colocar concreto en capas consistiendo en términos generales en la conducción de concretos debidamente graduados a través de mangueras, con presión neumática y lanzado a alta velocidad sobre la superficie que se quiere recubrir. El choque sobre la superficie, compacta el material lanzado y el espesor de la capa puede ser graduado así como la velocidad del fraguado, que debe ser rápido para impedir el desprendimiento.





El concreto lanzado adquiere en su colocación propiedades físicas similares al concreto convencional. Es un elemento estructural, muy resistente y durable con capacidad de adherencia muy alta y de gran ductibilidad para su aplicación. Además su costo es frecuentemente más económico que el convencional por la ausencia de cimbras y equipos mecánicos auxiliares, de transportación, compactación y colocación. El concreto lanzado solo requiere una pequeña planta portátil para su producción y aplicación inmediata.

Existen dos procedimientos para aplicar el concreto lanzado: el de mezcla húmeda y el de mezcla seca.

El primero consiste en mezclar cantidades medidas de agregados, cemento y agua, introducir la mezcla resultante en un recipiente para de ahí conducirla neumáticamente a través de una manguera y expulsarla finalmente por una boquilla. Tiene la ventaja de que se lleva un control rígido de la relación agua-cemento de la mezcla. Pero el equipo disponible maneja agregado máximo de solo 9.5 mm. (3/8). Por otra parte, como los aditivos, por su acción rápida, no es posible añadirlos antes de la boquilla, es imposible lograr un mezclado completo de los mismos, ya sea que vengan en forma de polvo o en forma de líquido, por ello el producto no llega a adherirse bien del todo a superficies húmedas.

Este método se considera adecuado para emplearse con operadores poco capacitados y en particular, en los accesos de pequeñas dimensiones a minus, los cuales en su mayor parte están secos.

El procedimiento de mezcla seca consiste en una revoltura de agregados, algo húmedos, y cemento, que es alimentada a una máquina lanzadora, de la cual se envía en un chorro de aire a presión a través de una manguera hasta la boquilla de expulsión. El agua de hidratación se añade en la boquilla misma, inmediatamente antes de la expulsión. La cantidad de agua la regula manualmente el lanzador. Los aditivos en polvo se añaden en la mezcla seca cuando esta se alimenta a la máquina lanzadora; si se usan aditivos líquidos, estos se mezclan con el agua de hidratación antes de llegar a la boquilla.

El procedimiento de mezcla seca es el más extensamente empleado para aplicar concreto lanzado de agregado grueso, particularmente en obras subterráneas.

La cantidad del concreto lanzado depende de la calidad de los materiales que los componen, de la granulometría de los agregados, de la relación agua-cemento y del grado de compactación.

La densidad de sólidos de los agregados debe ser 2.55 a 2.65 y el módulo de finura de la arena debe estar comprendido entre 2.5 y 3.0. Para agregados fuera de estos límites el contenido de cemento requiere ajuste.





El agregado debe cumplir con las normas ASTM y estar bien graduado. Así puede obtener compactación óptima, máxima densidad, impermeabilidad y resistencia a la compresión y mínimo rebote.

El contenido de cemento viene determinado por los requisitos de resistencia y por el tamaño máximo del agregado. Requisitos exagerados de resistencia implican un contenido de cemento excesivo, lo que da lugar a contracciones y agrietamientos también excesivos.

Es interesante anotar que la pasta ya aplicada suele tener un mayor contenido relativo de cemento que la mezcla seca y una relación agua:cemento algo más baja que el concreto normal, debido al rebote o desperdicio, el cual está formado principalmente por grava y en menor grado por arena y lechada que se desprende la pasta por el impacto del chorro.

El agua debe cumplir los requisitos que se exigen para el concreto común, es decir, debe ser limpia y estar libre de limo y materia orgánica, álcalis y otras sales minerales disueltas. La relación agua:cemento óptima para lograr máxima resistencia, se presenta en el punto de máxima densidad. El objetivo debe ser entonces colocar el material en la consistencia estable más húmeda posible. El operador o lanzador puede darse cuenta que se ha alcanzado ese punto cuando aparece en la superficie del concreto fresco un lustre de humedecimiento ligero.

Las dosificaciones de aditivo varía normalmente entre 2 y 6% del peso del cemento.

El aditivo permite aumentar el espesor de las capas de concreto lanzado; el fraguado rápido y endurecimiento que le da al revestimiento resistencia para soportar a las pocas horas de aplicado.

En las primeras aplicaciones, cuando el espesor es muy delgado, se suele emplear más cantidad de aditivo para lograr una alta adhesividad aun a costa de una resistencia a la compresión más baja (hasta 30 % menor que el concreto no acelerado).

Un fraguado inicial máximo de 1-2 hora y uno final de 12 horas son los que se especifican normalmente, pero estos tiempos son demasiado largos, solo útiles para trabajos de recubrimiento. Si se quieren dominar las filtraciones de agua y soportar el terreno de poca cohesión, se requieren tiempos de fraguado inicial y final muy cortos.

Los espesores convencionales de concreto lanzado pueden resistir solo temporalmente cargas potenciales. El incremento de espesor más allá de los 20 a 30 cm. (8 a 10 pulgadas), puede destruir la flexibilidad requerida para ajustarse al flujo de la roca.





Las rocas muy quebradas y frágiles, las brechas, los aglomerados, los conglomerados sueltos y los materiales plásticos blandos, pueden formar grandes o extensas zonas de tensión antes de que el concreto lanzado se aplique. En estos casos, el anclaje sistemático ha demostrado incrementar la cohesión y preserva la integridad de estos materiales contra la relajación o desintegración y el deterioro.

4.5 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA EL ANCLAJE DE MUROS EN TUNELES

4.5.1. Perforación de barrenos

Para las anclas de sostenimiento puntual, es el diámetro de las zapatas de expansión el que fija el diámetro de barreno de perforación, un juego de 2 a 4.

Para las anclas de sostenimiento repartido, el diámetro de los barrenos de anclaje debe ser el de la barra de anclaje, aumentando de 4 a 8 mm para el confinamiento con resina, y de 10 a 15 mm para el confinamiento con mortero.

Dentro de lo posible, es conveniente orientar los barrenos perpendicularmente al sistema principal de fracturas del masivo granular rocoso a fin de disminuir al máximo las discontinuidades. El ángulo del ancla con la pared deberá ser más bien superior a 60°.

Se recomienda que la boca del barreno, sea situada en lo posible en una zona de roca intacta sin fisuras.

4.5.2.- Elementos que componen el ancla

1.- Ancla

En el presente reporte, se designa por un punto o dispositivo de anclaje, la parte del ancla situada en el fondo del barreno y por "cabeza" la parte en superficie, la barra es la parte central.

2.- Barra

Para la colocación de anclajes ligeros, entre otros los trabajos subterráneos, las anclas de 2 a 5 m de longitud son generalmente utilizadas.

3.- Punto o dispositivo de anclaje

Las anclas de sostenimiento puntual terminan en un dispositivo de anclaje constituido una parte por 2 medias conchas (zapatas), las cuales se encuentran unidas por una abrazadera en la parte inferior; como 2a. Parte, se encuentra una cuña forjada que va en el interior de las medias conchas. Un dispositivo de preanclaje del ancla es generalmente previsto para este tipo de anclas.





Las anclas de sostenimiento repartido (con confinamiento a la resina o con mortero) tienen la extremidad generalmente cortada en bisel para asegurar, en particular en el caso de confinamiento con resina, la rotura de los cartuchos en el momento de la introducción del ancla en el barreno cargado, de tal forma que la resina tome contacto con la barra del ancla y la roca.

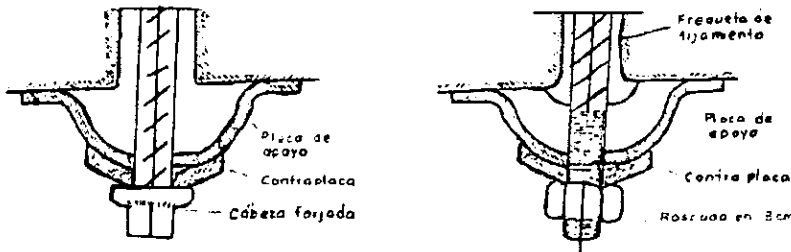
El ángulo óptimo del bisel decrece con la longitud del ancla, de acuerdo a la tabla siguiente:

Longitud del ancla	Angulo del bisel
2 m	45°
3 m	30 - 35°
4 m	20°

4.- Cabeza del ancla.

La cabeza del ancla puede ser forjada (Fig. 6a) o roscada con una longitud de 12 a 15 cm provista por una tuerca de 6 chaflanes roscados en 25 mm (Fig.6b). Existe igualmente en el mercado barras nervuradas con tuercas especiales las cuáles se pueden roscar directamente a dichas barras, sirviendo las nervaduras como rosca (Fig.7).

(FIGURA 6) PLACA DE APOYO PARA LA CABEZA DEL ANCLA



Ancla de expansión de cabeza forjada (Fig. 6a)

Ancla de fricción cabeza roscada (Fig. 6b)



FIG. 7 CABEZA DE ANCLA TIPO DYWIDAG





Por razones económicas, uno puede utilizar varillas para concreto cortadas y biseladas en el lugar, la rosca y la tuerca se reemplazan por un apoyo que retiene la placa, es indispensable entonces el hincar el ancla hasta el fondo hasta que la placa sea bloqueada, (fig.8), sea por dos pedazos de varillas soldados en la extremidad del ancla como se muestra en la fig. 9. Estas cabezas del ancla de apoyo fijo presentan el inconveniente de no poder ser desenroscadas.

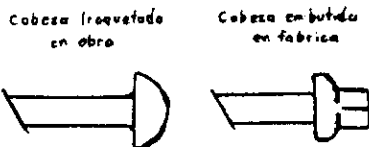


FIG. 8 CABEZA DEL ANCLA CON APOYO FORJADO

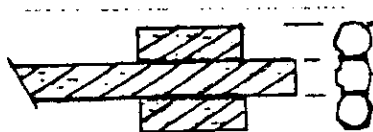


FIG. 9 CABEZA DE ANCLA CON APOYO SOLDADO

5.- Placas de apoyo y conexiones entre anclas.

La tuerca donde la reacción de la cabeza del ancla se apoya en general está constituida por una placa de acero de 6 a 8 mm de espesor y de 15 a 20 cm de lado.

Es aconsejable que el centro de la placa presente una hendidura esférica, una contraplaca permite entonces al ancla orientarse oblicuamente con respecto a la pared normal (fig. 6). Si las cabezas del ancla están provistas de tuercas, las placas serán entonces fijadas contra la pared después del endurecimiento de la resina (15 min. Aprox. y mortero 24 hr), con la ayuda de un dinamómetro se puede calibrar la tensión del ancla.





4.5.3.- ANCLAJE FIJACION DE ANCLAS.

4.5.3.1 Anclaje puntual.

El anclaje único puntual se obtiene por la introducción en la pared del barreno de dos medias conchas (zapatas) a la expansión producida por una cuña forjada la cuál se desplaza interiormente por el enroscado de la barra. Las zapatas (generalmente de fierro colado) se incrustan al terreno en cuestión como en compresión radial. Durante la puesta en tensión (o pretensado) del ancla, el anclaje trabaja al esfuerzo cortante.

Este tipo de anclas de llama auto-portable, lo que significa que el mismo se pone en tensión automáticamente bajo efecto de la descompresión o de la expansión del terreno. A pesar de esa ventaja, se recomienda hacer una buena tensión del ancla cuando se coloca para este efecto el empleo de herramienta dinamométrica es aconsejable.

4.5.3.2 Fijación con resinas

Cargas de resinas

Las resinas de tipo polyester, aseguran una fijación de muy alta resistencia. La polymerización se obtiene por la mezcla dentro del barreno del anclaje de dos componentes introducidos bajo la forma de cartuchos plásticos. Estas cargas de resina se presentan en general en la forma siguiente (fig. 10):

Colocación de las anclas fijadas con resina.

La colocación de las anclas fijadas con resina es una operación relativamente delicada. La forma de hacer la fijación de anclas será el siguiente (fig.10).

- - Después de haber limpiado el barreno, introducir un ancla del mismo diámetro hasta el fondo del barreno, para garantizar la rectitud del mismo y que se encuentra sin obstrucciones (Por precaución es indispensable en terrenos poco resistentes).
- Introducir las cargas, asegurándose de colocarlas hasta el fondo del barreno. La posición de las cargas de resina dentro del barreno de anclaje deben controlarse.
- Limpiar el ancla con un cepillo de fierro con el objeto de quitar el herrumbre (óxido) que se opone a una buena adherencia de la resina eventualmente, desengrasar las anclas.
- Introducción del ancla por medio de un dispositivo especial (fabricado en obra) que asegure la unión de la perforadora y la barrenadora (De preferencia usar una máquina montada sobre orugas especial para barrenar y colocar anclas, en lugar de una perforadora trabajando a roto percusión). Se hace notar que el inconveniente de disponer de varios dispositivos para instalar las anclas en la obra, no pueden ser desatornillados del ancla colocada hasta que la resina haya endurecido (10-15 min.).





lo que depende, de hecho, de la dosificación del acelerante.

- *Iniciar al mismo tiempo el empuje y la rotación (más de 100 RPM) hasta la introducción del ancla.*
- *Regular el empuje para poder hincar la barra al fondo en menos de un minuto (tiempo suficiente para una buena mezcla del producto).*
- *Vigilar de mantener durante el tiempo de colocación la perforadora en el eje del barreno.*

En el caso de presencia de agua , la fijación con resina se convierte en un problema delicado.

Fijación con mortero.

Tipo de mortero

Los morteros utilizados para la fijación de barras de anclaje son en general morteros de cemento de alta resistencia y fraguado rápido. Las dosis de mortero adoptadas para tales fijamientos son en general los siguientes:

*Dosificación en peso: Cemento 1
Arena fina 1
Agua 0.30 a 0.35*

Una arena muy fina debe ser utilizada para facilitar la penetración del mortero en las fisuras o intersticios del terreno.

El mortero de fijamiento deberá tener una contracción lo más baja posible, o en su defecto ser expansivo.

La dosificación del agua de mezclado es impuesta por la técnica de colocación del mortero dentro del barreno de anclaje. En el caso del mortero inyectado, la dosificación del agua óptima corresponde al valor mínimo impuesto para un buen funcionamiento de la planta de inyección. Hay que prever eventualmente aditivos para dar plasticidad al mortero.

La técnica "Perfo"(ver fig. 3 y 11)

El procedimiento Perfo consiste en introducir dentro de la perforación un tubo cilíndrico provisto de perforaciones laterales en número y dimensiones cuidadosamente estudiadas, lleno de mortero. El ancla retorcida o corrugada , pero el diámetro apropiado , se introduce dentro del tubo perforado previamente introducido en la perforación. La barra del ancla sirve de pistón y empuja el mortero por los agujeros laterales lo que asegura el llenado de espacio anular.





El escoger el diámetro del tubo Perfo y del ancla condiciona el buen llenado del espacio anular comprendido entre el ancla y la pared de la perforación. El volumen de mortero extruído por la introducción del ancla debe ser un mínimo del 10 % superior al volumen de oquedad entre el tubo Perfo y el barreno del anclaje. A título indicativo los diámetros siguientes son recomendados (los diámetros más grandes corresponden a las anclas de mayor longitud).

Diámetro (mm)	Ancla Diám. 20 mm	Ancla Diám. 25 mm
Barreno de perforación	32-35-40- 44	38-42-46
Tubo Perfo	27-31-36-40	31-36-40

Las técnicas de llenado previo de mortero (fig. 12).

El mortero puede igualmente ser inyectado en el barreno de anclaje después de la perforación y limpieza. El tubo de inyección se introduce al fondo del barreno. El mortero inyectado por la bomba de concreto o por aire comprimido, empuja el tubo hacia el exterior del barreno de anclaje. Una cierta resistencia se opone a la salida del tubo, de manera de obtener un llenado perfecto de las oquedades naturales del terreno (terrenos de baja resistencia, con alta porosidad por fisuras). Al final del inyectado, un tapón no es necesario (El mortero se detiene en la perforación por su propia consistencia).

El ancla se introduce enseguida en la perforación llena de mortero empujando a mano y eventualmente con la ayuda de un martillo vibrador para el último metro. El mezclado de mortero y sobre todo la introducción del ancla, contribuyen a incrementar el llenado de huecos del terreno (poros y fisuras); en efecto un volumen de mortero igual al volumen del ancla es inyectado dentro del terreno, lo que constituye una ventaja suplementaria de este método de anclaje. Al final de la operación, el mortero debe ser ligeramente sobreabundante y derramar en la cabeza del ancla por el espacio anular entre el ancla y la roca.

Los morteros deben ser plásticos, isotropos, de fraguado rápido y de alta resistencia. Las fases de ejecución para la colocación de anclas con inyección de mortero se ilustran en la fig. 12.

Fijación mixta.

En ciertos casos, puede ser ventajoso adoptar un fijado mixto de las anclas con un anclaje puntual de conchas de expansión o fijado parcialmente con resina (para obtener un efecto aceptable inmediato del anclaje). Una fijación o un recubrimiento con mortero dentro del espacio anular puede realizar a largo plazo un anclaje repartido (de fricción) que elimina los riesgos de ataque por corrosión de la barra de anclaje.





4.6.-ERRORES QUE HAY QUE EVITAR DURANTE LA COLOCACIÓN DEL CONCRETO

4.6.1.- Perforación de barrenos de anclaje.

Durante la perforación de los barrenos, los errores más comunes pueden ser los siguientes

- *Ejecución de perforaciones mal orientadas.*
- *Perforación con barras muy grandes o muy pequeñas.*
- *Ejecución de barrenos de diámetro irregular (ovalación en la entrada), o más todavía es demasiado corto (una gran parte de la barra queda saliente).*
- *Pésima limpieza del barreno y de las anclas.*

4.6.2.- Anclaje de barras.

1.- Anclaje puntual.

La calidad del anclaje está ligado a las características mecánicas de la pared del barreno en la zona de anclaje. Las conchas (zapatas) de expansión necesitan localmente del terreno en una forma muy intensa. El anclaje desliza y el ancla se vuelve ineficaz por pérdida de pretensado. El deslizamiento puede ser casi instantáneo en los terrenos poco resistentes o en ciertos casos ocurrir a largo plazo, en función de la fluencia de la roca. Para este efecto, ensayos previos de poner en tensión serán necesarios.

4.6.3.- Colocación de placas de apoyo.

Es frecuente en la práctica que las placas de apoyo sean mal colocadas o sin contacto suficiente contra la pared rocosa. Esta falta de cuidado es muy desfavorable para la eficacia del anclaje.

Finalmente un ancla correctamente colocada debe salir del barreno 10 cm. y un excedente resina o de mortero debe ser visible en el orificio del barreno. Es necesario asegurarse de lo anterior antes de colocar la placa.

4.7.- CONTROL DEL ANCLAJE.

Para asegurar la calidad y eficacia del anclaje, cinco tipos de control deben efectuarse.

- *Un control de calidad de los componentes (ancla, zapata de expansión, resina, mortero); en particular el endurecimiento de diversos morteros considerados y sus características mecánicas (resistencia a la compresión simple) deben ser estudiadas antes del inicio de los trabajos.*



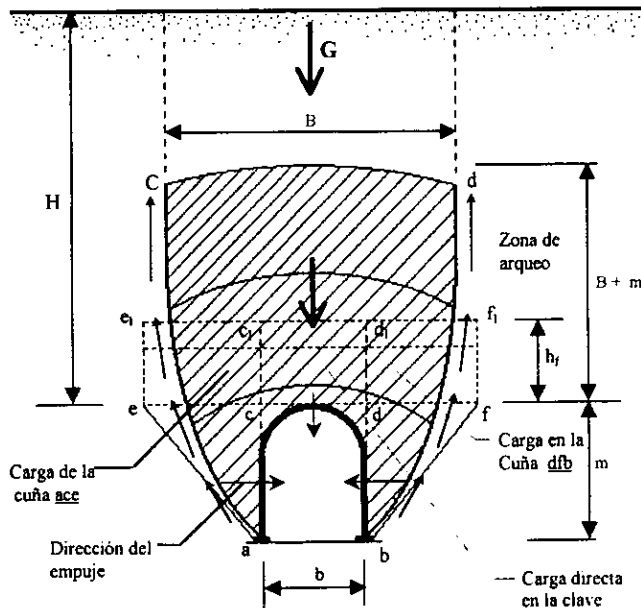


- estudiadas antes del inicio de los trabajos.*
- *Un control estadístico de longitudes no fijadas de anclajes; para esto las placas de apoyo serán retiradas una por una, la longitud libre medida por medio de un alambre y las placas vueltas a colocar en su lugar.*
 - *Pruebas de rompimiento in situ sobre el fijamiento de las anclas por tracción o torsión.*
 - *Ensayes de extracción sobre las anclas pretensadas.*

4.8.- ADEME METALICO.

Como todo lo concerniente al revestimiento en los túneles se tiene un alto grado de incertidumbre en el valor de las presiones ejercidas por el terreno; una idea de su magnitud está dada por fórmulas aproximadas, como son las siguientes en la fig. 10

CARGAS EN ROCA Y ARENA (TERZAGHI)



ACCION DE ARCO SOBRE LA CAVIDAD
CARGA SOBRE EL ADEME (TERZAGHI)
FIG. 10





La zona del arqueo con altura varia desde $0.5 b$ en rocas sólidas hasta $B+m$ en arenas sueltas.

En arenas o terrenos muy fracturados la carga está dada por el bloque e, f, ef , en donde:

$$e, f, = ef = b + m = B$$

$$hp = \alpha B$$

Los valores de hp estan dados en la tabla siguiente:

Material	Condición	Hp min.	Hp max.
Arena densa	sobre nivel freático	0.27	0.69
Arena densa	bajo nivel freático	0.54	1.38
Arena suelta	sobre nivel freático	0.47	0.69
Arena suelta	bajo nivel freático	0.94	1.38
Roca moderadamente fracturada.		0	0.35
Roca altamente Fracturada		0.60	1.10

En la fig. 1 se ve la forma en que actúan las cargas que se obtienen calculando H_p .

Para los suelos sin cohesión interna pero que desarrollan valores apreciables de fricción interna es aplicable la fórmula aproximada propuesta por Bierbaumer.

$$P = (\gamma' b) b \cot \rho$$

En donde

b = ancho del túnel

ρ = ángulo de fricción interna

γ = peso volumétrico del material.

Obviamente si $\rho \rightarrow 0$ $\rho \rightarrow \infty$

La máxima presión geoestática teórica es $p' = \gamma H$





En la práctica los marcos se colocan a distancias moduladas que varían de 0.5 a 1.50m. Como antes se indicó los perfiles usados son H o Siendo más conveniente los primeros. En México se tienen perfiles laminados H de 15 cms. Pero pueden fabricarse, soldados, de cualquier medida.

La H de 15 y 20 cms. son muy usadas ya que son fácilmente curvadas para formar las succiones de la bóveda.

4.9.- MARCOS METALICOS Y RETAQUES DE MADERA.

La instalación de este tipo de soporte se describe a continuación:

1. *Excavación de la sección media superior.*
2. *Colocación de las rastras.*
3. *Colocación de las secciones superiores del marco soldandose sus tres puntas de union.*
4. *"Castigar" el marco mediante la colocación de madera.*
5. *Excavación de sección media inferior(banco).*
6. *Colocación de la placa metálica para apoyo de marco.*
7. *Instalación de la parte inferior del marco soldándolo en su punto de apoyo.*
8. *"Castigar" el marco mediante la colocación de madera.*
9. *Colocación de los separadores entre marcos.*

4.10.- MARCOS METALICOS Y CONCRETO LANZADO

Como ya se ha mencionado en el capitulo I, este tipo de ademes se usa normalmente cuando no existan problemas de aportaciones de agua importantes o simplemente no existe, el terreno pudiera ser arenoso pero compacto, el cuál al interperarse se vuelve deleznable al perder húmeda, lo que provoca desconchamientos en el terreno, el uso del concreto lanzado en los espesores de no más de 10 cm soluciona este problema. Otro uso que tiene es el de funcionar como bóveda, transmitiendo los empujes del terreno a los marcos metálicos. Su instalación se describe a continuación.

- 1.- *Excavación en la sección media superior.*
- 2.- *Colocación de 5 cm. De concreto lanzado.*
- 3.- *Colocación de la malla electrosoldada de 6"x 6" - 4/4, dejando 30 cm de malla para traslape con la malla de la sección inferior.*
- 4.- *Colocación de las rastras.*
- 5.- *Colocación de las secciones superiores del marco soldándose sus tres puntos de unión.*
- 6.- *"Castigar" el marco mediante la colocación de madera.*
- 7.- *Lanzar la segunda capa de concreto de 10 cm.*
- 8.- *Excavación de la sección media inferior (banco) incluyendo zanjas para las zapatas.*
- 9.- *Lanzar primera capa de concreto de 5 cm de espesor incluyendo las zapatas.*





- 10.- Colocación de la malla electrosoldada de 6" x 6" - 4/4 efectuando el amarre y traslape con la malla de sección media superior. Asimismo esta malla deberá prolongarse hasta constituir el refuerzo de la zapata.
- 11.- Colocada la malla de la zapata, se terminará el colado de la misma hasta el desplante de la losa de piso.
- 12.- Colocación de la placa metálica para apoyo del marco.
- 13.- Instalación de la parte inferior del marco, soldándolos en sus puntos de apoyo.
- 14.- "Castigar" el marco mediante colocación de madera.
- 15.- Lanzar segunda capa de concreto de 10 cm.
- 16.- Colocación de separadores entre marco y marco.
- 17.- Colocación de las anclas de 4.00 m de longitud para tomar la fuerza horizontal.

Los espesores del concreto lanzado aquí indicados son ilustrativos su espesor dependerá de las cargas que actuaran sobre los mismos.

En los terrenos muy fracturados (de resistencia baja), es cada vez más necesario substituir las placas de apoyo por placas metálicas (por ejemplo placas de envoltura) uniendo las anclas. Este blindaje asegura un ligero sostenimiento del masivo entre las anclas.

En tales circunstancias, la densidad del anclaje debe ser aumentado.

La unión de la superficie con anclas puede igualmente realizarse con malla metálica o por una capa de concreto lanzado armado con malla metálica soldada.





4.11 METODOS DE EXCAVACION PARA TUNELES

1.- Sistema Austriaco

Se inicia una galería central a toda la altura del túnel. Puede comenzar con una galería superior y se corta hacia abajo en pequeñas secciones, hasta llegar a la invertida, o si no se inician dos galerías, una superior y otra inferior.

En este último caso el núcleo entre dos galerías se excava en pequeños tramos y los postes cortos se sustituyen por postes largos. La sección de arco se amplia poco a poco. Se mantiene en su lugar con costillas de arco y tablillas de avance longitudinales. Las costillas de arco se apoyan en puntales desde el armazón del corte central en el arranque.

El resto de la excavación se hace avanzar por pequeños incrementos y se colocan los postes para soportar las solerías. Este método es apropiado para un terreno razonablemente estable.

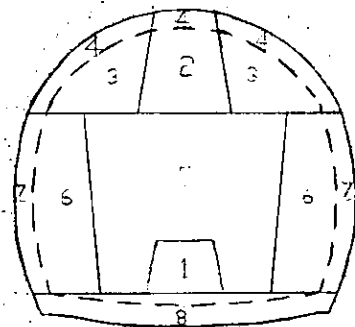


FIG.11 PROCEDIMIENTO DE EXCAVACION DEL METODO AUSTRIACO





2.- Método Belga

En terreno firme se excava la mitad superior del túnel comenzando con una galería central desde el coronamiento hasta el arranque del arco. Esto se amplía en ambos lados, y el terreno se mantiene en su lugar con estacas transversales, estas últimas se apoyan en maderos longitudinales apoyados a su vez por puntales que se extienden en forma de abanico desde el soporte o el durmiente en la galería central. A continuación se excava un corte central, hasta la invertida dejando bancos sobre los que se apoya el arco de revestimiento del túnel. El resto del banco se retira a continuación para completar los muros laterales, después de lo cual se cuela el concreto de la invertida. Es posible avanzar con la excavación a una distancia considerable antes de que el revestimiento del túnel necesite ser erigido.

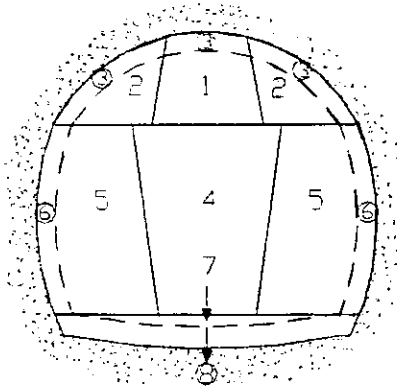


FIG. 12. PROCEDIMIENTO DE EXCAVACION
POR EL METODO BELGA





3.- Método Ingles

Se excava un pequeño tramo en todo el frente, que generalmente es de 20 ft, por delante del revestimiento permanente del túnel. La excavación se inicia con una galería superior. Se colocan en ella dos maderos de techo o barras de coronamiento, con el extremo de cada uno apoyado por el revestimiento terminado del túnel y el extremo frontal que descansa en postes. Se clavan estacas transversales sobre las barras de coronamiento. Después se amplía el corte hasta llegar al extremo de las estacas. A continuación se colocan tablonces de madera por debajo de las estacas y através de todo el frente, mantenidos en su lugar por maderos adicionales. Posteriormente de esta operación se colocan barras y estacas laterales para permitir ampliar la excavación. Se repite esta secuencia hasta que se llega a la invertida.

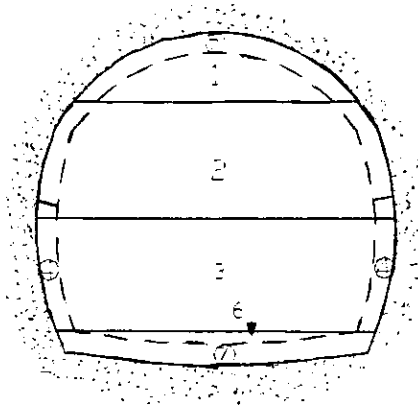


FIG. 13. PROCEDIMIENTO DE EXCAVACION
POR EL METODO INGLES





4. Método Alemán

Se hacen avanzar dos galerías inferiores, una en cada muro lateral. En estas galerías se construyen los muros hasta llegar al techo de las mismas. Sobre éstas, se excavan dos galerías y se continúa la construcción de los muros. Se añade una galería central superior que se ensancha hasta alcanzar las galerías laterales, el terreno sobre el arco queda apuntalado por maderos longitudinales y estacas transversales. Después de terminado el revestimiento del arco se remueve el resto del material.

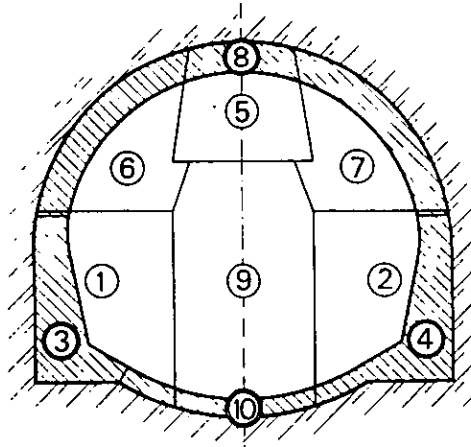


FIG. 14 PROCEDIMIENTO DE EXCAVACION
DEL METODO ALEMAN





ANEXO

ESPECIFICACIONES PARA CONCRETO LANZADO

A pesar de que el concreto lanzado se considera como un tipo de soporte en obras subterráneas, su función principal es mantener la estabilidad de la excavación hasta que se desarrolle en la masa rocosa una distribución de esfuerzos que quede bajo el valor de la resistencia de la propia masa rocosa. Debido a la flexibilidad del concreto lanzado la presión que finalmente recibe el terreno no es mucho, comparable a la que se ejerce en la interacción roca-soporte en los otros sistemas de soporte más rígidos.

FUNCIONES DEL CONCRETO LANZADO

- 1. Sellar la superficie rocosa, deteniendo el flujo del agua y evitando así el arrastre de partículas de tubificación del relleno de las discontinuidades; servir de unión entre los bloques al penetrar en juntas y fisuras; e impedir los desprendimientos que aparecen al resecarse la superficie expuesta.*
- 2. Mantener la propia resistencia de la roca evitando movimientos superficiales y locales de los bloques pequeños, propiciando así una distribución de esfuerzos y arqueo a través de los mismos bloques detenidos por una capa delgada de concreto lanzado.*
- 3. Soportar bloques sueltos importantes propiciando la fuerza resistente suficiente en la unión o traza superficial en las paredes de la obra de los planos que limitan el bloque que tiende a caer.*
- 4. Soportar las fuerzas de interacción terreno-soporte estabilizando los movimientos hacia el interior de la excavación funcionando como arco o anillo resistente.*

El concreto lanzado es particularmente adecuado en túneles excavados por medio de explosivos. Su colocación inmediata evita que progrese el aflojamiento del material del techo y las paredes, que se suelta debido a la acción de los explosivos.

El espesor del concreto lanzado necesario para mantener estable una excavación, cuando hay aflojamiento de bloques en el techo y en las paredes, depende de la calidad de la masa rocosa, es decir, de la naturaleza de las discontinuidades que son la causa de que el material se suelte. Los aspectos más importantes de las discontinuidades son su orientación, espaciamiento, abertura, rugosidad y relleno.





MEZCLADO Y APLICACIÓN

La calidad de una mezcla para concreto lanzado depende de la relación agua-cemento, tamaño y graduación de los agregados, el tipo de cemento, los aditivos y la aplicación adecuada.

Son dos los procedimientos recomendados de preparación y aplicación de la mezcla:

Uno consiste en mezclar las cantidades predeterminadas de agua, cemento y agregados en un recipiente para luego lanzarlos en chorro. Estos aditivos pueden estar tanto en forma líquida como en polvo.

El otro consiste en mezclar en seco o algo húmedos los agregados y el cemento y mandarlos mediante aire a presión a una manguera y a una boquilla de salida donde se le agrega el agua requerida y los aditivos.

El primer procedimiento se utiliza principalmente en túneles secos y el segundo en túneles de paredes húmedas y aún con filtraciones.

El éxito de la preparación y aplicación de la mezcla seca depende de los factores siguientes.

- *Granulometría adecuada de los agregados.*
- *La humedad de la mezcla antes de llegar a la boquilla debe estar entre el 2 y el 5 por ciento. Una humedad menor agravaría en problema del polvo y una humedad mayor taponaría las mangueras.*
- *Adecuado proporcionamiento agua-cemento. Esta operación es realizada en la boquilla por una persona muy bien entrenada.*
- *Características del rebote, que dependen tanto de los tres factores siguientes:*
 1. *El ángulo de lanzamiento debe ser normal a la superficie tratada.*
 2. *La boquilla debe mantenerse de 1.0 a 1.2m de la superficie tratada.*
 3. *Las presiones del agua y del aire deben ser constantes y de 5.0 y 5.7 kg/cm² respectivamente.*
 4. *La alineación del aditivo acelerante debe ser constante y fácil de ser variada en el momento que se requiera (si la superficie rocosa está húmeda, deberá ser mayor la cantidad necesaria de aditivo).*
- *Mantenimiento del equipo. El manejo de la mezcla seca obliga a mantener limpio el equipo con mayor rigor que las operaciones con el concreto normal. La mezcla seca tiende a acumularse en las aspas de las mezcladoras. Tanto las boquillas como los alimentadores deben limpiarse inmediatamente al terminar el día, previéndose un periodo de limpieza en el programa diario.*
- *Empleo de equipo especial para evitar quemaduras. Los aditivos acelerantes son alcalinos y todos pueden causar quemaduras, especialmente cuando el ambiente es*





húmedo.

- *Supervisión y operación de alta calidad. El personal de supervisión debe ser altamente calificado. Las cuadrillas de operación deben ser entrenadas adecuadamente.*
- *La operación con la mezcla húmeda tiene sobre la operación con la mezcla seca las ventajas siguientes*
 1. *Se evita el problema del polvo.*
 2. *La acumulación del material en las aspas de las mezcladoras es menor.*
 3. *La relación agua-cemento se controla en la mezcladora y su supervisión es más efectiva.*
 4. *Es posible reducir la contaminación del aire de los acelerantes.*
 5. *El volumen producido puede incrementarse en forma notable.*

CARACTERISTICAS DE LAS MEZCLAS

La calidad de la mezcla para concreto lanzado es función del tamaño y granulometría de sus agregados; calidad del cemento y los aditivos; relación agua cemento; grado de compactación, y de la adecuada hidratación cuando se trata de la mezcla seca.

Los requisitos de resistencia a la compresión dependen principalmente del contenido de cemento. Sin embargo, el contenido de cemento excesivo puede dar lugar a contracciones y agrietamiento perjudicial. El contenido de cemento después de la aplicación es, generalmente, mayor que la dosificación de la mezcla producida debido a que el material de rebote está construido de agregado en una mayor proporción.

El agua debe estar libre de impurezas y debe cumplir con los requisitos de elaboración de concreto común.

Los aditivos acelerantes del fraguado hacen posible la aplicación del concreto lanzado en superficies húmedas y aún sobre filtraciones que, en ocasiones pueden taponearse. Sin embargo, su empleo debe controlarse ya que reduce la resistencia final del concreto. Cuando se emplean aditivos de 2 al 6 por ciento del peso la reducción de la resistencia no debe ser mayor de 20 por ciento. Los valores de la resistencia a la compresión simple a los 28 días deben estar comprendidos entre 150 y 300 kg/cm², que para fines estructurales son suficientes.





MEDICIONES DE CONTROL

Uno de los métodos de control del concreto lanzado consiste en tomar muestras durante la aplicación y efectuar con ellas prueba de compresión simple a diferentes tiempo, por ejemplo, 8 horas y 28 días.

El muestreo puede realizarse por medio de moldes de madera fijos sobre las paredes para recoger el concreto que se acumula allí durante la aplicación y después labrar las muestras necesarias. También puede realizarse el muestreo mediante los barriles muestreadores convencionales. Este último procedimiento tiene el inconveniente de que al muestrear concreto lanzado de menos de 16 horas se desprenda fácilmente particular de roca que giran en el interior del barril muestreado, dañando seriamente la muestra.

Otro método de control del comportamiento del concreto lanzado es el de la instrumentación que básicamente consiste en la instalación de extensómetros para detectar los movimientos del terreno y de extensómetro, celdas extensométricas (strain gages) y cuerdas vibrantes para la medición de movimientos y deformaciones en el revestimiento de concreto lanzado.

Como método de control la instrumentación descrita ayuda a detectar con anticipación movimientos y deformaciones que si progresaran podrían en peligro la estabilidad de la obra. Cuando se detecta en una zona instrumentada una tendencia en los movimientos y deformaciones, aunque de valores muy pequeños, deben efectuarse las lecturas con mayor frecuencia para determinar el empleo de soportes adicionales y verificar posteriormente el efecto de estas medidas correctivas.

Debe tenerse presente que el comportamiento del revestimiento de concreto lanzado es un indicador del comportamiento del macizo rocoso y que las tendencias peligrosas se detentan generalmente durante el avance del frente del túnel una distancia igual a un diámetro de la sección o la excavación de obras en la cercanía de la sección instrumentada.

En vista de que las mediciones son muy pequeñas (en ocasiones son del orden de la precisión de los instrumentos) deben instalarse y medirse instrumentos embebidos en paneles testigos para poder descartar el efecto de las contracciones químicas y térmicas del concreto lanzado.



CONCLUSIONES

El desarrollo de los transportes, de la industria y de la urbanización en México, va a crear en los próximos años demanda de túneles, y éstos podrán realizarse dentro de los rangos de plazo, economía y seguridad razonables sólo en la medida en que ingenieros y constructores que los realicen, sean capaz de asimilar, incorporar y hacer progresar las nuevas teorías del empuje de tierras.

Las técnicas modernas del soporte de túneles manejan detalles de diseño y construcción que aprovechan los últimos avances de la Mecánica de Suelos Aplicada, (mejor y mas completa caracterización del subsuelo), y del arte del Tuneleo (procedimientos de construcción nuevos, más eficientes y seguros). Se logra así que el terreno genere capacidad de autosoporte para que actúe en favor del ademe y no contra él. Dichas técnicas hacen evidente que en cada túnel el problema de soporte debe abordarse como un proceso evolutivo debido tanto al carácter lineal de la obra como a la variabilidad del terreno y a los cambios que ocurren en las condiciones geomecánicas y geohidrológicas de éste durante las diferentes etapas de construcción.

El problema de la determinación de las cargas actuantes sobre un túnel no está totalmente esclarecido, por lo que la práctica común para valuarlas, está fundamentada en las experiencias obtenidas de otros túneles que a su vez se apoyan en mediciones de cargas sobre los ademes primarios y definitivos y de sus deformaciones.

La Geotecnia hace nexo entre la Mecánica de suelos y el Arte de Tuneleo. Su aplicación sigue la metodología científica que popularizó K. Terzaghi, y que se conoce como Método Geotécnico ó Método Observacional.

El modelo geotécnico pretende representar el túnel y su entorno, y es de hecho, una interpretación de la naturaleza tal como se encuentra antes de excavar, y, después, al ser modificada por el hombre durante la ejecución y operación de la obra.

La variable más difícil de definir en este modelo es la geología o estratigrafía a lo largo del túnel. Es la única verdadera variable independiente que interviene en el costo de la obra y es por consiguiente la más importante.

El desarrollo de las nuevas técnicas de tuneleo han puesto de manifiesto que el soporte de túneles es un problema que debe abordarse como un proceso esencialmente evolutivo. Evolutivo en el tiempo y en el espacio y en todas y cada una de sus fases, desde la caracterización del subsuelo hasta la confirmación del buen comportamiento de la obra.

Cualquiera que sea el sistema adoptado para revestimiento, las técnicas de ejecución procuran que el terreno se deforme de manera controlada para desarrollar su capacidad de autosoporte sin aflojarse, y para que se le restituya su confinamiento lo antes posible. Con ello las cargas sobre los ademes y los desplazamientos y asentamientos consiguientes se logran mantener en mínimos muy convenientes para la economía y buen funcionamiento de las obras.

Dentro de los soportes de mediana a alta adaptabilidad están los marcos metálicos y el concreto lanzado.

El soporte tradicional a base de marcos metálicos y retaque de madera tiene el atractivo de que se emplea en perfiles y materiales comerciales y su ejecución la conoce la gente no muy especializada que se ha formado en las minas. Sin embargo, para ser un soporte efectivo debe utilizarse en secciones de geometría sencilla y cortadas en perímetro muy cercano al del proyecto. El castigo del marco contra el terreno mediante la madera debe procurar los efectos que promueven las técnicas modernas, es decir, la distribución bien repartida del apoyo, la pronta recuperación del confinamiento y la recompresión o preesfuerzo del terreno.

Las tecnologías del concreto lanzado y del anclaje se han perfeccionado para proporcionar un ademe a la vez resistente y flexible y de rigidez creciente con el tiempo, la cual, si se requiere, puede ser incrementada a voluntad por reforzamientos sucesivos. Se consigue así, promover y soportar efectos de arqueo en el suelo que son benéficos para el satisfactorio desarrollo y comportamiento del sistema soporte-suelo.

En la actualidad se conoce que el empleo del concreto lanzado con técnicas modernas constituye la base de nuevos métodos de tuneleo, (como el llamado Nuevo Método Austriaco de Tuneleo), que más que métodos son una moderna teoría de la ingeniería subterránea. Y esta teoría es tan válida para el concreto lanzado como para los demás sistemas de soporte, (marcos metálicos, tablaestacas, etc.).

BIBLIOGRAFIA

“ DISEÑO GEOTECNICO DE TUNELES ”

Enrique Tamez Gonzalez
José L. Rangel Núñez
Ernesto Holguin
TGC GEOTECNIA 1997

“ PRIMER CICLO DE CONFERENCIAS SOBRE CONSTRUCCION DE TUNELES CARRETEROS ”

Dirección General de Carreteras Federales SOP
Julio de 1976

“ TUNELES EN SUELOS BLANDOS Y FIRMES ”

S.M.M.S. Tel. 6-77-37-30
México D.F. 1981

“ TUNELES Y OBRAS SUBTERRANEAS ”

Editores Técnicos Asociados
Barcelona 1977.

“ TUNELES: PLANEACION, DISEÑO Y CONSTRUCCION ”

VOL. 1 Y 2
T. M. Megaw, J. V. Bartlett
Primera Edición
Ed. Limusa 1988.

“ MANUAL DEL INGENIERO CIVIL ”

TOMO IV
Frederick S. Merrit
Ed. Mc Graw Hill
3a. Edición

**“ PRESIONES DE ROCA EN TUNELES E INTERACCIÓN ROCA-
REVESTIMIENTO “**

Jesus Alberro

Instituto de ingeniería U.N.A.M. Junio de 1983.

“ DIMENSIONAMIENTO DEL REVESTIMIENTO DE TUNELES “

Dr. G. Lombardi

Sociedad Mexicana de Mecanica de Rocas 1973.

“ MECANICA DE SUELOS “

TOMO II

Eulalio Juarez Badillo, Alfonso Rico Rodriguez.

De. Limusa 1989.

“ DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE TUNELES “

Romero Rodriguez Alfredo

Tesis U.N.A.M. Campus Aragón. 1992