

SISTEMAS DE SOSTENIMIENTO DE ROCAS. CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DEL SOSTENIMIENTO PRIMARIO DE TÚNELES HIDRÁULICOS APLICACION AL TÚNEL TRASANDINO OLMOS

Ing. José Antonio Puelles Barturén
Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo
Perú



Resumen

El presente artículo tiene como objetivo brindar una visión global de los parámetros incidentes en el diseño del sostenimiento temporal del túnel Trasandino Olmos, principalmente los sistemas de sostenimiento de rocas, por tal motivo se inicia citando la importante participación de los factores geológicos en el diseño, que permitirán evaluar la estabilidad de la excavación según los rasgos estructurales de la masa de roca, que inciden en su clasificación; simultáneamente el tipo de roca sugiere la selección del sostenimiento a emplear. También se presentan los criterios básicos para la evaluación de presiones actuantes sobre la excavación, concluyendo con el diseño de los sistemas de sostenimiento de rocas.

Palabras clave:

Sostenimiento de rocas, túnel, excavación

Abstract

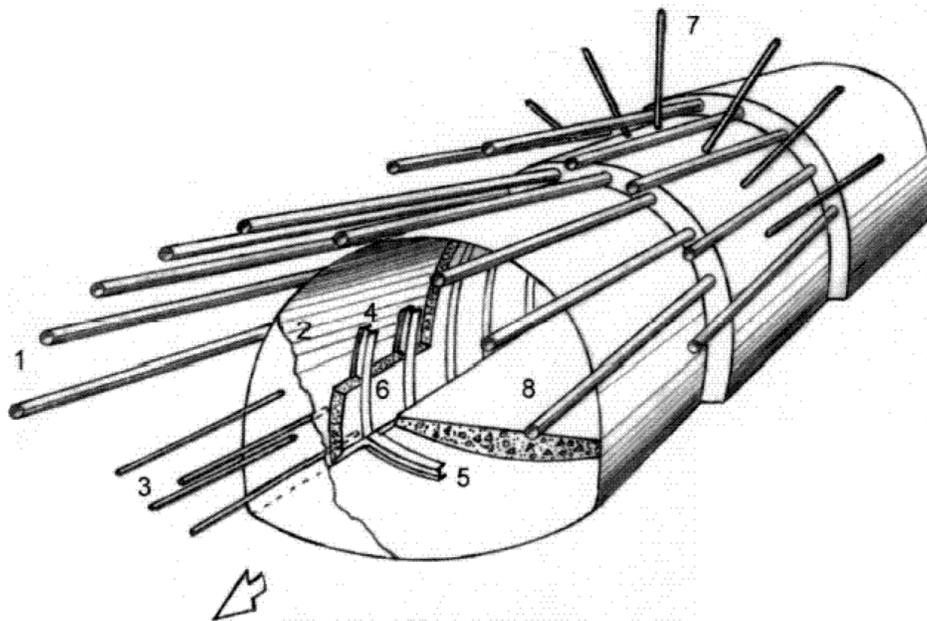
This article aims to provide a global vision of the incident parameters in the design of the temporary support of the Trasandino Olmos tunnel, mainly the rock support systems, for this reason it begins by citing the important participation of geological factors in the design, that will allow evaluating the stability of the excavation according to the structural features of the rock mass, which affect its classification; simultaneously the type of rock suggests the selection of the support to be used. The basic criteria for evaluating the pressure acting on the excavation are also presented, concluding with the design of rock support systems.

Keywords:

Rock support, tunnel, excavation

Introducción

Como consecuencia del avance de la excavación de un túnel, el estado de equilibrio natural de la roca es trastornado por efecto de la descompresión del terreno, por lo que es necesario adoptar métodos constructivos que permitan evitar y limitar ese fenómeno en el entorno de la excavación. Esa descompresión interna es acompañada de un efecto de dilatación y de la pérdida irremediable de las características mecánicas de la zona, de tal modo que en un terreno descomprimido la estabilidad del conjunto sólo puede ser asegurada mediante un sistema de sostén. Se entiende entonces como sostenimiento al conjunto de elementos que se colocan en un túnel para contribuir a su estabilización, durante el reajuste tensional que se produce a causa de la excavación.



1. **Estacas de frente o marchavantis**, forman una cortina o paraguas en la bóveda, son usados en rocas excepcionalmente malas
2. **Shotcrete**, aplicado inmediatamente sobre superficies inestables. El espesor típico de capa inicial es de 25 a 50 mm
3. **Varillas de fibra de vidrio inyectadas**, refuerzan la roca delante del frontón.
4. **marcos de acero**, diseñados para soportar a los marchavantis y los esfuerzos actuantes sobre el túnel
5. **Puntal invertido** (invert), instalado para controlar el levantamiento del piso y proveer una cimentación para los marcos de acero

6. **Shotcrete**, aplicado tan pronto sea posible para embeber la los marcos de acero y proporcionarle estabilidad lateral

7. **Pernos de roca**, empleados según el requerimiento de la roca. En bloques inestables es necesario su uso.

8. **Revestimiento invertido o solera**, puede ser shotcrete o concreto dependiendo del uso del túnel

Esquema 5.1. Sistemas de sostenimiento empleados en excavaciones subterráneas (Roca excepcionalmente mala)

Los sistemas de sostenimiento pueden ser clasificados en dos grupos:

Sostenimiento activo, donde los elementos de soporte forman parte integral de la masa rocosa, aquí encontramos a los pernos de roca y varillas de anclaje.

Sostenimiento pasivo, donde los elementos de sostenimiento son externos a la roca y dependen del movimiento interno de la roca que está en contacto con el perímetro excavado. Los arcos metálicos (cimbras), shotcrete y mallas pertenecen a este tipo de sostenimiento.

A continuación, se estudiará el comportamiento de los sistemas de sostenimiento mencionados anteriormente.

PERNOS DE ROCA Y VARILLAS

Los pernos de roca y varillas han sido usados por muchos años para el sostenimiento de excavaciones subterráneas y su amplia variedad cubre diferentes necesidades de la ingeniería civil y minera.

Los pernos de roca generalmente consisten de una varilla de acero simple con un anclaje mecánico en un extremo y una platina y tuerca en el otro. Ellos son siempre tensionados después de su instalación. Para aplicaciones más permanentes o en rocas en las cuales hay presencia de agua corrosiva el espacio entre el perno y la roca puede ser rellenado con cemento o con resina.

Las varillas o barras de anclaje generalmente consisten en barras de acero deformadas las cuales son inyectadas dentro de la roca. El tensionamiento no es posible y la carga en las varillas es generada por los movimientos en la masa rocosa. A fin de ser efectivas, las varillas tienen que ser instaladas antes que un movimiento significativo en la masa rocosa haya tomado lugar. La Tabla 5.1 ilustra un número de aplicaciones típicas de pernos de roca y varillas que pueden ser utilizados para controlar diferentes tipos de fallas que pueden ocurrir en la masa rocosa que rodea una abertura subterránea.

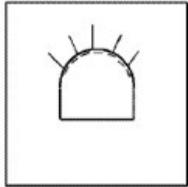
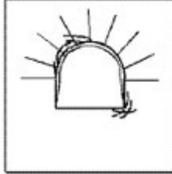
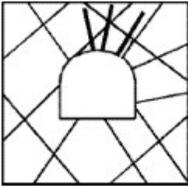
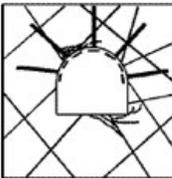
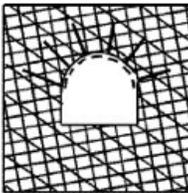
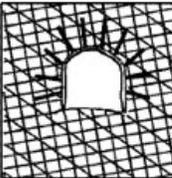
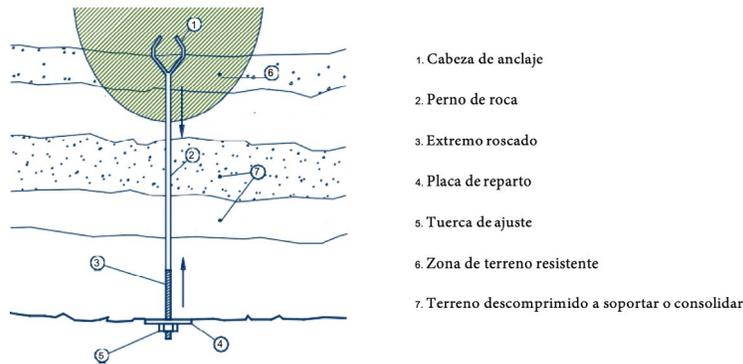
	BAJOS NIVELES DE ESFUERZOS	ALTOS NIVELES DE ESFUERZOS
ROCA MASIVA	 <p>Roca masiva sometida a bajos niveles de esfuerzos in-situ. Ningún sostenimiento o pernos de seguridad o varillas y malla.</p>	 <p>Roca masiva sometida a altos niveles de esfuerzos in-situ. Pernos sistemáticos o varillas con malla o shotcrete para inhibir el fracturamiento y mantener en su lugar las piezas fracturadas.</p>
ROCA DIACLASADA	 <p>Roca masiva con relativamente pocas discontinuidades sometida a condiciones de bajos esfuerzos in-situ. Pernos esporádicos ubicados para prevenir la falla de bloques o cuñas individuales. Los pernos deben ser tensionados.</p>	 <p>Roca masiva con relativamente pocas discontinuidades sometida a condiciones de altos esfuerzos in-situ. Pernos pesados o varillas inclinadas para atravesar la estructura de la roca, con malla o shotcrete reforzado con fibras de acero, en el techo y en las paredes.</p>
ROCA SEVERAMENTE DIACLASADA	 <p>Roca severamente diaclasada, sometida a condiciones de bajos esfuerzos in-situ. Pernos sistemáticos ligeros con malla y/o shotcrete controlarán el desmoronamiento de piezas de roca cercanas a la superficie.</p>	 <p>Roca severamente diaclasada, sometida a condiciones de altos esfuerzos in-situ. Pernos de roca pesados o varillas, sistemáticos, con shotcrete reforzado con fibras de acero. En casos extremos, se pueden requerir cimbras con juntas deslizantes. Para controlar el levantamiento del piso se puede requerir arcos invertidos, para generar una sección completa o soleras de concreto.</p>

Tabla 5.1. Aplicaciones típicas de pernos de roca y varillas para controlar diferentes tipos de falla de la masa rocosa

CONCEPTO DE TRABAJO DE LOS PERNOS Y VARILLAS

Inicialmente cuando existían pernos y varillas de anclaje puntual, su trabajo se asociaba a suspender un nivel rocoso, poco competente, de otro más competente. Sin embargo, Hugon y Costes (1959) ya apuntaron en aquella época que el empernado, además de ejercer un papel de suspensión de rocas sueltas podía ejercer un cierto papel de consolidar terrenos descomprimidos, como se muestra.



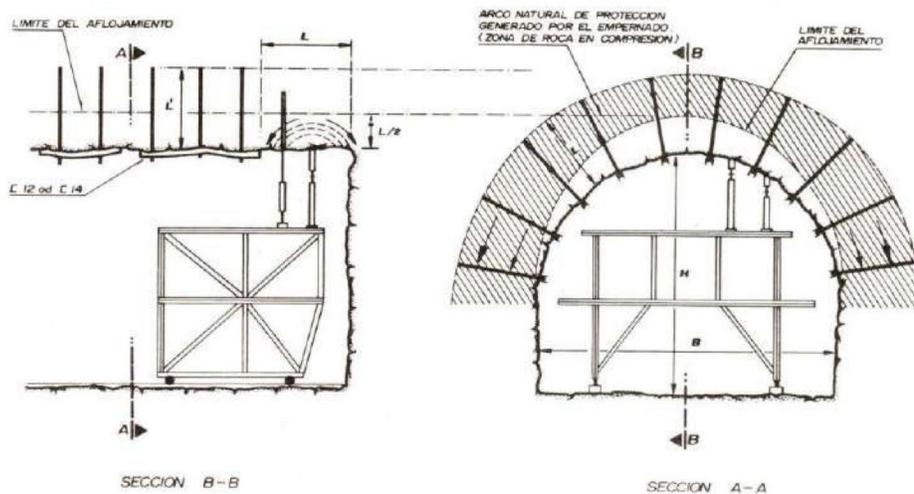
- 1. Cabeza de anclaje
- 2. Perno de roca
- 3. Extremo roscado
- 4. Placa de reparto
- 5. Tuerca de ajuste
- 6. Zona de terreno resistente
- 7. Terreno descomprimido a soportar o consolidar

Esquema 5.2. Concepto de trabajo de los pernos y varillas de anclaje

A partir de estos conceptos iniciales han evolucionado las ideas sobre el papel que desempeña el empernado como técnica de sostenimiento, tal como se expone en los apartados siguientes.

FORMACION DE ARCO DE PROTECCIÓN

Inmediatamente después de ejecutado un disparo, la roca en este tramo, experimenta una ligera tendencia a la dilatación y desorden en sus características de equilibrios iniciales desarrollándose un doble efecto de arco, en dirección longitudinal del túnel con apoyos en el frente de avance y en el último tramo estabilizado con entibamiento. El segundo efecto se manifiesta en sentido perpendicular al eje del túnel y se debe a la geometría del techo que, por lo general tiene forma de bóveda. Las dimensiones de estos arcos y la intensidad de las fuerzas que se generan por carga de la roca aflojada, dependen de la naturaleza y condiciones de la roca, de la longitud "L" sin sostenimiento y del radio de la bóveda del túnel.



L' : Longitud del perno
L : Longitud de avance

Esquema 5.3. Formación del arco de protección

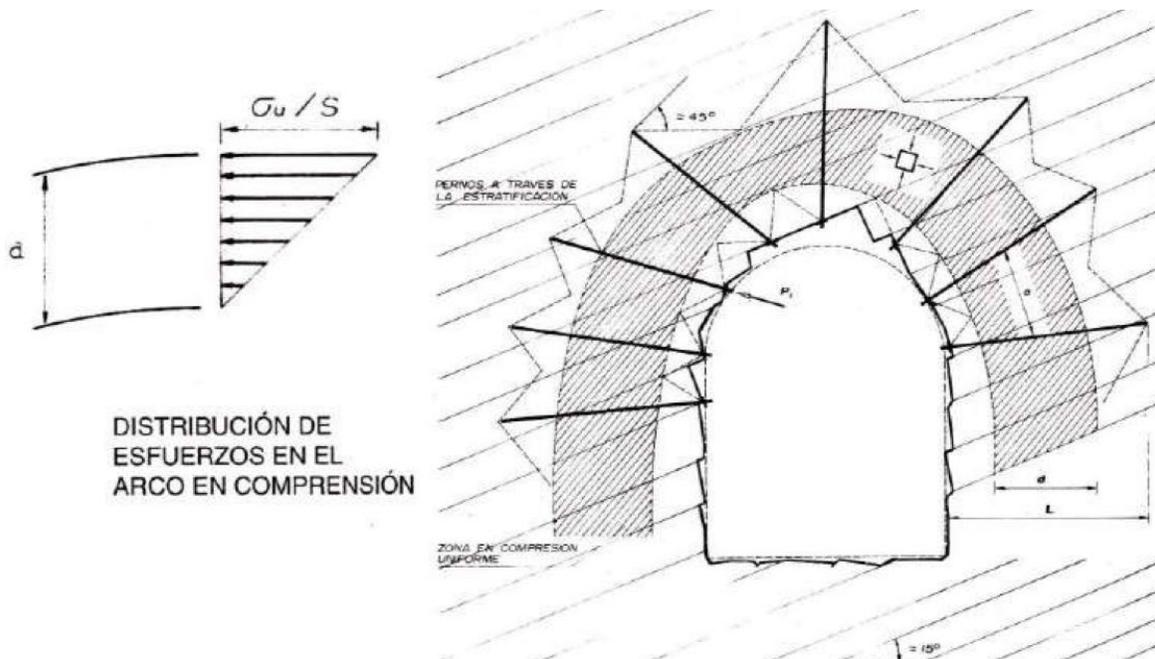
CONSEJOS PRACTICOS PARA CONFORMAR ESTE TIPO DE EMPERNADO

Las siguientes reglas empíricas que fueron empleadas originalmente durante la perforación de túneles hidráulicos en las hidroeléctricas de Snowy Mountains (Australia), proporcionan un criterio útil para el diseño de un empernado:

- A. **Longitud del perno (L')** : El mayor valor de:
- Dos veces el espaciamiento de pernos.
 - Tres veces el ancho de los bloques inestables, definido por la separación media entre las fisuras del macizo.
 - Para elementos de arco de techo:
Ancho (B) < 6.00 m : $L' = B / 2$
 $18 < B < 30$ m : $L' = 0.25 B$
 $6 < B < 18$ m : $L' =$ interpolar entre 3 y 4.5 m.
 - Para elementos debajo del arco del techo:
Altura < 18 m : $L' =$ igual que para elementos del arco de techo
Altura > 18 m : $L' = 0.2$ Altura
- B. **Espaciamiento máximo entre pernos (d)** : El menor valor de:
- La mitad de la longitud del perno ($d = L' / 2$).
 - Una y media vez el ancho de los bloques potencialmente inestables definidos por la separación media entre las fisuras del macizo.
 - Cuando se emplea mallas el espaciamiento mínimo de 2.00 m no ofrece dificultades.
- C. **Espaciamiento mínimo entre pernos (d)** :
- 0.9 a 1.2 m.

D. Para muchos casos, cuando la roca se presenta mala y con una eventual desintegración, es posible mantener el arco natural en función de una conveniente distancia (L), y por un tiempo necesario para efectuar la instalación de pernos. Si la bóveda de excavación no se soporta en este tiempo, es muy posible que el proceso de aflojamiento tienda a crecer con mayor rapidez y se produzcan hundimientos al interior del túnel por desintegración e la roca.

El tramo o zona de excavación que tiene tendencia a fallar es generalmente de forma parabólica como se representa en el Esquema 5.3, y tiene una altura de ($L / 2$). Para controlar los movimientos y atenuar el proceso de aflojamiento la longitud del perno debe ser $L' > L$, o también $L' > B / 3$ ó $B / 4$; esto último debido a que L depende del ancho B . Al poner en tensión la barra del perno como se muestra en el Esquema 5.4 la zona de roca comprendida dentro de la longitud (L) se comprime, creando de esta manera un anillo de roca cohesionada que estabiliza la excavación, por la formación de un arco natural de roca comprimida, capaz de neutralizar los posibles cargas que se generan por el proceso de aflojamiento.



Esquema 5.4. Zona en compresión uniforme desarrollada por empleo de pernos tensionados

Es posible calcular la densidad de pernos necesarios cuando se necesita estabilizar una excavación con un empernado sistematizado, empleando la siguiente ecuación empírica:

$$n = \frac{S \cdot L \cdot \gamma}{f_s \cdot A_s}$$

n : Densidad de pernos (Unidad / m^2)

L : Longitud de la barra o espesor de la zona de protección (m)

γ : Peso volumétrico de la roca (Kg / m^3)

f_s : Capacidad de carga de la barra a tensión última de rotura (Kg / cm^2)

S : Factor de seguridad

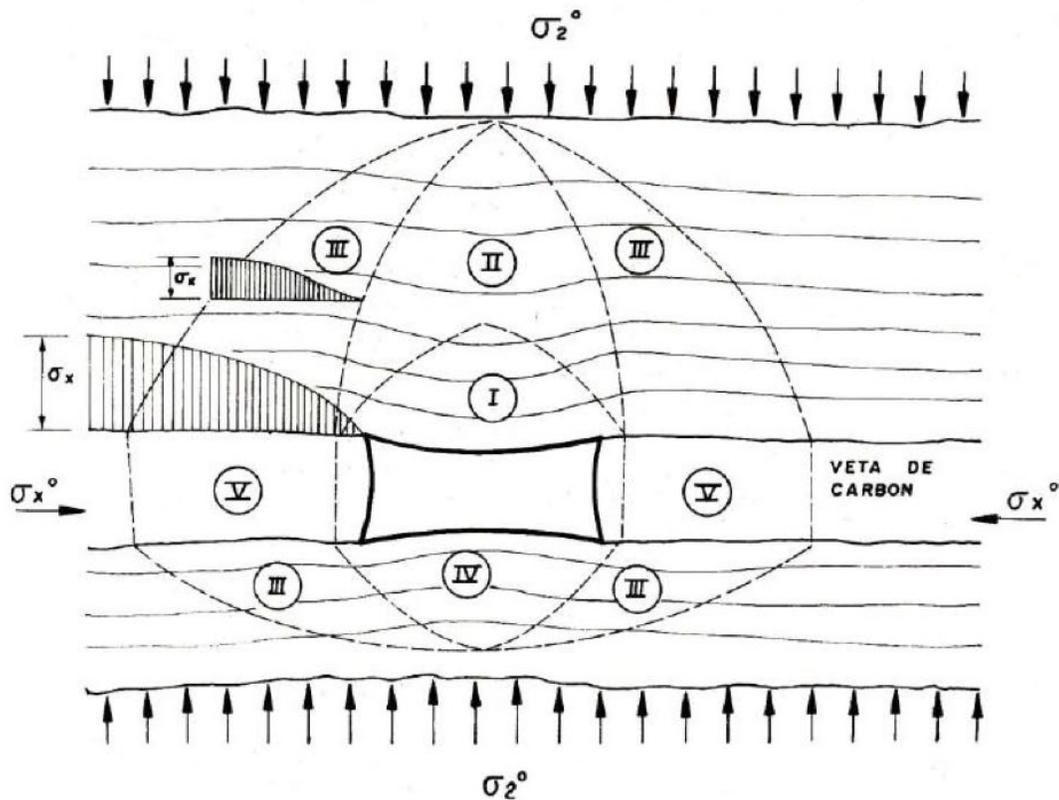
A_s : Area transversal de la barra (cm^2)

SUSPENSION DESDE UNA FORMACION SOLIDA

El concepto de anclaje de bloques se deriva directamente del planteamiento inicial del empernado y se basa en que cada perno o varilla debe estar anclado, a lo largo de una longitud suficiente para agotar la carga axial que la barra del perno puede soportar y su densidad, expresa el número de pernos por cada m^2 de superficie de roca a sostener, debe ser suficiente para equilibrar el peso de la roca que debe ser suspendida.

Para una efectiva suspensión de los estratos laminados sobre el techo de una excavación, los pernos deben anclarse en la roca competente que puede estar situada en las proximidades superiores,

condicionamiento que por lo general no se cumple, entonces, visualizando el Esquema 5.5 podemos decir que estos estratos para ser suspendidos deben anclarse en las zonas de más baja deformación (Zona II), o en los contrafuertes (Zona III), instalándose los pernos con dirección inclinada.



Yurchenko (1971), definió cinco “zonas de influencia” alrededor de una excavación en roca laminada con estratos horizontales, basándose en observaciones hechas a una mina de carbón en la URSS. Primeramente, notó que las aberturas en la Zona I y estiramientos en Zona II, ocurren como consecuencia del espesor y flexo-rigidez de las láminas componentes, también dependen de la uniformidad de los espesores, de la resistencia al deslizamiento a lo largo de los planos y por último, de las intensidades de las presiones horizontales. Las presiones verticales actuando en los estribos Zona III, ejecutan una acción de grampa.

Zona I : Separación entre estratos como consecuencia de estiramientos y pandeos diferenciales. Se considera el esfuerzo horizontal suficiente para producir el pandeo de los estratos

Zona II : Placas estiradas por efecto de las fuertes deformaciones en la Zona I, pero no existen separaciones. Los esfuerzos horizontales son reducidos con relación a los de la Zona I

Zona III : Presiones horizontales y verticales inducidos por valores de zonas no disturbadas
 Zona IV : Hinchazón en el piso, no existe separación de estratos
 Zona V : Expansión en paredes laterales de excavación sobre veta, causadas por liberación de esfuerzos horizontales

Esquema 5.5. Zonificación en una excavación estratificada horizontalmente, Yurchenko (1971)

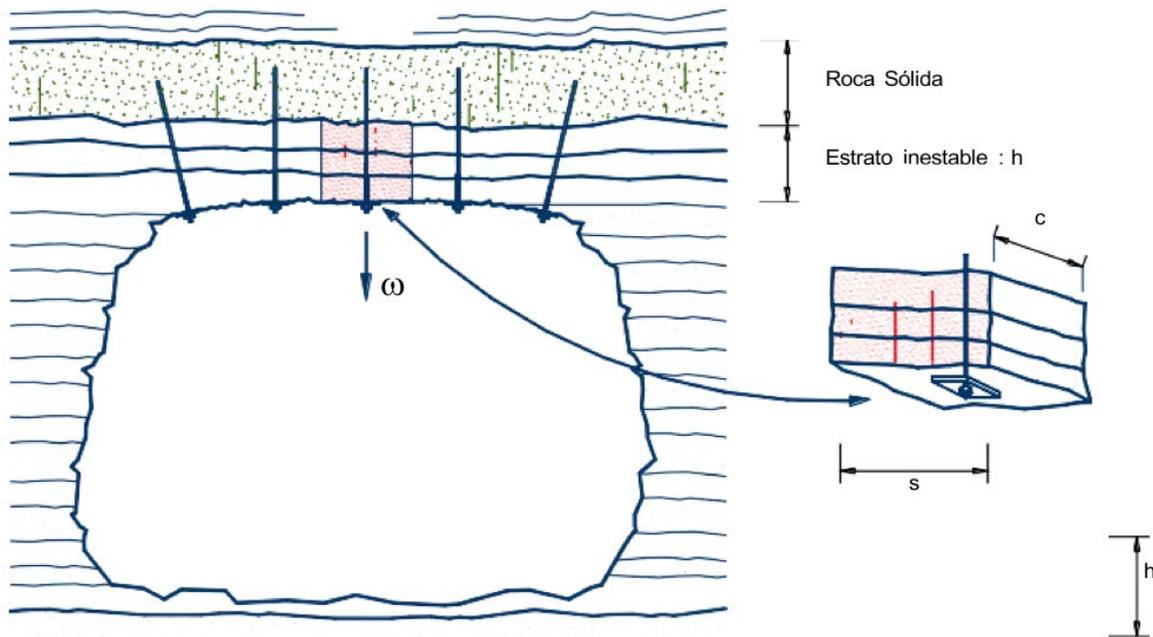
De la correspondencia entre el espesor y consistencia de los estratos con la luz de la excavación, se puede definir el soporte o reforzamiento del techo de una excavación por medio de un empernado, al reducir la luz de la excavación se pueden controlar las deformaciones por estiramiento en las paredes de la cavidad, no dando lugar al desarrollo de las Zonas I y II.

En el diseño de un empernado por suspensión, se considera que la fuerza total de carga asumida puede ser como mínimo igual al peso de la de la roca suspendida.

$$\omega_{TOTAL\ ROCA} = \frac{T \cdot N^{\circ} \text{PERNOS}}{F}$$

T : Tensión o carga de trabajo de las barras (Kg / cm²)

F : Coeficiente de seguridad, comprendido entre 1.50 y 3.00



Esquema 5.6. Peso de un bloque anclado a roca sólida del techo de la bóveda

En el Esquema 5.6 se presenta el modo de calcular el empernado teniendo en cuenta su efecto de suspensión. El máximo peso que puede soportar un perno será:

$$\omega_1 = s \cdot c \cdot h \cdot \gamma$$

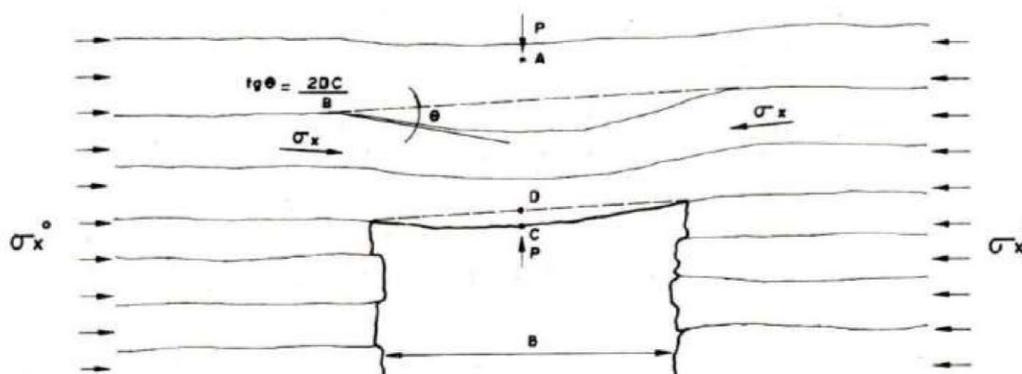
s : Espaciamiento transversal de los pernos (m)

c : Espaciamiento longitudinal de los pernos (m)

h : Espesor de los estratos de roca que deben ser anclados (m)

γ : Densidad de la roca (T / m³)

Este cálculo resultaría errado si no consideramos las fuerzas generadas por las presiones horizontales, las que representan significativos incrementos en las cargas de los pernos.



Esquema 5.7. Efecto de suspensión

Considerando el esquema anterior, podemos determinar la deformación axial (δ_x) producida por el estiramiento de la lámina del techo del túnel:

$$\delta_x = \frac{\sigma_x}{E} \times \frac{B}{2}$$

La flecha (Y), producida en el centro de luz de la cavidad será:

$$Y = \sqrt{B \delta_x}$$

Como existe poca información sobre la intensidad de esfuerzos laterales se recomienda que para garantizar la estabilidad, la flecha máxima en el techo no debe exceder:

- 2% de la longitud del perno (AC en el esquema)
- 2/3% de la luz de la excavación

Siempre que sea posible los pernos deben instalarse dentro del tercio central de la luz.

Por tanto si se desea restringir la flecha (Y), debemos incrementar el número de pernos / m2, lo cual induce un presión lateral en las capas y correlativamente se reduce la tendencia al fracturamiento por tensión de estas. Para determinar el nuevo esfuerzo lateral (σ'_x) reducido, debemos seguir el proceso inverso:

$$\delta'_x = \frac{Y^2}{B} \longrightarrow \sigma'_x = \frac{2 E \delta'_x}{B}$$

La componente vertical de la fuerza lateral resulta de:

$$\omega_2 = P_x \cdot \text{tg } \theta$$

$$\omega_2 = \frac{2 Y}{B} \cdot Y \cdot c \cdot h$$

Luego, el total de carga actuante sobre el perno central, se descompone en dos partes:

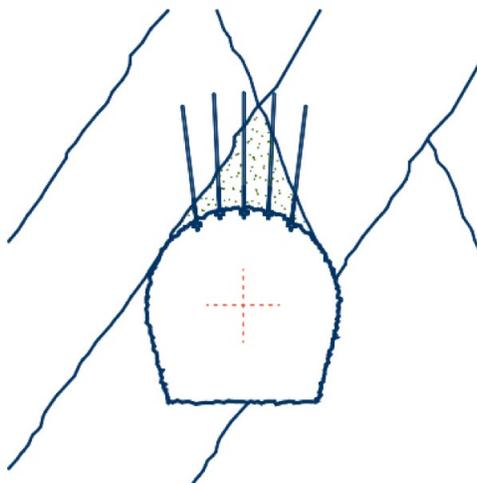
$$\omega_{\text{TOTAL PERNO}} = \omega_1 + \omega_2$$

donde:

ω_1 : Peso propio de los estratos (Tn).

ω_2 : Componente vertical del empuje lateral (Tn).

Un caso más habitual es que se muestra en el Esquema 5.8, que corresponde al anclaje de un bloque de roca, en la hipótesis de que no exista cohesión en las juntas que individualizan el bloque y en el caso de que sí se considere la fuerza resistente que genera la cohesión.



Esquema 5.8. Suspensión de cuña inestable en la bóveda

Si no hay cohesión entre las juntas, el número de pernos / m² que deberá colocarse para sujetar un bloque estará dado por la expresión:

$$N^{\circ} \text{ PERNOS} = \frac{\omega \cdot F}{T}$$

donde:

ω : Peso del bloque de roca (Tn)

F : Coeficiente de seguridad, comprendido entre 1.50 y 3.00

T : Tensión o carga de trabajo de las barras (Tn / m²)

En el caso de que las discontinuidades formen un bloque deslizable como lo muestra el Esquema 5.9, el número de pernos / m² que es necesario colocar estará definido así:

$$N^{\circ} \text{ PERNOS} = \frac{\omega (F \cdot \text{sen } \beta - \cos \beta \cdot \text{tg } \phi) - c \cdot A}{T (\cos \alpha \cdot \text{tg } \phi + F \cdot \text{sen } \alpha)}$$

donde:

ω : Peso del bloque de roca (Tn)

F : Coeficiente de seguridad, comprendido entre 1.50 y 3.00

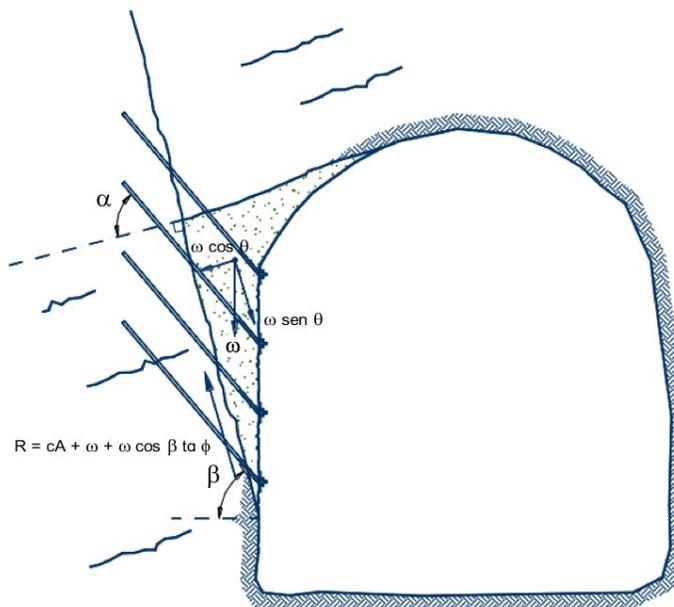
α : Angulo de inclinación de los pernos

ϕ : Angulo de fricción en la superficie de la junta, de inclinación β

c : Cohesión en la superficie de inclinación β

T : Tensión o carga de trabajo de las barras (Tn / m²)

A : Longitud de la junta afectada por el deslizamiento (m)

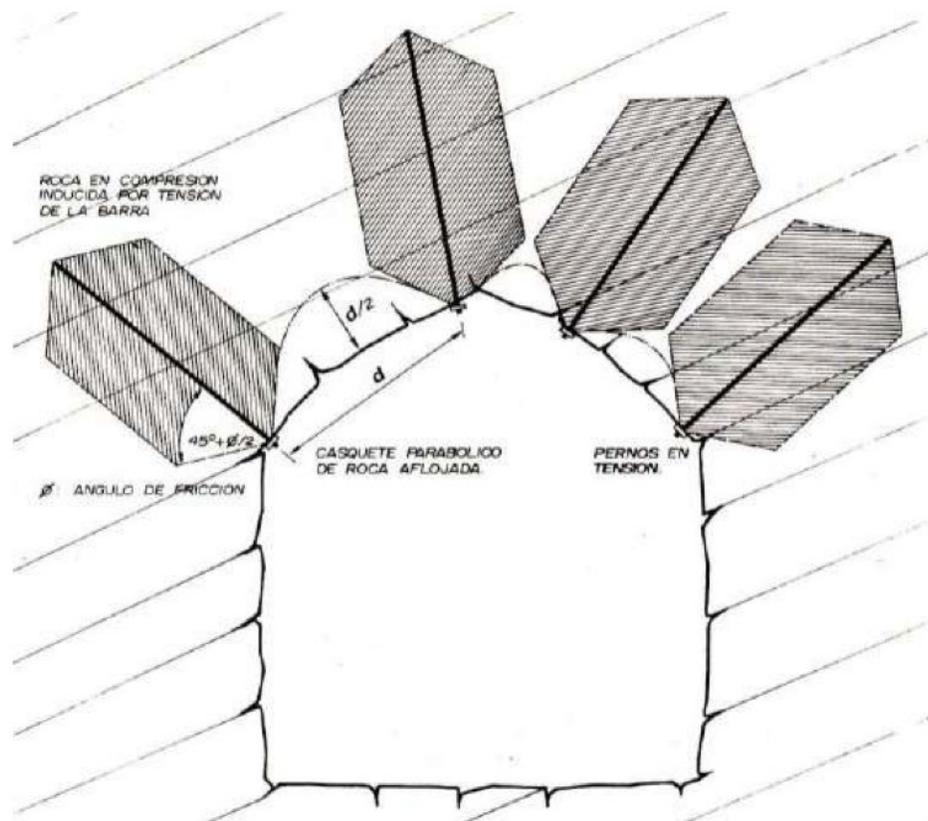


Esquema 5.9. Suspensión de bloque deslizable en el muro

FORMACION DE BLOQUES PRE-ESFORZADOS

Considerando que la roca a cierta profundidad se encuentra sometida a esfuerzos y que, al efectuarse una excavación, la roca circundante a ésta tiende a dilatarse por liberación de carga, se producen ligeros movimientos diferenciales en la masa rocosa. La instalación y tensionamiento de pernos inducen a generar esfuerzos de compresión entre los bloques, manteniendo la roca muy cercana a su estado original de esfuerzos.

Dependiendo de la distancia (d) entre los pernos se forman casquetes parabólicos con altura ($d/2$), la roca circunscrita entre estos límites queda libre de la “acción de grampa” que ejercen los pernos tensionados y requiere un soporte adicional que ejerza la interacción entre pernos. Este soporte puede ser una chapa metálica o una capa de concreto rociado



Esquema 5.10. Formación de bloques pre-esforzados

Fórmulas que rigen el tensionamiento de pernos

Esfuerzo cortante máximo de la roca considerando que las rocas tienen el mismo comportamiento que las arcillas consolidadas.

$$\tau_{\text{máx}} = c + \sigma \cdot \text{tg } \theta$$

|

c : Cohesión de la roca

σ : Esfuerzo flexionante (Kg / cm²)

$\tau_{\text{máx}}$: Esfuerzo máximo al cizallamiento de la roca (Kg / cm²)

ϕ : Angulo de fricción interna

carga de trabajo (Tensión)

$$T = \pi \cdot \delta \cdot L' \cdot \tau_{\text{máx}}$$

δ : Diámetro de la barra (cm)

L' : Longitud de la barra (cm)

$\tau_{\text{máx}}$: Esfuerzo máximo al corte de la roca (Kg / cm²) T

: Tensión de la barra (Kg)

Longitud de anclaje

L' : Longitud de la barra (cm)

S : Factor de seguridad

T : Tensión o carga de trabajo de la barra (Kg)

A_e : Adherencia específica o capacidad de anclaje (Kg / cm²)

d₂ : Diámetro del taladro (cm)

SISTEMAS DE ANCLAJE

Los sistemas de anclaje se clasifican en función del mecanismo en el que se fundamentan: Adherencia y Fricción. En el Esquema 5.11, se presentan los sistemas de anclaje disponibles actualmente, que se comentarán en los apartados siguientes.



Esquema 5.11. Clasificación de los pernos de anclaje y varillas por su “Característica de anclaje”

ANCLAJE POR ADHERENCIA

En los pernos anclados por adherencia, el espacio anular que se crea entre el perno y las paredes del taladro en que se ancla, se rellena con un mortero que al fraguar, debe asegurar la adherencia suficiente para solidarizar la barra al terreno.

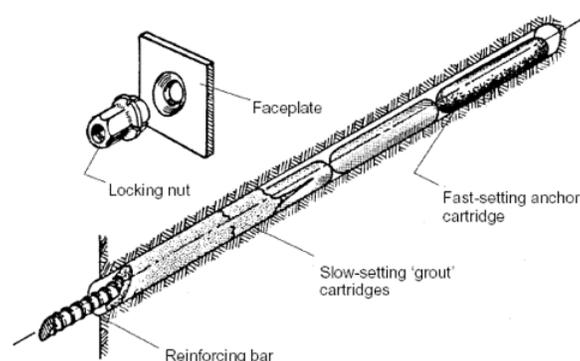
ANCLAJES A BASE DE RESINA

Los anclajes en base a resina están fabricados con una resina de poliéster, armada con fibra de vidrio, embebida en material inerte granular. Se instalan introduciendo un cartucho de resina en el taladro donde se anclará el perno, posteriormente el perno es introducido mediante movimiento de roto-percusión.

Este tipo de anclaje es eficaz en la mayor parte de las rocas sin presentar problemas operativos, el tiempo de fraguado es aproximadamente 2 minutos y la tensión de adherencia que se consigue está comprendida entre 4 y 6 MPa.

No usar:

- En taladros con un flujo continuo de agua subterránea
- En discontinuidades abiertas o vacías a menos que la inyección pueda ser chequeada



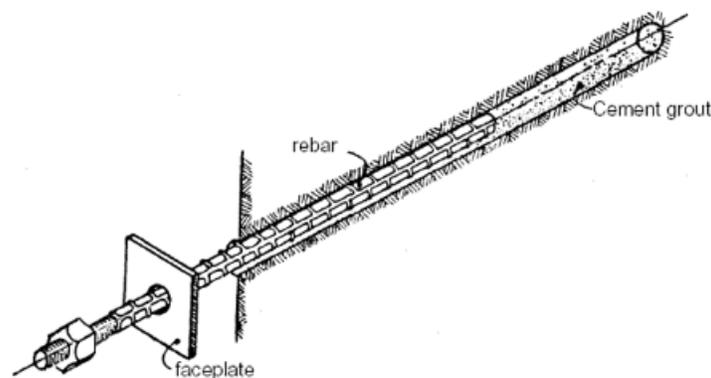
ANCLAJES A BASE DE CEMENTO

Los anclajes a base de cemento se consiguen bien mediante una inyección clásica de lechada, que se utiliza sobretodo cuando los pernos superan una longitud de 6 m, o mediante cartuchos, similares a los de resina, pero con cemento como agente adherente al que se añaden aditivos para facilitar la hidratación del cemento. Son más seguros que los anclajes en base a resina y apropiados para terrenos de mala calidad.

La tensión de adherencia es sensiblemente menor que la lograda con resina, estando comprendida entre 0.5 y 3 MPa, además el tiempo de fraguado puede tomar varias horas.

No usar:

- En aplicaciones donde no pueda ser chequeado la calidad del cemento
- En taladros con un flujo continuo de agua subterránea
- Cuando se requiera una acción inmediata del sostenimiento



ANCLAJE POR FRICCIÓN O MECANICOS

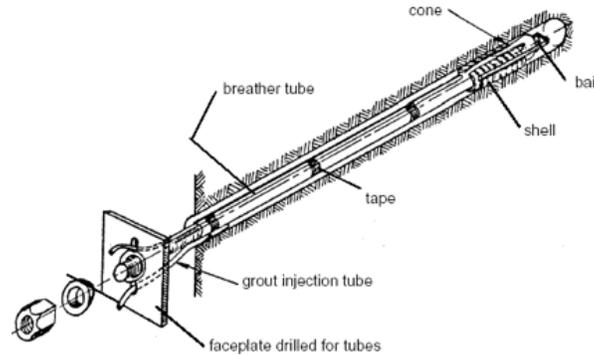
Los pernos de roca mecánicamente anclados tienen la tendencia a aflojarse cuando están sometidos a vibraciones debido a voladuras cercanas o cuando están instalados en roca débil, en estos casos se recomienda el uso de sistemas de adherencia.

ANCLAJES CON CARGA DE CONTACTO PUNTUAL

Este tipo de pernos consiguen anclarse al terreno mediante la expansión de piezas metálicas en la punta, que penetran en el terreno. Es un sistema muy económico, totalmente mecanizable en su colocación y que presenta la gran ventaja de la alta deformación que es capaz de asumir antes de la rotura. En cuanto a sus limitaciones hay que señalar el bajo nivel de fuerza axial que puede soportar (20 Tn) y la pérdida de carga que se produce al poco tiempo de colocarlos debido sobretodo al efecto de las vibraciones.

No usar:

- En áreas cercanas a la actividad de voladura
- En áreas de grandes esfuerzos en la roca, ejemplo problemas de estallido de roca
- En condiciones de roca suave, donde el tipo de roca o el material de relleno de las discontinuidades pueda afectar las fuerzas de anclaje



ANCLAJES CON CARGA DE CONTACTO REPARTIDA

SPLIT-SET

Las varillas tipo Split-Set corresponden a una marca registrada por Ingersoll Rand Comp. (EE.UU.), consisten en un tubo de acero de alta resistencia rasurado y una platina. Es instalado empujándolo dentro de un taladro de dimensiones ligeramente menores y la fuerza radial de recuperación de la deformación generada por la compresión del tubo de forma de una C, proporciona un anclaje friccional en la longitud entera del taladro.

Los Split-Set consiguen un cierto efecto de puesta en carga inmediato, deformaciones importantes antes de la rotura, pero su capacidad de anclaje es muy limitada, en el mejor de los casos no sobrepasa las 11 Tn.

No usar:

- En sistemas de reforzamiento permanente
- En áreas estrechas o confinadas
- Donde sea dificultoso controlar el diámetro de los taladros
- En condiciones de roca suave o muy fracturada

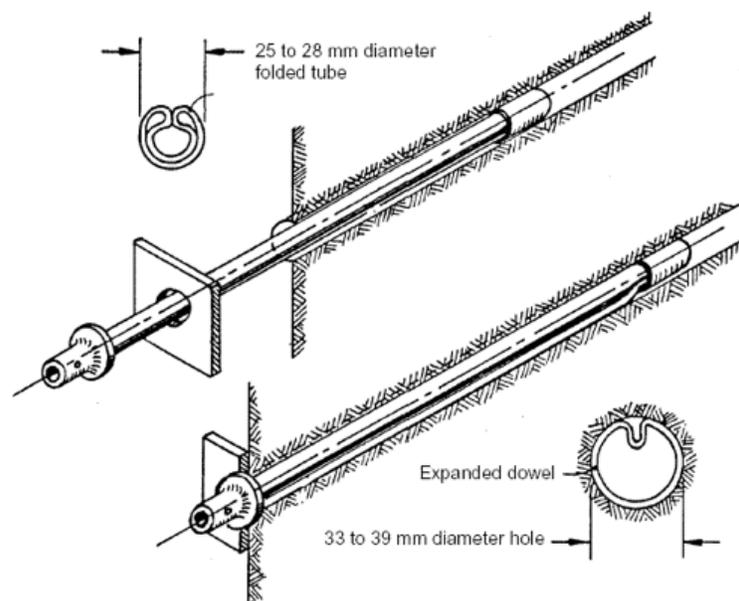


SWELLEX

Las varillas Swellex, desarrolladas por Atlas Copco, pueden tener hasta 12 m de longitud, consiste de un tubo de 42 mm de diámetro, el cual es plegado durante su fabricación para crear una unidad de 42 mm de diámetro, que puede ser insertado en un taladro de 32 a 39 mm de diámetro. No se requiere ninguna fuerza de empuje durante su inserción y la varilla es activada por inyección de agua a alta presión (aproximadamente 30 MPa), la cual infla al tubo plegado en contacto íntimo con las paredes del taladro.

No usar:

- En sistemas de reforzamiento permanentes, a menos que el perno sea cubierto con una capa plástica protectora de la corrosión



SHOTCRETE (CONCRETO PROYECTADO)

Es el concreto obtenido con la ayuda de una mezcla "preconfeccionada", el cual es lanzado con una bomba proyectora empleando un flujo de aire comprimido, hasta la "lancha" o tobera, desde la cual el operador dirige el chorro contra la superficie de aplicación sobre la cual se adhiere el material de proyección, compactándose al mismo tiempo por la fuerza de impacto. Como resultado se obtiene una membrana que protege la roca circundante a la excavación y cuyas características se estudian en este capítulo.

CONDICIONES IMPUESTAS A LA CÁSCARA Exigencias Mecánicas:

- Poseer una resistencia a temprana edad, suficiente para contrarrestar a las tensiones, particularmente en el último tramo excavado.
- Obtener resistencias suficientes para equilibrar los esfuerzos de corte o cizallamiento y flexo- tracción, para de esta manera soportar eficazmente a las solicitaciones del “Empuje de roca”.

Exigencias Físicas:

- Protección contra la erosión o deterioro de la superficie rocosa del macizo atravesado. Impedir el ingreso del aire en las costuras abiertas de la roca.
- Impedir que la variación de temperatura (ΔT) en la roca circundante a la excavación adquiera un rango elevado.

Exigencias Hidráulicas:

- Estancamiento eficaz de las aguas de infiltración al túnel.
- Disminuir la rugosidad en las paredes del túnel, para mantener y controlar un régimen de pérdida de carga, cuando la excavación tiene por finalidad conducir agua.

Exigencias Químicas:

- Protección de la roca a la acción de aguas agresivas, humos, gases.
- Impedir que la roca circundante a la excavación sufra desestabilización por efectos de humedad.

COMPORTAMIENTO

El concreto rociado es un material cohesivo y alcanza mayor resistencia que un concreto convencional con proporción de mezcla similar, esta característica se obtiene por el grado de compactación que recibe como consecuencia de la velocidad de impacto, con la que el “chorro” de mezcla se lanza sobre la superficie rocosa, que es del orden de 80 m / s. Su alta resistencia inicial se atribuye a la baja relación agua / cemento y al empleo de acelerantes de fraguado, que han sido desarrollados para conseguir altos valores de resistencia inicial.

La progresión de la resistencia, en base a una mezcla de concreto prevista para obtener una resistencia a la compresión a los 28 días ($f'c = 250 \text{ Kg} / \text{cm}^2$), se encuentra comprendida entre los siguientes valores:

TIEMPO TRANSCURRIDO (Horas)	RESISTENCIA (Kg / cm ²)
2	14 a 18
12	50 a 56
24	> 100

Como orientación, se presentan los siguientes valores característicos para concreto rociado, elaborado con una mezcla seca de 350 Kg de cemento por 1 m³ de áridos redondos, con una granulometría comprendida entre 2 y 10 mm, con humedad natural y sin empleo de aditivos.

C	: Contenido de cemento en el concreto proyectado en pared	450 Kg / m ³
A / C	: Relación agua / cemento	0.40 a 0.55
γ	: Peso específico en seco	2 100 a 2 200 Kg / m ³
C	: Capilaridad	15 a 18 % en volumen
E	: Módulo de elasticidad	28 000 a 33 000 N / mm ²
f_c	: Resistencia a la compresión a los 28 días	350 kg / cm ²
σ_c	: Resistencia a la compresión al año	600 kg / cm ²
σ_t	: Resistencia a la tracción transversal a los 28 días	16 a 21 Kg / cm ²
τ	: Resistencia a la adherencia por cizallamiento a las 2 horas	1 a 20 Kg / cm ²
K	: Coeficiente de permeabilidad según Darcy	6 a 20 x 10 ⁻¹⁰ m / s

ADHERENCIA DE LA CÁSCARA

La adherencia entre el concreto rociado y la roca es mecánica en su totalidad, teniendo en cuenta que durante el proceso de endurecimiento el agente químico influye, probablemente en mayor escala. El concreto proyectado se fija en las rajaduras y hendiduras de la roca, como consecuencia de los efectos combinados de adherencia e intrusión.

La roca se humedece antes de proceder a la operación de rociado, para que en las reacciones químicas durante el proceso de fraguado, se evite la transferencia de las moléculas de agua del concreto a la roca, especialmente cuando se trata de rocas de origen sedimentario (lutitas, pizarras, esquistos), las que previamente se tratan con un hidrófugo.

Los resultados se manifiestan en el endurecimiento del concreto, donde parte de la mezcla, que generalmente es rica en cemento, encontrará su camino de acción capilar o intrusión forzada en las cavidades de la roca, lo que dará como resultado un aumento muy efectivo de ligazón final.

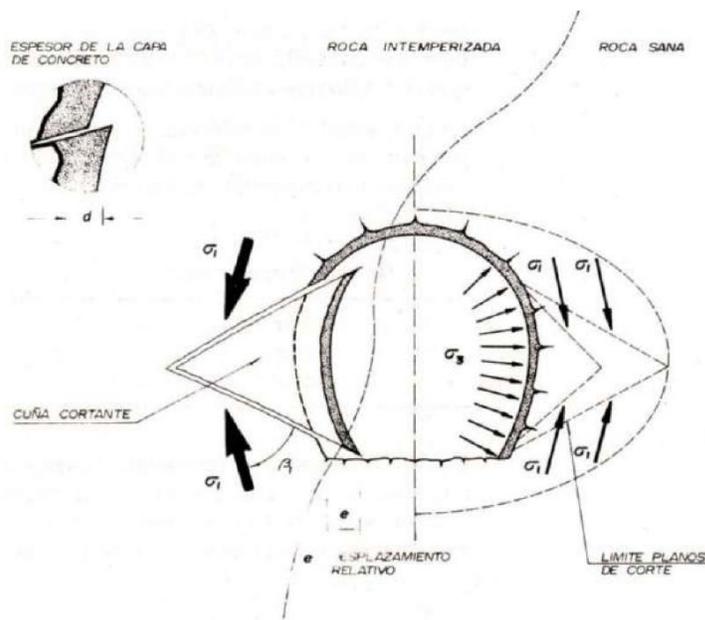
La unión de la roca con el concreto es tan íntima que se puede pensar en la formación de una piel o cáscara resistente colocada sobre el área de excavación. Como consecuencia de esto el componente

roca-cemento impide el proceso de aflojamiento y descompresión, es decir, los esfuerzos de tracción se reducen y los esfuerzos de compresión se distribuyen en la roca circundante a la excavación. De esta manera una excavación inestable en una roca de baja resistencia o floja, es transformada en una excavación estable.

HIPOTESIS DE FALLA

El concreto rociado inicialmente se empleó en las excavaciones subterráneas, como protección contra las deterioraciones de la roca, o como elemento de soporte complementario cuando se instalaban cimbras o pernos de anclaje.

La prueba fundamental de la participación del concreto rociado como elemento de soporte de una excavación subterránea, visto sobre el plano de la estática, se hace como conclusión al estudio de profesor Rabcewicz, cuando se determina que la presión exterior ejercida radialmente, produce la ruptura de la cáscara de concreto rociado. Esta ruptura se produce generalmente cerca de la bóveda, por efecto de corte donde se delimitan los esfuerzos de tensión y compresión, lugar donde no actúa el esfuerzo resistente que se opone a la presión exterior.



Esquema 5.12. Hipótesis de falla del concreto rociado propuesta por Rabcewicz

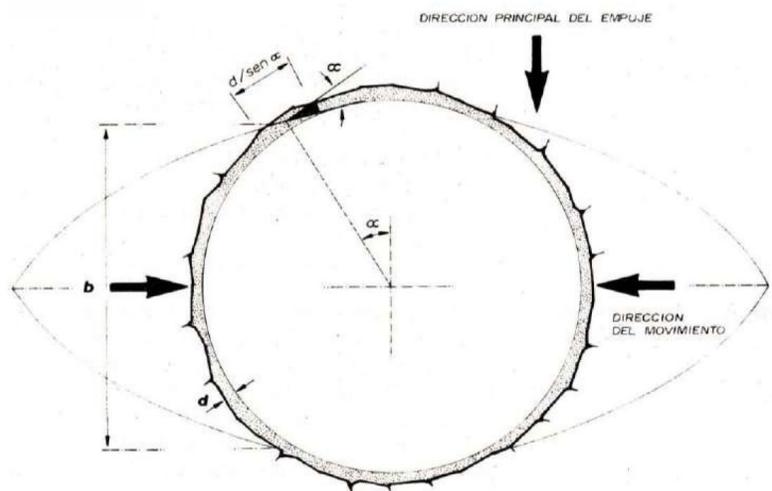
CONCEPTO DE TRABAJO DEL SHOTCRETE

Como se aprecia el concreto rociado permite la formación de una membrana plástica que tendrá como prioridad resistir los esfuerzos de corte originados por la inestabilidad de bloques, adicionando los esfuerzos de flexión y compresión. Para conseguir este propósito se estudiará en los apartados

siguientes las formas de trabajo del shotcrete como sistema de sostenimiento.

CAPACIDAD PORTANTE DE LA CASCARA: FORMACION DE ARCO CONTINUO

El siguiente balance de esfuerzos establecido por Sattler permite determinar, por un simple cálculo, el espesor y la carga de ruptura por corte de la cáscara de concreto.



Esquema 5.13. Capacidad portante de la membrana de shotcrete

Fuerza Actuante = Fuerza Resistente

$$\sigma_r \cdot \frac{b}{2} = \left(\frac{d}{\text{sen } \alpha} \right) \cdot \tau_c$$

$$d = \frac{\sigma_r \cdot b \cdot \text{sen } \alpha}{2 \cdot \tau_c}$$

donde:

σ_r : Presión radial sobre la cáscara de concreto rociado (Tn / m²), que para efecto de

carga sobre el techo del túnel consideramos: ($\gamma_u \cdot H_u \cdot \text{sen } \alpha$)

H_u : Carga de roca que se desea soportar (m)

α : Es sensiblemente $\leq 23^\circ 06'$, debido a que ($d / \text{sen } \alpha$) resulta generalmente mayor que 2.5 d

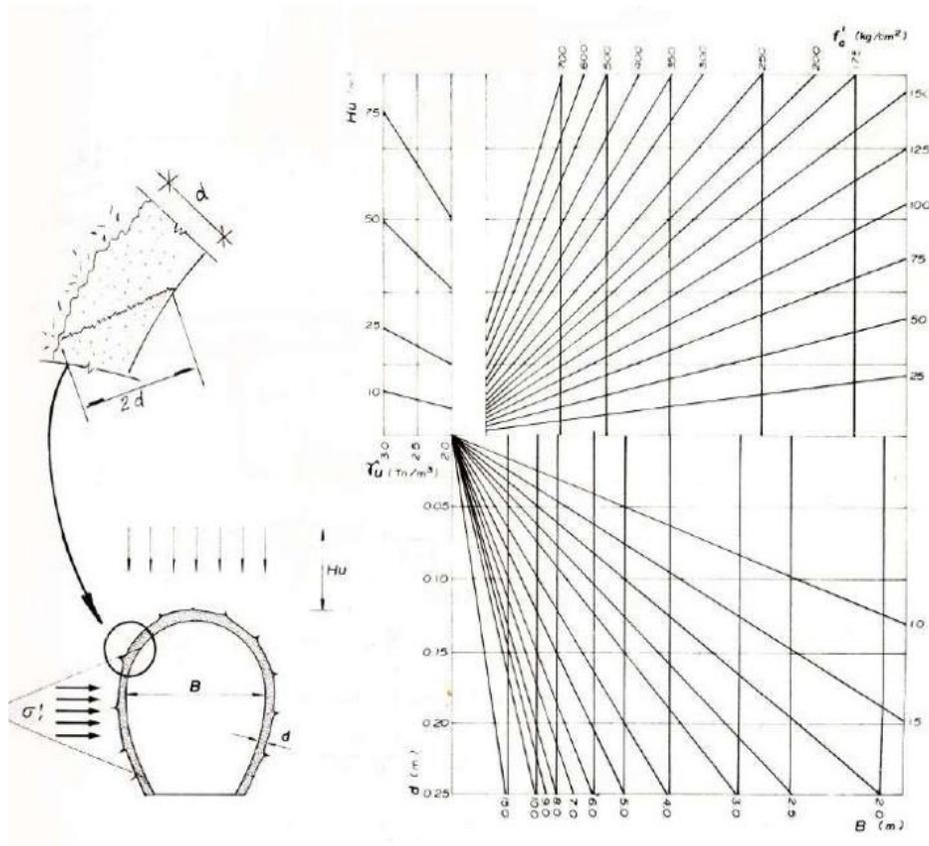
τ_c : Esfuerzo resistente al corte de la capa de concreto rociado igual a 0.2 f'c

Además: $b = 2 r \cos \alpha = B \cos \alpha$

Si consideramos un factor de seguridad de 2.5, tendremos:

$$d = 0.09 \cdot \frac{B \cdot \gamma_u \cdot H_u}{f'_c}$$

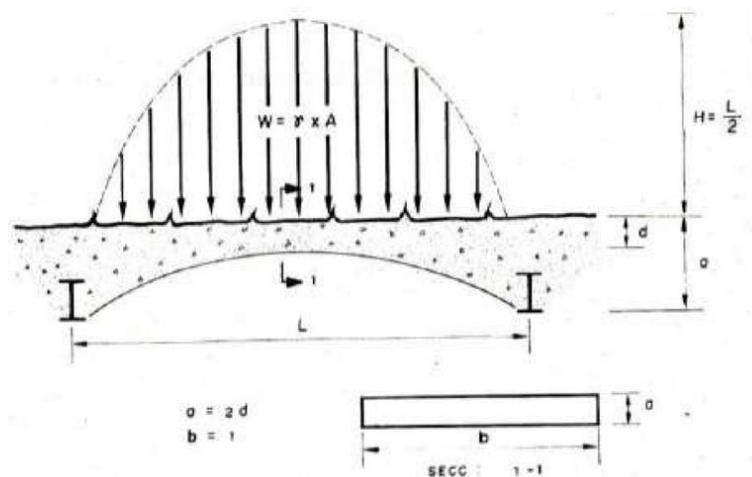
Con esta fórmula empírica se ha construido el nomograma de cálculo del Esquema 6.14.



Esquema 5.13. Capacidad portante de la membrana de shotcrete

FORMACION DE BÓVEDAS SECUNDARIAS: CARGAS FLEXIONANTES

El concreto rociado generalmente es usado conjuntamente con otros sistemas de sostenimiento como pernos de anclaje y cimbras, los mismos que pueden ser considerados como soportes rígidos. Entre estos elementos rigidizantes se forman arcos naturales de roca aflojada, que es necesario proteger para evitar caídas y desprendimientos al interior del túnel. Esta protección se logra configurando con la cáscara de concreto rociado bóvedas secundarias, de manera que se aproveche la alta resistencia del concreto a la compresión. La masa de roca que es necesario soportar se presenta en el Esquema 5.14, la altura estática que interviene en el cálculo del espesor de la cáscara puede ser considerada como el doble del espesor de ésta. Se admite también que la adherencia del concreto rociado con la roca permite la absorción de los esfuerzos de flexión pequeños, poco importantes para modificar el esquema, aún si la roca se presentara quebradiza o fragmentada.



Esquema 5.14. Carga de roca en formación de bóvedas secundarias

La losa de concreto rociado debe estar diseñada para resistir las tensiones de flexión y tracción, sumadas a esfuerzos cortantes provocados por efectos terciarios. El esfuerzo resistente de la losa de concreto lo establece la siguiente relación:

$$\sigma = \frac{M}{Z}$$

σ : Tensión admisible en el concreto

M : Momento flector aplicado a la losa

Z : Módulo de sección

$$M_{\text{máx}} = \frac{\gamma \cdot A \cdot L^2}{9}$$

$$Z = \frac{I}{a/2} = \frac{b \cdot a^3 / 12}{a/2} = \frac{2}{3} d^2$$

Luego:

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{M_{\text{máx}}}{Z} = \frac{\gamma \cdot A \cdot L^2}{6 \cdot d^2}$$

La tensión al corte en la zona de influencia será:

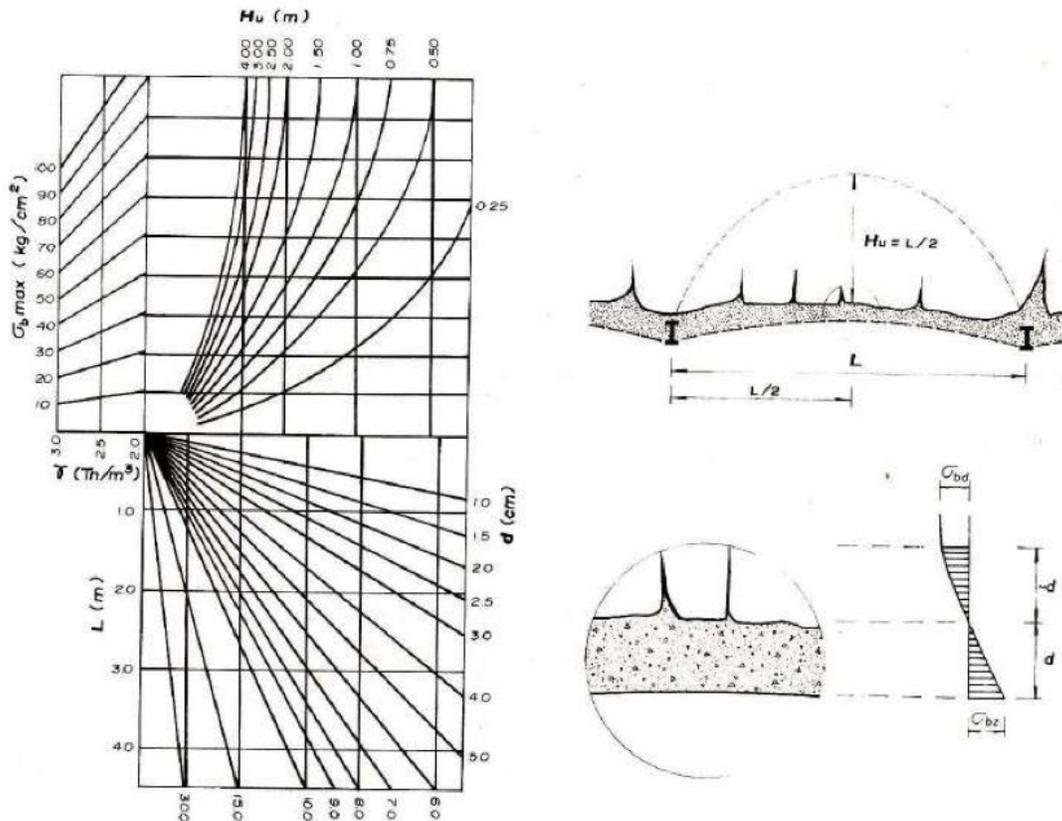
$$\tau_{\text{máx}} = \frac{\gamma \cdot A \cdot 1}{b \cdot d}$$

Generalmente:

$$\tau_{\text{máx}} = 1.3 \sigma_{\text{máx}}$$

Con el fin de que $\tau_{\text{máx}} > \sigma_{\text{máx}}$, se necesita que ($L \leq 20 d$) de tal forma que las solicitaciones debidas al empuje de la roca sean preponderantes.

Usando el Esquema 5.15 se determinan los espesores de la cáscara de concreto, cuando se requiere soportar una excavación combinando los soportes rígidos con los flexibles.

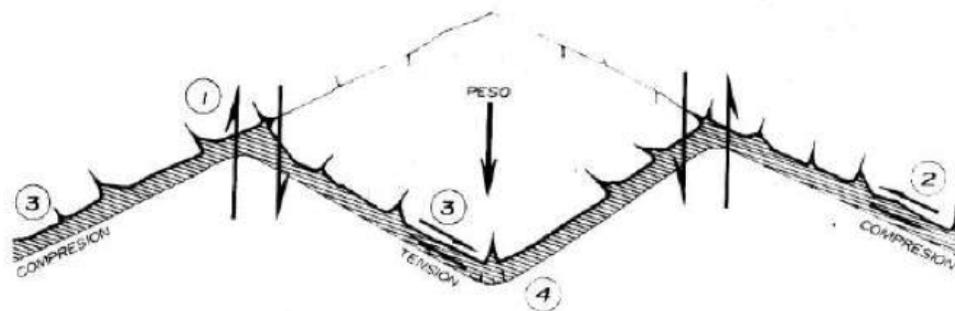


Esquema 5.15. Carga de roca en formación de bóvedas secundarias

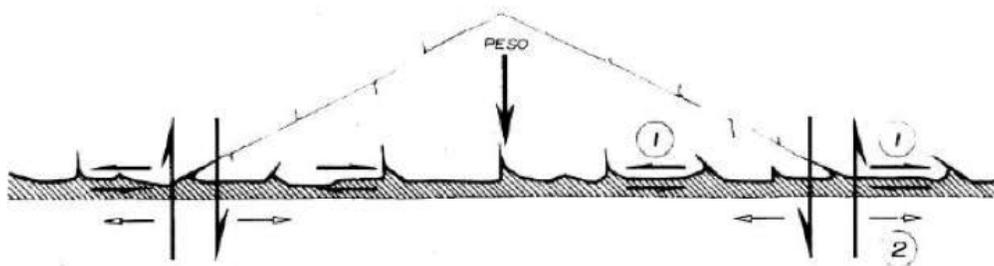
COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO ROCIADO EN SUPERFICIES IRREGULARES

En un revestimiento de espesor continuo los esfuerzos tangenciales trabajan a compresión, mientras que en un revestimiento sobre superficies irregulares, en algunas capas de concreto rociado ocurren tensiones de estiramiento secundario a las fuerzas compresivas que tienen acción en otras partes.

Los esfuerzos tensionantes en el concreto rociado tienen mayor probabilidad de ocurrencia en las vecindades del área de influencia de pernos de roca y en puntas o sobresalientes rocosas. Este comportamiento es mostrado en el Esquema 5.16. Estos movimientos tienen lugar antes de instalar pernos de roca o reforzar con una segunda capa de *shotcrete*.



- 1) Esfuerzo cortante del concreto
- 2) Esfuerzo cortante a lo largo del contacto Roca-Concreto
- 3) Esfuerzos tangenciales en el concreto
- 4) Rotura por tensión en el concreto debido a un alto estiramiento tensionante en el vértice, por un bajo esfuerzo cortante en el contacto Roca-Concreto.



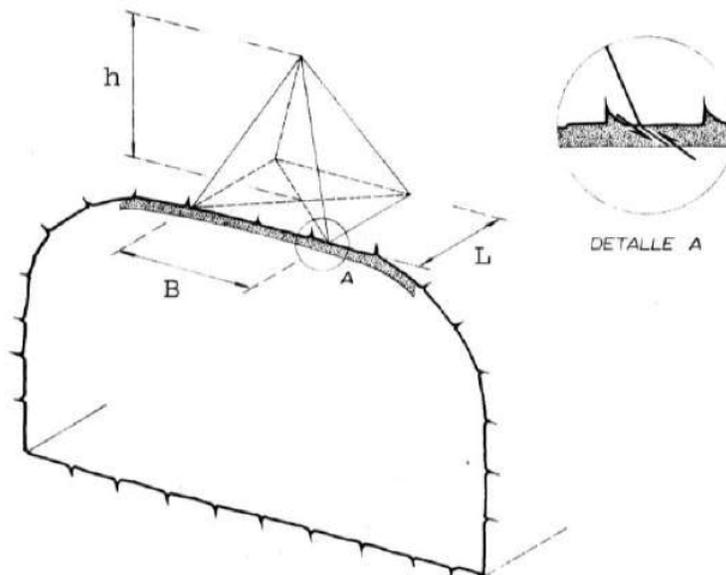
- 1) Esfuerzo cortante a lo largo del contacto Roca-Concreto
- 2) Tensión tangencial en el concreto por un bajo esfuerzo cortante en el contacto Roca-Concreto.

Esquema 5.16. Comportamiento del concreto rociado en bloques de roca

Las observaciones confirman que el concreto falla por rotura, movimientos de rotación o desplazamientos de bloques rocosos. Esto explica por qué las excavaciones en formaciones rocosas, que van desde rocas débiles o rocas plásticas, permanecen estables por una simple aplicación de unos centímetros de entibado de *shotcrete*.

Se considera que una capa delgada de shotcrete rociado tiene la capacidad de absorber los esfuerzos locales de deslizamientos, producidos por bloques de roca dislocada, contribuyendo a la estabilidad de la excavación.

El Esquema 5.17 idealiza un esquema teórico desde el cual se puede visualizar el trabajo de la cáscara de concreto rociado, aplicada sobre una superficie de techo de un túnel, que sostiene un bloque a punto de caer.



Esquema 5.17. Sostenimiento de bloques de roca aislados mediante una capa de shotcrete

La carga actuante estará determinada por el peso del bloque:

$$F_a = V \cdot \gamma = \frac{1}{3} \cdot A \cdot h \cdot \gamma$$

F_a : Peso de la cuña de roca

A : Área de la base del bloque

h : Altura de la cuña de roca

γ : Peso específico de la roca

La fuerza resistente al corte (F_r) será:

$$F_r = 0.2 A_c \cdot f'_c$$

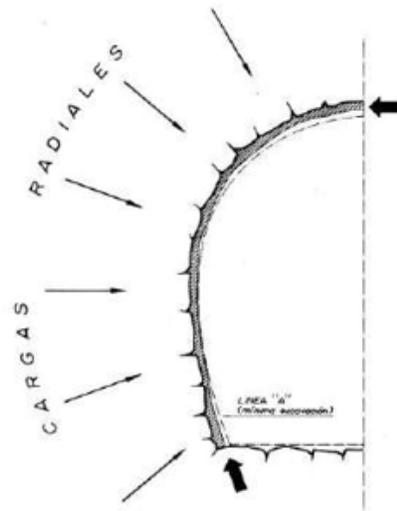
A_c : Área de corte de la cuña (en función del espesor)

f'_c : Capacidad de carga del concreto rociado

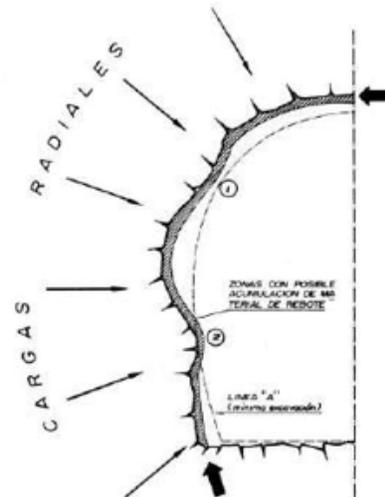
Factor de Seguridad (F_s)

$$F_s = \frac{F_r}{F_a}$$

Para aprovechar en forma eficiente el trabajo mecánico de un sostenimiento en base a una capa de concreto rociado, se presenta el Esquema 5.17 donde se muestran secciones transversales de un túnel y su configuración de equilibrio estático.



- A. Capa de concreto rociado soportando carga de fuerzas radiales por el efecto de arco.
Estructuralmente se logra formar un cuerpo rígido y homogéneo.



- B. Uno y dos son "Pechos de Roca" que, en lo posible, deberán ser controlados o desquinchados si el material es suelto, por las siguientes razones:
- Ocasionan discontinuidad del efecto de arco. Por lo tanto, son *zonas inestables*.
 - Posibilidad de que en estas zonas el concreto rociado tenga muy poco espesor. Por lo tanto, son *zonas débiles*.
 - Seguridad de que en estas zonas en el cuerpo de la roca y en el concreto rociado se formen rajaduras y fracturas. Por lo tanto, son *zonas en continuo disloque*, donde en forma continua se efectuarán reparaciones.

Esquema 5.18. Configuraciones de equilibrio estático en túnel con sostenimiento de shotcrete

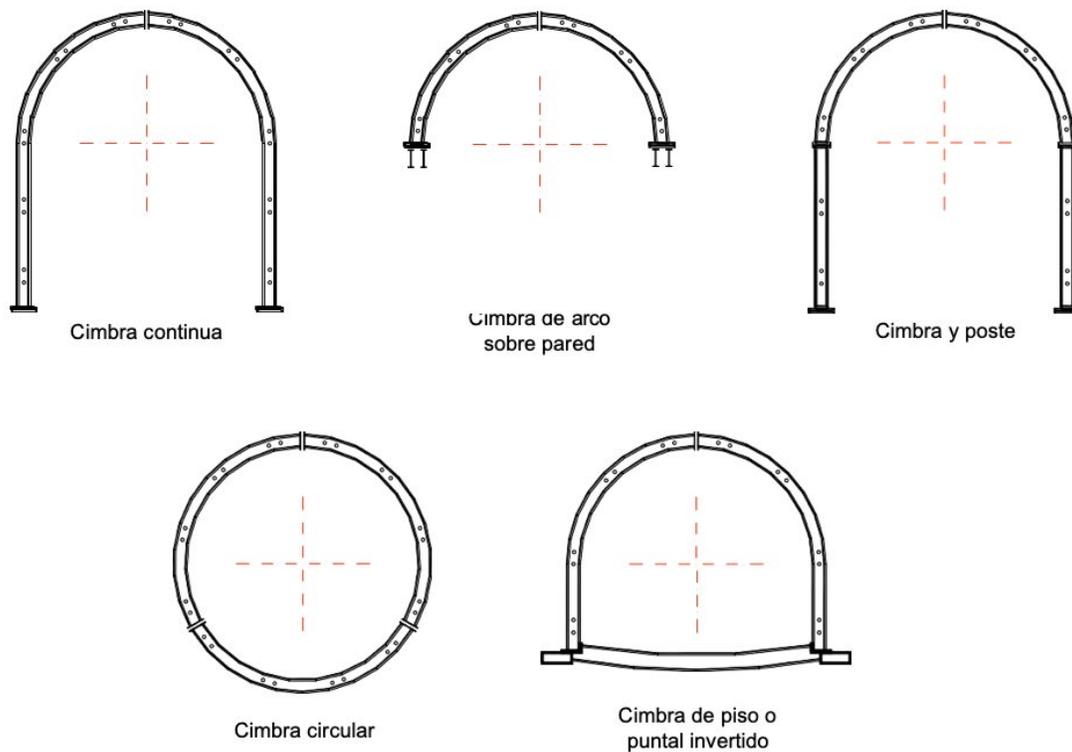
CIMBRAS METÁLICAS

Son estructuras fabricadas con vigas y perfiles metálicos para soporte rígido, cuya función es otorgar inmediata seguridad, ajustándose lo más posible a la línea de excavación en el frente de avance del túnel.

Se recurre a este tipo de soporte en casos extremos, donde la roca presenta grandes dificultades durante el proceso de excavación: zonas fuertemente fracturadas, cruces en el núcleo de fallas, contactos con agua o materiales fluyentes (lodos, arenas, etc.), cruces de zonas en rocas comprimidas, rocas deleznable donde no exista cohesión, tramos colapsados (derrumbes) y en toda excavación donde hay que efectuar la operación de sostenimiento previa o simultáneamente con la progresión del frente. Confirmamos de esta manera las diferentes posiciones que determinan la clasificación del macizo rocoso para excavaciones donde, casi unánimemente, los métodos clasifican el empleo de la cimbra metálica como el soporte necesario para condiciones extremas que presenta la roca.

TIPOS DE CIMBRAS DE ACERO

Todo sistema de soporte rígido en excavación subterránea con el empleo de cimbras de acero, se efectúa de un modo general con cinco tipos de cimbras:



Esquema 5.19. Tipos de cimbras de acero

Cimbras continuas

Se fabrica usualmente en dos piezas para su máxima velocidad de instalación, algunas veces constan de tres o cuatro piezas para condiciones especiales.

Cimbras de arco sobre pared

Son usadas especialmente para túneles de bóvedas altas y circulares, donde sólo se necesita apoyar los extremos del arco.

Cimbra y poste

Usadas en túneles amplios con rocas de mala calidad que requieren un soporte inmediato.

Cimbras de círculo completo

Usadas en túneles de roca muy comprimida, expansiva o cualquier tipo de roca que imponga considerables presiones laterales.

Puntal de piso o invertido

El uso de los tipos de cimbras lo determinará el método de excavación, las cargas que se desean soportar y el tipo de roca que se encuentre.

ARRIOSTRAMIENTO DE LAS CIMBRAS

El buen funcionamiento de las cimbras metálicas depende no sólo de su comportamiento, sino del relleno (colocado entre la cimbra y la roca) y de la unión de los marcos.

Si el revestimiento es deficiente el cuadro se flexiona, además la ausencia de unión lateral puede dar lugar a que la cimbra salga de su plano original. Una buena unión del sistema de entibación ofrece al conjunto mucha solidez, repartiéndose los esfuerzos excesivos sobre los marcos adyacentes.

En la práctica se recomienda usar 4 a 5 elementos de arriostre de marco a marco (espaciadores), que se colocan dos en los hastiales, a unos 50 cm del suelo, uno en la clave y los dos restantes equidistantes de los primeros. Deben instalarse a la misma altura para evitar sobre el perfil esfuerzos de flexión y torsión, ya que los resisten y transmiten empujes de terreno y los originados por el disparo en la dirección del eje del túnel.

Adicionalmente la cimbra es fijada a la roca circundante mediante unas barras de acero corrugado que se empotran en la roca y anclan a la cimbra manteniéndola en su plano de acción.

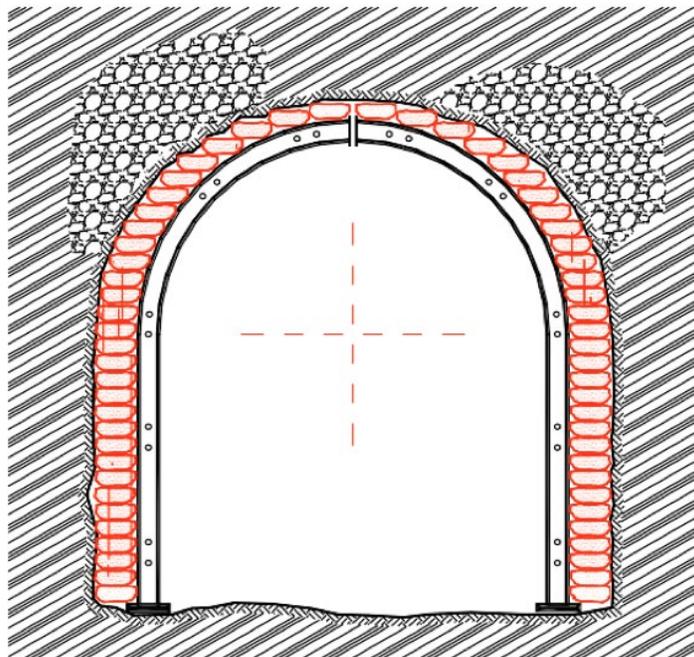
RELLENO Y PUNTOS DE BLOQUEO

Cuando se colocan cimbras en una excavación es fundamental ponerlas en funcionamiento tan pronto se instalen, debido a las condiciones del terreno, por eso frecuentemente se colocan bloques de madera entre la cimbra y la roca denominados “puntos de bloqueo”, que son reemplazados posteriormente por rellenos uniformes que proporcionan mejor distribución de las cargas.

El relleno puede efectuarse con fragmentos de roca procedentes del detonado, pero es más provechoso el uso de bolsacreto, que consiste en pequeñas bolsas permeables, conteniendo una mezcla de cemento y arena, que posteriormente son rociadas con agua. Este material es colocado entre la cimbra y la roca circundante cuidadosamente. Los intersticios entre el bolsacreto, la excavación y el perfil son inyectados con morteros resistentes.

Entre cimbras se colocan elementos de revestimiento que actúan como un entramado resistiendo cargas de roca y transmitiéndolas a las cimbras. Entre elementos de revestimiento más comunes se encuentran las mallas de metal, las hojas de acero corrugado y placas de concreto. Su uso depende de la vida del túnel, de la roca que se atraviese, de la presencia de accidentes geológicos como fracturas, filtraciones de agua y del grado de permanencia del sistema de sostenimiento.

Las hojas de acero corrugado dan estabilidad estructural favorable con excelente retención del terreno suelto, granular o altamente fracturado, alrededor de la excavación. La corrosión puede ser un factor acusado en algunos túneles, por lo que se han ido galvanizando, otorgando mayor protección.



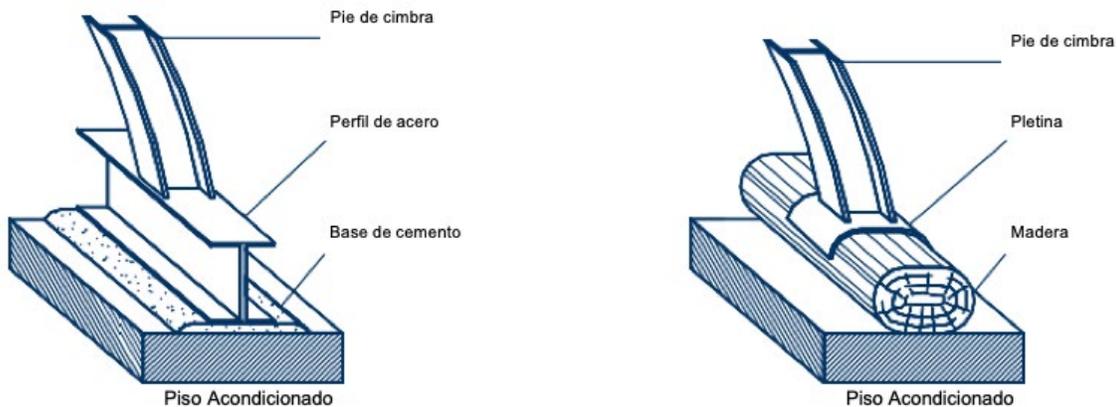
Esquema 5.20. Revestimiento y relleno, situado entre cimbras y superficie de excavación

ZAPATAS

La función que cumplen las zapatas en el sostenimiento es evitar que la base de los hastiales se introduzcan en el piso del túnel. Ello se origina por la acción de las cargas verticales que provienen del sostenimiento del techo, en situaciones de excavaciones profundas o donde los pisos del túnel son arcillosos, causando que el sostenimiento tienda a penetrar en el suelo.

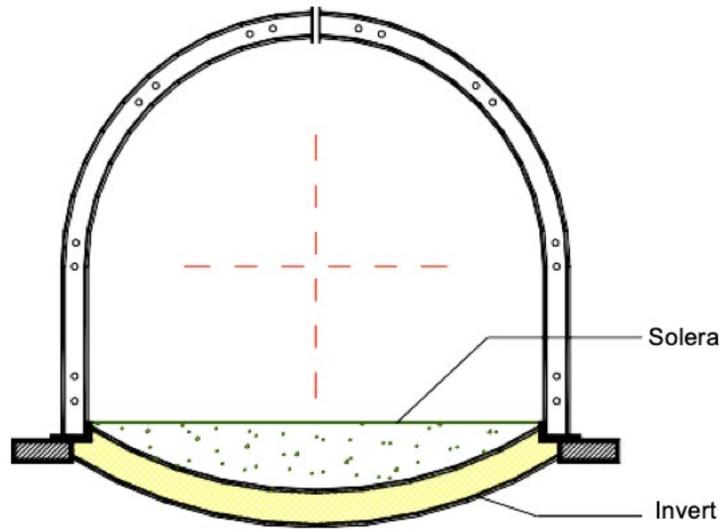
Esta penetración a lo largo de los lados del túnel causa un efecto de debilitamiento del piso, con lo que disminuye su resistencia a flexión e incrementa su elevación. Esto es común en pisos de estratos débiles, muy fracturados y vulnerables a expandirse al contacto con agua.

Se han desarrollado varios métodos de reducción de la penetración en el piso. Así, en túneles es común que el apoyo de las patas sea sobre bloques de concreto, para distribuir la carga uniformemente sobre el piso. En túneles de pequeña a mediana sección ($< 30 \text{ m}^2$), se emplaza la pata del marco de sostenimiento sobre una chapa de acero larga o bloque de madera.



Esquema 5.21. Formas comunes de zapatas para hastiales

En caso que se esperen presiones en los hastiales o piso, será útil incorporar una viga o puntal al diseño de sostenimiento con el fin de resistir la presiones laterales y proporcionar una resistencia al hinchamiento del suelo, lo cual se logra de mejor manera con un elemento metálico curvado hacia el piso denominado puntal invertido (invert). Adicionalmente la superficie curvada del piso es rellenada con una solera de concreto hasta nivelarlo con la horizontal.



Esquema 5.22. Estabilización del suelo usando invert y solera

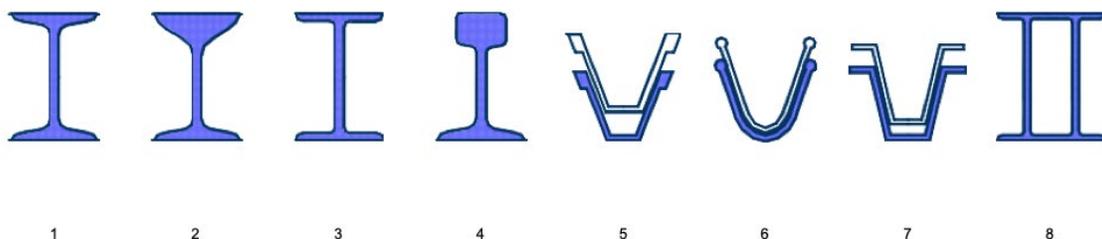
DISEÑO DE LAS CIMBRAS METÁLICAS

Para el cálculo de las cimbras se consideran las siguientes hipótesis iniciales: El marco se comporta como una estructura biarticulada en sus apoyos.

Las cargas que actúan sobre la entibación se suponen verticales y uniformemente repartidas. El sostenimiento fallará por flexión, despreciándose los efectos de flexión compuesta. Antes que el arco falle debe haberse deslizado por esfuerzo axial. La cimbra ha sido correctamente montada de acuerdo a las instrucciones del fabricante.

PERFILES TÍPICOS

Debido a la naturaleza de las cargas es lógico pensar en un sostenimiento metálico en base a perfiles de acero, actualmente existen secciones con diferentes características según los requerimientos de diseño, algunos diseñadores los dividen básicamente en dos grupos: perfiles rígidos (tipo I y cerrados), y perfiles flexibles (acanalados). El Esquema 5.23 ilustra algunas características generales de los perfiles más usados en túneles.



TIPO DE PERFIL	PESO (Kg / m)	I_x (cm^3)	I_y (cm^3)	I_x / I_y
Perfiles I				
1. Perfil Normal	29.5	136.0	32.6	4.2
2. Perfil Pokal	28.3	113.0	33.2	3.4
3. Perfil de ala ancha	30.1	149.3	46.0	3.3
4. Perfil de rail (usado)	31.1	138.0	27.2	5.1
Perfiles Acanalados				
5. Perfil TH	29.0	99.6	107.0	0.9
6. Perfil Campana	32.0	83.5	74.8	1.1
7. Perfil en V	29.5	129.0	104.8	1.2
Perfiles Cerrados				
8. Perfil Usspurwies, II	30.7	168.2	74.8	2.3

Esquema 5.23. Perfiles típicos de acero empleados en cimbras

MALLAS Y FIBRAS DE ACERO

Las mallas son utilizadas como un refuerzo complementario en el sistema de sostenimiento de pernos y shotcrete, permiten la retención de bloques de roca o el reforzamiento del concreto lanzado. En las excavaciones subterráneas se utilizan en general dos tipos de malla: La malla de eslabones y la malla soldada. Las dimensiones de la cocada están en función del tamaño de los bloques por soportar generado por espaciamientos pequeños de las juntas. Las mallas más empleadas tienen cuadro de: 100 x 100 mm, 150 x 150 mm, 200 x 200 mm, con un diámetro de alambre comprendido entre 3 y 10 mm.

MALLA DE ESLABONES

Se trata del tipo de malla que se utilizado para la confección de cercas y consiste en un tejido de alambre. El alambre puede ser galvanizado para protegerlo de la corrosión, y por la misma forma de tejerse es bastante flexible y resistente.

Esta malla puede fijarse al techo mediante pernos de anclaje, los fragmentos de roca desprendidos del techo, quedan atrapadas en la malla, la que puede llegar a soportar cargas considerables de roca suelta dependiendo del espaciamiento entre los puntos de fijación.

La malla de eslabones no se presta para servir de refuerzo al concreto lanzado, debido a la dificultad de eliminar las bolsas de aire formadas detrás de las uniones de la malla.



MALLA SOLDADA

Es la que se utiliza para reforzar el concreto lanzado y consiste en una cuadrícula de alambres de acero que están soldados en sus puntos de intersección. Tiene por finalidad absorber las solicitaciones debidas a la contracción por variación de temperatura, elevar la resistencia a la tracción y corte, y repartir las cargas concentradas.

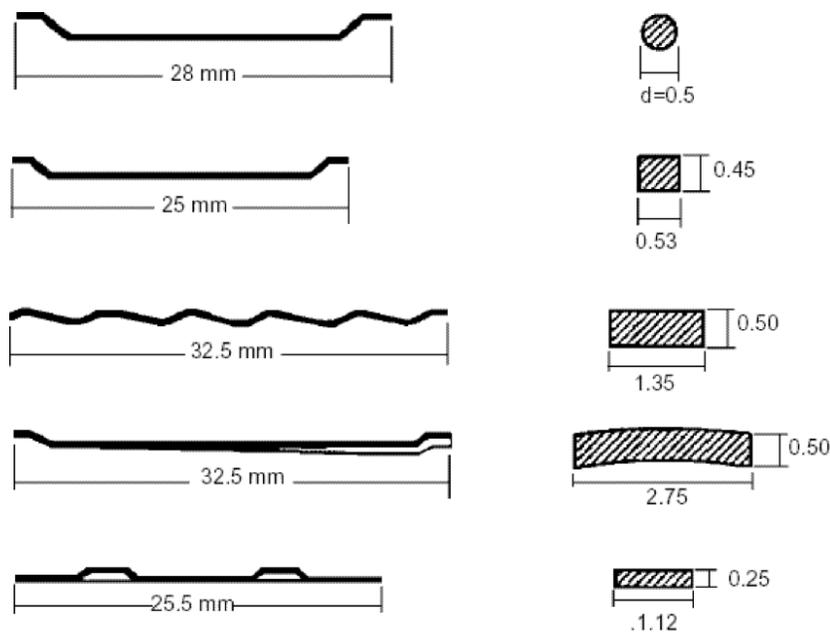
Generalmente la malla soldada se fija a la roca mediante una segunda placa de retén y tuerca colocadas sobre los pernos ya instalados. El anclaje intermedio lo aseguran anclas cortas cementadas o pernos con casquillo expansor



FIBRAS DE ACERO

El rol principal que juega el reforzamiento con fibras de acero en el shotcrete es impartirle ductibilidad al material que de otro modo sería frágil. De esta manera se logra asumir las deformaciones de la roca circundante, permitiendo su acomodo y evitando la falla del sistema.

Generalmente la proporción empleada oscila entre 30 Kg / m³ y 90 Kg / m³ y la formación de bolas o erizos dependen de la esbeltez de las fibras, de la granulometría, de la relación agua / cemento y del sistema empleado para el mezclado del concreto proyectado. Algunos tipos de fibras comerciales se muestran a continuación.



REFERENCIAS:

- Robles espinoza, Nerio H. (1994) Excavación y Sostenimiento de Túneles en Roca. Lima: CONCYTEC - Lima.
- MANUAL DE TUNELES Y OBRAS SUBTERRANEAS (1997) Madrid.
- Hoek Evert y Brown Edwin T. (1980) Underground Excavation in Rock. Londres: Institution of Mining and Metallurgy
- Hoek Evert (2000) Rock Engineering, course notes - Diciembre 2000 <http://www.rockscience.com/roc/Hoek/Hoeknotes2000.htm>
- BARTON N, LIEN R & LUNDE J. - Analysis of Rock Mass Quality and Support Practice in Tunneling, and a Guide for Estimating Support Requirements - Norwegian Geotechnical Institute - Sognsveien 72, Oslo 8 - Junio 1974