

REFERENCIA
Unicamente
Uso Interno

BIBLIOTECA CENTRAL U.P.A.E.P.
Universidad Popular Autónoma
del Estado de Puebla

Facultad de Ingeniería Civil



“DISEÑO DE EXCAVACIONES
SUBTERRANEAS EN
SUELOS FIRMES”

Trabajo de Investigación

Que para obtener el Título de:
Ingeniero Civil
Presenta
Marco Antonio Zago Merlo

Puebla, Pue. Octubre de 1990



UPAEP – Secretaría General

Dirección General de Apoyos Académicos

Dirección del Centro de Recursos para el Aprendizaje y la Investigación.

Biblioteca Central - **Karol Wojtyła**

Tesis Digitales Restricciones de uso:

DERECHOS RESERVADOS ©

PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

El uso de textos, imágenes, gráficas, 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 de donde la obtuvo mencionando el autor o autores involucrados en el documento.

Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

REFERENCIA
Unicamente
Uso Interno
BIBLIOTECA CENTRAL U.P.A.E.P.

CONTENIDO.

GENERALIDADES.

CAPITULO I

INVESTIGACION DE DATOS GEOLOGICOS.

1.1 Exploración indirecta.

1.1.1 Método sísmico.

1.1.2 Métodos eléctricos.

1.1.3. Métodos geofísicos de reciente aplicación.

1.2 Exploración directa.

1.2.1 Barrenación con diamantes para exploración del subsuelo

1.2.2 Socavones y pozos a cielo abierto de exploración

1.3 Conclusiones de los métodos de exploración

1.4 Estudio de la geología regional

1.5 Cartografía de los afloramientos

1.6 Pruebas de campo

CAPITULO II

RESISTENCIA DE LA ROCA Y PRUEBAS DE LABORATORIO PARA SU DETERMINACION.

14

2.1 Comportamiento frágil y dúctil de la roca

2.2 Pruebas de laboratorio en muestras de roca inalterada

2.2.1 Pruebas de tensión uniaxial

2.2.2 Pruebas triaxiales de esfuerzo-deformación

2.2.3 Pruebas uniaxiales y triaxiales

63330

- 2.3 Falla en la roca (criterio empírico)
- 2.4 Datos proporcionados por pruebas triaxiales
- 2.5 Esfuerzo efectivo y acción del agua
- 2.6 Conclusiones

CAPITULO III

CLASIFICACION DE LOS MACIZOS ROCOSOS.

26

- 3.1 Clasificación de las rocas de Terzaghi
- 3.2 El índice de calidad de la roca de Deere (ICR)
- 3.3 Clasificación CSIR
- 3.4 El índice de calidad (NGI)
- 3.5 Ejemplo práctico usando la clasificación geomecánica (CSIR)
- 3.6 Ejemplo práctico utilizando el índice de Calidad de Túneles (NGI)
- 3.7 Conclusiones

CAPITULO IV

CONCENTRACIONES DE ESFUERZOS EN EL CONTORNO DE TUNELES EN SUELOS FIRMES.

48

- 4.1 Cavidad aislada
 - 4.1.1 Túnel sencillo, problema bidimensional
 - 4.1.2 Caso de una lumbrera aislada, problema bidimensional
 - 4.1.3 Cámara esférica, problema tridimensional
- 4.2 Cavidades múltiples
 - 4.2.1 Túneles paralelos
 - 4.2.2 Túneles perpendiculares y lumbrera-túnel
 - 4.2.3 Cámaras esféricas
 - 4.2.4 Intersecciones entre túneles
- 4.3 Conclusiones

CAPITULO V

ESTABILIDAD DE LAS EXCAVACIONES SUBTERRANEAS.

62

- 5.1 Orientación y forma favorables de las excavaciones
- 5.2 Influencia de los esfuerzos in situ sobre inestabilidad
- 5.3 Propagación de fracturas en roca que rodea a un túnel
- 5.4 Influencia de la forma de la excavación y relación de esfuerzos in situ
- 5.5 Influencia de una falla en la estabilidad.
- 5.6 Esfuerzos en las paredes que provocan su vencimiento
- 5.7 Conclusiones

CAPITULO VI

INTERACCION ROCA-REVESTIMIENTO.

75

- 6.1 Estado unidimensional de esfuerzos
 - 6.1.1 Estado de esfuerzos 2a.
 - 6.1.2 Estado de esfuerzos 2b.
 - 6.1.3 Superposición de los estados 2a y 2b
 - 6.1.4 Desplazamientos en presencia del revestimiento
- 6.2 Estado bidimensional de esfuerzos.
 - 6.2.1 Esfuerzos y desplazamientos
- 6.3 Conclusiones

CAPITULO VII

DISEÑO DE SISTEMAS DE SOPORTE.

87

- 7.1 Análisis del soporte disponible
- 7.2 Refuerzo disponible de concreto lanzado

- 7.3 Soporte disponible para marcos de acero
- 7.4 Soporte disponible para anclas
- 7.5 Ayuda para estimar la presión máxima de soporte para varios sistemas
- 7.6 Conclusiones

CAPITULO VIII

UTILIZACION DE LAS CLASIFICACIONES DE LOS MACIZOS ROCOSOS PARA ESTIMAR EL ADEME 97

- 8.1 Predicciones de refuerzos del Instituto Geotécnico Noruego
- 8.2 Pronósticos sobre refuerzos del Consejo de Africa del Sur para la Investigación Científica e Industrial (CSIR).
- 8.3 Conclusiones

CAPITULO IX

EJEMPLO PRACTICO. 104

- 9.1 El túnel de Puerto Vallarta
- 9.2 El túnel de La Venta

CONCLUSIONES FINALES 111

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS. 112

GENERALIDADES.

Este trabajo de investigación, se realizó con la firme intención de proporcionar apoyo, en la realización de obras de excavación subterránea en suelos firmes y señalar las consideraciones que se deben hacer para el diseño de las mismas. Una de las inquietudes que motivó el desarrollo de este trabajo, fué la escasa información que se tiene durante la formación universitaria, de estas obras civiles tan importantes, y que en México tienen un gran desarrollo y avance técnico, tanto que está a la vanguardia en este género de ingeniería. Por lo que se pretende dar un panorama general en este volumen de los conceptos y principios fundamentales que rigen el comportamiento de las excavaciones subterráneas, para su diseño.

Se llama túnel a una galería subterránea que da paso a una vía de comunicación (ferrocarril, canal, carretera, camino para peatones), a través de un obstáculo físico.

La necesidad de los túneles se impone en la construcción de carreteras, ferrocarriles y canales cuando es imposible pasar por una montaña o cuando es demasiado costosa, si la profundidad de la excavación es tal que la excavación al aire libre es más costosa que la de un volumen más reducido excavado en túnel, o demasiado molesta como es en las ciudades.

Se utilizan para pasar por debajo de canales o ríos, el paso de estrechos de mar, etc.

Las obras hidroeléctricas exigen la ejecución en túnel de galerías de derivación y tuberías de carga o descarga de la central hidroeléctrica.

Las obras urbanas ofrecen numerosos ejemplos de túneles: alcantarillas, galerías para cables o tuberías, ferrocarriles metropolitanos, pasos subterráneos. En muchos países desarrollados, inclusive se han construido refugios subterráneos contra bombardeos atómicos.

Una clasificación desde el punto de vista geotécnico de las excavaciones subterráneas es la siguiente:

- A. Minas provisionales.
- B. Minas verticales.
- C. Minas permanentes. Túneles de conducción de agua para proyectos hidroeléctricos, túneles de exploración, galerías y cortes parciales de grandes excavaciones.
- D. Cámaras de almacenamiento, plantas de tratamiento de agua, túneles para carreteras secundarias o ferrocarriles, pozos de oscilación y túneles de acceso en proyectos de plantas hidroeléctricas.

- E. Casas de máquinas subterráneas, túneles grandes para carreteras o ferrocarril, refugios de defensa civil, portales y cruces de túneles.
- F. Estaciones nucleoelectricas subterráneas, estaciones de trenes, instalaciones públicas y deportivas, fábricas subterráneas.

Uno de los propósitos fundamentales en el diseño de excavaciones subterráneas, es que se debe utilizar el terreno mismo, si es posible, como material estructural principal, provocando la menor perturbación posible durante el proceso de excavación y añadir el mínimo posible de ademe metálico o de concreto como refuerzo. En su estado inalterado, la mayoría de los suelos de tipo rocoso son mucho más resistentes que el concreto y muchas alcanzan el mismo grado de resistencia que el acero. En consecuencia, en estos casos no tiene sentido reemplazar un material que puede ser perfectamente competente con otro que lo puede ser menos, este también es otro factor importante a considerar en las excavaciones subterráneas. Esto se logra con un estudio geológico del terreno, y además éste determinará el grado de estabilidad del suelo. Son cuatro las fuentes de inestabilidad, a saber:

- a) La inestabilidad ocasionada por una geología estructural adversa. Es decir, fallas, fracturas y discontinuidades del terreno.
- b) La inestabilidad debido a esfuerzos exagerados en el suelo, que en excavaciones muy grandes a poca profundidad.
- c) La inestabilidad debida a la meteorización.
- d) La inestabilidad debida a presiones o flujo excesivo de aguas subterráneas, asociada a otra forma de inestabilidad antes mencionadas.

Muchas veces, dos o más formas de inestabilidad ocurren juntas y a veces es difícil decidir cual será el diseño más racional, es por ello que el criterio del ingeniero juega un papel muy importante en el diseño de excavaciones subterráneas, y este trabajo sólo pretende dar consideraciones generales sobre el diseño, para apoyar al interesado y proporcionarle ayuda técnica. La responsabilidad del ingeniero no sólo será calcular con exactitud sino también de juzgar acertadamente el diseño.

INTRODUCCION A LA MECANICA DE ROCAS.

La mecánica de rocas se ocupa de estudiar el comportamiento de las masas de roca bajo la acción de las fuerzas producidas ya sea por fenómenos naturales o como resultado de excavaciones o construcciones hechas por el hombre. Para lograr este fin se requiere determinar las propiedades mecánicas de los materiales, y los números representativos de tales propiedades se hacen intervenir en fórmulas o modelos mecánicos para determinar las condiciones de esfuerzos y deformaciones de una estructura. Los macizos de roca están constituidos por bloques de forma irregular y por rocas de distinto origen geológico, con diferentes condiciones de fragmentación, grado de alteración variable y, a menudo, interrumpido por fallas tectónicas. Además, los movimientos de la corteza terrestre introducen estados de esfuerzos naturales muy variables. Todos estos factores hacen que una obra de diseño de excavación subterránea sea muy compleja, por lo que será necesario conocer las propiedades mecánicas de los macizos rocosos.

Las propiedades naturales de las rocas que interesan son: Resistencia, deformabilidad, permeabilidad, fragmentación natural, estado natural de esfuerzos, dureza y alterabilidad.)

La resistencia y la deformabilidad de un macizo rocoso son propiedades mecánicas que dependen de la resistencia y compresibilidad del material pétreo que constituye a los bloques del macizo, y por otra parte también dependen del grado de fracturación de éste. Estas propiedades se obtienen mediante pruebas de campo.

La permeabilidad de un macizo rocoso es función del grado de fragmentación y de la abertura de las fisuras, ya que desde el punto de vista práctico puede considerarse que la permeabilidad intrínseca de los bloques es despreciable.

Todo macizo rocoso natural se encuentra dividido en bloques irregulares, como consecuencia de la producción de fisuras originadas por esfuerzos tectónicos o por planos de sedimentación, o por enfriamiento de la roca ígnea. El comportamiento de un macizo rocoso está influenciado de manera importante por la fragmentación, y esta característica debe conocerse con detalle para preveer el funcionamiento del macizo en una obra de excavación subterránea.

Los esfuerzos en un punto en el interior de la masa rocosa dependen del peso del material que se encuentra sobre el punto y también de los movimientos tectónicos que han actuado en el pasado.

Las rocas son susceptibles a ser atacadas por los agentes naturales, esto define la alterabilidad de la roca.

Estas características son de enorme importancia en el diseño de excavaciones subterráneas y en páginas posteriores se plantea el procedimiento experimental para obtenerlas.

La mecánica de rocas en forma general, tiene por objeto la determinación y estudio de estas propiedades, para aportar información suficiente para el diseño posterior de la obra de excavación subterránea.

CAPITULO I.

INVESTIGACION DE DATOS GEOLOGICOS.

La investigación de datos geológicos, es una de las etapas fundamentales para el diseño de cualquier obra de ingeniería. Y en una excavación subterránea no es la excepción.

La investigación de datos, permite prever muchas circunstancias geológicas que pueden dar lugar a problemas durante la excavación, y se obtiene una idea de las características del suelo en el cual se realizará la obra de excavación. Esto implica que habrá que conceder la cantidad suficiente de recursos, tanto económicos como de trabajo, y el tiempo suficiente para la recolección de los datos geológicos y la investigación de campo, para de esta manera contar con una base adecuada para el diseño, de no ser así, la obra podrá resultar mas costosa cuando se presenten problemas inesperados en etapas posteriores.

Para conocer la geología se tienen métodos de exploración que pueden ser:

- A) Indirectos, para medir las propiedades materiales, como en el caso de los metodos geofisicos.
- B) Directos, para permitir el examen de los materiales, generalmente por la recolección de muestras, como en el caso de excavaciones y sondeos.

1.1 EXPLORACION INDIRECTA.

Estos métodos son los geofísicos, entre los cuales se tiene:

1.1.1 METODO SISMICO.

Este método se basa en medir las velocidades de propagación de las ondas elásticas en los diferentes medios del lugar, provocando artificialmente perturbaciones dinámicas en un punto del suelo que dan origen a: ondas longitudinales y transversales, que permiten deducir por el estudio de sus reflexiones y refracciones: las profundidades, espesores de capas y calidad de los estratos, entre otros.

1.1.2 METODOS ELECTRICOS.

Estos se basan en la interpretación del campo eléctrico creado por la circulación de una corriente eléctrica en el subsuelo (natural o artificial); estableciendo una relación entre los parámetros físicos que intervienen en la propagación de la corriente y las características físicas de los materiales empleando para ello aparatos receptores y transmisores.

Método de resistividad.- Consiste en la determinación de las resistividades aparentes de cada estrato, generando un campo eléctrico mediante el uso de un dispositivo cuadripolar que mide tanto la intensidad I creadora del campo, como la caída de potencial V en dos puntos del campo, para visualizar en forma independiente o global la imagen de la estructura geológica del subsuelo.

Método de caídas de potencial.- Consiste en determinar la relación de caídas de potencial entre tres electrodos de potencial, hincados a distancias iguales; colocados perpendicularmente a otros dos electrodos de corriente que generan un campo eléctrico en el terreno y que permite que en ciertos casos obtener mayor detalle que con el método de resistividad; y su aplicación es más simple.

Debido al alto costo de la exploración subterránea con perforación de diamante (que se verá posteriormente), estos métodos geofísicos eléctricos, son los más adecuados para la exploración.

Mossman y Heim (Referencia 1) reseñaron la gama de técnicas geofísicas aplicables a la ingeniería de excavaciones subterráneas y el resumen se muestra en la Tabla 1.1.

Tabla 1.1. Técnicas geofísicas de exploración.

Método	Principio	Ambiente geológico	Aplicaciones	Limitaciones	Costo
MEDIDOR DE GRAVEDAD	Mide la densidad total de la roca. Medidas en 10^{-8} gal. Precisión $\pm 1 \times 10^{-7}$ gal. Abarca una esfera alrededor de un punto.	Cualquier. Profundidad efectiva mayor de 100 M. La intensidad desigual disminuye al cuadrado de la profundidad.	Medición de los cambios laterales del tipo de roca. Localización de cavernas.	No proporciona medidas directas de la geometría de la roca.	Mediano
MAGNETOMETRO	Mide la intensidad magnética total en gamas hasta ± 1 gama para el campo total, $2.5-10$ gamas para el campo vertical, ± 10 gamas para el campo horizontal. Abarca un punto, cubre la intensidad del campo.	Cualquiera, pero de preferencia ígnea. La profundidad efectiva no es selectiva, pero la fuerza del campo disminuye al cuadrado de la distancia del observador.	Señala la existencia de cuerpos metálicos locales. Útil para el mapeo de conductos enterrados; también puede indicar fallas e intrusiones ígneas menores.	No proporciona medidas directas de la geometría de la roca.	Bajo a Mediano
RESISTIVIDAD ELECTRICA	Mide la conductividad eléctrica relativa de la roca en ohms, de 3×10^{-3} hasta 10^4 ohms, generalmente sensibilidad de $\pm 2 \times 10^{-1}$. Abarca una línea de corta distancia.	Cualquiera, pero sirve sobre todo para evaluar el recubrimiento y el agua oscura. Profundidad efectiva hasta 1000 M. dependiendo del tipo de sedimentos y del instrumento.	Exploración de cuerpos de minerales, localización de agua, depósitos de grava y perfiles de la roca madre.	A veces confuso.	Mediano
ELECTROMAGNETICO	Mide la amplitud y el ángulo de la fase del campo electromagnético. Medidas en lecturas de escala. Abarca punto.	Cualquiera. Profundidad efectiva superficial.	Localización de agua.	Aplicación limitada, resultados confusos.	Bajo a Mediano
RADIOMETRICO (ESPECTROMETRO)	Mide la radiación de los rayos-gama 2.5×10^{-2} hasta 5 millicientegen/hora, hasta 4000 cuentas/sec. Abarca punto.	Cualquiera. Profundidad efectiva superficial.	Localización de minerales radioactivos. Puede proporcionar información sobre formaciones de pizarra.	Mide las manifestaciones de superficie fuertemente. Se usa mucho en barrenos.	Bajo, aumentando con el área.
REFRACCION SISMICA	Mide el tiempo de recorrido de la energía inducida con explosivos. Vibrador en 10^{-3} segundos. Exactitud $\pm 2 \times 10^{-3}$ seg a 30 pies. Abarca espacios lineales con espaciamiento horizontal libre.	Rocas sedimentarias y metamórficas. Profundidad efectiva 0-500 pies. Profundidades mayores necesitan de una extensión horizontal mayor de operación.	Para medir la profundidad hasta la roca siguiendo líneas. Determinación de la velocidad de las ondas S y P en la zona de refracción para inferir las propiedades de la roca. Confirguración y continuidad de superficie de roca.	Se necesita calibrar la velocidad para determinar profundidades. No sirve para echados muy inclinados. Ineconómico para proyectos pequeños.	Alto pero cubre una área grande.
REFLEXION SISMICA	Mide el tiempo de recorrido de la energía inducida en 10^{-3} seg. Exactitud $\pm 2 \times 10^{-3}$ seg = 5 a 25 pies, disminuyendo con la profundidad. Abarca espacios lineales con espaciamiento horizontal libre.	De preferencia para rocas sedimentarias. Profundidad efectiva ± 500 pies hasta profundidad ilimitada.	Mide la profundidad y la continuidad de los estratos. Localiza discontinuidades como las fallas. Proporciona información sobre condiciones estratigráficas.	Se necesita calibrar la velocidad para determinar profundidades.	Alto.

Estos métodos geofísicos que implican el uso de gravímetros, magnetómetros y resistividad eléctrica pueden usarse para obtener estimaciones de las propiedades de porosidad y densidad. Sin embargo estos métodos proporcionan pocas indicaciones sobre características estructurales del estrato y a veces los resultados son difíciles de interpretar.

Los métodos sísmicos no dan resultados satisfactorios en todos los medios, y son los más costosos. Por otro lado, son útiles para proporcionar información sobre la estructura y la configuración de los estratos y sobre la localización de las discontinuidades más importantes como son las fallas.

1.1.3 METODOS GEOFISICOS DE RECIENTE APLICACION.

Percepción remota.

La Comisión Nacional del Espacio de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes desarrolló un programa de percepción remota.

A partir de fotografías obtenidas por satélites o vuelos a baja altura se analiza el problema. Estas fotografías son en blanco y negro, blanco y negro infrarrojo, color y color infrarrojo.

Trazadores radioactivos.

Son útiles si las cavidades ocultas son accesibles a circulaciones de agua a la que se añaden elementos radioactivos detectables desde la superficie. Esto supone el conocimiento de la ubicación de las oquedades y su probable intercomunicación.

Exploración dinámica.

Este método consiste en el empleo de perforadores con martillo de percusión y equipo electrónico para medir el ruido que se produce en el fondo de la perforación. Las alteraciones en la uniformidad de las gráficas de captación del ruido son índices de anomalía.

Vibración.

Un ensayo de vibración del suelo consiste en cargar diferentes puntos de la superficie del terreno variando gradualmente las fuerzas que corresponden a ondas que siguen la ley del seno. Son medibles la frecuencia y magnitud de dichas fuerzas haciendo que la masa de suelo vibre con oscilaciones forzadas y amortiguadas.

Un oscilador sencillo consiste en dos discos excéntricos girando en direcciones opuestas para producir únicamente fuerzas verticales. Un motor acciona los discos. Puede variarse la excentricidad de los discos y la potencia del motor para modificar la frecuencia de excitación.

Se utilizan los sismógrafos comunes o geófonos conectados con oscilógrafos en forma parecida a los métodos sísmicos. La alteración de la uniformidad de las senoides y su defasamiento denotan anomalías. Por supuesto que cada clase de material tendrá su propia gráfica senoidal que permite su identificación.

Micro-ondas (subsurface radar).

Las micro-ondas son ondas electromagnéticas que se propagan fácilmente a través de materiales secos, pero los que contienen agua presentan resistencia.

Se han utilizado con razonable éxito en la localización de fallas en rocas, planos de contacto de suelos de diversos tipos, cavidades, cavidades y túneles a profundidades hasta de cien metros.

El sistema emplea generalmente un pulsador de un solo ciclo, requiriéndose medir el tiempo que emplea la onda en ser reflejada. Es algo semejante al método sísmico, por lo cual puede catalogarse como un método de refracción y reflexión de micro-ondas.

1.2 EXPLORACION DIRECTA.

1.2.1 BARRENACION CON DIAMANTES PARA EXPLORACION DEL SUBSUELO.

~~La recuperación de núcleos~~ por medio de la barrenación con diamantes es uno de los métodos más importantes de la exploración del subsuelo. El objetivo principal de la barrenación geotécnica es el estudio de las características y debilidades estructurales del suelo. La barrenación la hace gente especializada en ello, ~~pero~~ que es contratada sólo para ejecutar ese trabajo, por lo que es ajena al diseño de la excavación, entonces se debe tener mucho cuidado y supervisar los trabajos, para que la recuperación de las piezas sea lo más intacta posible.

El número de sondeos dependerá de las características del terreno, y de la magnitud de las cargas impuestas al terreno. Se

recomienda, hacer los sondeos hasta una profundidad que alcance por lo menos el nivel de la plantilla de la excavación.

El método se lleva a cabo generalmente en rocas, cuando se trate de suelos blandos, se deben evaluar las propiedades mecánicas, obtener las muestras y evaluarlas con las pruebas de laboratorio: permeabilidad, compresibilidad y resistencia al esfuerzo cortante.

Un aspecto muy importante durante la perforación, es determinar el estado de los niveles freáticos, ya que estos juegan papel primordial en el diseño de una excavación subterránea.

En resumen, el fin de un programa de barrenación geotécnica, es poder reconstruir la muestra completa del estrato, en un estado lo más cercano posible a su condición original.

Por lo anterior, las muestras se colocarán en cajas, en su orden estratigráfico. Las cajas estarán marcadas con toda claridad, llevando una indicación sobre la proveniencia de las muestras: obra, número de sondeo, fecha, profundidades del sondeo y el orden estratigráfico.

Todas las cajas se fotografiarán en color, para evitar o remediar confusiones. Finalmente, se almacenarán en un lugar ventilado, protegidos del agua y del sol.

1.2.2 SOCAVONES Y POZOS A CIELO ABIERTO DE EXPLORACION.

Estos métodos no se justifican en los trabajos de investigación preliminar, pero llega una etapa en el diseño donde el acceso físico al subsuelo en la localización de la excavación se torna una necesidad.

Se recomienda su empleo para problemas específicos que no se hayan podido dilucidar con los otros métodos.

Estas técnicas tienen como objeto la determinación del tipo de formación, sus características de fracturamiento y el estudio de las fallas existentes, además de la obtención de muestras cúbicas.

Este tipo de exploración, es generalmente la mejor manera de tener acceso a la información que se obtuvo con el levantamiento de la superficie y la barrenación con diamante.

1.3 CONCLUSIONES DE LOS METODOS DE EXPLORACION.

Los métodos indirectos funcionan con buena aproximación para suelos que se encuentran arriba del nivel freático, no son muy confiables si se emplean únicamente y exclusivamente aislados, es decir sin ayuda de algún método directo. Por lo que es recomendable definitivamente la implementación de estos métodos directos para comprobar la aplicación de los métodos indirectos. Asimismo, la presencia de un hombre dentro de una cavidad, proporcionará sin duda el mejor elemento auxiliar para el estudio de los suelos.

1.4 ESTUDIO DE LA GEOLOGIA REGIONAL.

La situación geológica estructural que se puede encontrar en cualquier sitio es el producto de la historia geológica de la región. Por lo tanto los tipos de suelo, pliegues, fallas y fracturas en el volumen relativamente reducido de suelo que enfrentará el ingeniero forman parte de un conjunto mucho más importante en el que se reflejan los procesos geológicos a que fué sometida la región. El conocimiento de estos procesos geológicos puede a veces resultar muy útil para formarse una idea clara del lugar de la obra, ya que posiblemente señalará tendencias estructurales que no pueden ser conocidas por medio de la información recabada a nivel local.

En la mayor parte del mundo, se han hecho estudios geológicos, que se han marcado en mapas que se pueden encontrar en librerías, universidades u organismos gubernamentales relacionados con la geología. Es importante que cualquier información de este tipo, se localice y estudie para el diseño de una excavación subterránea (Referencia 2).

En México el organismo que se encarga de esta labor es el Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI), el cual pone a disposición cartas o mapas en los que se reúnen información sobre condiciones físicas, recursos naturales, asentamientos humanos y actividades económicas (Referencia 3).

Para el caso de excavaciones subterráneas, es la carta geológica que este instituto proporciona, en ella se plasman las manifestaciones superficiales de la corteza terrestre, es decir, los afloramientos superficiales de roca y sus estructuras, las concentraciones minerales y, en general, las relaciones entre todos los elementos superficiales de la corteza.

En un mapa geológico aparecen los tipos de rocas que afloran en una región. Estos diferentes tipos de roca son señalados con símbolos que especifican su origen, composición e interrelaciones.

A partir de un plano geológico de superficie se pueden hacer inferencias respecto al subsuelo de una región. De él se pueden derivar una serie de representaciones geológicas adicionales: secciones estructurales, o sea la determinación del comportamiento de las unidades de roca en su estructura, disposición espacial e interrelación con otras unidades; planos para estudiar las formas superficiales de la corteza terrestre, y reconstrucción de las condiciones geográficas de épocas pasadas, etcétera.

Las cartas geológicas del INEGI se elaboran a las siguientes escalas: 1 : 50 000, 1 : 250 000 y 1 : 1 000 000, con cada escala se persiguen objetivos específicos.

La carta geológica escala 1 : 50 000 cubre áreas de 1000 km², aproximadamente. En ella se muestran principalmente los tipos de rocas que afloran en la superficie, con especial hincapié en las variaciones que presentan y en las estructuras de dichas formaciones rocosas. Señalan las minas, catas y bancos de material. También se señalan los pozos, las norias y los manantiales. En la parte posterior de la carta aparecen las características de las unidades de roca o suelo observadas en los puntos de verificación, que son lugares seleccionados a partir del proceso de interpretación de las fotografías aéreas y en las que se ha decidido realizar investigaciones directas en el campo para ratificar o rectificar la existencia de determinadas condiciones geológicas. Estas características están ordenadas en forma tabular para facilidad de consulta.

La carta geológica escala 1 : 250 000, al igual que la anterior, muestra los tipos de roca que afloran en una región y en ella se resaltan las diferentes edades geológicas de las formaciones de rocas. No cuenta con el detalle de la escala 1: 50 000 pero sí presenta las relaciones geológicas generales de toda una zona. Esta carta cubre un área aproximada de 22 000 km². En su parte posterior aparece un informe en donde se habla sobre las generalidades del área y se describen las unidades de rocas cartografiadas.

Con un menor grado de detalle que en las anteriores, en la carta geológica 1 : 1 000 000 igualmente se muestran los tipos de rocas de las diferentes regiones del país referidas al intervalo geológico en el que se generaron y agrupadas de acuerdo a su origen. Aparecen, también, las principales minas, las zonas geotérmicas y las estructuras más importantes.

El tipo de lenguaje técnico que se utiliza en las cartas geológicas es accesible a distintos niveles de conocimiento sobre el tema y está por encima de las denominaciones regionalistas de los rasgos geológicos. Los términos que aparecen en la carta son de uso a nivel nacional.

Otro elemento que considera la carta y que resulta de mucha utilidad, son las estructuras geológicas que se presentan en las unidades de roca de muy distintas maneras, por ejemplo, formando pliegues, fracturas y fallas. En la carta se señalan con símbolos la configuración, los símbolos de echado y rumbo indican respectivamente, la dirección hacia la que se inclina la línea de máxima pendiente de las capas sedimentarias, así como la orientación de la perpendicular al echado respecto del norte magnético medida sobre un ángulo horizontal (referencia 3).

También es de importancia que se haga el mayor uso posible de los conocimientos locales. Mineros, trabajadores de canteras, contratistas y aficionados a la geología pueden proporcionar información útil de explotaciones anteriores de minas o canteras, manifestaciones excepcionales de aguas subterráneas y otros aspectos que pueden ser de interés.

Las fotografías aéreas pueden proporcionar información muy útil sobre las características tanto estructurales como sobre algunos fenómenos que se producen en las profundidades. Las fallas y otros fenómenos lineales mayores son en general fáciles de identificar, pero un fotogeólogo podrá también localizar áreas de asentamiento, grietas de derrumbes o la manifestación en la superficie de cavernas que pueden haber modificado el drenaje local, lo que se refleja en cambios poco visibles en el color o la distribución de la vegetación.

El examen estereoscópico de pares adyacentes de fotografías aéreas es útil en las áreas de relieve topográfico accidentado ya que es factible localizar viejos derrumbes y otros fenómenos de superficie que pueden ser de interés para el proyecto.

1.5 CARTOGRAFIA DE LOS AFLORAMIENTOS.

Al iniciar un proyecto para una excavación subterránea, es posible que no exista información adecuada sobre el suelo a la profundidad donde se tiene que realizar la excavación. en estas circunstancias, el suelo que se manifiesta en la superficie será el que tiene que proporcionar la máxima información sobre el tipo del suelo y sus características estructurales.

Los lechos de los arroyos generalmente proporcionan mucha información por medio de afloramientos del suelo. Cuando hay poco afloramiento o cuando se piensa que las manifestaciones existentes han sido seriamente alteradas por la meteorización, una trinchera o un pozo pueden proporcionar la información necesaria.

Los afloramientos, aparte de servir para la identificación del tipo de suelo, se usan para medir la inclinación (echado) y la orientación (rumbo del echado) de los fenómenos estructurales como la estratificación, el crucero y las fisuras. Estas mediciones pueden realizarse fácilmente con una brújula, que fué inventada por el profesor Clar y su funcionamiento es el siguiente: Se coloca la tapa plegadiza contra el plano que se pretende medir y con la brújula indicadora se nivela el instrumento. El echado del plano está marcado en la escala circular que se localiza donde termina la bisagra de la tapa. Una vez nivelado el instrumento, se oprime el botón de retén de la aguja magnética y la aguja toma rápidamente la dirección Norte-sur, queda fija en esta posición al soltarse el botón de retén y un embrague mantiene la tapa en su lugar.

Ahora el instrumento puede removerse del frente de suelo y se pueden leer el echado y el rumbo en las dos escalas. Generalmente este dispositivo se usa para roca.

Cuando las manifestaciones se encuentran en zonas inaccesibles, se pueden usar las técnicas fotogramétricas. Se toman dos fotografías, a partir de posiciones base, localizadas topográficamente, del frente sobre el cual se han marcado bancos de referencia. Estas fotografías se combinan con un estereoscópio, y se miden tres coordenadas de los puntos visibles en el frente. Al tomar alguna medida en un plano de las fotografías, se pueden obtener el echado y el rumbo del echado, girando un plano imaginario en el espacio hasta que coincida con las coordenadas medidas.

Como es probable que el levantamiento de campo esté hecho por un geólogo y que los datos los use un ingeniero civil en una etapa posterior, es indispensable que se establezca una comunicación efectiva entre ambos. También es importante que la información sea inteligible para otros ingenieros o geólogos que se interesen en otros aspectos del proyecto y que puedan verse involucrados en los problemas geotécnicos.

1.6 PRUEBAS DE CAMPO.

Como parte complementaria de los métodos de exploración directa existen unas pruebas de campo que proporcionan información sobre la resistencia de la roca y las características de su meteorización.

De hecho casi son pruebas de laboratorio, y solo en casos muy especiales donde se necesitara una primera indicación rápida sobre la calidad de la roca considerada en un proyecto, se justificará el uso en el campo de un aparato de carga de punta y de resistencia a la disgregación.

La prueba de carga de punta (ver figura 1.1), es un aparato con dos puntas de acero que se acercan a presión sobre una muestra, colocada transversalmente, mediante un gato hidráulico. Un manómetro registra la presión hasta el punto de ruptura de la muestra, que permite establecer el Índice de Carga de Punta I_p :

$$I_p = P/D^2$$

donde P = La carga necesaria (en gramos) para romper la muestra.

D = Diámetro de la muestra en milímetros.

El largo del núcleo sometido a la prueba, no puede ser menos que 1.5 veces su diámetro.

Una relación aproximada entre el índice de carga y la resistencia a la compresión uniaxial σ_c se obtiene por

$$\sigma_c = (14 + 0.175 D) I_p$$

Beniawski, hizo una serie de pruebas que permitieron establecer una gráfica comparativa (Figura 1.2) que señala una relación entre el índice de carga de punta y la resistencia a la compresión uniaxial que es

$$\sigma_c = 24 I_p$$

Algunos tipos de roca se intemperizan rápidamente. Entre el momento en que se colocan enteros en las cajas de muestras y el momento de su estudio petrográfico, quedan reducidos a escombros. Cuando existen dudas sobre si la roca que se pretende estudiar cae en esta categoría, se puede hacer una prueba de intemperismo acelerado en el campo, que es la prueba los Angeles, donde se compara el peso de fragmentos de roca de determinado tamaño antes y después de haber girado por cierto tiempo cilindros con agua. La pérdida de peso es el indicio de la resistencia de la roca al meteorismo.

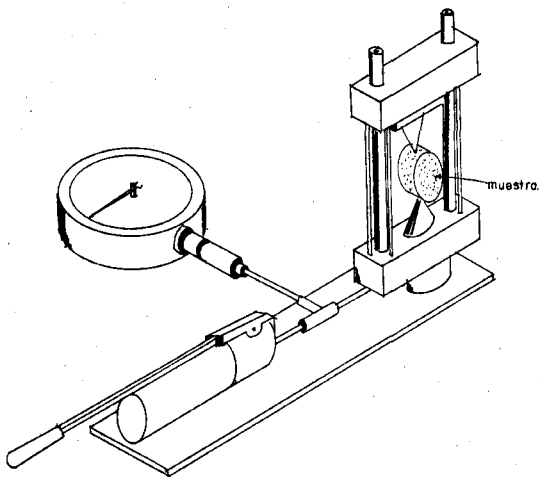


Figura 11 Aparato para la prueba de la carga de punta que se utiliza en el campo.

Resistencia a la compresión uniaxial

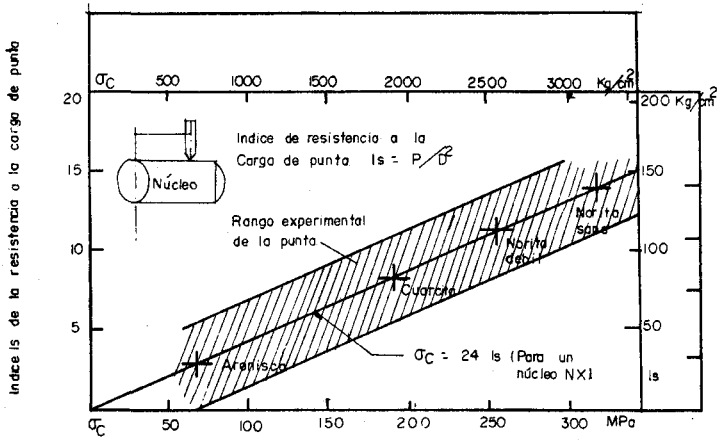


Figura 1.2 Relación entre el índice de resistencia a la carga de punto I_s y la resistencia a la compresión uniaxial.

CAPITULO II.

RESISTENCIA DE LA ROCA Y PRUEBAS DE LABORATORIO PARA SU DETERMINACION.

La estabilidad de una excavación subterránea depende de las condiciones estructurales en que se encuentra el macizo rocoso y también depende de otro factor muy importante que es la relación entre los esfuerzos en la roca y su resistencia.

Para utilizar el conocimiento de la concentración esfuerzos alrededor de excavaciones subterráneas, se debe disponer de un criterio o de una serie de reglas que dirán de que manera responderá un macizo a una serie de esfuerzos inducidos.

Una aportación importante para conocer la resistencia de un macizo, la proporcionan las pruebas de laboratorio, en muestras pequeñas de roca inalterada, pero se pueden presentar problemas cuando las muestras contengan una discontinuidad y se complican más con la presencia de dos o más de las mismas.

Tomando en cuenta estos factores, un criterio para la falla en el diseño de excavaciones subterráneas, tendrá que cumplir los siguientes requisitos.

- a) Se debe describir adecuadamente la reacción de una muestra a una gama completa de condiciones de esfuerzos.
- b) Se debe predecir la influencia de una o varias discontinuidades sobre el comportamiento de una muestra de roca.
- c) Se debe proporcionar una indicación sobre el comportamiento de una masa rocosa a escala amplia que contenga varias discontinuidades.

En las páginas siguientes se ampliarán estas consideraciones para el diseño de excavaciones subterráneas.

2.1 COMPORTAMIENTO FRÁGIL Y DUCTIL DE LA ROCA.

La falla frágil acontece cuando la capacidad de la roca para resistir a una carga disminuye mientras la deformación aumenta. Se da muchas veces con poca o ninguna deformación permanente antes de la falla y puede presentarse en forma súbita y catastrófica.

El material es dúctil cuando puede soportar una deformación permanente sin perder su capacidad de resistir una carga. El comportamiento de la mayoría de las rocas es del tipo frágil a las presiones de confinamiento y a las temperaturas que se encuentran generalmente en las obras de ingeniería civil. La ductilidad aumenta a medida que aumenta la presión de confinamiento y la temperatura, pero también puede presentarse bajo condiciones normales de trabajo en roca meteorizada, en macizos muy fracturados y en algunas rocas débiles.

A medida que aumenta la presión de confinamiento, la roca alcanzará un valor de transición frágil-dúctil en el cual hay un cambio gradual entre el comportamiento frágil y dúctil.

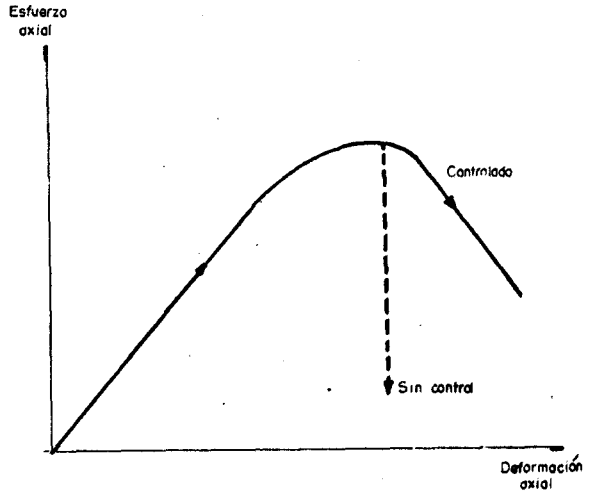
Byerlee ha definido la presión de la transición frágil-dúctil como la presión en condiciones de confinamiento en la cual el esfuerzo que se necesita para formar un plano de falla en una muestra de roca es igual al esfuerzo que se necesita para provocar un deslizamiento en este plano (referencia 4).

Como ya se ha dicho, la falla frágil que ocurre en las rocas se presenta en forma violenta e incontrolada, esto es en pruebas de laboratorio y de campo. En otros casos la roca puede ser fracturada y deformada más allá de su máxima capacidad de carga en forma controlada, y alcanzar un equilibrio con alguna carga menor.

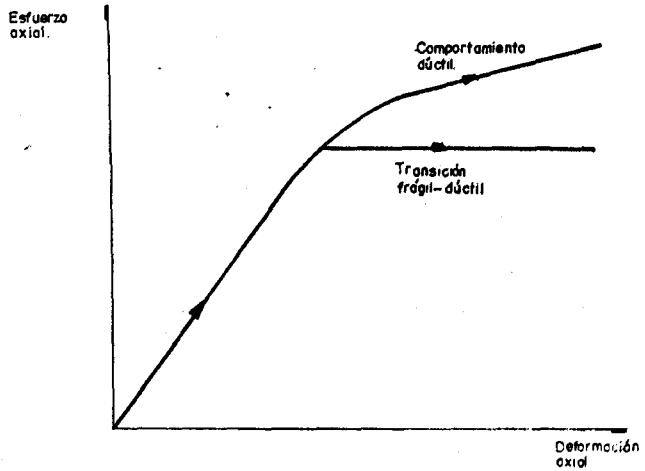
En el primer caso, hay falla súbita en el momento del esfuerzo máximo y no se podrá registrar la sección de la curva esfuerzo-deformación que viene después del esfuerzo máximo. En el segundo caso, ocurre una fractura progresiva de la roca y se podrá registrar la porción de la curva esfuerzo-deformación que viene después del esfuerzo máximo.

En la práctica, el concepto de las curvas esfuerzo-deformación o fuerza-desplazamiento para rocas y macizos frágiles es vital para comprender y analizar el comportamiento de rocas muy comprimidas o alrededor de excavaciones subterráneas.

En la figura 2.0 se presentan gráficas esfuerzo-deformación que ilustran el comportamiento frágil y dúctil de los macizos rocosos.



Curvas esfuerzo-deformación para fractura frágil en compresión uniaxial.



Curvas esfuerzo-deformación para comportamiento dúctil bajo compresión.

Figura 2.0 Curvas est-deformación.

2.2 PRUEBAS DE LABORATORIO EN MUESTRAS DE ROCA INALTERADA.

2.2.1 PRUEBAS DE TENSION UNIAxIAL.

Un caso extremo dentro de las situaciones de esfuerzos que son de interés, es el estado de tensión uniaxial en el que $\sigma_1 = \sigma_2 = 0$ y $\sigma_3 = -\sigma_t$, en donde σ_t , es la resistencia a la tensión uniaxial de la muestra.

La figura 2.1 ilustra un aparato para las pruebas uniaxiales, este aparato llena todos los requisitos para generar datos confiables sobre la resistencia a la tensión. El uso de una junta de esfera en el extremo de un cable sin torsiones permite la aplicación de la fuerza a lo largo del eje de la muestra, sin torsión. El uso de aluminio y de resinas epóxicas como pegamento para los anillos permiten que se transmita la fuerza a la muestra sin las concentraciones exageradas de esfuerzos que existen en el caso de agarraderas más rígidas como las que se usan en las pruebas de las muestras de acero. De no llenarse todos esos requisitos, es poco probable que los resultados sean confiables.

2.2.2 PRUEBAS TRIAXIALES DE ESFUERZO-DEFORMACION.

La prueba triaxial, se realiza con un aparato como el que se muestra en la figura 2.2, para obtener datos sobre la ruptura de roca bajo todas las condiciones de esfuerzos. Se somete la muestra, en forma de "hueso de perro" y recubierta de hule, a la presión hidráulica p que le genera esfuerzos radiales $\sigma_1 = \sigma_2 = p$ y un esfuerzo axial a la tensión σ_3 que corresponde a:

$$\sigma_3 = - \frac{p(d_2^2 - d_1^2)}{d_1^2} \quad (2.1)$$

donde d_1 es el diámetro de centro de la muestra y d_2 es el diámetro de los cabos ensanchados de la misma.

Se logra un ajuste de la presión que se aplica sobre los sellos de hule apretando o aflojando las piezas con cuerda en ambos extremos de la cámara. Este ajuste es necesario para lograr variaciones en el hueco de evacuación que existe entre la muestra recubierta y los sellos a modo que se produzca un pequeño goteo de aceite cuando se someta la cámara a presión. Este goteo reduce al mínimo la fricción en las terminales de la muestra y evita una carga concéntrica sobre la misma. Las muestras que se destinan a este aparato están preparadas en un torno por medio de un esmeril hidráulico o mecánico de diamantes adaptado en el contra-cabezal.

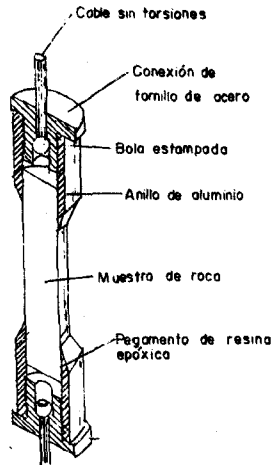


Figura 2.1 Aparato de prueba uniaxial a la tensión.

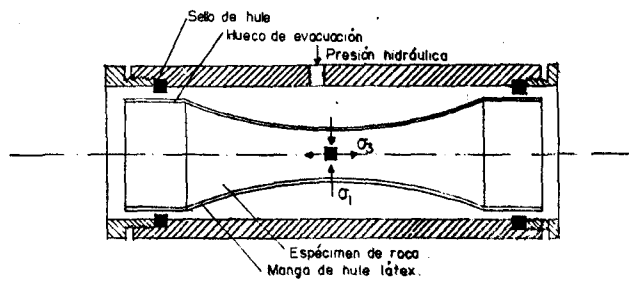


Figura 2.2 Aparato para inducir condiciones de esfuerzos triaxiales.

2.2.3 PRUEBAS UNIAXIALES Y TRIAXIALES.

En el aparato de la figura 2.3, la muestra se somete a un esfuerzo axial σ_1 y a confinamiento radial que corresponde a $\sigma_2 = \sigma_3 = p$, donde p es la presión hidráulica en la cámara. Las condiciones normales de la prueba se disponen de modo que σ_1 , el esfuerzo principal mayor, actúe en el sentido del eje de la muestra (Referencia 5).

Una variante de esta prueba, que se conoce con el nombre de prueba de extensión, implica la aplicación de una presión hidráulica en la cámara que es más grande que el esfuerzo axial en la muestra. Esto conduce a una situación donde $\sigma_1 = \sigma_2 = p > \sigma_3$ donde σ_3 es el esfuerzo axial en la muestra. Aunque este esfuerzo axial es una compresión, la deformación axial ϵ_3 es por tensión cuando σ_3 es pequeño.

La importancia de estas dos variantes de la prueba triaxial es que representan las condiciones superior e inferior de confinamiento para el esfuerzo intermedio principal σ_2 , los que se pueden usar como prueba de influencia de este esfuerzo sobre el debilitamiento de la roca.

Una variante adicional de la prueba triaxial es la prueba sencilla uniaxial a la compresión donde $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$ y, al debilitamiento, $\sigma_1 = \sigma_c$, donde σ_c es la resistencia uniaxial a la compresión de la roca.

En todos los casos las condiciones finales de la muestra se encuentran en una situación crítica cuando se trata de aplicar un esfuerzo axial distribuido uniformemente en la muestra.

Para preparar una muestra para pruebas uniaxiales y triaxiales, lo más conveniente es usar un esmeril de diamantes montado sobre un torno, en el cual el cabezal debe girar a 20 revoluciones por minuto en el sentido contrario del esmeril.

2.3 DEBILITAMIENTO DE LA ROCA (CRITERIO EMPÍRICO).

Con base en la experiencia, teórica y práctica, del comportamiento de la roca (Referencia 5), se llega por medio de un proceso de aproximaciones a una relación empírica entre los esfuerzos principales que intervienen en el debilitamiento de la roca:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_c\sigma_3 + n\sigma_c^2} \quad (2.2)$$

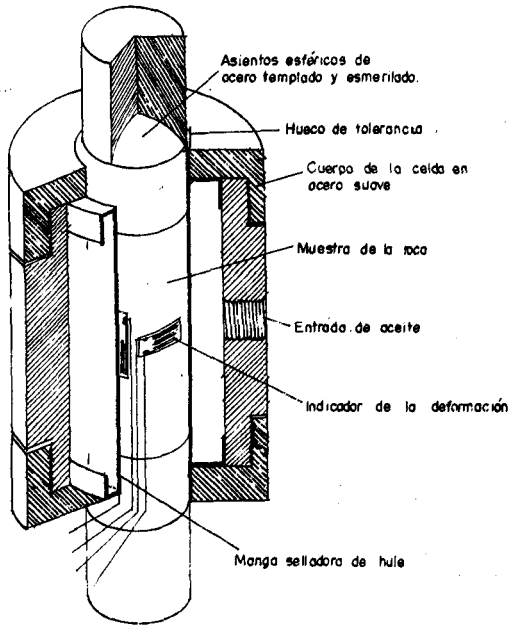


Figura 2:3 Cámara triaxial para pruebas con muestras cilíndricas de roca

donde:

- σ_1 es el esfuerzo principal mayor en el debilitamiento.
- σ_3 es el esfuerzo principal menor aplicado a la muestra.
- σ_c es la resistencia uniaxial a la compresión de la roca inalterada en la muestra.
- m y s son constantes que dependen de las propiedades de la roca y del grado de su fracturación antes de ser sometida a los esfuerzos σ_1 y σ_3 .

Esta relación se puede representar gráficamente mediante un diagrama como el que se muestra en la figura 2.4.

La resistencia a la compresión uniaxial de la muestra se logra sustituyendo $\sigma_3 = 0$ en la ecuación 2.2, lo que resulta:

$$\sigma_{cm} = \sqrt{s\sigma_c^2} \quad (2.3)$$

Para la roca inalterada, $\sigma_{cm} = \sigma_c$ y $s = 1$. Para la roca que estuviera fracturada de antemano, $s < 1$ y la resistencia cero en la presión de confinamiento lo da la ecuación 2.3.

La resistencia a la tensión uniaxial de la muestra se logra sustituyendo $\sigma_1 = 0$ en la ecuación 2.2 y al darle solución cuadrática para σ_3 :

$$\sigma_t = \frac{1}{2} \sigma_c (m - \sqrt{m^2 + 4s}) \quad (2.4)$$

Donde σ_t es la resistencia a la tensión uniaxial. Aparte es muy importante considerar el esfuerzo cortante y los esfuerzos normales que actúan sobre un plano que está inclinado un ángulo β con respecto a la dirección del esfuerzo principal mayor, como se ve en la parte derecha de la figura 2.4. Cuando se conoce la inclinación β del plano de debilitamiento, se pueden determinar directamente los esfuerzos cortantes y normal σ a partir de las ecuaciones que se muestran en la figura 2.4

Relacionando los esfuerzos normal y cortante y los esfuerzos principales a raíz de los cuales se presenta el debilitamiento en una muestra isotrópica de roca. Obtenemos:

$$\sigma = \sigma_3 + \frac{\tau_m^2}{\tau_m + m\sigma_c} \quad (2.5)$$

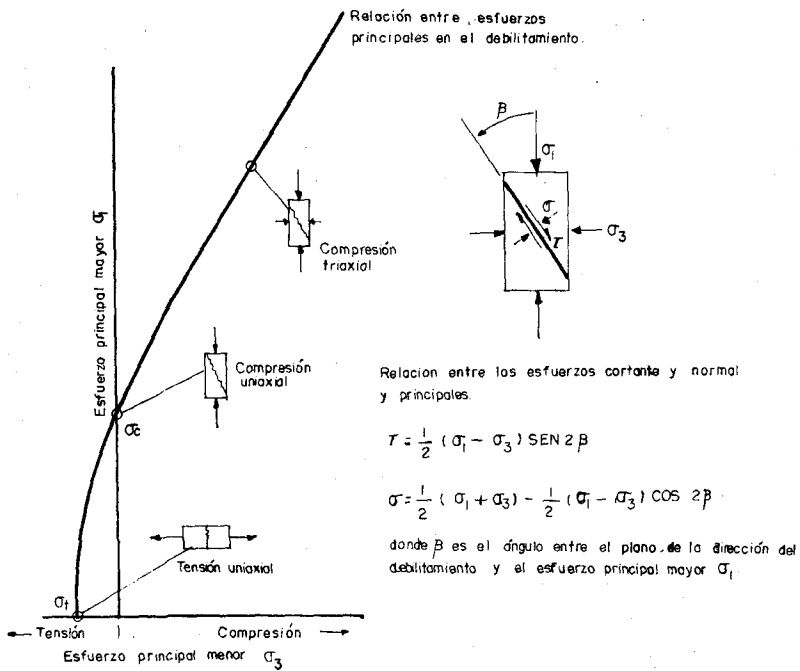


Figura 2.4

$$\tau = (\sigma - \sigma_3) \sqrt{1 + m\sigma_3/4\tau_m} \quad (2.6)$$

donde $\tau_m = 1/2 (\sigma_1 - \sigma_3)$

el ángulo β se define por:

$$\text{SEN } 2\beta = \frac{\tau}{\tau_m} \quad (2.7)$$

Hay una limitación para el uso de las ecuaciones 2.2, 2.5 y 2.7, según ya se dijo, el comportamiento de la mayoría de las rocas cambia de quebradizo a dúctil bajo altas presiones de confinamiento, por lo que se llega a la siguiente relación:

$$\sigma_1 = 3.4\sigma_3 \quad (2.8)$$

Por lo que la ecuación 2.2 sólo se aplica en los casos donde $\sigma_1 > 3.4\sigma_3$. y como límite se utiliza $\sigma_1 = 2\sigma_3$.

2.4 DATOS PROPORCIONADOS POR PRUEBAS TRIAXIALES.

Los datos que se obtienen a partir de pruebas triaxiales sirven para comprobar la aplicabilidad del criterio empírico antes tratado, para determinar el debilitamiento de la roca.

Con la prueba triaxial las ecuaciones antes vistas sufren una variación, así la ecuación 2.2 se transforma en:

$$\sigma_{1n} = \sigma_{3n} + \sqrt{m\sigma_{3n} + 1} \quad (2.9)$$

donde σ_{1n} y σ_{3n} son esfuerzos principales normalizados σ_1/σ_e y σ_3/σ_e respectivamente.

Los esfuerzos normal y cortante de las ecuaciones 2.4 y 2.5 se transforman en:

$$\sigma_n = \sigma_{3n} + \frac{\tau_{nm}^2}{\tau_{nm} + m/8} \quad (2.10)$$

$$\tau_n = (\sigma_n - \sigma_{sn}) \sqrt{1 + m/4\tau_{mn}} \quad (2.11)$$

Los valores de σ_n y m para una serie de datos se determinan por las ecuaciones:

$$\sigma_n^2 = \frac{\sum y_i}{n} - \frac{\left[\sum x_i y_i - \frac{\sum x_i \sum y_i}{n} \right]^2}{\left[\sum x_i^2 - \frac{(\sum x_i)^2}{n} \right] \frac{\sum x_i}{n}}$$

$$m = \frac{1}{\sigma_n} - \frac{\left[\sum x_i y_i - \frac{\sum x_i \sum y_i}{n} \right]}{\left[\sum x_i^2 - \frac{(\sum x_i)^2}{n} \right]}$$

donde x_i y y_i son pares sucesivos de datos y n es el número total de pares.

2.5 ESFUERZO EFECTIVO Y ACCION DEL AGUA.

El esfuerzo efectivo, se determina a partir de la propiedad de permeabilidad del suelo que depende a su vez del grado de fragmentación y de la abertura de las fisuras, pero desde el punto de vista práctico puede considerarse que la permeabilidad del macizo rocoso es despreciable por lo que la presión intersticial no existe (Referencia 6).

La acción del agua del subsuelo sobre el macizo rocoso y en concreto sobre la excavación subterránea, se ejerce con una presión exterior sobre el revestimiento, cuya distribución depende de los niveles piezométricos del agua a lo largo del diámetro vertical de los túneles. Además de la acción de dren que el propio túnel puede provocar en toda su longitud con los fenómenos adyacentes de tubificación y abatimiento piezométrico.

Para lograr que el agua freática no contamine y no disminuya la resistencia del colado del concreto, ésta deberá canalizarse por medio de drenes que mantendrán seco el túnel. En zonas de lluvia abundante, se colocan láminas troqueladas y fijas al revestimiento para que en esa forma el agua circule entre la pared del túnel.

2.6 CONCLUSIONES.

Como falla se entiende, el esfuerzo que soporta una muestra, en otras palabras, es la relación entre los esfuerzos inducidos alrededor de las excavaciones y los niveles de esfuerzos a los cuales la falla se presenta en la roca.

Las pruebas de laboratorio son muy necesarias e indispensables en el diseño de excavaciones subterráneas, ya que proporcionan datos del comportamiento del macizo rocoso y cual es su resistencia, para así determinar si es necesario o no un revestimiento para reforzar la obra de excavación.

Es importante señalar que el agua es un factor muy importante a considerar en el diseño, pero no desde el punto de vista de su presión intersticial sino por los esfuerzos y presiones externas que puede generar en las excavaciones subterráneas y su revestimiento cuando estas se encuentran bajo el nivel freático. Como ya se mencionó en párrafos anteriores, el agua no produce ningún efecto de presión intersticial ya que la roca para efectos prácticos se considera impermeable, entonces los esfuerzos a que se somete la excavación serán únicamente debidos a la presión del peso sobre la roca y al efecto que produce la alteración del subsuelo por la excavación.

CAPITULO III.

CLASIFICACION DE LOS MACIZOS ROCOSOS.

Habiendose recabado la información preliminar en cuanto a la geología del lugar de un proyecto, de los tipos de roca, su resistencia a la compresión, su grado de fracturación, sus discontinuidades principales (fallas, estratificación, etc.), los fenómenos de flujo de agua, se prosigue con la etapa siguiente que es el de la clasificación geomecánica del macizo rocoso en estudio. Varios investigadores basandose en su experiencia muchas veces y otros en base a estudios bien definidos de los estratos rocosos, proponen métodos de clasificación de macizos rocosos, para que sirvan de base para el diseño de los proyectos.

3.1 CLASIFICACION DE LAS ROCAS DE TERZAGHI.

En 1946 Terzaghi fué el primero en proponer un sistema sencillo de clasificación para poder calcular las cargas que deben soportar los marcos de acero en los túneles (Referencia 7).

El concepto usado por Terzaghi para estimar la carga de roca transmitida a los marcos de acero para el soporte de un túnel se ilustra en el diagrama de la figura 3.1.

Durante la construcción del túnel habrá algún relajamiento de la cohesión de la formación rocosa arriba y en los lados del túnel. La roca suelta dentro del area a c d b tenderá a irrumpir en el túnel. A este movimiento se opondrán fuerzas de fricción a lo largo de los límites laterales a c y b d y estas fuerzas de fricción transfieren la parte más importante del peso de la carga de roca W_1 al material de los lados del túnel. El techo y los lados del túnel no tienen que soportar más que el resto de la carga que equivale a una altura H_p . El ancho B_1 de la zona de la roca donde existe el movimiento, dependerá de las características de la roca y de las dimensiones H_1 y B del túnel.

Los estudios de Terzaghi en maquetas y sus observaciones lo llevaron a determinar y proponer una escala de valores de cargas de roca señalada en la Tabla 3.1.

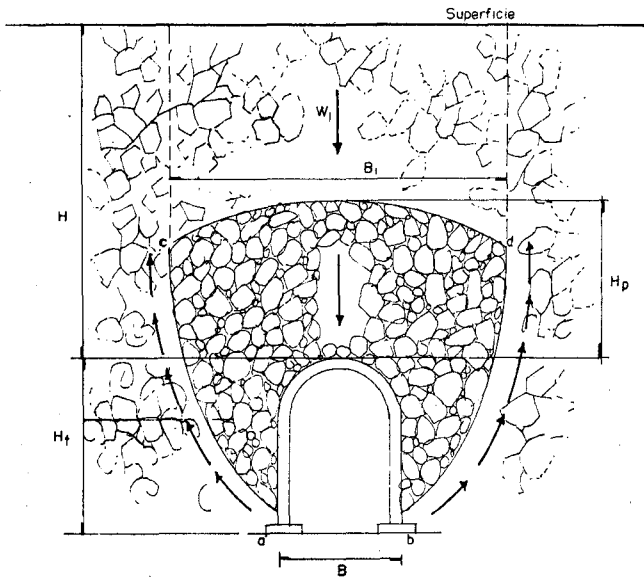


Figura 3.1 Esquema del movimiento de roca suelta hacia un túnel y la transferencia de la carga a la roca circundante.

Tabla 3.1. Clasificación de Terzaghi para carga de roca en túneles con soporte de marcos de acero.

Carga de roca H_p en pies de roca sobre el techo del túnel con ancho B (en pies) y altura H_t (en pies) o profundidad superior de más de 1.5 ($B + H_t$)*

Estado de la roca	Carga de roca H_p en pies	Observaciones
1. Dura y masiva	cero	Solo se necesitará refzo. escaso si hay desprendido.
2. Dura pero estratificada o esquistosa	0 a 0.5 B	Refuerzo escaso sólo como protección a derrumbes.
3. Masiva, ligeramente fisurada	0 a 0.25 B	La carga puede cambiar errática.
4. Medianamente fracturada	0.25B a 0.35 ($B + H_t$)	No hay presión lateral.
5. Muy fracturada y abierta	(0.35 a 1.10) ($B + H_t$)	Foca o ninguna presión lateral
6. Totalmente triturada pero químicamente inalterada	1.10 ($B + H_t$)	Presiones laterales considerables.
7. Roca comprimida profundidad moderada.	(1.10 a 2.20) ($B + H_t$)	Considerable presión lateral Se requiere plantilla apuntalada. Usar marcos circulares.
8. Roca comprimida a gran profundidad.	(2.10 a 4.5) ($B + H_t$)	
9. Roca expansiva	Hasta 250 pies, independientemente del valor ($B + H_t$).	Marcos circulares indispensables. En casos extremos, úsese refuerzo elástico.

* Se supone que el techo del túnel se encuentra abajo del nivel freático. Si se localiza permanentemente arriba del nivel freático, los valores que se indican de 4 a 6 podrán disminuirse en un cincuenta por ciento.

3.2 EL INDICE DE CALIDAD DE LA ROCA DE DEERE (ICR).

En 1964, Deere introdujo un índice cuantitativo de la calidad de la roca basada en la recuperación de núcleos con perforación de diamante. Es el sistema ICR, que se ha utilizado en todos lados y hasta la fecha sigue formando parte de los métodos más modernos de clasificación. El ICR se define como el porcentaje de núcleos que se recuperan en piezas enteras de 100 mm. o más, del largo total del barrenado (referencia 7).

$$\text{ICR (\%)} = \frac{100 \times \text{Longitud de los núcleos mayores de 100 mm}}{\text{Largo del barrenado}}$$

Deere propuso la siguiente relación entre el valor numérico RQD y la calidad de la roca desde el punto de vista de la ingeniería:

ICR	Calidad de la roca
< 25%	Muy mala
25-50%	Mala
50-75%	Regular
75-90%	Buena
90-100%	Muy buena

Ya que el ICR permite dar un valor numérico a la calidad de la roca, se relacionó este número con la clasificación de Terzaghi. Cording, Hendron y Deere modificaron el factor de carga de roca de Terzaghi y relacionaron este modificado con el ICR como se muestra en la figura 3.2. Pero cabe aclarar que solo se aplica a refuerzo de túneles con marcos de acero.

Merrit intentó aplicar el ICR, para determinar el tipo de ademe necesario en un túnel esto se ilustra en la figura 3.3.

Pero el criterio de refuerzos del ICR tiene limitaciones en el caso de que haya fracturas con rellenos delgados de arcilla o de material meteorizada, además no toma en cuenta otros factores como por ejemplo la orientación de las juntas, lo que también tiene su importancia para el comportamiento de la roca alrededor de una excavación subterránea.

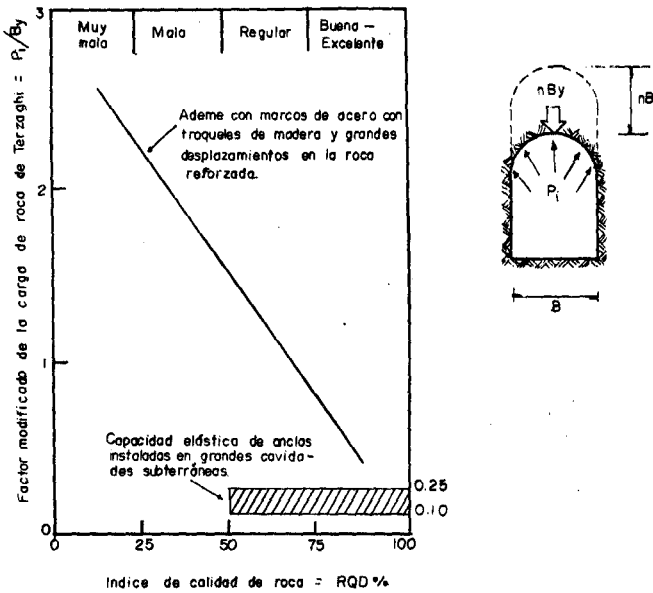


Figura 3.2 Relación aproximada entre el factor de carga de Terzaghi (modificado) y el RQD.

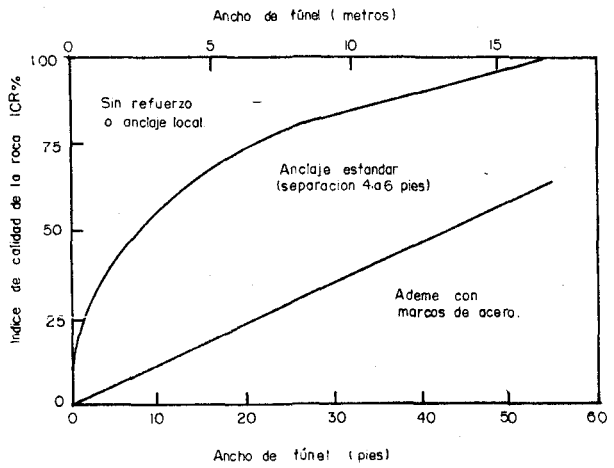


Figura 3.3 Proposición del uso de la ICR para escoger el sistema de soporte de roca.

Entonces el ICR será deficiente en lugares donde hay arcillas y materiales meteorizados, por lo que además de clasificar el macizo rocoso se debe clasificar la naturaleza de las discontinuidades según de naturaleza, existen siete grupos de rellenos de discontinuidades que tienen una influencia importante sobre el comportamiento de la roca que las contenga.

1. Las juntas soldadas, generalmente por precipitaciones y cristalizaciones secundarias. Estas juntas pueden ser de igual, de menor o de mayor resistencia que el material circundante.
2. Discontinuidades limpias, o sea sin rellenos ni recubrimientos.
3. Los rellenos de calcita, en cristales o en hojuelas pueden disolverse durante el tiempo de vida de una excavación subterránea y hacer que un túnel que estuviera inicialmente estable, se torne inestable.
4. Los rellenos de clorita, de talco o grafito que hacen las juntas muy resbalosas especialmente cuando están húmedas.
5. La arcilla inerte, que puede comprimirse o lavarse.
6. Las arcillas expansivas que pueden causar problemas por la expansión libre y la pérdida consecuente de resistencia o por la formidable presión expansiva cuando están confinadas.
7. Un material que se ha alterado en otro material de menor cohesión y puede causar problemas de estabilidad como por ejemplo, roca que se transformó en arena.

3.3 CLASIFICACION CSIR.

El método CSIR, fué desarrollado por Beniaowski, en base a una clasificación que fuera sencilla en sus términos y se apoyara en parámetros que se dejan medir y pueden establecerse en el campo de manera rápida y económica. Para lograrlo, estableció cinco parámetros básicos que incluyen:

1. La resistencia de la roca inalterada, para lo cual emplea la clasificación de la resistencia a la compresión uniaxial que proponen Deere y Miller según la Tabla 3.2.

Tabla 3.2 Clasificación de la resistencia de roca inalterada de Deere y Miller.

Descripción	Resistencia a la compresión uniaxial			Ejemplos
	Lbf/pulg ²	Kgf/cm ²	MPa	
Resistencia muy baja.	150-3500	10-250	1-25	Yeso, sal de roca.
Resistencia baja	3500-7500	250-500	25-50	Carbón, lutita, esquisto.
Resistencia media.	7500-15000	500-1000	50-100	Arenisca, pizarra.
Resistencia alta.	15000-30000	1000-2000	100-200	Mármol, granito, gneis.
Resistencia muy alta.	> 30000	> 2000	> 200	Cuarcita, dolerita, gabra, basalto.

Tabla 3.3 Clasificación de Deere para el espaciamiento de juntas.

Descripción	Espaciamiento de juntas		Apreciación de la roca
Muy separado	> 3m	> 10 pies	Sólida
Separado	1m a 3m	3 pies a 10 pies	Masiva
Bastante cerca	0.3m a 1m	1 pie a 3 pies	Bloques Junteados
Cerca	50mm a 300mm	2 pulg a 1 pie	Fracturada
Muy cerca	< 50mm	< 2 pulg	triturada y molida.

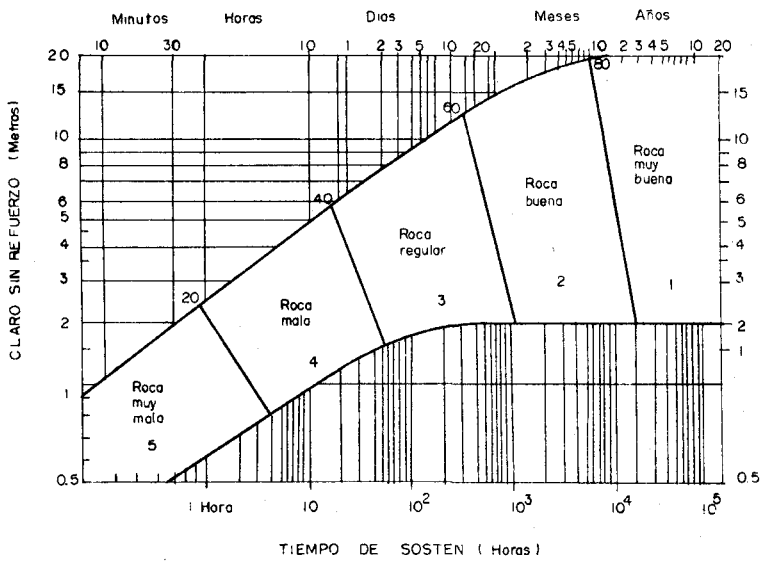


Figura 3.4 Relación entre el tiempo de sostén de un claro de una excavación subterránea sin ademe y la clasificación geomecánica CSIR.

2.- ICR (Índice de calidad de la roca según Deere).

3.- El espaciamiento de las fisuras, según la Tabla 3.3 de Deere.

4.- El estado de las fisuras que toma en cuenta la separación o abertura de las fisuras, su continuidad, la rugosidad de su superficie, el estado de las paredes y la presencia de relleno en las fisuras.

5.- Las condiciones del agua subterránea.

Se hace un intento de medir la influencia del flujo de aguas subterráneas sobre la estabilidad de excavaciones en términos del caudal observado que penetra en la excavación, y de la relación que existe entre la presión del agua en las fisuras y el esfuerzo principal que existe entre la presión del agua en las fisuras y el esfuerzo general principal, o con alguna observación cualitativa general relacionada con el agua subterránea.

La forma en que estos parámetros han sido incorporados en la Clasificación Geomecánica CSIR para macizos fisurados, se muestra en la Tabla 3.4 A. Cada parámetro no contribuye necesariamente de igual manera al comportamiento del macizo. Por ello se hace un ajuste por el concepto de la orientación de las fisuras, que se señala en la Tabla 3.4 B.

En la Tabla 3.5 se da una explicación de los términos descriptivos usados, como es el rumbo y el echado de las fisuras. La Tabla 3.4 C muestra la clasificación y la descripción del macizo rocoso según las valuaciones totales. En la Tabla 3.4 D se da una interpretación de las valuaciones en términos de tiempo de sostén para las excavaciones subterráneas y los parámetros de la resistencia del macizo rocoso.

En la figura 3.4 se ha relacionado la valuación del macizo rocoso (o marcador total de la valuación del macizo) con el tiempo de soporte de un claro activo sin ademe (Referencia 7).

Tabla 3.4 Clasificación Geomecánica CSIR de macizos de roca fisurada.
A. Clasificación de los parámetros y su evaluación.

Parámetro		Escala de valores							
1	Resistencia de la roca inalterada.	Indice de la carga de punta	> 8 Mpa	4-8 Mpa	2-4 Mpa	1-2 Mpa	Para esta escala tan baja se prefiere la prueba de res. a com.uniaxial		
		Resist. a la comp. uniaxial	> 200 MPa	100-200MPa	50-100MPa	25-50 MPa	10-25 MPa	3-10 MPa	1-3 MPa
	Valuación		15	12	7	4	2	1	0
2	Calidad de corazon explosion ICR		90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	< 25%		
	Valuación		20	17	13	8	3		
3	Espacia. de juntas		> 3 m	1-3 m	0.3-1 m	50-300mm	< 50 mm		
	Valuación		30	25	20	10	5		
4	Estado de las fisuras.		Superf. muy rugosas sin separ. roca dura	Sup. algo rugosas, separación < 1mm roca dura	Sup. algo rugosas. Sep. < 1mm roca suave	Sup. pulidas o relleno < 5mm fisuras 1-5 mm	Relleno blando < 5 mm fisuras abiertas < 5 mm fisuras conti.		
	Valuación		25	20	12	6	0		
5	Agas subterráneas	Cantidad de infiltración por 10 m de túnel	Ninguna		< 25 lts/min	25-125 lts/min	> 125 lts/min		
		Presión de agua en la superficie	Cero		0.0-0.2	0.2-0.5	> 0.5		
		Situación general	Totalmente seco		Solo húmedo.	Ligera presión	serios problemas de agua.		
	Valuación		10		7	4	0		

B. Ajuste en la valuación por orientación de fisuras.

Orientación de rumbo y echado de fallas		Muy Favorable	Favorable	Regular	Desfavorable	Muy desfavorable
Valuación	Túneles	0	-2	-5	-10	-12
	Cimentac.	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60

C. Clasificación de rocas según el total de valuación.

Valuación	10-81	80-61	60-41	40-21	< 20
Clasificación No.	I	II	III	IV	V
Descripción	Muy buena	Buena roca	Roca regul	Roca mala	muy mala

D. Significado de la clasificación del macizo rocoso.

Clasificación No.	I	II	III	IV	V
Tiempo medio de sostén	10 años para claro de 5 m	6 meses para claro de 4 m	1 semana para claro de 3 m	5 horas para claro de 15 m.	10 min. para claro de .5m
Cohesión de la roca. Angulo de fricción de la roca.	> 300Kg Pa >45 grados	200-300kPa 40-45 grad	150-200KPa 35-40 grad	100-150KgPa 30-35 grad	<100 KgPa <30 grados

Tabla 3.5 El efecto del rumbo y el echado de las fisuras en los túneles.

Rumbo perpendicular al eje del túnel				Rumbo paralelo al eje del túnel		Echado de 0-20 grad. Independiente del rumbo
Penetración en el sentido del rumbo.		Penetración contra el rumbo.		Echado 45-90 grad	Echado 20-45 grad	
Echado 45-90 grad	Echado 20-45 grad	Echado 45-90 grad	Echado 20-45 grad			
Muy favorable	Favorable	Regular	Desfavorable.	Muy desfavorable	Regular	Desfavorable

3.4 EL INDICE DE CALIDAD (NGI).

El Norwegian Geotechnical Institute (NGI), con los investigadores Barton, Lien y Lunde, propuso un índice para determinar la calidad de un macizo rocoso para la excavación de túneles. El valor numérico de este índice Q se define por:

$$Q = \frac{ICR}{J_n} \times \frac{J_r}{J_s} \times \frac{J_w}{SRF}$$

donde ICR = Índice de calidad de la roca de Deere.

J_n = Número de sistemas de juntas.

J_r = Número de la rugosidad de las fisuras.

J_w = Factor de reducción por presencia de agua en juntas

SRF = Factor de reducción por esfuerzos.

En la Tabla 3.6, se señalan los parámetros individuales para cada uno de los conceptos anteriores.

Al aplicarse los valores, se hace patente que la ecuación se reduce en realidad a solo tres parámetros que son:

1. El tamaño de los bloques (ICR/J_n)
2. Resistencia al esfuerzo cortante entre los bloques (J_r/J_s)
3. Los esfuerzos activos (J_w/SRF)

Tabla 3.6 CLASIFICACION DE LOS PARAMETROS INDIVIDUALES EN EL NGI.

Descripción	Valor	Notas
1. Índice de calidad de roca	ICR	
A. Muy mala	0-25	1. Donde ICR se reporta como <10 incluso se le otorga un valor nominal de 10 aplicable a Q. 2. Intervalo de 5 para RQD. O sea 100, 95, 90, etc. son suficientemente precisos.
B. Mala	25-50	
C. Regular	50-75	
D. Buena	75-90	
E. Excelente	90-100	
2. Número de sistemas de fisuras J_n		
A. Masivo, sin o pocas fis.	0.5-1.0	1. Para cruces en túneles utilizar (3 x J_n) 2. Para portales utilizar (2 x J_n)
B. Un sist. de fisuras	2	
C. Un sistema de fisuras + una aislada	3	
D. Dos sist. de fisuras	4	
E. Dos sist. de fisuras + una aislada.	6	
F. Tres sistemas de fisuras	9	
G. Tres sist. de fis + una aisl.	12	
H. Cuatro o más sist. de fis.	15	
I. Roca triturada, terregal.	20	

3. Número de rugosidad de fisuras J.

- a. Contacto en las paredes
- b. Contacto en las paredes antes de un cizalleo de 10 cm.

A. Fisuras sin continuidad	4
B. Rugosas o irregulares, corrugadas	3
C. Suaves, corrugación suave.	2
D. Reliz de falla, o superficie de fricción con ondulación	1.5
E. Rugosas o irregulares, pero planas	1.0
F. Lisas y planas	1.0
G. Reliz de falla o superficie de fricción plana.	0.5

1. Añade 1.0 si el espaciamiento medio del sistema de juntas es $>$ de 3 m.

2. $J_r = 0.5$ se puede usar para fisuras de fricción planas y que tengan alineaciones con la condición de que estas estén orientadas para resistencia mínima.

- c. Sin contacto de pared despues de un cizalleo.

H. Zona que contiene minerales arcillosos de espesor suficiente para impedir el contacto de paredes.	1.0
J. Zona arenosa, de grava o roca triturada de espesor suficiente para impedir el contacto de paredes.	1.0

4. Número de alteración de juntas J_a \bar{f}_r (aprox)

- a. Contacto en las paredes de roca.

A. Relleno soldado, duro, inablandable, impermeable.	0.75	-
B. Paredes inalteradas, solo con manchas de superficie	1.0	(25°-35°)
C. Paredes ligeramente alteradas con recubrimiento de minerales inablandables, parts. arenosas, roca triturada sin arcilla	2.0	(25°-30°)
D. Recubrimientos limosos o areno-arcillosos, pequeñas partículas de arcilla.	3.0	(20°-25°)
E. Rec. ablandables o con arcilla de baja fricción y pequeñas cantidades de arcillas expansivas.	4.0	(8°-16°)

1. Los valores de \bar{f}_r , el ángulo de fricción residual, se indican como guía aprox. de las prop. mineralógicas

b. Contacto en las paredes antes de un cizalleo de 10 cm

F. Partículas arenosas, roca desintegrada, sin arcilla 4.0 (25°-30°)

G. Rellenos de minerales arcillosos muy consolidados e inablandables (espesor < 5 mm.) 6.0 (16°-24°)

H. Rellenos de minerales arcillosos de consolidación media o baja (cont. < 5 mm de espesor) 8.0 (8°-16°)

J. Rellenos de arcillas expansivas, (continuos, < 5mm de espesor). El valor J_w depende del porcentaje de partículas expansivas y del acceso al agua. 8.0-12.0 (6°-12°)

c. Sin contacto de las paredes después del cizalleo.

K. Zonas o capas de roca y arcilla desintegrada. 6.0

L. o triturada (véase G, H y J para 8.0

M. condiciones de arcilla) 0.8-12.0 (6°-24°)

N. Zonas o capas de arcilla limosa o arenosa, pequeñas fracciones de arcilla (inablandable) 5.0

O. Zonas o capas gruesas

P. de arcilla (véase G, H, y J, para 10.0-13.0

R. las condiciones de la arcilla 13.0-20.0 (6°-24°)

5. Factor de reducción por agua en las fisuras.

J_r Presión aprox. agua (Kgf/cm²)

A. Excavación seca o poca infiltración. O sea <5lts/min localmente.

1.0 < 1.0

B. Infiltración o presión medianas con lavado ocasional de los rellenos.

0.66 1.0-2.5 1

C. Gran infiltración o presión alta en roca competente con juntas sin relleno.

0.50 2.5-10.0

D. Gran infiltración o presión alta, lavado importante de los rellenos.

0.33 2.5-10.0

E. Infiltración o presión excepcionalmente altas con las voladuras, disminuyendo con el tiempo.

0.2-0.1 > 10

F. Infiltración o presión excepcionalmente altas en todo momento.

0.1-0.05 > 10

1. Los factores C a F son estimaciones aproximadas si se instalan drenes.
2. Los problemas especiales causados por presencia de hielo no se toman en cuenta.

6. Factor de reducción de esfuerzos (SRF)

a. Zonas de debilidad que intersecan la excavación y que pueden ser la causa de que le macizo se desestabilice cuando se construye el túnel.

SRF

A. Múltiples zonas de debilidad que con tengan arcilla o roca químicamente desintegrada, roca circundante muy suelta (cualquier profundidad)

10.0

1. Redúzcanse estos valores SRF de 25-50% si las zonas de fracturas solo interesan pero no cruzan la excavación.

B. Zonas de debilidad aisladas que con tengan arcilla o roca químicamente desintegrada (profundidad de excavación < 50 m).

5.0

2. Para un campo virgen de esfuerzos fuertemente anisotrópicos (si se mide): cuando

C. Zonas de debilidad aisladas que con tengan arcilla o roca químicamente desintegrada (profundidad de excavación > 50 m).

2.5

$5 \leq \sigma_1/\sigma_3$
 ≤ 10 redúzcase σ_c a $0.8\sigma_c$

D. Múltiples zonas de fracturas en roca competente (sin arcilla), roca circundante suelta (cualquier profundidad).

7.5

y σ_c a $0.8\sigma_c$.
 Cuando $\sigma_1/\sigma_3 > 10$, redúzcase σ_c y σ_c a $0.6\sigma_c$ y $0.6\sigma_c$

E. Zonas de fracturas aisladas en roca competente (sin arcilla), (profundidad de la excavación < 50 m).

5.0

donde σ_c = fuerza de tensión (carga de punta)

F. Zonas de fracturas aisladas en roca (sin arcilla), (profundidad de la excavación > 50 m)

5.0

σ_c = fuerza confinada y σ_1 y σ_3 son las fuerzas mayores y menores principales.

G. Fisuras abiertas sueltas, fisuración intensa (cualquier profundidad)

b. Roca competente, problemas de esfuerzos.

σ_c/σ

σ_c/σ_1

SRF

H. Esfuerzo bajo cerca de la superficie

>200

>13

2.5

J. Esfuerzo medio no

200-10

13-0.6

1.0

3. Hay pocos casos donde el techo abajo de la superficie sea menor que el ancho del claro. Se sugiere que el SRF sea aumentando de 2.5 a 5

K. Esfuerzo grande estructura muy cerrada (generalmente favorable para la estab. puede ser desfavorable para la estab. de las tablas).

10-5

0.66-0.33

0.5-2

L. Desprendido moderado de la roca (roca masiva).	5-2.5	0.33-0.16	5-10
M. Desprendido intenso de la roca (roca masiva).	< 2.5	< 0.16	10-20
c. Roca compresiva, flujo plástico de roca competente bajo la influencia de presiones altas de la roca			SRF
N. Presiones compresivas moderadas.			5-10
O. Presiones compresivas altas.			10-20
d. Roca expansiva, acción química expansiva dependiendo de la presencia de agua.			
P. Presiones expansivas moderadas			5-10
R. Presiones expansivas altas.			10-20

Notas complementarias para el uso de estas tablas.

Al estimar la calidad de la roca (Q) se seguirán las siguientes instrucciones complementarias a las notas indicadas en las tablas:

1. Cuando no se dispone de núcleos de perforación, se podrá estimar la RQD por la cantidad de fisuras por unidad de volumen, en la que la cantidad de juntas por metro de cada sistema de juntas se suman. Una simple relación podrá usarse para convertir esta cantidad en ICR para una roca sin arcilla:

$$ICR = 115 - 3.3J_v \text{ (aprox.) donde } J_v = \text{Cantidad de fisuras por m}^3$$

$$ICR = 100 \text{ para } J_v < 4.5$$

2. El parámetro J_n , que representa la cantidad de sistemas de fisuras estará afectado muchas veces por foliación, esquistosidad, crucero pizarroso o estratificación etc. Cuando están muy evidentes estas fisuras paralelas deberán evidentemente considerarse como sistemas completos de fisuras. Sin embargo si hay pocas fisuras visibles, o si no hay más que interrupciones ocasionales en el núcleo debido a estas características, será más correcto contarlos como fisuras aisladas cuando se evalúa J_n .

3. Los parámetros J_1 y J_2 (que representan el esfuerzo cortante) deben referirse al sistema de fisuras o a la discontinuidad con relleno de arcilla más debiles de la zona que se examina. Sin embargo, cuando un sistema de fisuras o una discontinuidad con la valuación minima (J_1/J_2) tiene una orientación favorable para la estabilidad, otro sistema de o discontinuidad con una orientación menos favorable puede ser más sobresaliente y su valor más grande de (J_1/J_2) se usará al evaluar Q. De hecho, el valor mencionado se relaciona a la superficie en la que más probable mente comenzará la inestabilidad.
4. Cuando un macizo contiene arcilla, se aplicará el factor SRF para roca que se puede desestabilizar (6a.). En estos casos la resistencia de la roca inalterada es de poco interés. Si embargo, cuando las fisuras son pocas y no hay arcilla, la resistencia de la roca inalterada puede ser el eslabón más debil y la estabilidad dependerá de la relación esfuerzo-roca/resistencia-roca. Un campo de esfuerzos fuertemente anisotrópico es desfavorable para la estabilidad y se toma en cuenta esto en forma aproximada en la nota 2 de la tabla para valuar el factor de reducción de esfuerzos.
5. Las resistencias a la compresión y a la tensión (σ_c y σ_t) de la roca inalterada deberán evaluarse en un ambiente saturado si así corresponde a las condiciones in situ presente o futuras. Se hará una estimación muy conservadora de la resistencia para aquellas rocas que se alteran mucho cuando se exponen a la humedad o a un ambiente saturado.

Una vez determinado el valor Q y para poder relacionar este valor con el comportamiento de una excavación subterránea, se la aplica un elemento cuantitativo adicional llamado La dimensión equivalente D_e de la excavación. Esta dimensión se obtiene al dividir el ancho, diámetro o altura de la excavación por una cantidad llamada relación de soporte de la excavación (ESR: Excavation Support Ratio).

Luego:

$$D_e = \frac{\text{Ancho de la excavación, diámetro o altura (m)}}{\text{relación de soporte de la excavación ESR}}$$

La relación de soporte de la excavación ESR tiene que ver con el uso que se pretende dar a la excavación y hasta dónde se le puede permitir cierto grado de inestabilidad. A continuación se dan los valores supuestos para ESR:

Tipo de excavación	ESR
A. Excavaciones mineras provisionales.	3 - 5
B. Excavaciones mineras permanentes, túneles de conducción de agua para obras hidroeléctricas (con la excepción de las cámaras de alta presión para compuertas), túneles piloto (exploración), excavaciones parciales para cámaras subterráneas grandes	1.6
C. Cámaras de almacenamiento, plantas subterráneas para el tratamiento de aguas, túneles carreteros y ferrocarriles pequeños, cámaras de alta presión, túneles auxiliares.	1.3
D. Casas de máquinas, túneles carreteros y ferrocarriles mayores, refugios de defensa civil, portales y cruces de túnel.	1.0
E. Estaciones nucleoelectricas subterráneas, estaciones de ferrocarril, instalaciones para deportes y reuniones, fábricas.	0.8

En la fig. 3.5 siguiente, Barton, Lien y Lunde representaron gráficamente la relación entre el Índice de Calidad para Túneles Q y la dimensión equivalente D_e de una excavación que se sostendrá sin ademe (Referencia 5).

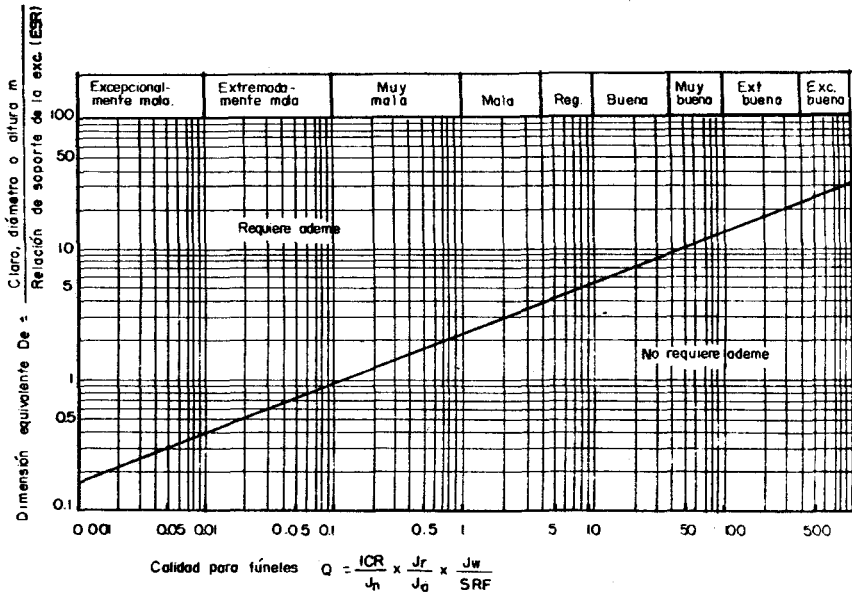


Figura 3.5 Relación entre la dimensión equivalente máxima D_e de una excavación subterránea sin ademe y el índice Q de la calidad para túneles.

3.5 Ejemplo práctico usando la clasificación geomecánica (CSIR).

Considere un macizo granítico en el cual se debe perforar un túnel. Se realiza la prueba de carga de punta, observación del macizo y con ayuda de la Tabla 3.4. La clasificación será de esta manera:

Parámetro de clasificación	Valor o descripción	Valuación
1. Resistencia del material inalterado	150 MPa	12
2. ICR	70 %	13
3. Espaciamiento de las fisuras.	0.5 m	20
4. Estado de las fisuras	Superficies levemente rugosas. Separación < 1 mm. Paredes de roca dura.	20
5. Agua subterránea	Agua con presión moderada.	4
	Suma total	<hr/> 69

El túnel quedó orientado de manera que el sistema principal de fisuras tiene un rumbo perpendicular al eje del túnel con un echado de 30° contra la dirección de la penetración. La tabla 2.5 señala que esta situación es desfavorable, por lo que se hace un ajuste de -10 según la Tabla 3.4 B. En esta forma la suma total es de 59, lo que coloca la roca en la parte alta de la Clasificación III. con mención regular, como se aprecia en la Tabla 3.4 C.

La Tabla 3.4 D, indica un tiempo de sostén aproximadamente de 1 semana para un túnel de 3m sin ademe. Si se usa la figura 3.4 se obtendrá algo similar.

3.6 Ejemplo práctico utilizando el Índice de Calidad de Túneles (NGI).

Se requiere una planta subterránea de trituración en el pie de roca de una formación de vetas de plomo-zinc y se necesita saber el claro que se podrá dejar sin ademe. se hace el análisis en la forma siguiente:

Concepto	Descripción	Valor
1. Calidad de roca	Buena	RQD = 80%
2. Sistemas de fisuras	2 sistemas	$J_n = 4$
3. Rugosidad de fisuras	Rugosas	$J_r = 3$
4. Estado de fisuras	Relleno de arcillas	$J_a = 4$
5. Estado del agua en las fisuras	Grandes filtraciones	$J_w = 0.44$
6. Reducción de esfuerzos	Esfuerzos medianos	SRF = 1.0

Luego:

$$Q = \frac{80}{4} \times \frac{3}{4} \times \frac{0.33}{1} = 5$$

En la figura 3.5 se ve que la dimensión equivalente D_e máxima para una excavación sin ademe en este macizo es de 4 metros. Una cavidad subterránea permanente tiene una relación de esfuerzo-excavación ESR de 1.6 y por lo tanto el claro sin soporte máximo que se puede considerar para esta planta de trituración es de $ESR \times D_e = 1.6 \times 4 = 6.4$ metros.

3.7 CONCLUSIONES.

Los sistemas de clasificación de macizos rocosos basados en la experiencia y en la experimentación de muchos años por estudiosos en la materia, son una ayuda importante en el diseño de excavaciones subterráneas, ya que proporcionan datos que pueden dar al ingeniero una aproximación del comportamiento de la roca.

De los sistemas de clasificación, el CSIR y NGI, son los que incluyen el mayor número de datos para evaluar todos los factores que hacen estable una excavación subterránea, y su aplicación es muy sencilla.

CAPITULO IV.

CONCENTRACIONES DE ESFUERZOS EN EL CONTORNO DE TUNELES EN SUELOS FIRMES.

Se analizan en este capítulo las concentraciones de esfuerzos alrededor de túneles en suelos firmes, con base en la teoría del medio continuo (elasticidad lineal, plasticidad, etc.), cuyas limitaciones son obvias pero permiten establecer un marco de referencia. Se discutirá primero el caso de cavidades aisladas (túnel, lumbrera o cámara esférica en un medio continuo) cuyas propiedades mecánicas se suponen conocidas.

4.1 CAVIDAD AISLADA.

4.1.1 Túnel sencillo, problema bidimensional.

Este es quizá el problema básico. Se considera el caso de un túnel de sección circular aislado, suficientemente largo (relación de largo a diámetro igual por lo menos a 5), y no recubierto a fin de obviar el problema de la interacción suelo-revestimiento. Para este caso, la solución elástica es la siguiente:

$$\sigma_r = \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_3) \left(1 - \frac{R^2}{r^2} \right) - \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \left(1 - \frac{4R^2}{r^2} + \frac{3R^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \quad (4.1)$$

$$\sigma_\theta = \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_3) \left(1 + \frac{R^2}{r^2} \right) + \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \left(1 + \frac{3R^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \quad (4.2)$$

$$\tau_{r\theta} = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \left(1 + \frac{2R^2}{r^2} - \frac{3R^4}{r^4} \right) \text{SEN } 2\theta \quad (4.3)$$

Con las notaciones de la figura 4.1

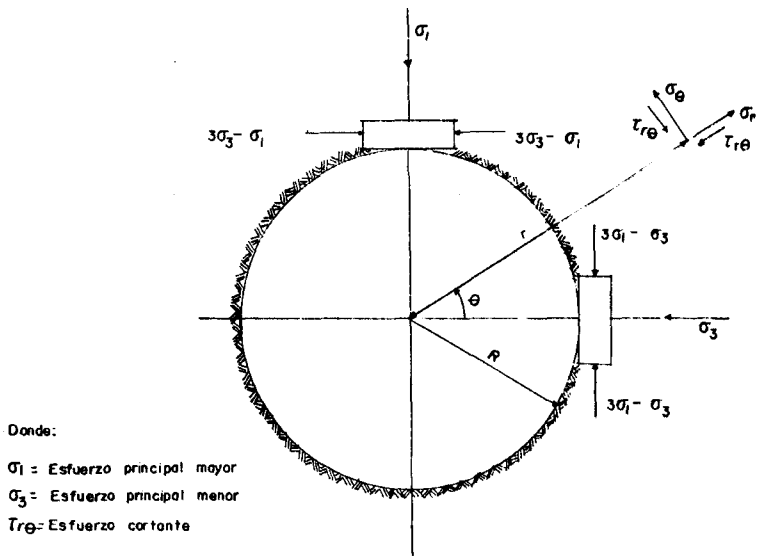


Figura 4.1

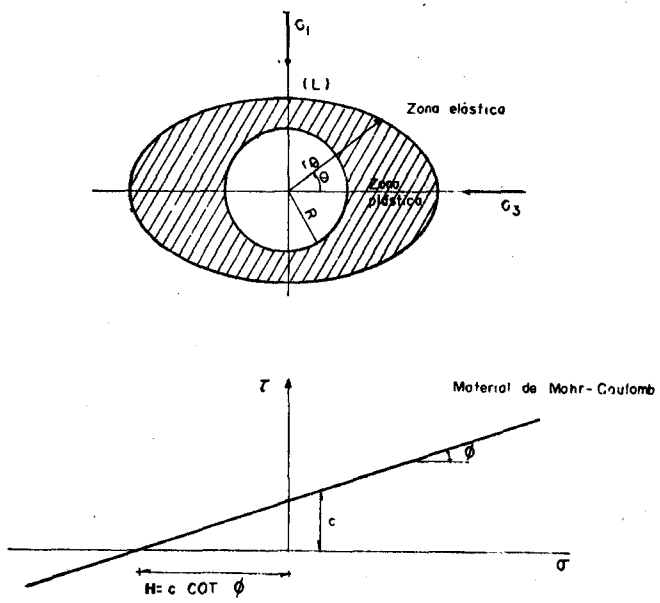


Figura 4.2 Plastificación alrededor de un túnel circular aislado

El material localizado en la periferia del túnel queda sometido, de acuerdo con las ecuaciones 4.1 y 4.2, a un estado de esfuerzos tal que:

$$\sigma_r = 0 \text{ y } \sigma_\theta = 3\sigma_1 - \sigma_3 \text{ para } \theta = 0$$

$$\sigma_r = 0 \text{ y } \sigma_\theta = 3\sigma_3 - \sigma_1 \text{ para } \theta = \pi/2$$

Por tanto, si

$$3\sigma_1 - \sigma_3 > q_u \quad (4.4)$$

Siendo q_u la resistencia a compresión simple del suelo, el material falla a compresión para $\theta = 0$, y si

$$\sigma_3 / \sigma_1 < 1/3 \quad (4.5)$$

El material falla a tensión en la clave del túnel.

El inicio de la inestabilidad en el contorno del túnel puede generarse ya sea en las paredes laterales, por insuficiencia de resistencia a compresión triaxial, o en la clave por insuficiencia de resistencia a tensión.

Sea ahora el caso más común de inestabilidad ocasionada por insuficiencia de resistencia a compresión triaxial en las paredes laterales del túnel se genera una zona de plastificación (figura 4.2) cuya geometría, a falta de una solución rigurosa, puede establecerse aproximadamente siguiendo el razonamiento propuesto por Savin para suelos que obedecen al criterio de falla de Tresca (Referencia 9), y adaptándolo para considerar el caso de un material de Mohr-Coulomb (Referencia 10). Resulta, entonces, que la curva L. frontera entre zonas elástica y plástica, es una elipse y tiene por ecuación polar

$$r = R \left[\frac{(\sigma_1 + \sigma + 2H)(1 - \text{SEN } \theta)}{2H} \right]^{\frac{1 - \text{SEN } \theta}{2 - \text{SEN } \theta}} \left[1 + \frac{(\sigma_1 - \sigma_3) \text{COS } 2\theta (1 - \text{SEN } \theta)}{\text{SEN } \theta (\sigma_1 + \sigma_3 + 2H)} \right] \quad (4.6)$$

En caso de que el estado de esfuerzos sea hidrostático, $\sigma_1 = \sigma_3 = \sigma$, la ecuación 4.6 se reduce a:

$$r = R \left[\frac{(\sigma + H)(1 - \text{SEN}\theta)}{H} \right] \frac{1 - \text{SEN}\theta}{2 \text{SEN}\theta}$$

Que es la ecuación polar de un círculo de radio r , independiente del ángulo polar θ . Esta solución coincide con la expresión para un estado hidrostático de esfuerzos (Referencia 11).

La curva L corta el perímetro de la excavación siempre y cuando

$$\left[\frac{\sigma_1 + \sigma_3 + 2H(1 - \text{SEN}\theta)}{2H} \right] \frac{1 - \text{SEN}\theta}{2 \text{SEN}\theta} \left[1 + \frac{(\sigma_1 - \sigma)(1 - \text{SEN}\theta)}{(\sigma_1 + \sigma_3 + 2H) \text{SEN}\theta} \right] \geq 1$$

Esta condición se verificará si el túnel es profundo (σ_1 y σ_3 grandes), o si está excavado en un medio de poca resistencia a cortante. Con la anterior aseveración, se presenta en la figura 4.3 la variación de la magnitud r_0/R para diferentes valores de los parámetros

$$k = \sigma_3/\sigma_1$$

$$k' = c/\sigma_1$$

y para $\theta = 0$ en función del ángulo de fricción del material.

Además, si k' es igual a cero, o sea que el túnel se excava en un material puramente friccionante, la relación r_0/R tiende a infinito, independientemente del valor del ángulo ϕ . En tal caso, el túnel siempre colapsa, salvo si; 1) se instala muy rápidamente un revestimiento en la proximidad inmediata del frente (tipo concreto lanzado) que impone a la masa de suelo y en la periferia del túnel un esfuerzo normal σ_r mínimo igual a $\sigma_1 + \sigma_3$ (Referencia 10).

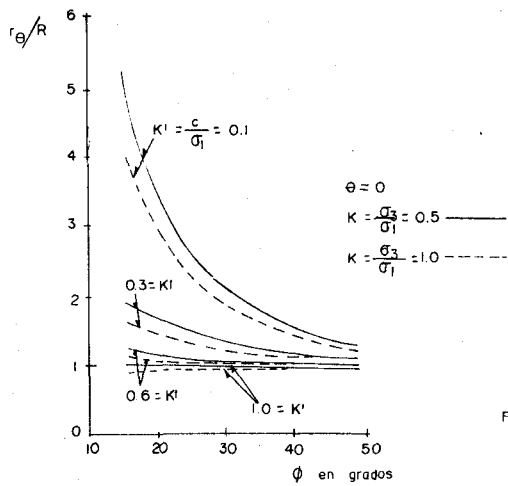
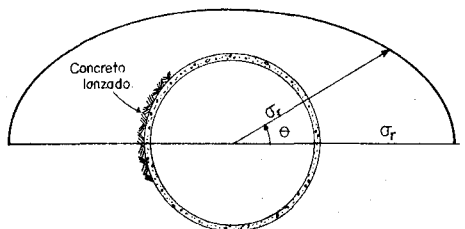


Figura 4.3 Variación de r_{θ}/R para $\theta = 0$ y diferentes valores de K, K' y ϕ .



$$\sigma_r = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{0.05 \cdot 2\theta}{2} \left(\sigma_1 \left[\sigma_1^{-1} \right] - \sigma_3 \left[\sigma_3^{-1} \right] \right)$$

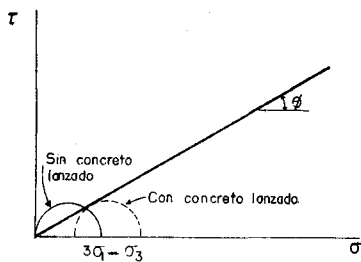


Figura 4.4 Efecto del concreto lanzado en la estabilidad de un túnel en suelo puramente friccionante.

que ayuda a estabilizar el conjunto (Figura 4.4); o bien, 2) se inyecta el terreno para darle cohesión, o también, 3) se puede contar momentáneamente con una cohesión aparente debida a fuerzas capilares.

Para el caso general en que la resistencia al corte del material se debe a cohesión y fricción, el análisis de las curvas de la figura 4.3 muestra la importancia del componente cohesivo. En efecto, cuanto mayor es la cohesión del material mayores son los valores de k y k' y menor el cociente r_0/R . Por lo contrario, la influencia del ángulo de fricción ϕ es notablemente menor.

Finalmente, y en relación con este tema, es interesante analizar la distribución de esfuerzos en la cercanía de la clave, a partir del momento en que las paredes laterales del túnel se plastifican. En el campo elástico, cuya frontera está constituida por la curva L (figura 4.2), el esfuerzo σ_θ es de tensión para $\theta = \pi/2$, hasta una distancia r' del centro del túnel igual a

$$r' = R \left[\frac{(\sigma_1 + \sigma_3 + 2H)(1 - \text{SEN}\theta)}{2H} \right] \frac{1 - \text{SEN}\theta}{2 \text{SEN}\theta} \sqrt{\frac{3(\sigma_1 \sigma_3)}{(\sigma_1 + \sigma_3 + 2H)}} \sqrt{\frac{1}{\text{SEN}\theta}} \quad (4.7)$$

De acuerdo con los análisis que presenta la referencia 10. En la figura 4.5 se muestra la variación del cociente r'/R en función de los parámetros ϕ , $k = \sigma_3/\sigma_1$ y $k' = c/\sigma_3$.

Al comparar estos resultados con las normas empíricas establecidas por Terzaghi (Referencia 12) o Protodyakonov, cabe subrayar que un factor no considerado en estas normas y muestra ser importante, es el valor del parámetro k , o cociente de los esfuerzos principales en la masa previos a la excavación. Basta considerar los casos que presenta la figura 4.5 para $k = 0.5$ y $k=0.8$, a fin de apreciar la considerable diferencia de altura de las bóvedas de descarga respectivas y confirmar lo anterior.

Notesé que la altura de la zona de tensión es apreciable aún cuando σ_3/σ_1 es superior a 0.3.

Este resultado parece contradecir la condición de que para que exista una zona de tensión en la clave, es necesario que

$$\sigma_3/\sigma_1 < 0.3$$

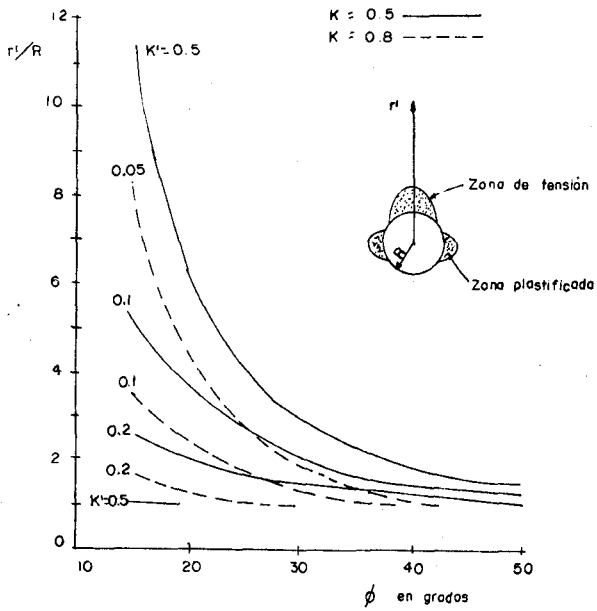


Figura 4.5 Variación del cociente r'/R en función de K, K' y ϕ

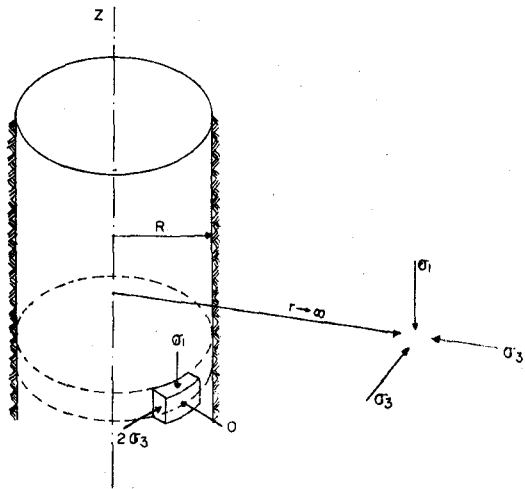


Figura 4.6 Estados de esfuerzos alrededor de una lumbrera.

Siempre y cuando no se presente plastificación. Sin embargo, esta contradicción es solo aparente. En efecto, mientras el material que rodea al túnel se mantiene en el campo elástico, es válida esta condición y la zona de tensión no existe si no se cumple esta. Al plastificarse las paredes laterales de la excavación, la zona plastificada adquiere un módulo de deformabilidad muy bajo y no ejerce ninguna resistencia a las deformaciones del conjunto. En consecuencia, se redistribuyen los esfuerzos en la zona más rígida, constituida por la zona elástica y limitada por la curva L. De hecho, el perímetro de la masa rígida se ha tornado elíptico, siendo horizontal el eje mayor de la elipse, con el consecuente aumento de los desplazamientos verticales en la clave y horizontales en los apoyos laterales del túnel. La masa de suelo localizada encima de la clave entra en tensión.

Los análisis presentados, tanto elásticos como plásticos, son válidos si no existe recubrimiento. Evidentemente, la colocación inmediata de un recubrimiento o un soporte modifica las distribuciones de esfuerzos alrededor del túnel. Sin embargo, muchos de los parámetros de diseño del recubrimiento podrán valuarse utilizando las expresiones anteriores.

4.1.2 Caso de una lumbrera aislada, problema bidimensional.

En el caso de una lumbrera aislada, las ecuaciones 4.1 y 4.3 son válidas siempre y cuando se considere que los esfuerzos principales horizontales actuantes, previamente a la excavación, son $\sigma_2 = \sigma_3$; por tanto, en un plano horizontal

$$\sigma_r = \sigma_3 \left(1 - \frac{R^2}{r^2} \right) \quad (4.8)$$

$$\sigma_\theta = \sigma_3 \left(1 + \frac{R^2}{r^2} \right) \quad (4.9)$$

$$\tau_{r\theta} = 0$$

El material localizado en la periferia de la lumbrera queda sometido, según las ecuaciones 4.8 y 4.9 a un estado de compresión triaxial con $\sigma_r = 0$, $\sigma_2 = \sigma_1$, $\sigma_\theta = 2\sigma_3$.

para cualquier valor de θ (figura 4.6).

Si $\sigma_z/\sigma_1 > 0.5$, los esfuerzos principales máximo y mínimo actuantes en la periferia de la lumbrera son los esfuerzos σ_θ y σ_r , respectivamente, y a partir de cierta profundidad se presenta una zona de plastificación (Figura 4.7) limitada en el espacio por un cono de revolución de eje vertical cuya sección recta es un círculo de radio r dado por

$$r = R \left[\frac{(\sigma + H)(1 - \text{SEN}\theta)}{H} \right] \frac{1 - \text{SEN}\theta}{2\text{SEN}\theta}$$

para un material de Mohr-Coulomb con $H = c \text{COT } \phi$

donde c es la cohesión y ϕ es el ángulo de fricción.

Si $\sigma_z/\sigma_1 < 0.5$, los esfuerzos principales máximo y mínimo actuantes en la periferia de la lumbrera son los esfuerzos σ_x y σ_r , respectivamente. A partir de cierta profundidad, la falla ocurre cuando la magnitud de σ_1 alcanza la resistencia a compresión simple del material.

4.1.3 Cámara esférica, problema tridimensional.

Este caso puede parecer artificial, ya que normalmente no se excavan cavidades esféricas para fines de ingeniería civil. Sin embargo, una casa de máquinas, una cámara de almacenamiento o una cámara de bombeo pueden aproximarse a una forma esférica.

La solución a este problema puede consultarse en la Referencia 13 para el caso de elasticidad lineal. Resulta entonces, de acuerdo con la figura 4.8, para $z = 0$ y $r = R$

$$\sigma_r = 0$$

$$\sigma_\theta = \frac{1}{2(7 - 5\nu)} \left[(15\nu - 3)\sigma_1 - (30\nu + 6)\sigma_3 \right]$$

$$\sigma_x = \frac{1}{2(7 - 5\nu)} \left[(27 - 15\nu)\sigma_1 - (30\nu + 6)\sigma_3 \right]$$

Siendo ν la relación de Poisson del suelo.

Figura 4.9 Separación de efectos

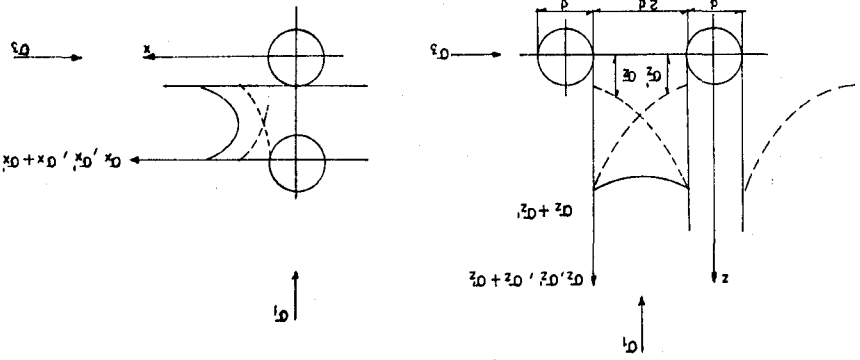
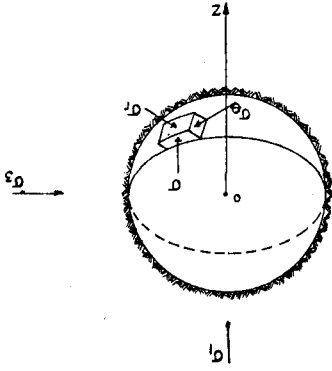
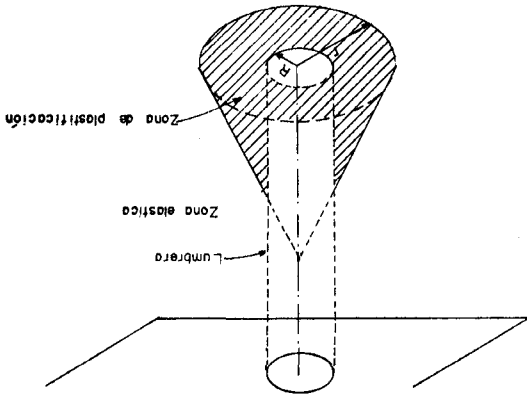


Figura 4.8 Caso de una esfera



lumbra.

Figura 4.7 Zona de plastificación alrededor de una



4.2. CAVIDADES MULTIPLES.

En numerosas obras de ingeniería civil es necesario excavar cavidades concentradas en una masa de volumen reducido. En tales casos se presenta, una interacción entre las concentraciones de esfuerzos generados aisladamente en cada una de las cavidades aisladas. en base al análisis de esfuerzos en una cavidad aislada, puede abordarse, aun cuando no solucionarse analíticamente en forma general, el problema de la interacción entre cavidades cercanas entre si.

4.2.1 Túneles paralelos.

Sean dos túneles de ejes paralelos; alrededor de cada uno de ellos se presenta una concentración de esfuerzos que, en el intervalo elástico, se describe mediante las ecuaciones 4.1 a 4.3. A pesar de que no es estrictamente válida la superposición de efectos (por la no linealidad geométrica) se puede valorar la interacción entre túneles mediante este procedimiento (Figura 4.9).

Esta superposición de efectos de tipo erior condición, es menor en sentido vertical que en el horizontal (Figura 4.9). En forma general, para reducir al mínimo la interferencia entre excavaciones, conviene localizarlas en forma tal que la línea que une los centros de estas excavaciones sea paralela a la dirección del esfuerzo principal mayor (Figura 4.10). Esta regla puede entenderse intuitivamente. La figura formada por dos túneles paralelos (Figura 4.10) puede verse como más próxima a la ideal que minimiza las concentraciones de esfuerzos (erior condición, es menor en sentido vertical que en el horizontal (Figura 4.9). En forma general, para reducir al mínimo la interferencia entre excavaciones, conviene localizarlas en forma tal que la línea que une los centros de estas excavaciones sea paralela a la dirección del esfuerzo principal mayor (Figura 4.10). Esta regla puede entenderse intuitivamente. La figura formada por dos túneles paralelos (Figura 4.10) puede verse como más próxima a la ideal que minimiza las concentraciones de esfuerzos (elipse orientada correctamente en relación con el campo de esfuerzos). Esta norma es válida, sea cual sea la forma de las excavaciones.

Si el material que rodea la primera excavación alcanza la plastificación, el segundo túnel deberá localizarse fuera de esta zona de plastificación, a una distancia tal que no haya intersección de las zonas plásticas propias de cada túnel. En la mayoría de los casos, y de acuerdo con los datos de la figura 4.3, esta condición se cumple manteniendo una distancia entre centros igual a dos diámetros, si los ejes de los túneles

paralelos quedan localizados en un mismo plano horizontal. debe recordarse, sin embargo, que en algunos casos la regla empírica ha fracasado, ocasionando al aplicarlo serios problemas de interferencia entre túneles.

4.2.2 Túneles perpendiculares y lumbrera-túnel.

Sean dos excavaciones de ejes perpendiculares que no se cortan (túneles perpendiculares o lumbrera y túnel); en tal caso, la posibilidad de una interferencia entre concentraciones de esfuerzos es reducida, ya que los esfuerzos normales tangenciales de compresión generados resultan perpendiculares entre sí. (Figura 4.11).

4.2.3 Cámaras esféricas.

Como ya se vio, la magnitud de los esfuerzos generados por la excavación de una cavidad esférica disminuye en forma inversamente proporcional al cubo de la distancia al centro de la cavidad, o sea en forma más abrupta que alrededor de un túnel aislado, en consecuencia, es posible excavar sin problema cámaras esféricas adyacentes a distancias sorprendentemente pequeñas una de otra.

4.2.4 Intersecciones entre túneles.

Al planear dos túneles que han de cortarse, la forma más conveniente de diseñar la intersección es la de frente a frente (Figura 4.12). La unión en T de la figura permite reducir apreciablemente la zona de interferencia entre túneles durante la etapa constructiva; en efecto, los esfuerzos alrededor del frente de un túnel varían de acuerdo con el inverso del cubo de la distancia al frente, mientras que en el contorno del perímetro del túnel, los esfuerzos varían conforme al inverso del cuadrado de la distancia.

En el caso de una preparación como la que se presenta en la figura 4.12, se reduce el espesor del material entre frentes, sometido a una interacción severa entre excavaciones.

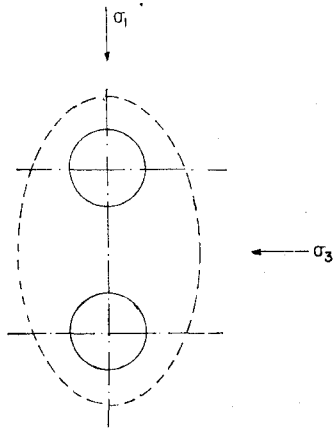


Figura 4.10 Minimización de interferencias.

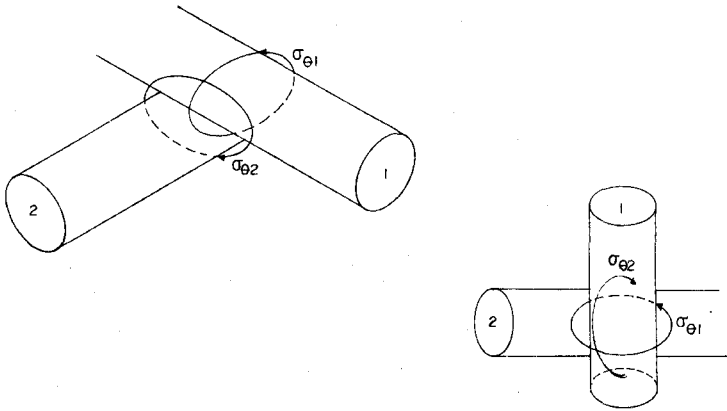
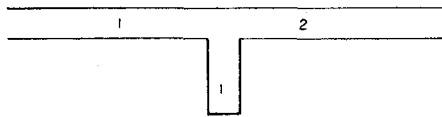


Figura 4.11 Túneles perpendiculares y lumbrera-túnel.



1, 2secuencia de las etapas constructivas.



Figura 4.12 Intersección de dos túneles

4.3. CONCLUSIONES.

Las distribuciones de esfuerzos alrededor de excavaciones subterráneas establecidas mediante la teoría del medio continuo (elasticidad, plasticidad, etc.) no son ni pueden ser totalmente representativas, ya que un suelo firme no se comporta como un material elástico o plástico perfecto.

Además, una masa de suelo firme puede no ser homogénea, isotrópica, etc. Sin embargo, el estudio efectuado permite establecer, por lo menos, normas cualitativas de interés para explicar ciertas observaciones de campo o prácticas empíricas utilizadas.

El estudio de las concentraciones de esfuerzos alrededor de las excavaciones subterráneas permite además fundamentar racionalmente ciertas nociones prácticas tales como la bóveda de descarga.

CAPITULO V

ESTABILIDAD DE LAS EXCAVACIONES SUBTERRANEAS.

Los problemas de estabilidad en roca están relacionados con caídas o desprendimientos del techo y paredes. Los esfuerzos en la roca a escasa profundidad son muy bajos y no tienen mucho efecto en la falla y estabilidad. Estos problemas se incrementan con la profundidad. }

Las excavaciones en roca sin meteorizar y con pocas fisuras no padecen de problemas de estabilidad cuando los esfuerzos en la roca circundante tienen aproximadamente menos de lo quinta parte de la resistencia a la compresión uniaxial de la roca. Y son las condiciones más favorables para las excavaciones grandes y sin ademe.

Con el aumento de la profundidad bajo la superficie o varias excavaciones una cerca de otra, los esfuerzos en la roca aumentan hasta alcanzar el punto donde se produce la falla en la roca circundante. Esta falla puede abarcar desde desprendimientos menores en la superficie hasta rompimientos violentos mayores en los que se produce la falla súbita de un volumen considerable de roca.

El estudio que sigue pretende cubrir los fenómenos básicos de falla y estabilidad de la roca para dar un breve consideración para manejar los mecanismos que provocan la falla en las excavaciones subterráneas.

5.1 ORIENTACION Y FORMA FAVORABLES DE LAS EXCAVACIONES.

Las orientaciones y formas más favorables de una excavación subterránea son aquellas que producen el menor número posible de cuñas potencialmente inestables (Referencia 5).

Lo anterior se ilustra en la figura 5.1, en la que se muestra dos alternativas de azimut en relación con el rumbo de dos discontinuidades importantes. El azimut más desfavorable es aquel en el que el eje de la excavación queda paralelo al rumbo de la línea de intersección de las discontinuidades. Esta orientación puede conducir a la formación de una cuña larga, que corre paralela al eje de la cavidad.

La orientación ideal para el túnel de la figura se presenta en ángulo recto al rumbo de la línea de intersección de las dos discontinuidades. Esta orientación produce el volumen mínimo de material inestable en el techo de la excavación.

En el caso de un macizo rocoso que contiene varias discontinuidades que se intersectan, todas con características similares de resistencia, la elección de un azimut ideal se dificulta más. En casos críticos puede ser necesario efectuar un análisis de falla para una serie de orientaciones posibles de excavación. Una vez más, el azimut ideal de una excavación es la que produce el volumen mínimo de material inestable (para mayor información sobre la determinación de las cuñas potenciales de falla consultar la referencia 5).

5.2 INFLUENCIA DE LOS ESFUERZOS IN SITU SOBRE LA INESTABILIDAD.

En la figura 5.2 se ilustra el caso de un bloque de lados paralelos, de altura h_b y peso W que soporta la acción de un esfuerzo normal medio σ_n . La condición que limita el equilibrio del bloque se puede escribir como sigue:

$$\sigma_n = \frac{W * \text{SEN } \phi}{2 h_b * \text{TAN } \bar{\phi}} \quad (5.1)$$

en la que $\bar{\phi}$ es el ángulo de ficción de las superficies de las discontinuidades.

Quando el esfuerzo normal medio σ_n , calculado en base a la distribución de los esfuerzos alrededor de la excavación y del peso del bloque, es menos que el lado derecho de la ecuación, el bloque será inestable y se necesitará algún ademe para restablecer su estabilidad.

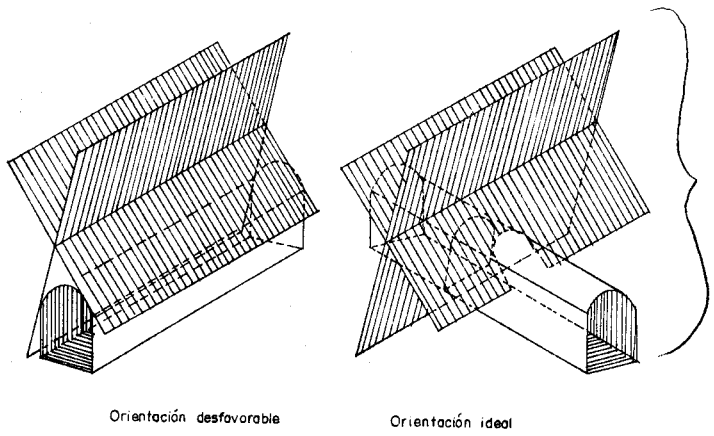


Figura 5.1

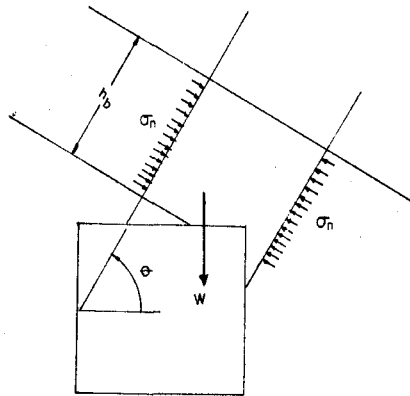


Figura 5.2

5.3 PROPAGACION DE FRACTURAS EN ROCA QUE RODEA A UN TUNEL.

Una de las formas más comunes de excavación subterránea es la de un túnel horizontal circular. Por medio de maquetas de laboratorio se ha estudiado la falla de una roca que rodea a un túnel (Referencia 5).

Las maquetas de la experiencia tenían estas características:

Tamaño de la maqueta : 5 pulg x 5 pulg x 0.125 pulg de espesor

Material: Dique de pedernal.

Resistencia a la compresión uniaxial $\sigma_c = 84\ 040$ lb/pulg²

Constante del material $m = 20.3$

Relación de los esfuerzos horizontal/vertical aplicados $K = 0.15$

Se sometió la maqueta a una presión biaxial como se muestra en la figura 5.3a y no se aplicó ninguna carga o retén normal a la superficie de la maqueta.

Para observar la propagación de la fractura de la roca alrededor del túnel, se pegó una capa delgada de plástico fotoelástico a la superficie de la roca con un cemento reflector. Se tomó una serie de fotografías con intervalos de 0.2 segundos y con un flash electrónico de alta intensidad con duración del flash de más o menos un microsegundo. En la figura 5.3 se representan tres fotografías seleccionadas de las secuencias de una de las maquetas al mismo tiempo de las configuraciones resistencia/esfuerzo y trayectorias de las fracturas.

La determinación de las relaciones resistencia/esfuerzo y de las trayectorias de las fracturas se llevó a cabo con base en los esfuerzos principales σ_1 y σ_3 , mismos que se determinaron en maquetas analógicas fotoelásticas y eléctricas. Los dos tipos de falla que se consideraron son:

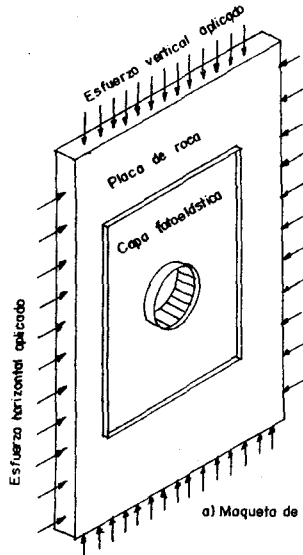
La falla a la tensión, ocurre cuando $\sigma_3 < \sigma_t = 1/2 \sigma_c (m - (m^2 + 4s)^{1/2})$.

La relación resistencia/esfuerzo que se expresa en términos de la resistencia a la compresión uniaxial σ_c se da en la siguiente ecuación:

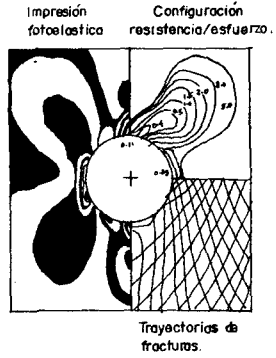
$$\text{Relación resistencia/esfuerzo (tensión)} = \frac{\sigma_c (m - \sqrt{m^2 + 4s})}{2\sigma_3}$$

(5.2)

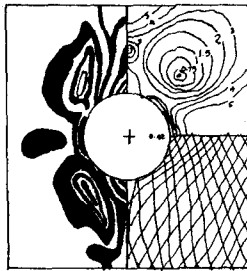
El ángulo de falla β es cero para la falla a la tensión y por lo tanto, una fisura se propagará paralelamente a la dirección del esfuerzo principal mayor σ_1 .



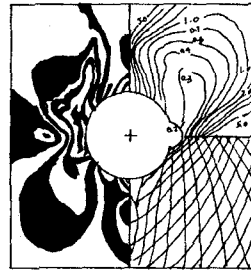
a) Maqueta de placa de roca.



b) Formación de grietas verticales en el techo y en el piso del túnel.



c) Iniciación de fracturas lejos de los límites de la excavación.



d) Debilfamiento al corte en la pared del túnel con cambio en la dirección de la fractura.

Figura 5.3 Estudio con maqueta del debilitamiento en un túnel.

La falla por corte se presenta cuando cuando $\sigma_3 > \sigma_c$ y la relación resistencia/esfuerzo se define por

$$\text{Rel. resistencia/esfuerzo (cortante)} = \frac{\sigma_3 + \sqrt{m\sigma_c\sigma_3 + s\sigma_c^2}}{\sigma_1}$$

(5.3)

Si se pone el esfuerzo aplicado verticalmente $P_z = \sigma_c$, la relación resistencia/esfuerzo (cortante) se expresa en términos de la resistencia a la compresión uniaxial σ_c .

El ángulo de falla β se define por

$$\beta = \frac{1}{2} \arccos \frac{\sqrt{1 + m\sigma_c/4\tau_{ms}}}{1 + m\sigma_c/8\tau_{ms}} \quad (5.4)$$

donde

$$\tau_{ms} = \frac{1}{2} \sqrt{m\sigma_c\sigma_3 + s\sigma_c^2}$$

Las direcciones de la propagación de la falla al corte se suponen están en $+\beta$ y $-\beta$ con respecto a la dirección del esfuerzo principal σ_1 .

Lo observado en las maquetas fue lo siguiente:

- * $P_z = 9000 \text{ lb/pulg}^2$: Se formaron grietas de tensión vertical en el techo y en el piso del túnel. Esas grietas se propagaron en forma instantánea en una longitud más o menos un tercio del diámetro del túnel y se mantuvieron estables durante el resto el proceso de carga, estas fisuras una vez aliviados los esfuerzos de tensión en el techo y piso no intervienen más en el fenómeno de la fracturación.
- * $P_z = 30\ 000 \text{ lb/pulg}^2$: Se presentaron grietas lejos de los límites del túnel. Esas grietas se propagaron en una dirección paralela a la dirección del esfuerzo principal mayor σ_1 y por eso se supone que se trata de debilitamiento por tensión.
- * $P_z = 34\ 000 \text{ lb/pulg}^2$: Se inicia la falla cortante en la pared del túnel.
- * $P_z = 36\ 000 \text{ lb/pulg}^2$: La falla al corte que se había iniciado se propagó una corta distancia dentro de la pared del y luego cambió de dirección formando una grieta.

Esto sugiere que el proceso de la propagación de las grietas es inestable y que, una vez iniciado la falla la formación de la grieta es inevitable, sobreviniendo después el colapso.

Como resultado del estudio se pueden hacer las observaciones siguientes:

1. La iniciación y propagación de las fracturas en la roca provocan una redistribución importante de los esfuerzos alrededor de un túnel.
2. La formación de grietas de tensión en techo y piso, son el resultado del alivio de tensiones y no necesariamente una manifestación de inestabilidad. En una roca sin fisuras, las grietas se propagan en una corta distancia en la roca del techo y piso y luego se estabilizan, no teniendo más que un papel muy limitado en el proceso de fracturación.
3. Este estudio demostró que es factible que algunas fracturas se inicien en la roca lejos de los límites de una excavación cuando se presentan tensiones como resultado de la redistribución de los esfuerzos que a su vez tienen su origen en la fracturación en otro lugar de la roca que circunda una excavación.
4. La falla al cortante en las paredes es el más importante, porque puede iniciar un proceso complejo de debilitamiento progresivo que puede llevar en algunas circunstancias al colapso de la excavación.

5.4 INFLUENCIA DE LA FORMA DE LA EXCAVACION Y LA RELACION DE ESFUERZOS IN SITU.

En la figura 5.4 muestra los valores de los esfuerzos máximos en los límites del techo y de las paredes de excavaciones para diferentes relaciones de esfuerzos.

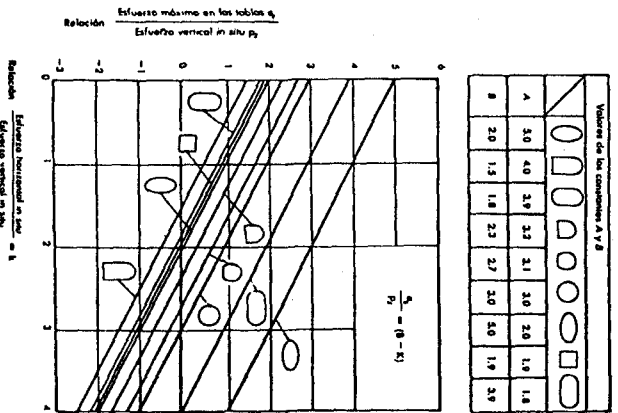
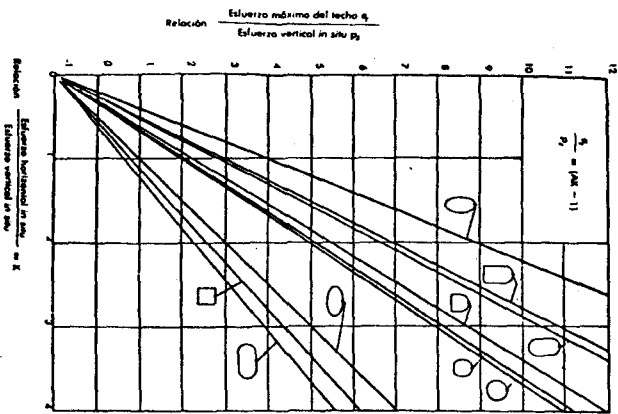
Para mostrar el uso de la figura 5.4, supongamos un túnel de sección cuadrada, las constantes A y B para esta forma de excavación equivalen a 1.9. El esfuerzo máximo del techo se obtiene por

$$\sigma_r/Pz = (1.9k - 1)$$

mientras que el esfuerzo máximo para las paredes se obtiene por

$$\sigma_w/Pz = (1.9 - k)$$

Para $k = 0.5$, $\sigma_r/Pz = -0.05$ (tensión) y $\sigma_w/Pz = 1.4$, esos esfuerzos en la periferia dan por resultado la falla por tensión en el techo y en el piso y la falla



Valores de las constantes A y B	
1	3.0
2	4.0
3	5.0
4	6.0
5	7.0
6	8.0
7	9.0
8	10.0
9	11.0
10	12.0
11	13.0
12	14.0
13	15.0
14	16.0
15	17.0
16	18.0
17	19.0
18	20.0
19	21.0
20	22.0
21	23.0
22	24.0
23	25.0
24	26.0
25	27.0
26	28.0
27	29.0
28	30.0
29	31.0
30	32.0
31	33.0
32	34.0
33	35.0
34	36.0
35	37.0
36	38.0
37	39.0
38	40.0
39	41.0
40	42.0
41	43.0
42	44.0
43	45.0
44	46.0
45	47.0
46	48.0
47	49.0
48	50.0
49	51.0
50	52.0
51	53.0
52	54.0
53	55.0
54	56.0
55	57.0
56	58.0
57	59.0
58	60.0
59	61.0
60	62.0
61	63.0
62	64.0
63	65.0
64	66.0
65	67.0
66	68.0
67	69.0
68	70.0
69	71.0
70	72.0
71	73.0
72	74.0
73	75.0
74	76.0
75	77.0
76	78.0
77	79.0
78	80.0
79	81.0
80	82.0
81	83.0
82	84.0
83	85.0
84	86.0
85	87.0
86	88.0
87	89.0
88	90.0
89	91.0
90	92.0
91	93.0
92	94.0
93	95.0
94	96.0
95	97.0
96	98.0
97	99.0
98	100.0

Figura 5-4 Influencia de la forma de la excavación y la relación de esfuerzos.

al corte en la figura cuando el esfuerzo aplicado Pz es lo suficientemente alto.

Para $k = 1.0$, $\sigma_r/Pz = \sigma_\theta/Pz = 0.9$. En este caso los esfuerzos en el techo y en las tablas son iguales y en ambas, un poco abajo del nivel del esfuerzo aplicado Pz . Esta situación se prestaría más a la estabilidad que para $k=0.5$.

Para $k = 2.0$, $\sigma_r/Pz = 2.8$ y $\sigma_\theta/Pz = -0.1$. En este caso los valores de los esfuerzos son el doble de altos.

Al escoger la forma de una excavación para un campo determinado de esfuerzos, uno de los objetivos debería ser el de tratar de lograr una distribución uniforme de esfuerzos de compresión alrededor de la cavidad. Es decir buscar la forma de excavación alrededor de la cual los esfuerzos se encuentran uniformemente distribuidos.

Un método muy rápido de aproximar la forma de excavación ideal a un campo determinado de esfuerzos es el de encimar las dos gráficas de la figura 5.4. La forma de excavación que dé los mismos esfuerzos de compresión para el techo y para las paredes será la ideal para ese campo de esfuerzos.

5.5 INFLUENCIA DE UNA FALLA EN LA ESTABILIDAD.

Una sección típica de un túnel que se intersecta en un ángulo agudo con una falla se muestra en la figura 5.5, en la que se analiza la estabilidad de la falla en dos situaciones diferentes de esfuerzos in situ.

Antes del deslizamiento en la falla, la distribución de los esfuerzos en la roca alrededor del túnel es elástica, se pueden calcular los esfuerzos cortante y normal sobre la falla, con las fórmulas:

$$\text{Esfuerzo cortante } \tau = 1/2 (\sigma_1 - \sigma_3) \text{ SEN } 2\beta \quad (5.5)$$

$$\text{Esfuerzo normal } \sigma = 1/2 [(\sigma_1 + \sigma_3) - (\sigma_1 - \sigma_3) \text{ COS } 2\beta] \quad (5.6)$$

donde β es el ángulo entre la falla y la dirección del esfuerzo principal mayor σ_1 .

La resistencia al esfuerzo cortante τ_r de la falla se define por

$$\tau_r = c + \sigma \text{ TAN } \phi \quad (5.7)$$

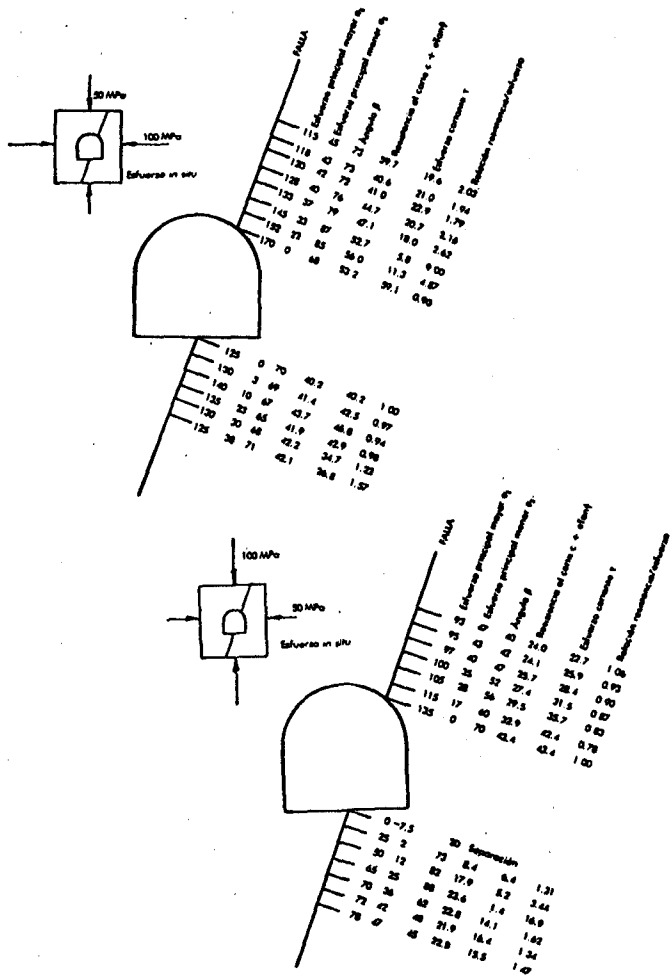


Figura 5.5 Análisis del potencial de deslizamiento de una falla intersectada por un túnel.

donde σ y ϕ son la resistencia cohesiva y el ángulo de fricción de las superficies de la falla o de su relleno.

Si sustituimos la ecuación 5.6 en la 5.7 obtenemos la resistencia al corte de la falla en términos de los esfuerzos principales y del ángulo β :

$$\tau_a = c + 1/2[(\sigma_1 + \sigma_3) - (\sigma_1 - \sigma_3) \cos 2\beta] \tan \phi \quad (5.8)$$

Aplicando las ecuaciones anteriores se enumeran para algunos puntos seleccionados a lo largo de la falla, los valores obtenidos de los esfuerzos y otros parámetros importantes.

Los valores indicados demuestran que la falla tiende a deslizarse una corta distancia en el piso del túnel que está sometido a un esfuerzo horizontal dos veces más grande que el esfuerzo vertical (figura superior). Cuando el esfuerzo in situ vertical es dos veces más grandes que el horizontal (dibujo inferior), la falla es potencialmente inestable sobre una distancia considerable dentro de la roca del techo del túnel. Salta a la vista que este caso es mucho más peligroso en términos de estabilidad global del túnel y que habrá que considerar el ademe del techo del túnel.

5.6 ESFUERZOS EN LAS PAREDES QUE PROVOCAN SU VENCIMIENTO.

Con referencia a la figura 5.6, el esfuerzo axial σ_a que hará vencer la placa, se obtiene por

$$\sigma_a = \frac{\pi^2 E}{12 q^2 (l/t)^2} \quad (5.9)$$

donde E es el módulo de elasticidad de la roca.

l/t es la relación de esbeltez de la placa y

q es una constante que depende de las condiciones

terminales de la placa. La constante q tiene los valores siguientes:

Ambas terminales mantenidas entre puntas	q = 1
Ambas terminales sujetas con grapas	q = 1/2
Una terminal sujeta, otra libre	q = 2
Una terminal sujeta, otra mantenida entre puntas	q = 1/√2

La ecuación 5.9 demuestra que el esfuerzo axial que puede tomar la placa antes de su vencimiento está en proporción inversa al cuadrado de su relación de esbeltez. En consecuencia las placas delgadas se vencerán más fácilmente que las gruesas. Esto indica que un método efectivo para reforzar la excavación en las que puede haber problemas de vencimiento de las paredes y losas, es fijar las losas entre sí mediante anclas cortas.

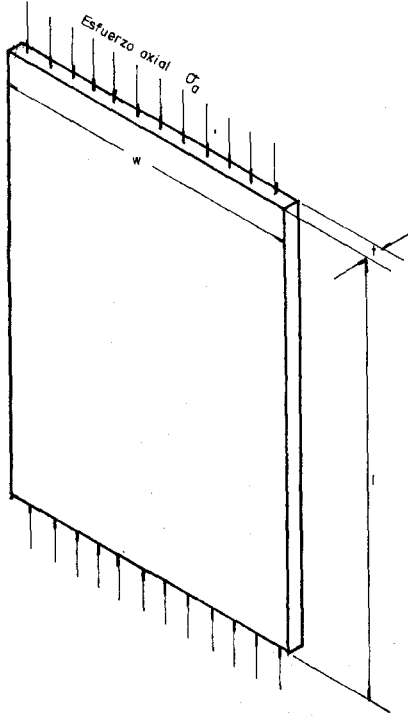


Figura 5.6 Vencimiento de losas del techo y del piso debido a un esfuerzo axial.

5.7 CONCLUSIONES.

Los análisis presentados en este capítulo tienen por objeto proporcionar un sistema con el que se pueda efectuar un análisis preliminar rápido de los problemas de inestabilidad.

En el caso de excavaciones mayores, el análisis propuesto en este capítulo puede ser inadecuado para fines de diseño. La técnica del elemento finito es la apropiada para esa circunstancia. Este análisis debe incluir la resistencia y las características de deformación de las fallas y tomar en cuenta la redistribución de los esfuerzos asociados con el deslizamiento sobre esos fenómenos estructurales, este análisis es más realista (para ampliar la información sobre este tema acudir a la referencia 5).

CAPITULO VI.

INTERACCION ROCA-REVESTIMIENTO.

La distribución de esfuerzos alrededor de un túnel depende de numerosos factores; rigidez del revestimiento, tiempo transcurrido entre la apertura del túnel y la colocación del revestimiento, estado inicial de esfuerzos, etc...Al alterar alguno de ellos, se puede modificar la interacción roca-revestimiento, en particular, la magnitud de los esfuerzos actuantes sobre el revestimiento y su factor de seguridad.

Este capítulo se refiere al análisis del concreto lanzado, cuya colocación es casi inmediata a la apertura del túnel. Se estudia la distribución de esfuerzos en la roca, en el contorno del túnel recubierto por concreto lanzado, suponiendo que la roca es elástica lineal.

6.1 ESTADO UNIDIMENSIONAL DE ESFUERZOS.

Sea una placa sometida a un estado unidimensional de esfuerzos (figura 6.1) en la que posteriormente se excavará el túnel circular; los esfuerzos actuantes en el contorno del túnel se expresan como (Referencia 14)

$$\tau_{\theta\phi} = - \sigma/2 \text{ SEN } 2\theta$$

Estado inicial

(6.1)

$$\sigma_r = \sigma/2 (1 + \text{COS } 2\theta)$$

donde

- σ Esfuerzo principal horizontal
- θ Angulo polar
- σ_r Esfuerzo normal radial
- $\tau_{\theta\phi}$ Esfuerzo cortante tangencial.

La excavación induce la siguiente modificación del estado de esfuerzos. Estado 2.

$$\Delta\tau_{\theta\phi} = (t + \sigma/2) \text{ SEN } 2\theta$$

Estado 2

$$\Delta\sigma_r = (p - \sigma/2) + (q + \sigma/2) \text{ COS } 2\theta$$

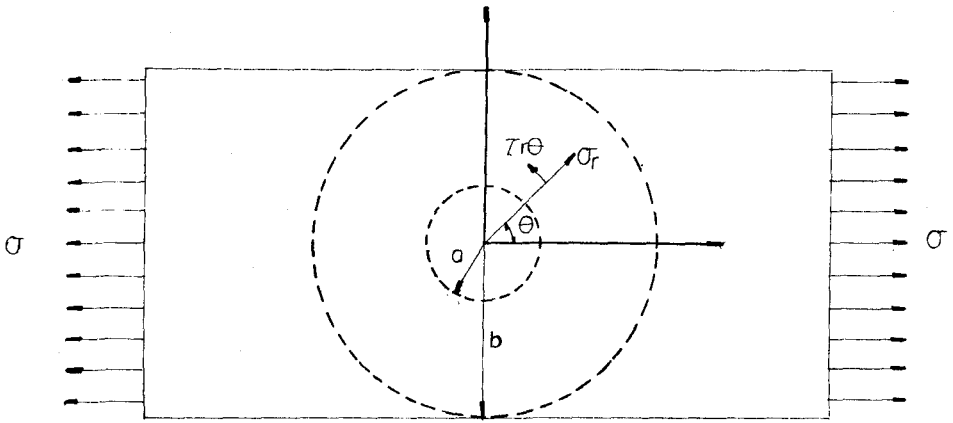
así, el estado final, después de la excavación, es igual a

$$\tau_{\theta\phi} + \Delta\tau_{\theta\phi} = t \text{ SEN } 2\theta$$

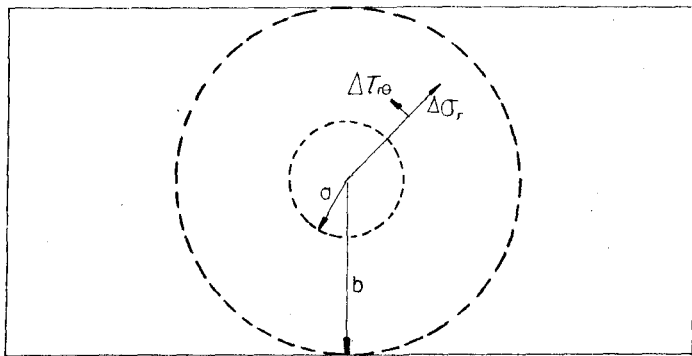
$$\sigma_r + \Delta\sigma_r = p + q \text{ COS } 2\theta$$

donde t, p y q son magnitudes que se determinan de acuerdo con las condiciones de equilibrio y compatibilidad del sistema roca-revestimiento.

Para ello se descompone el estado 2 ocasionado por la excavación, en dos partes:



a) Estado inicial



b) Efecto de la excavación.

Figura 6.1

	$\sigma_r = 0$	$\sigma_r = p - \sigma/2$
Estado 2a	en $r = b$;	para $r = a$
	$\tau_{r\theta} = 0$	$\tau_{r\theta} = 0$
	$\sigma_r = 0$	$\sigma_r = (q - \sigma/2) \cos 2\theta$
Estado 2b	en $r = b$;	para $r = a$
	$\tau_{r\theta} = 0$	$\tau_{r\theta} = (t + \sigma/2) \sin 2\theta$

La solución del estado 2 de esfuerzos se obtiene resolviendo por separado los estados 2a y 2b.

6.1.1 ESTADO DE ESFUERZOS 2a.

Se determina mediante las fórmulas de Lamé y cuando b se torna infinito.

$$\Delta \sigma_r = (p - \sigma/2) a^2/r^2$$

$$\Delta \sigma_\theta = -(p - \sigma/2) a^2/r^2$$

$$\Delta \tau_{r\theta} = 0$$

6.1.2 ESTADO DE ESFUERZOS 2b.

Se resuelve por medio de la función de esfuerzos

$$\Phi = f(r) \cos 2\theta$$

que satisface la ecuación de Airy

$$\left[\frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2}{\partial \theta^2} \right] \left[\frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2}{\partial \theta^2} \right] \Phi = 0$$

con tal que

$$f(r) = Ar^2 + Br^2 + C/r^2 + D$$

Entonces se tienen

$$\Delta\sigma_r = -\{[q - 2t - 3/2 \sigma] a^4/r^4 + 2(\sigma - q + t)a^2/r^2\}\cos 2\theta$$

$$\Delta\sigma_\theta = [q - 2t - 3/2 \sigma] a^4/r^4 \cos 2\theta$$

$$\Delta\tau_{r\theta} = -\{[q - 2t - 3/2 \sigma] a^4/r^4 + [(\sigma - q - t)a^2/r^2]\}\sin 2\theta$$

6.1.3 SUPERPOSICION DE LOS ESTADOS 2a Y 2b.

Al sumar las soluciones 2a y 2b, resultan

$$\Delta\sigma_r = (p - \sigma/2)a^4/r^4 - \{[q - 2t - 3/2 \sigma]a^4/r^4 + 2[\sigma - q + t]a^2/r^2\} \cos 2\theta$$

$$\Delta\sigma_\theta = -(p - \sigma/2) a^2/r^2 + \{q - 2t - 3/2 \sigma\} a^4/r^4 \cos 2\theta$$

$$\Delta\tau_{r\theta} = -\{[q - 2t - 3/2 \sigma] a^4/r^4 + [\sigma - q + t]a^2/r^2\}\sin 2\theta$$

(6.2)

Considerando que el estado de esfuerzos es plano y el anillo de refuerzos formado por el revestimiento es incompresible, se tiene, para $r = a$

$$\Delta\epsilon_\theta = 0 \text{ por lo tanto } \Delta\sigma_\theta - \nu \cdot \Delta\sigma_r = 0$$

o sea, $\Delta\sigma_\theta = \nu \cdot \Delta\sigma_r$, independientemente del valor de θ . Esto implica que

$$-(p - \sigma/2) = \nu (p - \sigma/2)$$

$$[q - 2t - 3/2 \sigma] = -\nu\{[q - 2t - 3/2 \sigma] + 2a^2/r^2[\sigma - q + t]\}$$

Al resolver estas ecuaciones se obtienen

$$p = \sigma/2 \quad (6.3)$$

$$q = \sigma \frac{4m + 3 - \nu}{2(1 - \nu)} ; \quad m = t/\sigma \quad (6.4)$$

Este resultado es importante pues muestra que, al asegurar la continuidad entre la pared rocosa y el anillo de revestimiento incompresible, se genera sobre la pared rocosa un esfuerzo normal radial p igual a la mitad del esfuerzo principal horizontal preexistente. Dicho esfuerzo radial sobre la roca, cuya magnitud es independiente de la flexibilidad del revestimiento y del tipo de roca, explica el efecto estabilizador del concreto lanzado.

Sustituyendo las ecuaciones 6.3 y 6.4 en la 6.2, se obtiene

$$\Delta\sigma_r = - \frac{\sigma \cos^2\theta (1 + 2m)}{1 - \nu} \left[\nu a^4/r^4 - (1 + \nu) a^2/r^2 \right]$$

$$\Delta\sigma_\theta = \frac{\sigma \cos 2\theta (1 + 2m)}{1 - \nu} \nu a^4/r^4$$

$$\Delta\tau_{r\theta} = - \frac{\sigma \text{SEN } 2\theta (1 + 2m)}{2 (1 - \nu)} \left[2\nu a^4/r^4 - (1 + \nu)a^2/r^2 \right]$$

(6.5)

expresiones que permiten cuantificar la variación en el estado de esfuerzos, inducida por la excavación, con base en el conocimiento de la magnitud del esfuerzo principal horizontal σ y del valor del parámetro $m = t/\sigma$. Este último se determina considerando la compatibilidad de los desplazamientos de la roca y del revestimiento, como se explica enseguida.

6.1.4 DESPLAZAMIENTOS EN PRESENCIA DEL REVESTIMIENTO.

Si se designan u_r , u_θ y $\delta_{r\theta}$ los desplazamientos radial, tangencial y la distorsión angular, respectivamente, de las ecuaciones clásicas de elasticidad resultan

$$\frac{\partial u_r}{\partial r} = \frac{1}{E} (\sigma_r - \nu\sigma_\theta) = \epsilon_r$$

$$\frac{\partial u_\theta}{\partial \theta} = \frac{r}{E} (\sigma_\theta - \nu\sigma_r) - u_r = r\epsilon_\theta - u_r$$

$$\frac{1}{r} \frac{\partial u_r}{\partial \theta} + \frac{\partial u_\theta}{\partial r} - \frac{u_\theta}{r} = \delta_{r\theta}$$

Sustituyendo las ecuaciones 6.5, se llega a:

$$u_r = \frac{\sigma \cos 2\theta (1 + 2m)}{3E} \frac{1 + \nu}{1 - \nu} r \left[\nu \frac{a^4}{r^4} - 3\frac{a^2}{r^2} \right]$$

$$u_\theta = \frac{\sigma_r \operatorname{SEN} 2\theta}{2E} (1 + 2m) \frac{1 + \nu}{1 - \nu} \left[2\nu/3 \frac{a^4}{r^4} + (1 - \nu) \frac{a^2}{r^2} \right]$$

$$\gamma_{r\theta} = - \frac{\sigma \operatorname{SEN} 2\theta}{E (1 - \nu)} (1 + 2m) (1 + \nu) \left[2\nu \frac{a^4}{r^4} - (1 + \nu) \frac{a^2}{r^2} \right]$$

(6.6)

En resumen, el estado de esfuerzos que el revestimiento transmite a la roca, y por tanto, actúa sobre él, es resultante de la superposición de las ecuaciones 6.1 y 6.5, o sea

$$\sigma_r = \frac{\sigma}{2} \left[1 + \frac{4m + 3 - \nu}{1 - \nu} \cos 2\theta \right] \quad (6.7)$$

$$\tau_{r\theta} = \sigma m \operatorname{SEN} 2\theta$$

y sus desplazamientos están dados por las ecuaciones 6.6.

El problema de los esfuerzos actuantes sobre el revestimiento y sus desplazamientos, queda resuelto al determinar el parámetro m a partir de la ecuación.

$$1 + 2m = - \frac{3(1 - \nu) E a^3}{(3 + \nu) E a^3 + 2(6E_r I - \sigma a^3) (1 + \nu) (3 - \nu)}$$

(6.8)

donde

- E_r Módulo de elasticidad del material de revestimiento
- I Módulo de inercia de la sección estructural del revestimiento.
- E Módulo de elasticidad de la roca
- a Radio de la excavación
- ν Relación de Poisson de la roca

6.2 ESTADO BIDIMENSIONAL DE ESFUERZOS.

6.2.1 ESFUERZOS Y DESPLAZAMIENTOS.

Las ecuaciones de la elasticidad, así como la del equilibrio del revestimiento circular, son lineales. Por tanto, es válida la superposición de los efectos ocasionados por los esfuerzos actuantes, σ_1 y σ_2 según los ejes 1 y 2 (figura 6.2).

Al sumar los componentes de los desplazamientos en la roca, ocasionados por la excavación bajo el efecto de los esfuerzos σ_1 , σ_2 y calculados de acuerdo con las ecuaciones 6.6, resulta que para un estado bidimensional de esfuerzos, los desplazamientos en la roca son

$$u_r = 2\cos 2\theta_1 [\sigma_1(1 + 2m_1) - \sigma_2(1 + 2m_2)] \frac{1 + \nu}{1 - \nu}$$

$$\frac{r}{2E} \left[\frac{\nu}{3} \frac{a^4}{r^4} - \frac{a^2}{r^2} \right]$$

$$u_\theta = \text{SEN } 2\theta_1 [\sigma_1(1 + 2m_1) - \sigma_2(1 + 2m_2)] \frac{1 + \nu}{1 - \nu}$$

$$\frac{r}{2E} \left[\frac{2\nu}{3} \frac{a^4}{r^4} + (1 - \nu) \frac{a^2}{r^2} \right]$$

$$\delta'_{r\theta} = -2\text{SEN } 2\theta_1 [\sigma_1(1 + 2m_1) - \sigma_2(1 + 2m_2)] \frac{1 + \nu}{1 - \nu}$$

$$\frac{1}{2E} \left[2\nu \frac{a^4}{r^4} - (1 + \nu) \frac{a^2}{r^2} \right]$$

(6.9)

Se tienen las siguientes variaciones de esfuerzos en la roca

$$\Delta\sigma_r = -2\cos 2\theta_1 [\sigma_1(1 + 2m_1) - \sigma_2(1 + 2m_2)]$$

$$\frac{1}{2(1 - \nu)} \left[\nu \frac{a^4}{r^4} - (1 + \nu) \frac{a^2}{r^2} \right]$$

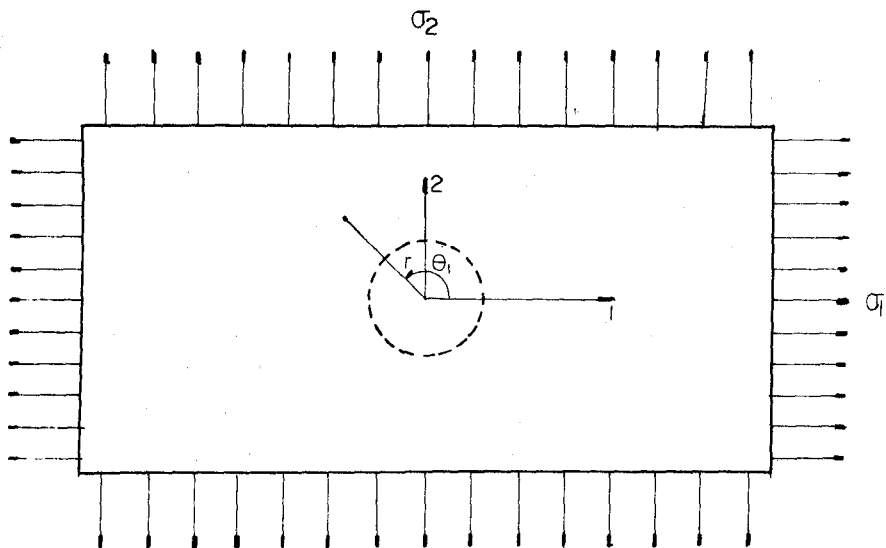


Figura 6.2

$$\Delta \sigma_{\theta} = 2 \cos 2\theta_1 [\sigma_1(1 + 2m_1) - \sigma_2(1 + 2m_2)]$$

$$\frac{1}{2(1 - \nu)} \nu \frac{a^4}{r^4}$$

$$\Delta \tau_{r\theta} = - \text{SEN } 2\theta_1 [\sigma_1(1 + 2m_1) - \sigma_2(1 + 2m_2)]$$

$$\frac{1}{2(1 - \nu)} \left[2\nu \frac{a^4}{r^4} - (1 + \nu) \frac{a^2}{r^2} \right]$$

(6.10)

y los siguientes esfuerzos en la roca

$$\sigma_r = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \cos 2\theta_1 + \Delta \sigma_{\theta}$$

$$\sigma_{\theta} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \cos 2\theta_1 + \Delta \sigma_{\theta}$$

$$\tau_{r\theta} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \text{SEN } 2\theta_1 + \tau_{r\theta}$$

con

$$1 + 2m_1 = - \frac{3a^3 E (1 - \nu)}{2(1 + \nu)(3 - \nu)(6E_r I - \sigma_1 a^3) + a^3 E (3 + \nu)}$$

$$1 + 2m_2 = - \frac{3a^3 E (1 - \nu)}{2(1 + \nu)(3 - \nu)(6E_r I - \sigma_2 a^3) + a^3 E (3 + \nu)}$$

(6.11)

Los esfuerzos en el revestimiento son

$$\sigma_r = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} + \frac{\cos 2\theta_1}{1 - \nu} [\sigma_1(1 + 2m_1) - \sigma_2(1 + 2m_2)]$$

$$+ \frac{\cos 2\theta_1}{2} (\sigma_1 - \sigma_2)$$

$$\tau_{r\theta} = \text{SEN } 2\theta_1 (\sigma_1 m_1 - \sigma_2 m_2)$$

(6.12)

Y sus desplazamientos

$$u_r = 2\cos 2\theta_1 [\sigma_1(1 + 2m_1) - \sigma_2(1 + 2m_2)] \frac{1 + \nu}{1 - \nu}$$

$$\frac{a}{2E} \left(\frac{\nu}{3} - 1 \right)$$

$$u_\theta = \text{SEN } 2\theta_1 [\sigma_1(1 + 2m_1) - \sigma_2(1 + 2m_2)] \frac{1 + \nu}{1 - \nu}$$

$$\frac{a}{2E} \left(1 - \frac{\nu}{3} \right)$$

$$v_{r\theta} = -2\text{SEN } 2\theta_1 [\sigma_1(1 + 2m_1) - \sigma_2(1 + 2m_2)] \frac{1 + \nu}{1 - \nu}$$

$$\frac{1}{2E} (\nu - 1)$$

(6.13)

El momento de flexión que se genera en el revestimiento está dado por

$$M = - \frac{E_r I}{a^2} \left(\frac{d^2 u_r}{d\theta^2} + u_r \right)$$

por tanto

$$M = \frac{E_r}{E} \frac{I}{a} \cos 2\theta_1 [\sigma_1(1+2m_2) - \sigma_2(1+2m_1)] \frac{(1 + \nu)(3 - \nu)}{1 - \nu}$$

(6.14)

donde

σ_1	Esfuerzo principal aplicado en la dirección 1
σ_2	Esfuerzo principal aplicado en la dirección 2
E	Módulo de elasticidad de la roca.
ν	Relación de Poisson
E_r	Módulo de elasticidad del concreto lanzado
I	Módulo de inercia de la sección del revestimiento
a	Radio del túnel
r	Distancia del punto considerado.

Para ampliar esta información recurrir a la referencia 14.

6.3 CONCLUSIONES.

Se analizó el efecto de un revestimiento colocado inmediatamente después de la excavación del túnel; se obtuvieron las distribuciones de esfuerzos y deformaciones en la roca y el revestimiento, admitiendo un comportamiento elástico de la roca y tomando en cuenta la interacción roca-revestimiento mediante el uso de las ecuaciones de equilibrio del revestimiento. Las hipótesis utilizadas pueden adaptarse, en forma realista, cuando se usa concreto lanzado o revestimiento prefabricado colocadas tras un escudo de excavación. Los esfuerzos radiales generados entre revestimiento y roca son importantes y pueden explicar la eficiencia del concreto lanzado como soporte.

CAPITULO VII.

DISEÑO DE SISTEMAS DE SOPORTE.

El objetivo principal del diseño de los ademes para las excavaciones subterráneas es ayudar al macizo rocoso a soportarse.

El diseño racional de los sistemas de ademado tiene que tomar en cuenta la naturaleza interactiva de los fenómenos carga-deformación, tanto del macizo rocoso como del sistema de soporte. Un análisis detallado de la interacción roca-revestimiento implica un problema teórico difícil, por lo que en este capítulo se presentará una solución aproximada al problema.

El estudio que se presenta pondrá en evidencia que el refuerzo ideal para una excavación subterránea determinada dependerá de las características mecánicas de la roca, el campo de los esfuerzos in situ, la historia de las cargas a las que el macizo rocoso será sometido y también a la disponibilidad y costo de los diferentes tipos de ademe que son: los marcos de acero, anclas, el concreto lanzado y malla que son los más comunes hoy en día.

Nuevamente se debe considerar como un factor importante para la aplicación de las expresiones que a continuación se presentan, el criterio del ingeniero y su sentido común.

7.1 ANALISIS DEL SOPORTE DISPONIBLE.

La rigidez del ademe que se coloca en el túnel se define por la constante de rigidez k . La presión de soporte radial p_1 que proporciona el ademe se obtiene por

$$p_1 = k u_{1e}/r_1 \quad (7.1)$$

donde u_{1e} es la parte elástica de la deformación total u_1 .

luego

$$u_1 - u_{10} = \frac{p_1 r_1}{k} \quad (7.2)$$

7.2 REFUERZO DISPONIBLE DE CONCRETO LANZADO.

En un túnel de radio a (Figura 7.1) se coloca un revestimiento de concreto lanzado de espesor t_c . La presión de soporte proporcionada por tal revestimiento se obtiene de la ecuación 7.1, en la cual

$$k = \frac{E_r [a^2 - (a - t_c)^2]}{(1 + \nu) [(1 - 2\nu)a^2 + (a - t_c)^2]} \quad (7.3)$$

donde

E_r	Módulo de elasticidad del concreto
ν	Relación de Poisson del concreto
a	Radio del túnel
t_c	Espesor del concreto lanzado.

Se hace la consideración que el revestimiento de concreto lanzado es permeable para que eventuales presiones de agua internas o externas no influyan sobre la presión de soporte p_1 . En el caso de túneles hidráulicos en los que el revestimiento es impermeable, habrá que tomar en cuenta los esfuerzos adicionales inducidos por la presión de agua. (Referencia 15)

La presión de refuerzo máximo que puede generar el concreto lanzado puede calcularse con la expresión

$$P_{acmax} = 1/2 \sigma_c \left[1 - \frac{(a - t_c)^2}{a^2} \right] \quad (7.4)$$

donde σ_c es la resistencia a la compresión uniaxial del concreto lanzado.

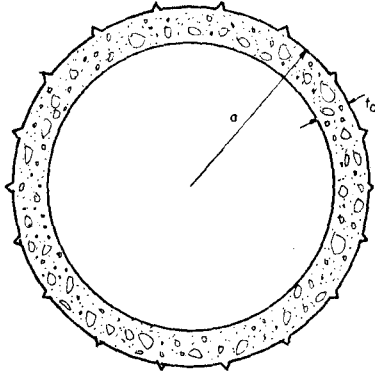


Figura 7.1 Revestimiento de concreto lanzado

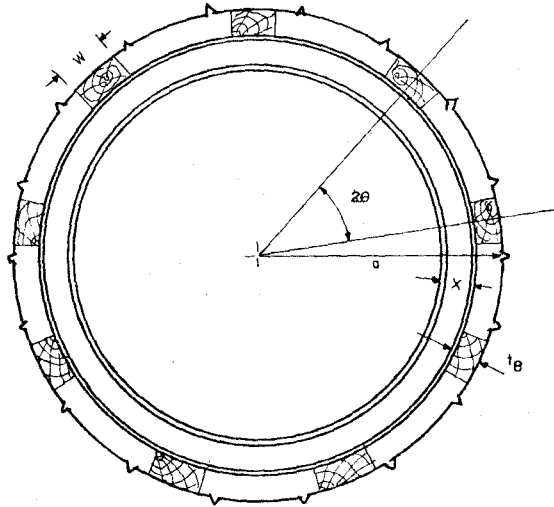


Figura 7.2 Marco de acero calzado

Entonces a base de ensayos o iteraciones se puede estimar el espesor adecuado para el revestimiento a base de concreto lanzado.

O también se puede utilizar la expresión (referencia 2)

$$t_e = \frac{p r}{f'c} \text{ F.S.} \quad (7.5)$$

$$t_e = t_e + (5 \text{ a } 10 \text{ cm}) \quad (7.6)$$

donde

- p Presión de soporte antes mencionada.
- t_e Espesor efectivo
- t_e Espesor final de concreto lanzado
- r Radio de la excavación
- f'c Resistencia del concreto a la compresión simple
- F.S. Factor de seguridad que vale 2 si el soporte es temporal y de 2.5 a 3 si es definitivo.

7.3 SOPORTE DISPONIBLE PARA MARCOS DE ACERO.

La presión máxima de soporte que puede aguantar un marco de acero es (ver Figura 7.2)

$$P_{\text{max}} = \frac{3A_s I \sigma_{ys}}{2S a \theta [3I + X A_s \{ a - (t_p + 1/2X) \} (1 - \cos\theta)]} \quad (7.7)$$

donde

- a Radio del túnel
- S Espaciamiento entre marcos a lo largo del túnel
- θ Medio ángulo entre los puntos de retaque (radianes)
- A_s Area de sección transversal del acero
- I Momento de inercia del acero
- t_p Espesor del taco (calza)
- σ_{ys} Resistencia a la ductilidad del acero
- X Espesor total del marco.

La aplicación de la ecuación 7.7 se realiza con un espesor inicial que el ingeniero considere suficiente para soportar la presión de la roca, se pueden realizar varias iteraciones a fin de obtener el espesor adecuado.

La tabla que muestra en la figura 7.3 ayuda a reducir el número de iteraciones (Referencia 16).

Figura 7.3 Capacidad de carga para marcos de acero.

Perfil Peralte nominal patin y tipo	Peso por pie	Capacidad en libras por pie de ancho del túnel															
		Resistencia máxima, 24 000 lb/pulg ²															
		12'-0"	14'-0"	16'-0"	18'-0"	20'-0"	Ancho medido en la superficie exterior del revestimiento								36'-0"	38'-0"	40'-0"
40"	42"	44"	46"	48"	50"	52"	54"	56"	58"	60"	62"	64"	66"	68"	70"		
Espaciamiento máximo entre cuñas de apoyo																	
4"	7.7	2750	2470														
4"x4" H	13.0	4780	4310	3910	3570												
5"	10.0	4030	3620	3280	2990												
5"x5" Poste	16.0	6920	6220	5630	5130												
5"x5" H	18.9	7860	7060	6390	5820												
6"	12.5	5590	5030	4540	4130	3790											
6"x4" Perfil ligero	12.0	5510	4940	4460	4060	3730	4450										
6"x4" Perfil ligero	16.0	7540	6760	6110	5570	5100	4710										
6"x6" Poste	15.5	7450	6670	6030	5490	5030	4650										
6"x6" H	20.0	9550	8560	7740	7050	6460	5960	5530	5140								
6"x6" H	25.0	11800	10570	9570	8710	7980	7360	6830	6350	5930							
7"	15.3			5990	5450	4990	4610										
8"	18.4			7640	6950	6370	5880										
8"	23.0			9100	8290	7600	7010	6500	6040	5640	5280	4960	4670				
8"x4" Perfil ligero	15.0			6320	5750	5270	4860										
8"x8" H	34.3		14950	13610	12460	11500	10670	9920	9250	8670	8150	7680	7270	6880	6530	6210	
8"x5 1/2" W.F. *	17.0		7310	6680	6120	5650	5240										
8"x5 1/2" W.F.	20.0		8730	7950	7250	6710	6230	5780	5400								
8"x6 1/2" W.F.	24.0		10600	9650	8830	8150	7560	7020	6560	6150	5770	5440	5150	4880			
8"x6 1/2" W.F.	28.0		12450	11260	10310	9520	8830	8200	7650	7170	6740	6360	6020	5700			
8"x8" W.F.	31.0		13820	12590	11530	10640	9860	9160	8560	8020	7530	7100	6720	6360	6040	5750	
8"x8" W.F.	35.0		15640	14250	13110	12040	11160	10370	9690	9070	8530	8040	7600	7200	6830	6500	
8"x8" W.F.	40.0		17870	16280	14890	13750	12740	11840	11050	10360	9740	9180	8680	8220	7860	7420	
8"x8" W.F.	48.0				17990	16600	15390	14290	13360	12510	11760	11090	10390	9840	9340	8890	
8"x8" W.F.	58.0				21700	20030	18560	17240	16110	15110	14210	13400	12660	12000	11390	10830	
8"x8" W.F.	67.0				25100	23190	21500	19970	18650	17470	16420	15480	14650	13880	13160	12540	
10"	25.4				9610	8860	8210	7630	7130	6680	6280	5920	5600	5310	5040	4800	
10"	35.0				12520	11540	10740	9940	9290	8700	8170	7710	7290	6900	6550	6230	
10"x5 1/2" W.F.	21.0				8220	7580	7020	6520	6090	5710	5370	5060	4790	4530	4310	4100	
10"x5 1/2" W.F.	25.0				9870	9120	8450	7860	7340	6880	6470	6100	5790	5490	5210	4960	
10"x8" W.F.	33.0				13130	12080	11210	10430	9740	9130	8580	8090	7650	7250	6890	6560	
10"x8" W.F.	39.0				15630	14420	13360	12410	11590	10870	10210	9640	9120	8640	8210	7810	
10"x8" W.F.	45.0				18100	16680	15450	14370	13420	12580	11830	11160	10550	10000	9500	9040	
10"x10" W.F.	49.0					18290	16970	15770	14730	13820	12990	12250	11580	10980	10430	9930	
10"x10" W.F.	54.0					20200	18750	17410	16270	15260	14340	13520	12790	12130	11520	10960	
10"x10" W.F.	66.0					24950	22900	21280	19870	18630	17520	16520	15620	14810	14070	13390	
12"x8" W.F.	45.0								14170	13280	12490	11790	11150	10570	10050	9560	
12"x10" W.F.	53.0								16870	15820	14880	14040	13280	12600	11960	11400	
12"x12" W.F.	65.0								20780	19500	18330	17290	16370	15530	14750	14050	

* WF (Wide Flange) Patin ancho

Capacidad en libras por pie de ancho del túnel

Resistencia máxima, 24 000 lb/pulg²

Perfil Peralte nominal patín y tipo	Capacidad en libras por pie de ancho del túnel					Resistencia máxima, 24 000 lb/pulg ²										
	14'-0" 40"	16'-0" 42"	18'-0" 44"	20'-0" 46"	22'-0" 48"	Ancho medido en la superficie exterior del revestimiento										
	24'-0" 52"	26'-0" 54"	28'-0" 56"	30'-0" 58"	32'-0" 60"	34'-0" 62"	36'-0" 64"	38'-0" 66"	40'-0" 68"	42'-0" 70"	44'-0" 72"	46'-0" 74"	48'-0" 76"	50'-0" 78"		
4"x4" H	13.0	4760	4310	3910	3570											
5" I	10.0	4030	3620	3280	2990											
5"x5" Poste	16.0	6920	6220	5630	5130											
5"x5" H	18.9	7860	7060	6390	5820											
6" I	12.5	5590	5030	4540	4130	3790										
6" I	17.25	7100	6380	5770	5260	4830	4450									
6"x4" Perfil ligero	12.0	5510	4940	4460	4060	3730										
6"x4" Perfil ligero	16.0	7540	6760	6110	5510	5100	4710									
6"x6" Poste	15.5	7450	6670	6030	5490	5030	4650									
6"x6" H	20.0	9550	8560	7740	7050	6460	5960	5530	5140							
6"x6" H	25.0	11800	10570	9570	8710	7980	7360	6830	6350	5930						
7" I	15.3		5990	5450	4990	4610										
8" I	18.4		7640	6950	6370	5880										
8" I	23.0		9100	8290	7600	7010	6500	6040	5640	5280	4960	4670				
8"x4" Perfil ligero	15.0		6320	5750	5270	4860										
8"x8" H	34.4		14950	13610	12460	11500	10670	9920	9250	8670	8150	7680	7270	6880	6530	6210
8"x5 1/2" W.F. *	17.0		7310	6680	6120	5650	5240									
8"x5 1/2" W.F.	20.0		8730	7950	7250	6710	6230	5780	5400							
8"x6 1/2" W.F.	24.0		10600	9650	8830	8150	7560	7020	6560	6150	5770	5440	5150	4880		
8"x6 1/2" W.F.	28.0		12450	11260	10310	9520	8830	8200	7650	7170	6740	6360	6020	5700		
8"x8" W.F.	31.0		13820	12590	11530	10640	9860	9160	8560	8020	7530	7100	6720	6360	6040	5750
8"x8" W.F.	35.0		15640	14250	13110	12040	11160	10370	9690	9070	8530	8040	7600	7200	6830	6500
8"x8" W.F.	40.0		17870	16270	14890	13750	12740	11840	11050	10360	9740	9180	8680	8220	7800	7420
8"x8" W.F.	46.0			17990	16600	15390	14290	13360	12510	11760	11090	10390	9840	9340	8890	
8"x8" W.F.	58.0			21700	20030	18560	17240	16110	15110	14210	13400	12660	12000	11390	10830	
8"x8" W.F.	67.0			25100	23190	21500	19970	18650	17470	16420	15480	14650	13880	13160	12540	
10" I	25.4			9610	8860	8210	7630	7130	6680	6280	5920	5600	5340	5040	4800	
10" I	35.0			12520	11540	10740	9940	9290	8700	8170	7710	7290	6900	6550	6230	
10"x5 1/2" W.F.	21.0			8220	7580	7020	6520	6090	5710	5370	5060	4790	4530	4310	4100	
10"x5 1/2" W.F.	25.0			9870	9120	8450	7860	7340	6880	6470	6100	5790	5490	5210	4960	
10"x8" W.F.	33.0			13130	12080	11210	10430	9740	9130	8580	8090	7650	7250	6890	6560	
10"x8" W.F.	39.0			15630	14420	13360	12410	11590	10870	10210	9640	9120	8640	8210	7810	
10"x8" W.F.	45.0				16680	15450	14370	13420	12580	11830	11160	10550	10000	9500	9040	
10"x10" W.F.	49.0				18290	16970	15770	14730	13820	12990	12250	11580	10980	10430	9930	
10"x10" W.F.	54.0				20200	18750	17410	16270	15260	14340	13530	12790	12130	11520	10960	
10"x10" W.F.	66.0					24950	22900	21280	19870	18630	17520	16520	15620	14610	14070	13390
12"x8" W.F.	45.0							14170	13280	12490	11790	11150	10570	10050	9560	
12"x10" W.F.	53.0							16870	15820	14880	14040	13280	12600	11960	11400	
12"x12" W.F.	65.0							20780	19500	18330	17290	16370	15530	14750	14050	

* WF (Wide Flange) Patín ancho

7.4 SOPORTE DISPONIBLE PARA ANCLAS.

El soporte disponible para un ancla, depende de las características de deformación del sistema de fijación de la placa o retén, de la tuerca y de la deformación del perno del ancla.

El desplazamiento u_{1e} debido a la deformación elástica en el perno del ancla es

$$u_{1e} = \frac{4 l T_b}{\pi d_b^2 E_b} \quad (7.8)$$

donde

- l Largo libre del ancla entre la cuña de fijación y la tuerca.
- d_b Diámetro del ancla
- E_b Módulo de Young para el material del ancla
- T_b Carga en el ancla

para identificar los parámetros anteriores ver la figura 7.4.

La rigidez de un ancla de fijación se obtiene por

$$\frac{1}{k} = \frac{s_e s_1}{a} \left[\frac{4l}{\pi d_b^2 E_b} + Q \right] \quad (7.9)$$

donde

- s_e Espacio entre anclas en el sentido de circunferencia
- s_1 Espacio longitudinal entre anclas

Esta rigidez se sustituye en la ecuación 7.1 para obtener la presión de soporte que se iguala a P_{abmax} y entonces se tiene

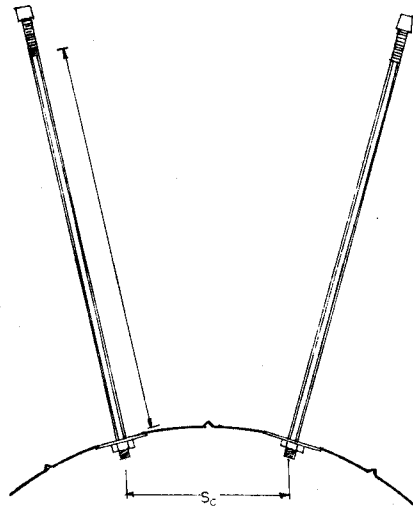
$$P_{abmax} = \frac{T_{br}}{s_e s_1} \quad (7.10)$$

T_{br} Es la resistencia final del sistema de anclas.

Una vez conocida T_{br} se recurre a la Tabla de la figura 7.5 para determinar el diámetro, la longitud y el tipo de ancla a utilizar como sistema de soporte (Referencia 5).

7.5 AYUDA PARA ESTIMAR LA PRESION MAXIMA DE SOPORTE PARA VARIOS SISTEMAS.

La figura 7.6 proporciona una ayuda para obtener el valor de P_{abmax} para varios sistemas de soporte y 4 diámetros posibles.



Figuro 7.4 Anclos

Fig. 7.5 Resistencia al final y características de carga - deformación de anclas características

Diám. ancla Pulg. mm		Largo ancla Pie. m		Tipo de ancla	Tipo de roca	T_{bf} lb	Q Pulg/lb	T_M MN	Q m/MN
0.63	16.0	4.0	1.22	Casquillo de expansión	Roca competente	11 000	2.8×10^{-3}	0.049	0.160
0.63	16.0	6.0	1.83	Casquillo de expansión	Lutita	13 000	4.2×10^{-3}	0.058	0.241
0.63	16.0	4.0	1.22	Casquillo de expansión	Desconocido	9 000	9.0×10^{-3}	0.040	0.063
0.63	16.0	4.0	1.22	Casquillo de expansión y resina	Desconocido	14 000	5.0×10^{-3}	0.062	0.030
0.75	19.0	4.0	1.22	Casquillo de expansión	Roca competente	11 500	2.2×10^{-3}	0.061	0.126
0.75	19.0	6.0	1.83	Casquillo de expansión	Desconocido	23 000	4.0×10^{-3}	0.069	0.924
0.75	19.0	6.0	1.83	Casquillo de expansión y resina	Desconocido	22 000	4.0×10^{-3}	0.066	0.029
0.75	19.0	10.0	3.0	Perno ramurado y cuña	Desconocido	22 000	1.3×10^{-3}	0.096	0.074
0.87	22.0	10.0	3.0	Casquillo de expansión	Gneiss	48 000	5.5×10^{-3}	0.214	0.032
0.87	22.0	10.0	3.0	Casquillo de expansión	Arenisca	44 000	7.3×10^{-3}	0.196	0.042
0.87	22.0	10.0	3.0	Casquillo de expansión	Lutita arenosa	28 500	1.2×10^{-3}	0.127	0.069
0.87	22.0	10.0	3.0	Casquillo de expansión	Lutita	13 000	2.2×10^{-3}	0.066	0.126
1.00	25.4	19.7	6.0	Casquillo de expansión	Gneiss masivo	72 600	8.9×10^{-3}	0.323	0.061
1.00	25.4	6.0	1.83	Casquillo de expansión	Granito	67 000	2.8×10^{-3}	0.234	0.143
1.00	25.4	6.0	1.83	Ancla con resina	Granito	64 000	3.2×10^{-3}	0.235	0.018
1.00	25.4	4.0	1.22	Perno ramurado y cuña	Roca competente	20 000	1.1×10^{-3}	0.066	0.064
1.00	25.4	6.0	1.83	Ancla con resina	Lutita	34 000	3.5×10^{-3}	0.180	0.020

Fig. 7.6 Presiones máximas de soporte para varios sistemas.

Sistema soporte Radio del túnel	1 m r_1 39 pulg.	2.5 m r_1 98 pulg.	5 m r_1 197 pulg.	10 m r_1 394 pulg.
A - CONCRETO LANZADO - 5 cm 0.05 m/2 pulgadas de espesor $\sigma_{comp.} = 14 \text{ MPa}/2000 \text{ psi}$ después de 1 día.	P_{max} 0.65 MPa 95 psi	P_{max} 0.27 MPa 39 psi	P_{max} 0.14 MPa 20 psi	P_{max} 0.07 MPa 10 psi
B - CONCRETO LANZADO - 5 cm 0.05 m/2 pulgadas de espesor $\sigma_{comp.} = 35 \text{ MPa}/5000 \text{ psi}$ después de 28 días.	1.63 MPa 236 psi	0.68 MPa 99 psi	0.34 MPa 50 psi	0.17 MPa 25 psi
C - CONCRETO - 30 cm/0.30 m/ 12 pulgadas de espesor $\sigma_{comp.} = 35 \text{ MPa}/5000 \text{ psi}$ después de 28 días.	7.14 MPa 1036 psi	3.55 MPa 515 psi	1.93 MPa 279 psi	1.00 MPa 146 psi
D - CONCRETO - 50 cm/0.50 m/ 19.5 pulgadas de espesor $\sigma_{comp.} = 35 \text{ MPa}/5000 \text{ psi}$ después de 28 días.	9.72 MPa 1410 psi	5.35 MPa 775 psi	3.04 MPa 440 psi	1.63 MPa 236 psi
E - MARCOS DE ACERO - (# 1 1/2) espec. 2 m/78 pulg. Tacos 2# = 22". $\sigma_{yo} = 248 \text{ MPa}/36 000 \text{ psi}$.	0.61 MPa 88 psi	0.18 MPa 27 psi	0.07 MPa 10 psi	0.02 MPa 3 psi
F - MARCOS DE ACERO - (# 1 23) espec. 1.5 m/59 pulg. Tacos 2# = 22". $\sigma_{yo} = 248 \text{ MPa}/36 000 \text{ psi}$.	1.59 MPa 230 psi	0.50 MPa 72 psi	0.26 MPa 37 psi	0.06 MPa 9 psi
G - MARCOS DE ACERO - (12 W 65) 1 m/39 pulg. Tacos 2# = 22". $\sigma_{yo} = 248 \text{ MPa}/36 000 \text{ psi}$.	7.28 MPa 1055 psi	2.53 MPa 366 psi	1.04 MPa 150 psi	0.38 MPa 55 psi
H - ANCLAS MUY LIGERAS -16 mm/5/8 pulg. ϕ a 2.5 m/98 pulg. centros. Fijación Mecánica $T_{bf} = 0.11 \text{ MN}/25 000 \text{ lb}$	0.02 MPa 2.8 psi	0.02 MPa 2.8 psi	0.02 MPa 2.8 psi	0.02 MPa 2.8 psi
I - ANCLAS LIGERAS - 19 mm/3/4" ϕ a 2.0 m/79" Fijación Mecánica. $T_{bf} = 0.18 \text{ MN}/40 000 \text{ lb}$	0.045 MPa 6.5 psi	0.045 MPa 6.5 psi	0.045 MPa 6.5 psi	0.045 MPa 6.5 psi
J - ANCLAS MEDIANAS - 25 MN/1" ϕ a 1.5 m/59" centros. Fijación Mecánica $T_{bf} = 0.267 \text{ MN}/60 000 \text{ lb}$	0.12 MPa 17 psi	0.12 MPa 17 psi	0.12 MPa 17 psi	0.12 MPa 17 psi
K - ANCLAS PESADAS - 34 mm/1 1/4" ϕ a 1 m/39" centros. Fijación Resinas $T_{bf} = 245 \text{ MN}/160 000 \text{ lb}$	0.34 MPa 49 psi	0.34 MPa 49 psi	0.34 MPa 49 psi	0.34 MPa 49 psi

7.6 CONCLUSIONES.

Esta claro que es imposible cubrir todos los detalles teóricos y prácticos para el diseño de excavaciones subterráneas, sin embargo se hizo un intento para proporcionar una comprensión básica del comportamiento de los macizos que rodean a una excavación subterránea, así como las diferentes posibilidades que existen en el diseño de refuerzos para estabilizarlas, que son expresiones aproximadas para calcularlos y se debe tener cuidado en su aplicación.

CAPITULO VIII.

UTILIZACION DE LAS CLASIFICACIONES DE LOS MACIZOS ROCOSOS PARA ESTIMAR EL ADEME.

Una alternativa en el estudio teórico para el soporte de la roca es usar la experiencia como base de las estimaciones de necesidades de ademe en las excavaciones subterráneas, y la calificación de los macizos rocosos, mencionada en el capítulo III, es una ayuda importante para elegir con mucha aproximación el tipo de ademe que se requiere en la excavación, así como determinar la presión de soporte y otras consideraciones importantes para el diseño. Este capítulo se dedica a tratar el uso de los sistemas de clasificación de roca desarrollados por Barton (Instituto Geotécnico de Noruega NGI) y por Bieniawski (Consejo de África para la investigación científica e industrial CSIR).

8.1 PREDICCIONES DE REFUERZOS DEL INSTITUTO GEOTECNICO NORUEGO.

Se propusieron 38 categorías de refuerzo, dependiendo del índice de calidad de tuneleo Q (la determinación de Q se discutió en el capítulo III) y de la relación excavación-soporte ESR. Esta Tabla 8.1 se muestra a continuación, y está acompañada de aclaraciones y de notas complementarias y su uso es muy sencillo. (Referencia 5).

8.2 PRONOSTICOS SOBRE REFUERZOS DEL CONSEJO DE AFRICA DEL SUR PARA LA INVESTIGACION CIENTIFICA E INDUSTRIAL (CSIR).

Con base en su clasificación geomecánica, Bieniawski, propuso una guía para la elección del tipo de ademe en las excavaciones subterráneas.

Las recomendaciones para el ademe de la Tabla 8.2 son para túneles que tengan un claro aproximadamente de 10 metros y se excavan en roca con el sistema de barrenación a profundidades menores de 1000 metros bajo terreno natural .

8.3 CONCLUSIONES.

Los métodos expuestos basados en la experiencia tienen una fácil aplicación para determinar el tipo de ademe, la más eficaz y sencilla es la del NGI, pero no se debe olvidar que las clasificaciones nunca podrán dar valores absolutos, sino buenas indicaciones. Por lo tanto las predicciones no pueden pretender dar más que buenas indicaciones. Estas deben mejorarse en base al buen criterio y la experiencia del proyectista ante el diseño.

Notas complementarias de Barton, Lien y Lunde (continuación)

3. Muchas veces se usan anclas de varias medidas en una misma excavación, o sea 3, 5 y 7 m.
4. Muchas veces se usan anclas de varias medidas en una misma excavación, o sea 2, 3 y 4 m.
5. Muchas veces se usan cables tensados para complementar las presiones de soporte de las anclas. Espaciamiento típico: 2 a 4 m.
6. Muchas veces se usan anclas de varias medidas en una misma excavación, o sea, 6, 8 y 10 m.
7. Muchas veces se usan cables tensados para complementar las presiones del soporte de las anclas. Espaciamiento típico: 4 a 6 m.
8. Varias plantas generadoras de electricidad en esta categoría, utilizan las anclas en forma sistemática o esporádica, con áreas de malla de eslabones y un arco de concreto para el techo (250 - 400 mm) como ademe permanente.
9. Casos que implican expansión, por ejemplo la arcilla montmorillonita (con presencia de agua). Se dejará un espacio atrás del ademe en casos de expansión importante. Se utilizan drenes donde sea posible.
10. Casos que no implican arcillas expansivas o roca alterada que fluya.
11. Casos que implican roca que fluya. Generalmente se utiliza un refuerzo rígido pasado como ademe permanente.
12. Según la experiencia de los autores (Barton *et al*), en los casos de expansión o fluidez, el refuerzo provisional que se necesita antes del colado de los arcos de concreto (o de concreto lanzado) puede consistir en anclas (del tipo tensado con esquinillo de expansión) si el valor de RQD/J, es lo suficientemente alto (o sea > 1.5), posiblemente combinado con concreto lanzado. Si el macizo rocoso está intensamente fisurado o triturado (o sea RQD/J_n < 1.5, por ejemplo una zona de fallas de empuje en forma de "terrones de arcillar" de la cuarcita), el refuerzo provisional puede consistir en varias aplicaciones de concreto lanzado. Después de colar el arco de concreto (o de la aplicación del concreto lanzado), se podrán instalar anclas en forma sistemática para reducir las cargas desiguales sobre el concreto, pero pueden no ser efectivas cuando RQD/J, < 1.5, o cuando hay mucha arcilla, a menos que a las anclas se les inyecte lechada de cemento antes de tensarlas. En esos peores macizos rocosos también se podrán usar anclas fijadas con resinas de fraguado rápido. En los casos graves de expansión o fluidez de la roca puede ser necesario colar los arcos de concreto hasta el frente, con el posible uso de un escudo como obturador provisional. También en estos casos podrá ser necesario que se le dé refuerzo provisional al frente de trabajo.
13. Por razones de seguridad muchas veces se aplicará el método de avance por etapas múltiples para la excavación y el ademado del techo. Sólo para Claro/ESR > 15.
14. Se necesita generalmente el método de avance por etapas múltiples para el soporte del techo, de las tablas y de la plantilla en los casos críticos de fluidez. Sólo para Claro/ESR > 10 en roca excepcionalmente mala.

Notas complementarias de Hoek y Brown

- a) En Escandinavia se emplean mucho los "Perfobolts". Son tubos huecos perforados que se llenan de lechada y se insertan en los barrenos. La lechada se exprime para llenar el espacio alrededor del tubo cuando se empuja una varilla corrugada en la lechada que llena el tubo. Evidentemente no hay modo de tensar este sistema aunque con frecuencia se hace una rosca al final de la varilla para colocar una placa de retén con rondana y tuerca (vea la figura 154 en la página 382). En América del Norte se usan poco los "Perfobolts". En las minas se usa mucho un sistema llamado "Split set" o "Friction set" (aparato de hendidura o de fricción), inventado por ScottTM. Se trata de una cuña de tubo que se empuja en un barreno ligeramente más chico que el diámetro exterior del tubo. La fricción entre el acero y la roca —sobre todo con la oxidación— actúa en una forma similar a la de la lechada alrededor de una varilla. Esos aparatos son muy efectivos para refuerzos provisionales (véase figura 153 en la página 378). En las minas Australianas se instalan varillas corrugadas con lechada y sin tensar al bombearse una lechada espesa en los barrenos y en ella se empuja un tramo de varilla con rosca al final. La lechada tiene una consistencia suficiente para mantenerse dentro de los barrenos verticales mientras se coloca la varilla.
- b) A veces se utiliza la malla eslabonada para retener las pequeñas piedras que van cayendo con el tiempo. Habrá que fijar la malla a la roca con intervalos entre 1.0 y 1.5 m y entre las anclas se pueden usar pernos cortos cementados. La malla en eslabones tendrá que ser galvanizada en instalaciones permanentes, como por ejemplo en casas de máquinas.
- c) La malla soldada, que consiste en alambre de acero colocado en cuadros y soldado en cada intersección, es la que se recomienda para usarse con el concreto lanzado, ya que le permite llegar fácilmente hasta la roca. No habrá que utilizar la malla en eslabones porque el concreto lanzado no podrá penetrar todos los espacios entre los alambres y formará bolsas de aire con la consiguiente oxidación del alambre. Si se escoge el alambre soldado es importante que pueda ser manipulado por uno o dos hombres que trabajen en la plataforma de un carro-elevador, por lo que el alambre no deberá ser demasiado pesado. Lo que se utiliza más frecuentemente para reforzar el concreto lanzado es el alambre de 4.2 mm con espacios de 100 mm (llamado malla soldada de 100 X 100 X 4.2).
- d) En la roca de calidad inferior, la utilización de varillas cementadas sin tensar que recomienda Barton, Lien y Lunde, depende de la instalación inmediata de esos elementos de refuerzo cerca del frente. Esto implica la in-

tegración de la barrenación e instalación de los refuerzos dentro del ciclo de barrenación, voladura y rezaga; exceptuando a Escandinavia, muchos contratistas no están de acuerdo en seguir este sistema. Si resulta imposible obtener la garantía para que las varillas cementadas y sin tensar sean instaladas en las inmediaciones del frente, habrá que pensar en anclas tensadas que se podrán inyectar con lechada en una etapa posterior. Así se tendrá la seguridad de que el refuerzo estará disponible durante la etapa crítica de la excavación.

- e) Muchos contratistas alegrarán que un arco de concreto colado de 200 mm es demasiado difícil de construir, ya que no hay bastante espacio entre las ventanas y la roca circundante para tener acceso fácil para colar el concreto e introducir los vibradores. El cuerpo de ingenieros del Ejército AmericanoTM recomienda 10 pulgadas (254 mm) como mínimo normal para este espacio aunque algunos contratistas prefieren 300 mm.
- f) Barton, Lien y Lunde recomiendan espesores de concreto lanzado hasta de 2 m. Esto implicaría muchas aplicaciones separadas por lo que numerosos contratistas pensarán que espesores de concreto lanzado de tal magnitud son a la vez poco prácticos y nada económicos, prefiriendo más bien los arcos de concreto colado. Un argumento sólido en favor del concreto lanzado es que se puede aplicar muy cerca del frente y por lo tanto que puede proporcionar un primer refuerzo en las formaciones de roca de mala calidad. Muchos contratistas alegrarán que una capa de 50 a 100 mm es por lo general suficiente para ese fin, sobre todo cuando se usa en combinación con anclas tensadas como lo indican Barton, Lien y Lunde, y que la instalación de concreto colado en alguna etapa posterior sería una manera más efectiva de solucionar el problema. Es evidente que la solución final dependerá de los precios unitarios que tiene el contratista para concreto colado y concreto lanzado, y si el concreto lanzado es más económico se demostrará en la práctica que realmente se puede aplicar concreto lanzado de tal espesor. En Estados Unidos un revestimiento de concreto colado o de concreto lanzado de 2 m sería una cosa bastante excepcional y normalmente para lograr las presiones muy altas que se necesitan en terreno malo se utilizaría una combinación de marcos de acero pesado y de concreto.

Fig B.2. Guía de clasificación geomecánica para la excavación y el ademe en túneles en roca forma: herradura:
 ancho: 10 m; esfuerzo vertical: menos de 25 MPa; método de construcción: barrenación y voladura.

Clase de macizo rocoso	Excavación	Ademe		
		Anclas (diám. 20 mm, adhesión total)	Concreto lanzado	Marcos de acero
Roca muy buena I RMR:81-100	Sección completa Progresiones de 3 m.	Generalmente no se necesita ademe excepto algunas anclas para refuerzo local.		
Roca buena II RMR:61-80	Sección completa Progresiones de 1.0-1.5 m Refuerzo total a 20 m del frente	Anclas locales en la clave 3 m de largo y espaciamiento de 2.5 con malla ocasional.	50 mm en la clave donde fuera necesario.	No
Roca regular III RMR:41-60	Media sección y banqueo progresiones de 1.5 a 3 m en la media sección. Algunos refuerzos después de cada voladura. Refuerzos completos a 10 m del frente.	Anclas sistemáticas de 4 m de largo, espaciamiento 1.5 a 2 m en la clave y las tablas con malla en la clave.	50-100 mm en la clave, 30 mm en las tablas	No
Roca mala IV RMR:21-40	Media sección y banqueo, progresiones de 1.0 a 1.5 m en la media sección. Hay que instalar los refuerzos conforme el avance, a 10 m del frente.	Anclas sistemáticas de 4 a 5 m de largo, espaciamiento 1 a 1.5 en la clave y en las tablas, con malla.	100 a 150 mm en la clave y 100 mm en las tablas.	Marcos ligeros, separados 1.5 m, donde hagan falta.
Roca muy mala V RMR: 20	Etapas múltiples. Avances de 0.5 a 1.5 m en la media sección. Instalación de los refuerzos conforme al avance. Concreto lanzado a la mayor brevedad después de las voladuras.	Anclas sistemáticas de 5 a 6 m de largo, espaciamiento 1-1.5 m en la clave y en las tablas, con malla. Anclas en la plantilla.	150 a 200 mm en la clave 150 mm en las tablas y 50 mm en el frente.	Marcos medianos a pesados espaciam. 0.75 m con estacas y jaula de ardilla donde se necesiten. Sellar la cubeta.

CAPITULO IX.

EJEMPLO PRACTICO.

Para ilustrar la aplicación de las Tablas de clasificación anteriormente vistas (capítulo III), así como las tablas de predicción de los refuerzos (capítulo VIII) que probablemente se deberán aplicar, se presentan dos ejemplos de túneles carreteros que se han proyectado recientemente y están actualmente en construcción. Se trata del túnel del libramiento de Puerto Vallarta y del túnel de La Venta para la autopista México-Toluca. En ambos casos se contaba con estudios geológicos algo escasos y los dos ejemplos que siguen, ilustran también la manera de suplir la información insuficiente con observaciones directas en el campo y con el criterio del ingeniero.

9.1 EL TUNEL DE PUERTO VALLARTA.

Los estudios geológicos se hicieron en base al método de resistividad eléctrica que indicó la existencia en la zona del túnel de dos materiales de resistividad diferente, uno de 15 a 30 ohms, el otro de 50 a 150 ohms, este último de compactación mayor. De echo los dos materiales eran muy parecidos en cuanto a origen y composición, tratándose básicamente de una formación sedimentaria compuesta de arenas limosas bastante cementadas con gravas de diferentes tamaños y en concentraciones variables (Referencia 8).

Cuando se hizo el estudio para los procedimientos de construcción del túnel, ya se habían hecho las excavaciones del portal sur, y las del portal norte estaban bastante adelantadas de modo que se pudieron examinar in situ los dos materiales diferentes señalados en el plano geológico. Las excavaciones realizadas también permitieron observar las juntas o fisuras de la formación, así como las aguas someras.

Se procedió al estudio de la clasificación de los materiales del túnel según los procedimientos CSIR y NGI y de los refuerzos probables que necesitaría el túnel en base a esas clasificaciones.

a) Método CSIR (Tabla 3.4).

I. Para el material de mayor cohesión y resistividad.

Parámetros	Valuación
1. Resistencia de la roca intacta. Mayor a 3 MPa (30.58 kg/cm ²).	0
2. Calidad de los núcleos de exploración ICR. Al no haber sondeos se estimó la recuperación de piezas de 10 cm en 50 %.	13
3. Espaciamiento de juntas (visible en las excavaciones de los portales) > 3m.	30
4. El estado de las juntas (observable en los portales): algo rugosas, separación < 1 mm, paredes de roca suave.	12
5. Aguas someras- agua intersticial sin presión (observable en los portales).	7
TOTAL	<hr/> 62

Se aplica la Tabla 3.4-B que es el ajuste por la orientación de las juntas. Esta orientación, según la Tabla 3.5 no era ni favorable ni desfavorable ya que la orientación no estaba realmente definida, por lo que se la consideró como regular con una reducción de -5 para túneles.

El total definitivo de la valuación quedó en 57, lo que sitúa el túnel en la clasificación III (Tabla 3.4-D). Roca regular, con un tiempo de sostén de 1 semana para un claro de 3 metros.

II. Para el material de menor resistividad.

Se conservan los mismos parámetros que para el material anterior, excepto el ICR, donde se estimó la recuperación < 25%, lo que hizo perder 10 puntos en este parámetro, y también 10 en el total o sea 47 puntos, lo que todavía sitúa este material en la clasificación III.

Recomendaciones para la excavación de un túnel de esta naturaleza según Bieniawski, Tabla 8.2:

- 1) Para la excavación: media sección y banqueo. Progresiones de 1.5 a 30 m. en la media sección. algunos refuerzos de cada voladura. Refuerzos completos a 10 m. del frente.
 - 2) Para los refuerzos: anclas sistemáticas de 4 m. de largo con espaciamiento de 1.5 a 2.0 m. en la clave y en las tablas, con malla en la clave. Concreto lanzado de 50 a 100 mm. en la clave y 30 mm en las paredes.
No se necesitan marcos.
- b) Método NGI para el índice Q de la Tabla 3.6.

I. Para el material de mayor cohesión.

ICR (estimada)	60
J _n (número de juntas: masivo con pocas juntas)	1.0
J _r (rugosidad de las juntas: rugosas pero planas)	1.5
J _a (alteración de las juntas: paredes ligeramente alteradas).	2.0
J _w (presencia de agua, estimada: poca infiltración)	1.0
SRF (factor de reducción por tensiones: tensión baja cerca de la superficie).	2.5

$$Q = \frac{50}{1} \times \frac{1.5}{2.0} \times \frac{1.0}{2.5} = 15$$

II. Para el material de menor cohesión, baja el ICR (estimado) de 50 a 25.

$$Q = \frac{25}{1} \times \frac{1.5}{2.0} \times \frac{1.0}{2.5} = 7.5$$

La relación de soporte de la excavación (ESR) para los túneles carreteros es 1.0. Siendo el claro del túnel +- 10 m, para D_e (Dimensión equivalente) tenemos $10 \times 1 = 10$.

Relacionando $D_e = 10$ con los dos valores de Q en la Figura 3.4, se nota que en ambos casos se necesita refuerzo.

Los refuerzos que se necesitan según la tabla 8.1 son los siguientes:

- Para el primer caso ($Q = 40$ a 10 , Claro/ESR = 10 , $ICR/J_n = 10$, $J_n/J_a = 1.5$); varillas cimentadas sin tensar en una cuadrícula de 1.5 a 2.0 m.
- Para el segundo caso ($Q = 10$ a 4 , Claro/ESR = 7 a 10 , $ICR/J_n = 5$); varillas cimentadas sin tensar en una cuadrícula de 1 a 1.5 m y malla eslabonada a las anclas y puntos intermedios. Se observará que no se menciona el concreto lanzado en los refuerzos recomendados en base a la tabla. sin embargo, la naturaleza del material en el que se notaba la tendencia de intemperizarse al secar, esto hizo obvia la necesidad del concreto lanzado.

El túnel de Puerto Vallarta esta excavado ya. La geología resultó bastante congruente con las observaciones originales y los estudios de clasificación excepto que el agua dió más problemas que los que fueron anticipados. No tanto por ser algo mayor que la cantidad prevista, sino por su efecto sobre las superficies excavadas: al mojarse se presentaban síntomas de inestabilidad.

El túnel esta en operación actualmente y el revestimiento escogido funciona perfectamente tal como se previo en su diseño.

9.2 EL TUNEL DE LA VENTA.

El plano geológico señala dos tipos de material ígneo que interesan al túnel:

1. Brecha andesítica intemperizada con gravas y fragmentos de andesita, y resistencias a la compresión medias de 336 Kg/cm² en un sondeo y 51 en otro.
2. Andesita poco alterada y fracturada con resistencias a la compresión de 392 y de 136 Kg/cm² respectivamente.

Esta resistencia es muy baja y la mala calidad de la roca quedó comprobada por las pruebas de resistividad eléctrica que señalaron 150/500 ohm/metro para la brecha y 54/61 para la andesita.

Se pudieron inspeccionar las cajas con los núcleos de los sondeos y el ICR aproximado que se sacó también era muy bajo y confirmaba la calidad bastante pobre del material en el que se haría el túnel.

De la inspección del lugar no se sacaron matores datos geológicos, excepto por un pequeño corte cerca del portal Este. Es una zona de escurrimientos intensos por lo que se deben prever infiltraciones importantes en el túnel.

a) La clasificación CSIR (Tabla 3.4).

I. Para la brecha andesítica.

Parámetros	Valuación
1. Resistencia de la roca intacta que se considera del orden de 10-250 MPa (102-2550 kg/cm ²)	2.0
2. Calidad de los núcleos de exploración, ICR<25%	3.0
3. Espaciamiento de juntas 50 - 300 mm.	10.0
4. Estado de las juntas, superficies algo rugosas, separación < 1 mm.	12.0
5. Aguas someras, ligera presión de agua.	4.0
TOTAL	<u>31.0</u>

La Tabla 3.4-B del ajuste por la orientación de las juntas era de difícil aplicación en este caso por no existir ninguna indicación en cuanto a la orientación preferencial de las mismas. Se hace un ajuste de -5 (regular en túneles).

El total definitivo de este material queda en 26, lo que sitúa el túnel en la clasificación IV (Tabla 3.4-D). Roca mala, con un tiempo de sostén de 5 horas para un claro de 1.5 m.

II. Para la andesita.

Este material gana 2 puntos en la valuación por su mayor resistencia a la compresión, y queda con un total de 28 puntos, lo que también lo sitúa en la clasificación IV, igual que la brecha.

Las recomendaciones para la excavación de este túnel son (Tabla 8.2):

- 1) Para la excavación: media sección y banqueo, progresiones de 1.0 a 1.5 m. en la media sección. Hay que instalar los refuerzos conforme el avance, a 10 m. del frente.
- 2) Para los refuerzos: Anclas sistemáticas de 4 a 5 m. de largo, espaciamiento de 1 a 1.5 m. en la clave y en las tablas, con malla.

Concreto lanzado 100 a 150 mm en el techo y 100 mm en paredes.

Marcos ligeros, separados de 1.5 m. donde hagan falta.

b) Método NGI (Tabla 3.6) para el índice Q.

I. Para la brecha andesítica.

ICR		20
J_n	(número de sistemas de juntas: se observan dos sistemas).	4
J_r	(rugosidad de las juntas: suaves y planas)	1
J_a	(alteración de las juntas: juntas con pequeñas cantidades de arcilla).	4
J_w	(factor de reducción por el agua: infiltración a presión mediana).	0.66
SRF	(factor de reducción por tensiones: zonas de debilidad aisladas. Estimación)	5

$$Q = \frac{20}{4} \times \frac{1}{4} \times \frac{0.66}{5} = 0.165$$

II. Para la andesita.

Se mantiene la misma clasificación $Q = 0.165$

La relación de soporte de la excavación (ESR) para los túneles carreteros es 1.0.

Para un claro de 10 m., la dimensión equivalente $D_e = 10 \times 1 = 10$.

Relacionando $D_e = 10$ con los valores Q en la figura 3.4, se observa que el túnel necesitará refuerzo, mismo que pronostica la Tabla 8.1, para $Q = 0.4 - 0.1$, Claro/ESR = $4 - 14.5$, ICR/ J_e ≈ 4 , $J_e/J_e = 0.25$, en la forma siguiente:

Anclas tensadas en cuadrícula de 1m. Concreto lanzado en espesor de 50 a 125 mm.

Este túnel se construyó teniendo resultados positivos, no hubo contratiempos y las clasificaciones fueron importantes para realizar el diseño de este túnel.

CONCLUSIONES FINALES.

Este trabajo está enfocado a proporcionar algunas sugerencias y principios para el diseño de excavaciones subterráneas, pero como se sabe, muchos de los principios y conceptos en la mecánica de suelos, son en base a idealizaciones y suposiciones acerca del comportamiento de los estratos del subsuelo, por ello también las expresiones que se mencionan en este documento son aproximadas por lo que el ingeniero debe utilizar su buen uso de razón y criterio para decidir cual será el diseño definitivo para una obra de excavación subterránea.

La reseña que se presenta tiene por objeto mostrar algunos aspectos importantes para el diseño de excavaciones subterráneas, usando tablas que facilitan el trabajo del ingeniero.

Una conclusión importante es que el uso de marcos de acero se debe sustituir por anclas y concreto lanzado, por que son los sistemas que mejor funcionan y predominarán por su eficiencia y economía.

No se pretende haber cubierto todo el tema ni sugerir que los métodos mostrados sean los mejores. El propósito únicamente, es proporcionar un entendimiento básico de los conceptos y algunos de los aspectos prácticos de la ingeniería de la excavación subterránea. Y para enfatizar y recordar que el producto de un proyecto subterráneo de excavación se realice bajo un riguroso control de seguridad y eficiencia que satisfaga la necesidad para la que se creó.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.

1. Mossman R. W. and Heim G.E.
Seismic exploration applied to underground excavation problems.
Reporte de la 1a. Conferencia Norteamericana sobre excavación rápida y túneles.
AIME 1972. Pag. 169-170.
2. Miller V.C.
Photogeology International series on Earth Sciences.
McGraw Hill. 1961, pag 248.
3. Guía para la interpretación de cartografía. Geología.
INEGI 1981, 29 pag.
4. Byeerle, J.D.
Brittle-ductile transition in rocks.
J. Geophys. Res. Volumen 73, No. 14 1968, páginas 155-217.
5. Hoek E., Brown E.T.
Excavaciones subterráneas en roca.
Ed. McGraw Hill.
6. Túneles en suelos blandos y firmes.
S.M.M.S. A.C. 1982.
7. Terzaghi, K.
Rock defects and loads on tunnel support.
Ed. CSST, pag. 15-199.
8. Experiencias sobre algunos túneles construidos en la República Mexicana.
Editado por la Soc. Mexicana de Mecánica de Suelos. 1986, pag 89-114.
9. Savin, G.N.
Stresses concentration around holes.
Pergamon Press, pag 225.
10. Alberro J.
Presiones de roca en túneles e interacción roca-revestimiento.
Informe del instituto de Ingeniería UNAM, pag. 21-30
11. Mandel J.
Los cálculos en materia de presiones en tierras.
Revista de la Industria Minera, Paris. Ejemplar enero-abril pag 85

12. Terzaghi K.
Túneles con soportes de acero.
Ed. The comercial Shearing and Stamping.
13. Timoshenko S. y Goodier J.N.
Teoría de la elasticidad.
Ed. McGraw Hill, pag. 359-362.
14. Curso Victor Hardy.
Túneles y excavaciones subterráneas.
Soc. Mex. de Mecánica de Rocas. 1985.
15. Peguinot, G.A.
Tunnels and Tunneling.
Ed. Hutchinson and Co.
16. Manual de diseño de obras civiles.
Tomo B.3.2 Geotécnia. C.F.E. Mexico.